## Поз. t021 База грунтов

Описание грунтов

| N | Название | Тип грунта |
|---|---|---|
| 1 | ИГЭ 2 | Крупный песок |
| 2 | ИГЭ 3 | Мелкий песок |

Характеристики грунтов

Вес и влажность

| N | $\gamma$ [кН/м$^3$] | $\gamma_s$ [кН/м$^3$] | $\gamma_d$ [кН/м$^3$] | e | w [%] | $w_{sat}$ [%] | $S_r$ [%] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 18.0 | 26.0 | 15.7 | 0.66 | 15.0 | 24.9 | 0.60 |
| 2 | 20.0 | 27.0 | 17.5 | 0.54 | 14.0 | 19.6 | 0.72 |

Механические характеристики

| N | $\varphi$ [град] | c [кН/м$^2$] | E [МПа] | $E_e$ [МПа] | $\nu$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 37.0 | 2.0 | 30.0 | 150.0 | 0.30 |
| 2 | 30.0 | 5.0 | 28.0 | 140.0 | 0.25 |

Коэффициенты надежности

| N | $\gamma_{g(g)}$ | $\gamma_{g(\varphi)}$ | $\gamma_{g(c)}$ | N | $\gamma_{g(g)}$ | $\gamma_{g(\varphi)}$ | $\gamma_{g(c)}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1.10 | 1.30 | 1.40 | 2 | 1.10 | 1.20 | 1.30 |

## Поз. t026 Проектные воздействия

Воздействия — согласно СП 20.13330.2016

| № | Тип воздействия | Описание |
|---|---|---|
| 1 | Постоянное | Собственный вес ж/б конструкций |
| 2 | Кратковременное | Равномерно распределенная нагрузка - жилые помещения |
| 3 | Особое | Особое воздействие |

Характеристики воздействий

| № | $\gamma_f$ | $k_l$ | учет С | учет О | группа несоч. | знак | распред по прол |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1.10 | | | | | | |
| 2 | 1.30 | 0.35 | + | + | | | неблаг. |
| 3 | 1.00 | | | | | ± | |

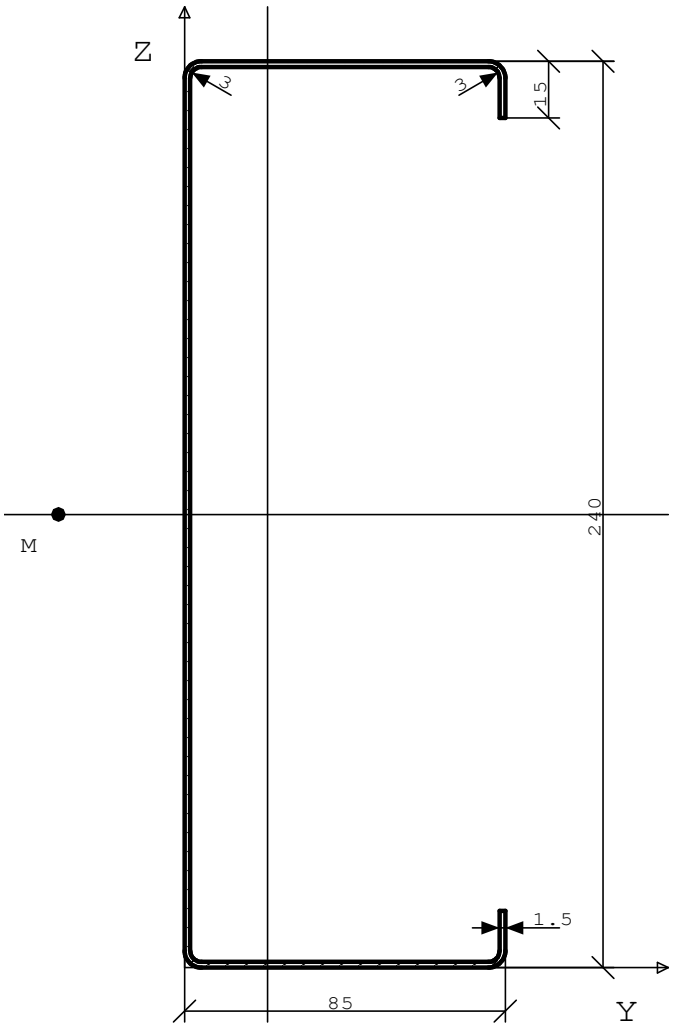
учет С - кратковр. нагрузка учитывают в сейсм. РСН
учет О - кратковр. нагрузка учитывают в особом РСН

Коэффициент надежности по ответственности сооружения $\gamma_n$ = 1.00

## Поз. t033 Тонкостенный профиль

Сечение

M = 1:2

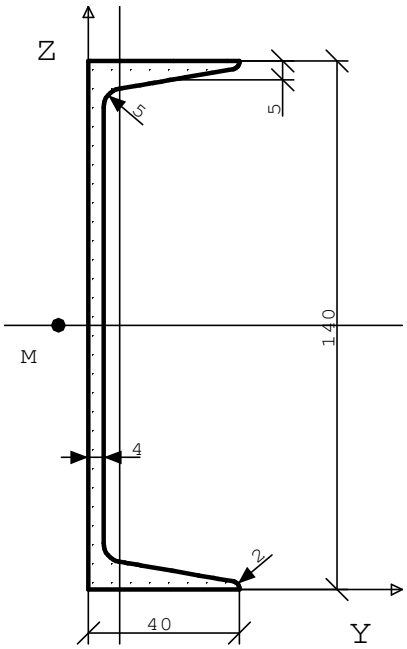



| | | | |
|---|---|---|---|
| Высота сечения | h | = 240 | мм |
| Ширина сечения | b | = 85 | мм |
| Координата центра тяжести сечения | $y_c$ | = 22.0 | мм |
| Координата центра кручения | $y_t$ | = -33.4 | мм |
| Площадь сечения | A | = 6.41 | $см^2$ |
| Моменты сопротивления сечения | $W_y$ | = 47.44 | $см^3$ |
| | $W_z$ | = 8.94 | $см^3$ |
| Моменты инерции сечения | $I_y$ | = 565.7 | $см^4$ |
| | $I_z$ | = 55.7 | $см^4$ |
| Момент инерции свободного кручения | $I_t$ | = 0.06 | $см^4$ |
| Секториальный момент инерции | $I_w$ | = 5936 | $см^6$ |

## Поз. t034 Ряд стальных профилей

Сечение — первый профиль ряда SWMY

М = 1:2




Размеры

| | | h мм | b мм | t мм | s мм | r1 мм | r2 мм |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| U | 140 | 140.0 | 40.0 | 5.0 | 4.0 | 5.0 | 2.0 |
| U | 160 | 160.0 | 45.0 | 6.0 | 5.0 | 6.0 | 3.0 |

Угол наклона граней полок $\alpha$ = 10.00°

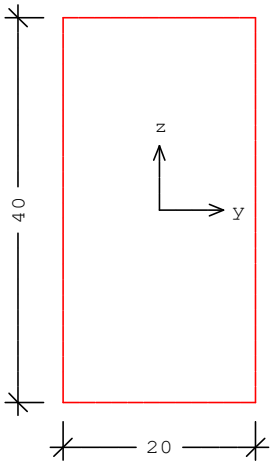
Жёсткости

| | | A $см^2$ | Iy $см^4$ | Iz $см^4$ | Iw $см^6$ | Wy $см^3$ | Wz $см^3$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| U | 140 | 9.3 | 256.2 | 9.2 | 287.2 | 36.6 | 2.9 |
| U | 160 | 12.9 | 456.5 | 16.0 | 652.7 | 57.1 | 4.5 |

## Поз. t100 Элементы деревянных конструкций

Расчетная схема

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Длина балки | l | = | 5.00 | м |
| Ширина сечения | b | = | 20.0 | см |
| Высота сечения | h | = | 40.0 | см |




Характеристики сечения

| $I_y$ [см4] | $W_y$ [см3] | $S_y$ [см3] |
|---|---|---|
| 106667 | 5333 | 4000 |

Закрепления

| x [м] | Вид закрепления |
|---|---|
| 0.00 | Шарнирное |
| 5.00 | Шарнирное |

Нагрузки

| № | Вид нагрузки | $\gamma_f$ | Знак |
|---|---|---|---|
| 1 | Постоянная | 1.10 | |
| 2 | Длительная | 1.20 | |

Сосредоточенные нагрузки

| № | x [м] | $Q_z$ [кН] | $M_y$ [кНм] |
|---|---|---|---|
| 2 | 2.50 | 3.0 | |

Распределенные нагрузки

| № | от x [м] | до x [м] | $q_z$ [кН/м] |
|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 5.00 | 15.00 |

Продольные растягивающие силы

| № | N [кН] | № | N [кН] |
|---|---|---|---|
| 2 | 0.2 | | |

Комбинации нагрузок

| К | Номер нагрузки (Коэффициент) |
|---|---|
| 1 | 1 (1.10) |
| 2 | 1 (1.10) 2 (1.20) |

Расчет

Согласно СП 64.13330.2017

Материал

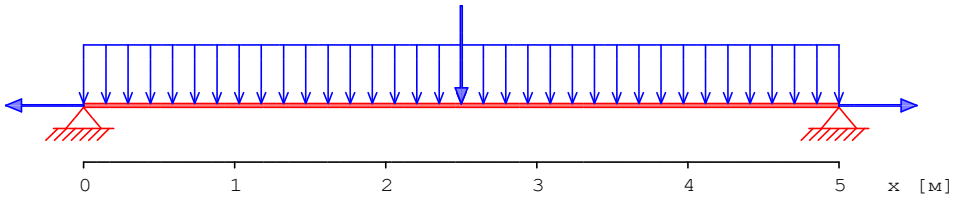
Клееный элемент из древесины
Толщина слоев - 5.0 см
Порода - лиственница европейская
Сорт - 1
Элемент подвергнут пропитке антипиреном
Класс условий эксплуатации - 2
Температура воздуха - 20 °C
Срок службы сооружения - 10 лет

Коэффициенты условий работы $m_в$ = 1.00 -
$m_m$ = 1.00 -
$m_a$ = 0.90 -

**Проверка прочности по нормальному напряжению**

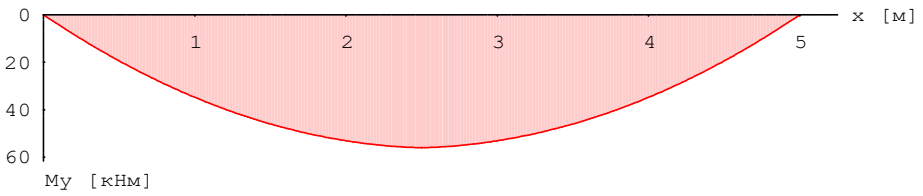
Расчетная комбинация

| Номер нагрузки (Коэффициент) |
|---|
| 1 (1.10) 2 (1.20) |




Изгибающий момент

| x [м] | $M_y$ [кНм] | $M_{y,дл}$ [кНм] |
|---|---|---|
| 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 1.00 | 34.80 | 34.80 |
| 2.00 | 53.10 | 53.10 |
| 2.50 | 56.06 | 56.06 |
| 3.00 | 53.10 | 53.10 |
| 4.00 | 34.80 | 34.80 |
| 5.00 | 0.00 | 0.00 |




Расчетные усилия

| N [кН] | $M_y$ [кНм] | $N_{дл}$ [кН] | $M_{y,дл}$ [кНм] |
|---|---|---|---|
| 0.24 | 56.06 | 0.24 | 56.06 |

Нормальное напряжение от N

$\sigma_N$ = 0.00 МПа
$\sigma_{N,дл}$ = 0.00 МПа
$\sigma_{N,дл} / \sigma_N$ = 1.000 -

Коэффициенты условий работы

| Вид деформации | $m_{дл}$ | $m_n$ | $m_б$ | $m_{сл}$ | $m_{с.с}$ |
|---|---|---|---|---|---|
| Растяжение | 0.53 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |

Расчетное сопротивление

$R_p = R^A m_{дл} \Pi m_i$ = 8.59 МПа
$R^A$ = 18.00 МПа

Нормальное напряжение от $M_y$

$\sigma_M$ = 10.51 МПа
$\sigma_{M,дл}$ = 10.51 МПа
$\sigma_{M,дл} / \sigma_M$ = 1.000 -

Коэффициенты условий работы

| Вид деформации | $m_{дл}$ | $m_n$ | $m_б$ | $m_{сл}$ | $m_{с.с}$ |
|---|---|---|---|---|---|
| Изгиб | 0.53 | 1.00 | 1.00 | 0.95 | 1.00 |

Расчетное сопротивление

$R_и = R^A m_{дл} \Pi m_i$ = 10.88 МПа
$R^A$ = 24.00 МПа

Условие прочности $\sigma_N/R_p + \sigma_M/R_и$ = 0.000 + 0.967 = **0.967** <= 1

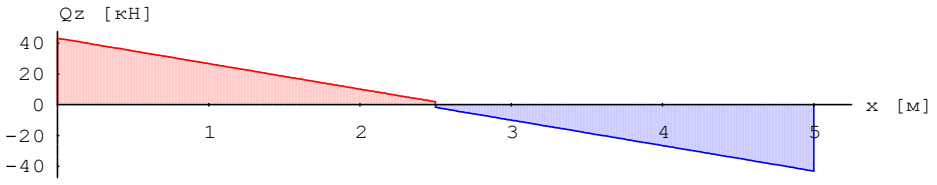
**Проверка прочности по касательному напряжению**

Расчетная комбинация

| Номер нагрузки (Коэффициент) |
|---|
| 1 (1.10) 2 (1.20) |

Поперечная сила

| x [м] | $Q_z$ [кН] | $Q_{z,дл}$ [кН] |
|---|---|---|
| 0.00 | 43.05 | 43.05 |
| 1.00 | 26.55 | 26.55 |
| 2.00 | 10.05 | 10.05 |
| 2.50 | 1.80 | 1.80 |
| | -1.80 | -1.80 |
| 3.00 | -10.05 | -10.05 |
| 4.00 | -26.55 | -26.55 |
| 5.00 | -43.05 | -43.05 |




Расчетная поперечная сила

$Q_z$ = 43.05 кН
$Q_{z,дл}$ = 43.05 кН

Касательное напряжение $\tau = 0.81$ МПа

$\tau_{дл} = 0.81$ МПа

$\tau_{дл} / \tau = 1.000$ –

Коэффициенты условий работы

| Вид деформации | $m_{дл}$ | $m_n$ | $m_б$ | $m_{сл}$ | $m_{с.с}$ |
|---|---|---|---|---|---|
| Скалывание | 0.53 | 1.00 | 1.00 | 0.95 | 1.00 |

Расчетное сопротивление $R = R^A m_{дл} \Pi m_i = 1.09$ МПа

$R^A = 2.40$ МПа

Условие прочности $\tau / R = 0.81 / 1.09 = \mathbf{0.742} <= 1$

**Проверка устойчивости балки по условию (30) не проводится при $\varphi_M > 1$**

**Несущая способность балки обеспечена**

**Определение прогиба**

Норматив. комбинация

| Номер нагрузки (Коэффициент) | |
|---|---|
| 1 (1.00) | 2 (1.00) |

Модуль упругости $E^{II} = E_{ср} m_{дл,E} m_в m_m m_{с.с} = 8.00$ ГПа

$E_{ср} = 10.00$ ГПа

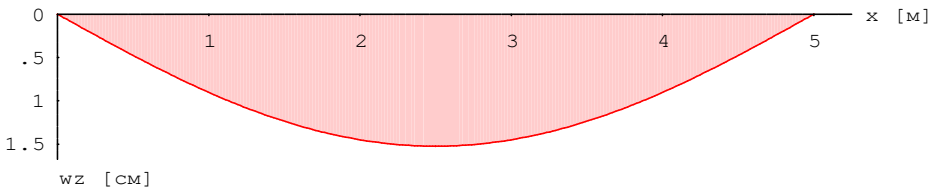
$m_{дл,E} = 0.80$ –

$m_{с.с} = 1.00$ –

Изгибная жесткость $EI_y = 8.53$ МНм2

Прогиб и поворот

| x [м] | $w_z$ [см] | $d_y$ [–] |
|---|---|---|
| 0.00 | 0.00 | 0.00970 |
| 1.00 | 0.90 | 0.00771 |
| 2.00 | 1.45 | 0.00291 |
| 2.50 | 1.52 | 0.00000 |
| 3.00 | 1.45 | -0.00291 |
| 4.00 | 0.90 | -0.00771 |
| 5.00 | 0.00 | -0.00970 |

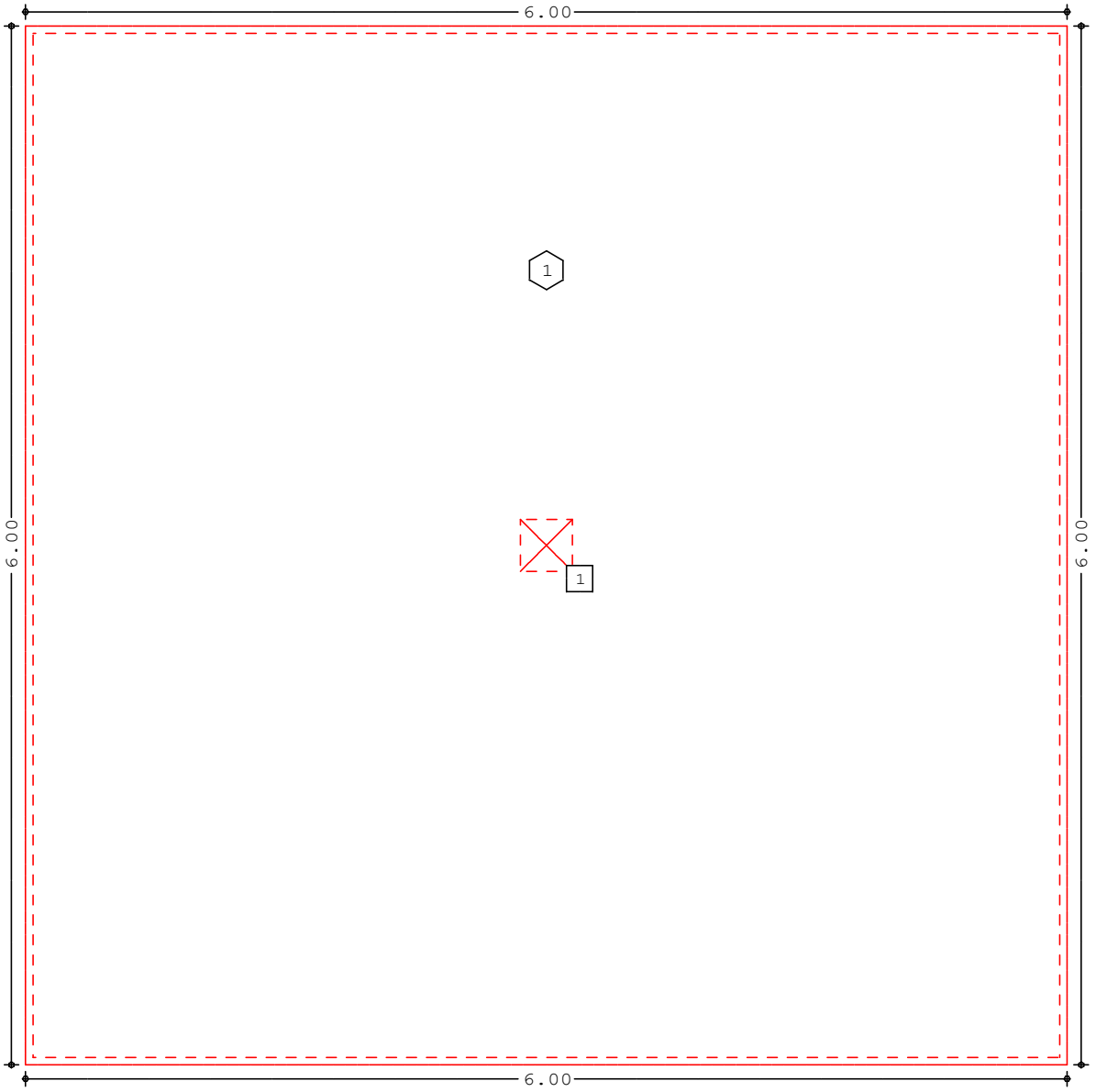



Максимальный прогиб $w_{max} = 1.52$ см

Расчет выполнен модулем 100 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t200K Квадратная плита

Расчетная схема
М = 1 :40




Плиты

| № | Размеры lx[м] | ly[м] | Толщина [см] | Координаты x[м] | y[м] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 6.00 | 6.00 | 20.0 | 0.00 | 0.00 |

Условия закрепления

| № плиты | Ширина опирания[см] Н | П | В | Л | Закрепления сторон[-,%] Н | П | В | Л |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 30.0 | 30.0 | 30.0 | 30.0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

Обозначения : Н - снизу, П - справа,
В - сверху, Л - слева
Опирание плиты : -1 - свободный край
0 - шарнирное опирание
100 - заделка

Колонны

| № | lx [см] | ly [см] | x [м] | y [м] | П | В | М | Жёсткость |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 30.0 | 30.0 | 3.00 | 3.00 | 1 | 1 | 1 | 5.000e+06 |

x, y - координаты центра колонны, заданные относительно вершины (В) плиты (П)
Модель колонны (М):
1 - упругое основание по всей площади колонны ( жёсткость в кН/м3 )
2 - жёсткая точечная опора в центре колонны
3 - точечные пружины в центре колонны ( жёсткости в кН/м и кНм соответственно )

Капители колонн

| № колонны | Вид | lx [см] | ly [см] | h [см] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | плавн. | 50.0 | 50.0 | 30.0 |

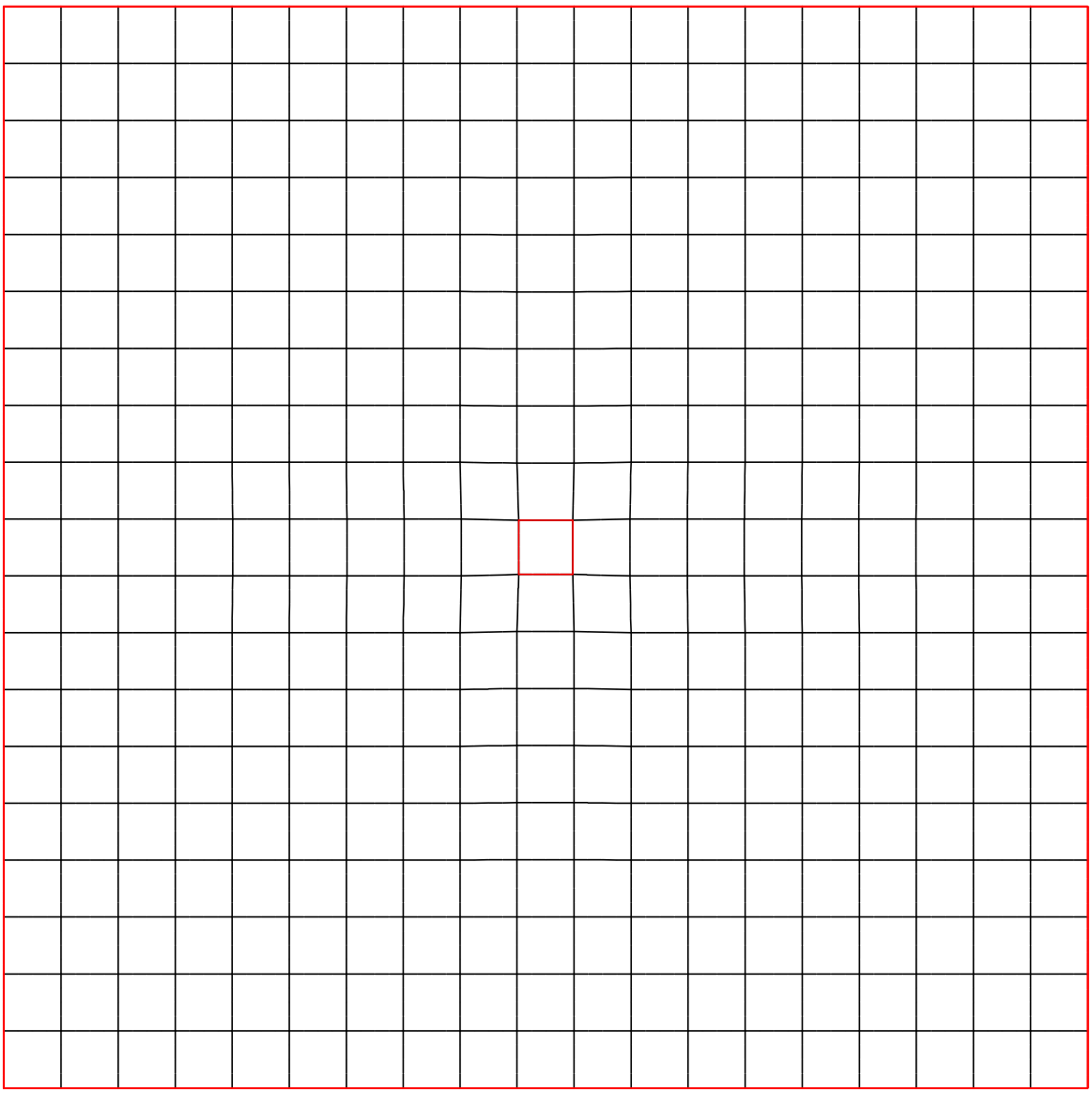
Нагружение

| № | Вид | Kl | γf | Распределение по пролётам | p[кПа] | P[кН] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | постоянная | | 1.10 | Заданное | 5.00 | 180.00 |
| 2 | кратковременная | 0.35 | 1.20 | Неблагопр. | 20.00 | 720.00 |

P - суммарная нагрузка
Kl - коэффициент длительной части

Внутренние усилия по каждой нагрузке (расчёт методом конечных элементов)

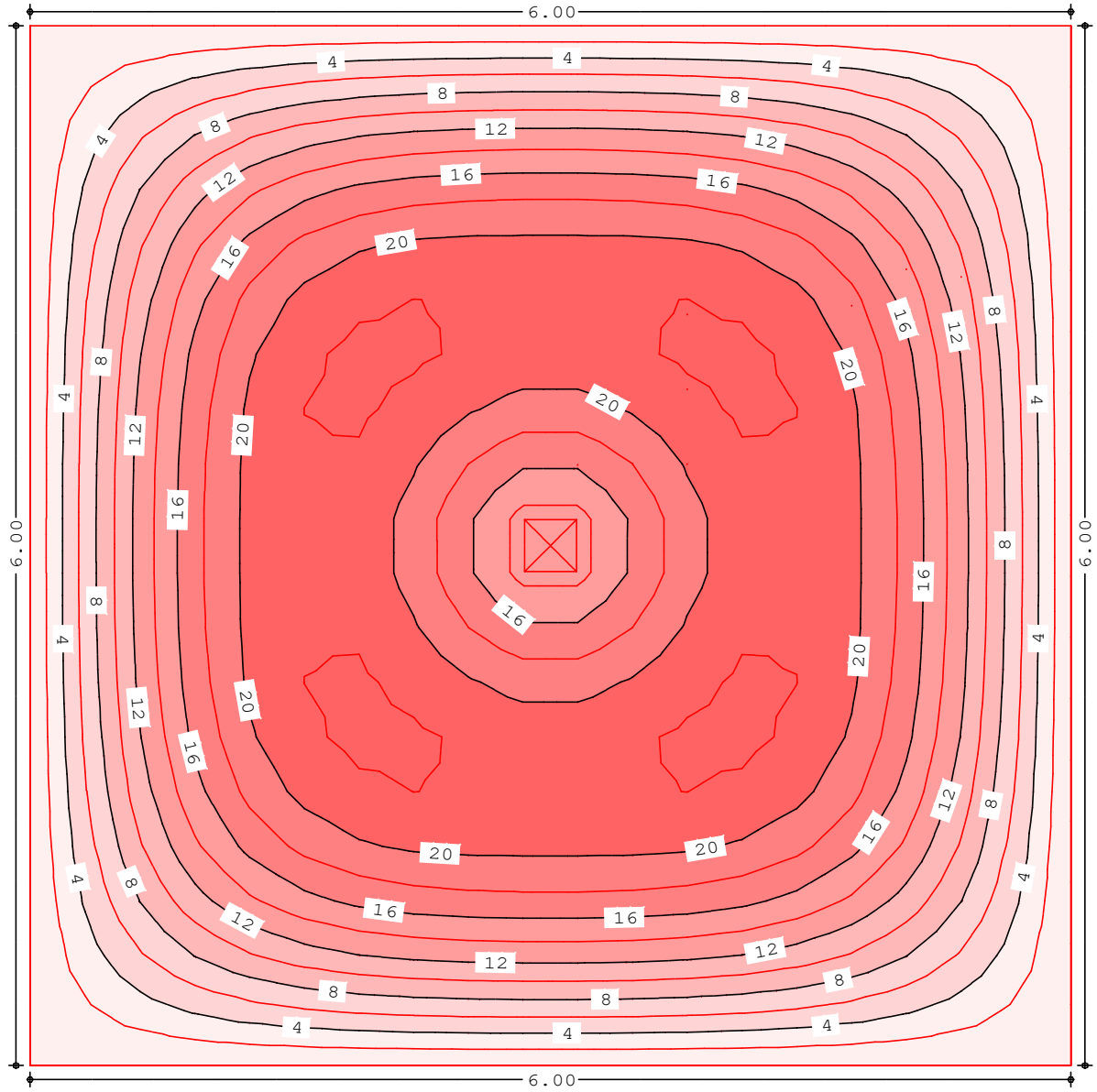
КЭ-сетка
М = 1 :40



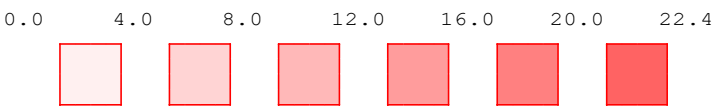
Характерный размер элемента сетки l = 0.30 м

| | | | |
|---|---|---|---|
| Модуль упругости | $E_b$ | = 30000 | МПа |
| Коэффициент Пуассона | $\nu$ | = 0.20 | |
| Коэффициент учета кручения | | 0.0 | |

Нагрузка № 1 Постоянная нагрузка
Перемещения [мм]
М = 1 :40



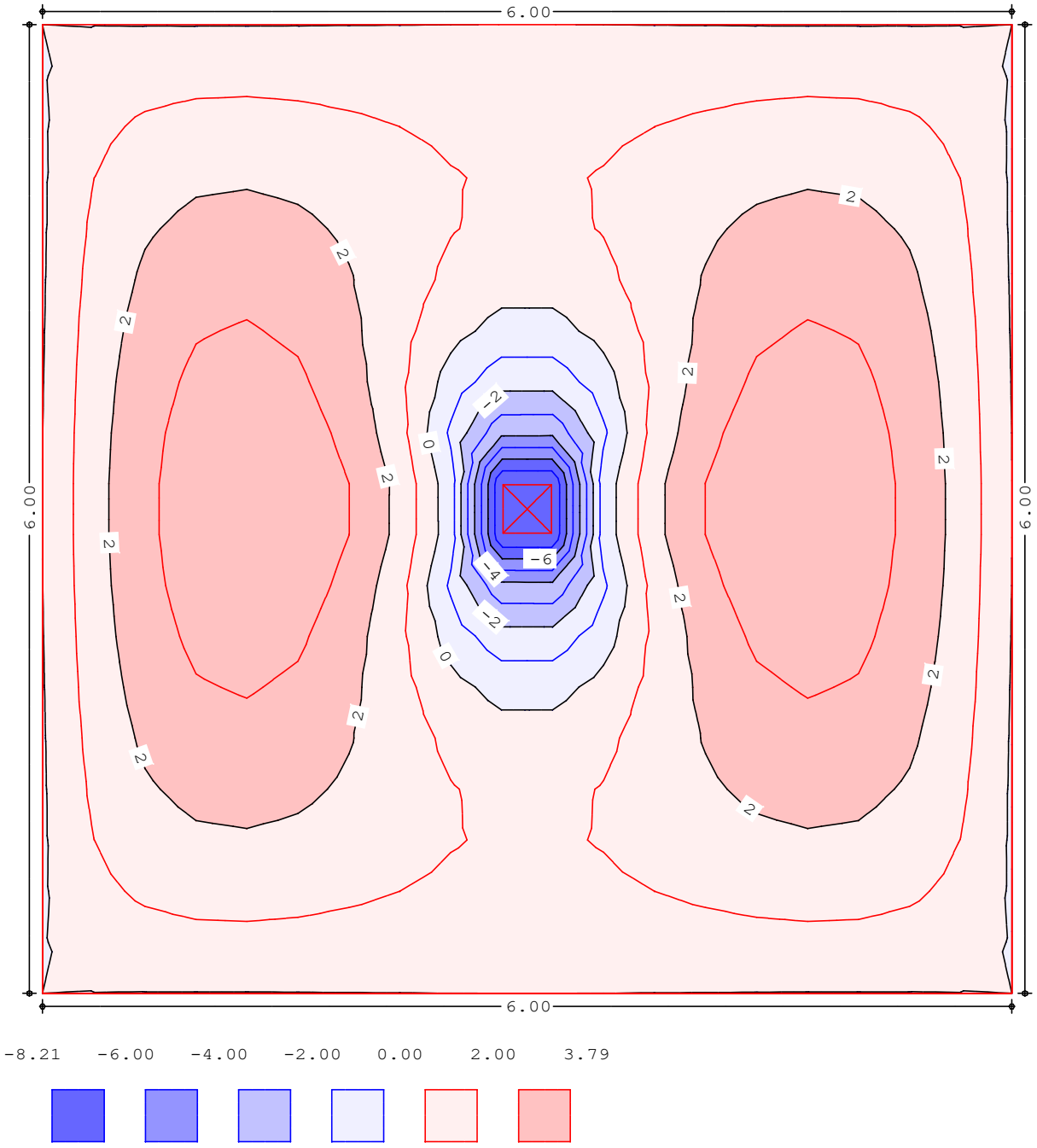

Все значения умножены на 100




Перемещения

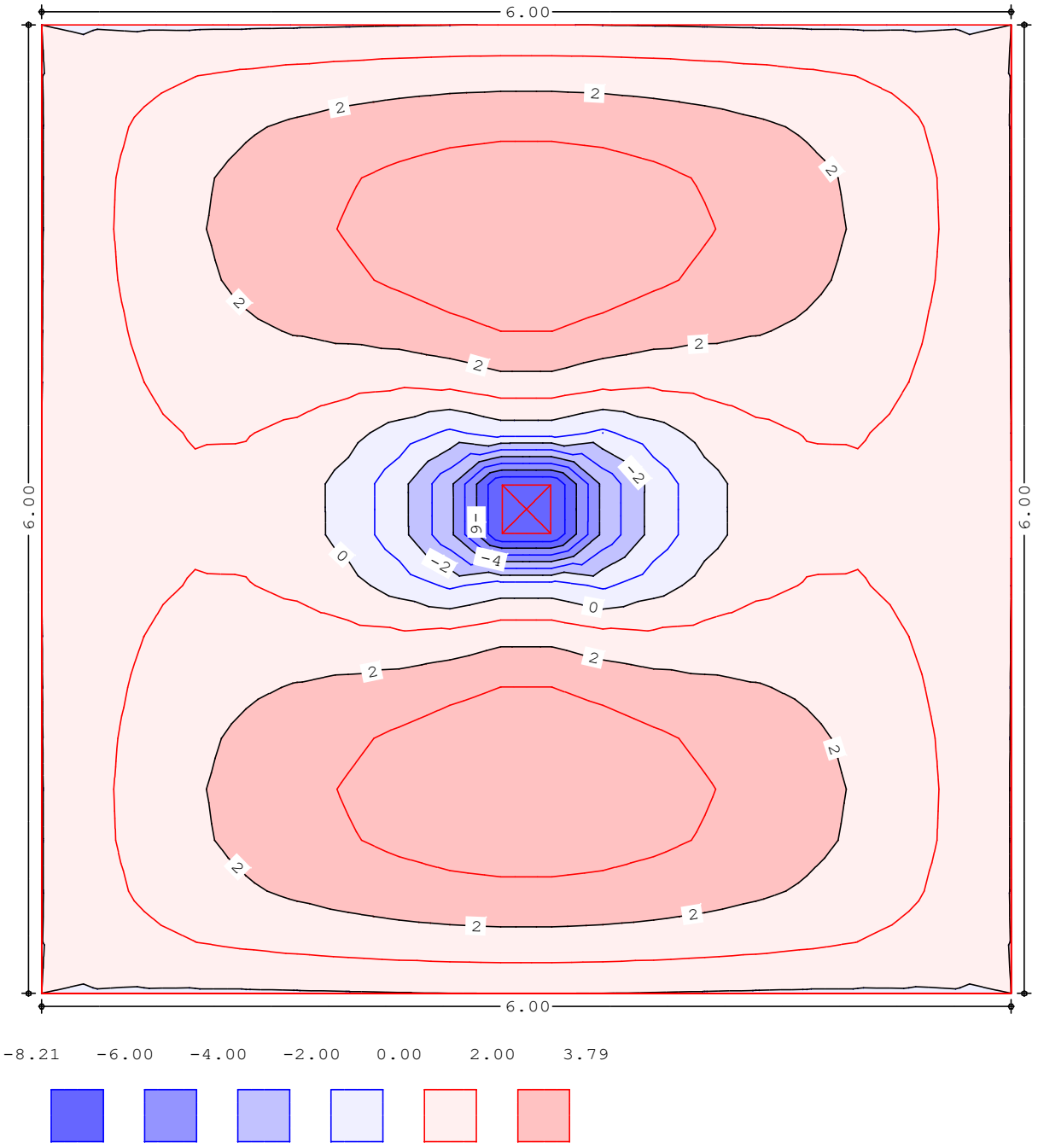
| № плиты | w [мм] |
|---|---|
| 1 | 0.22 |

Моменты Mx [кНм/м]
M = 1 :40



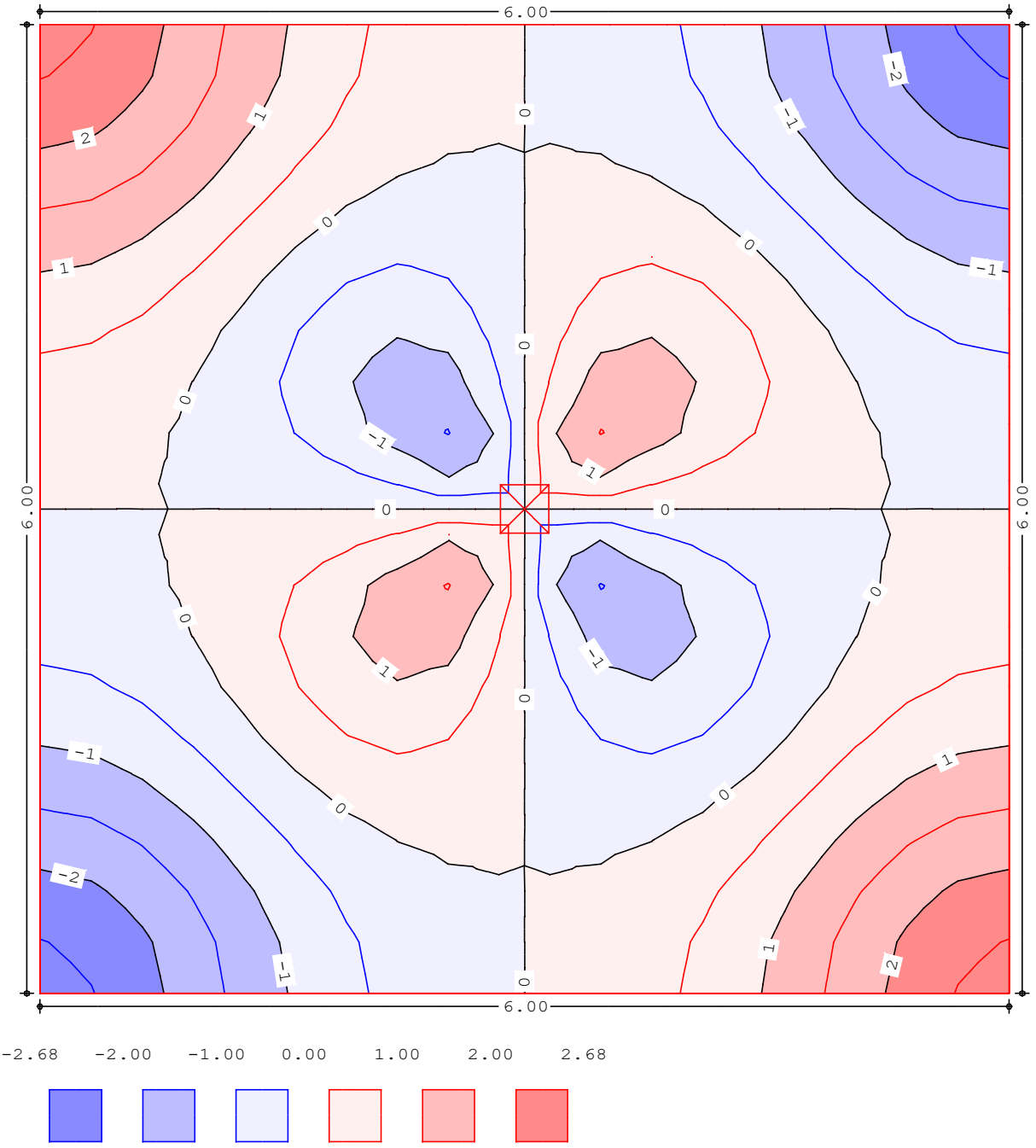

-8.21 -6.00 -4.00 -2.00 0.00 2.00 3.79

Моменты My [кНм/м]
M = 1 :40



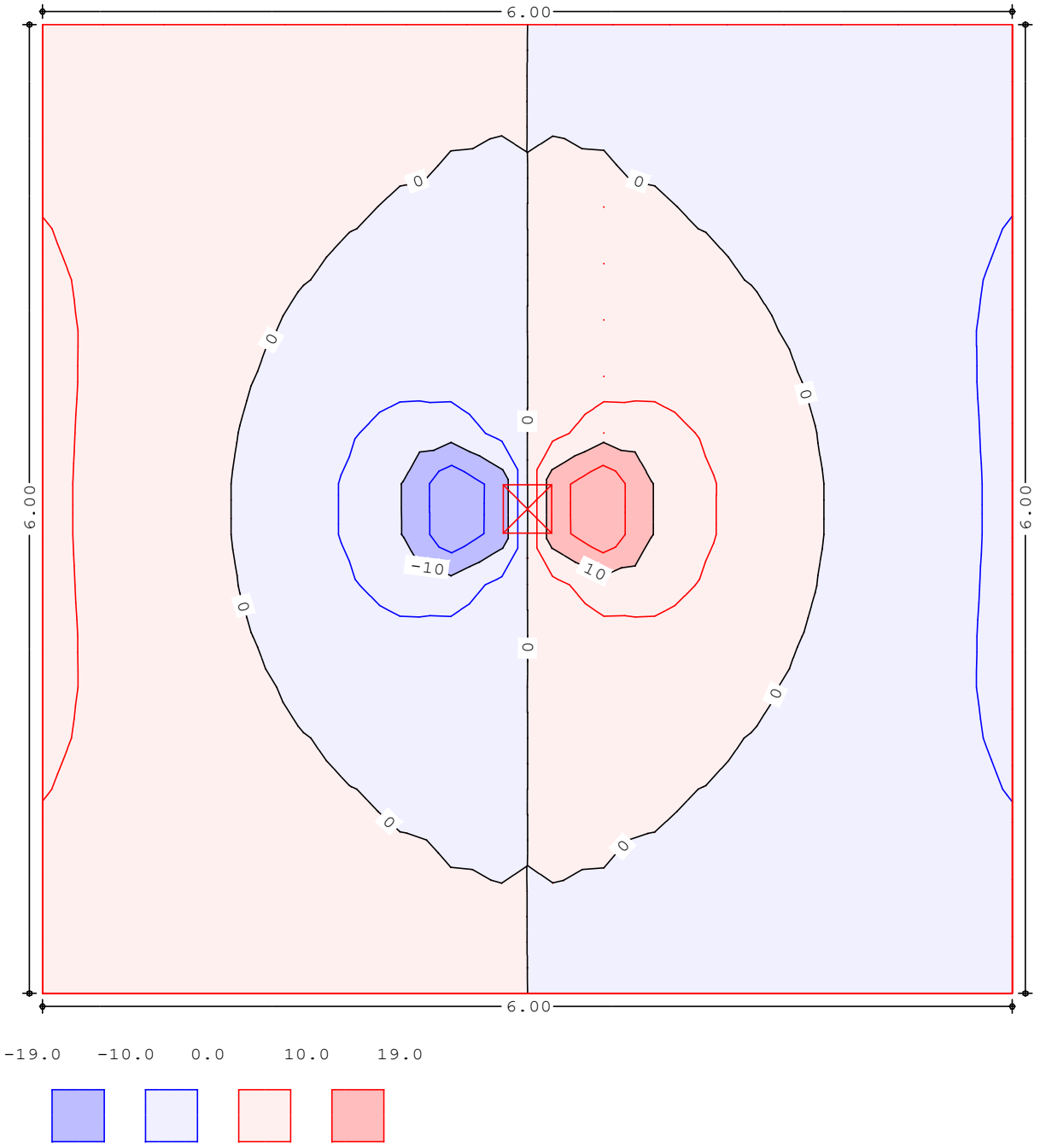

-8.21 -6.00 -4.00 -2.00 0.00 2.00 3.79

Моменты Mxy [кНм/м]
M = 1 :40

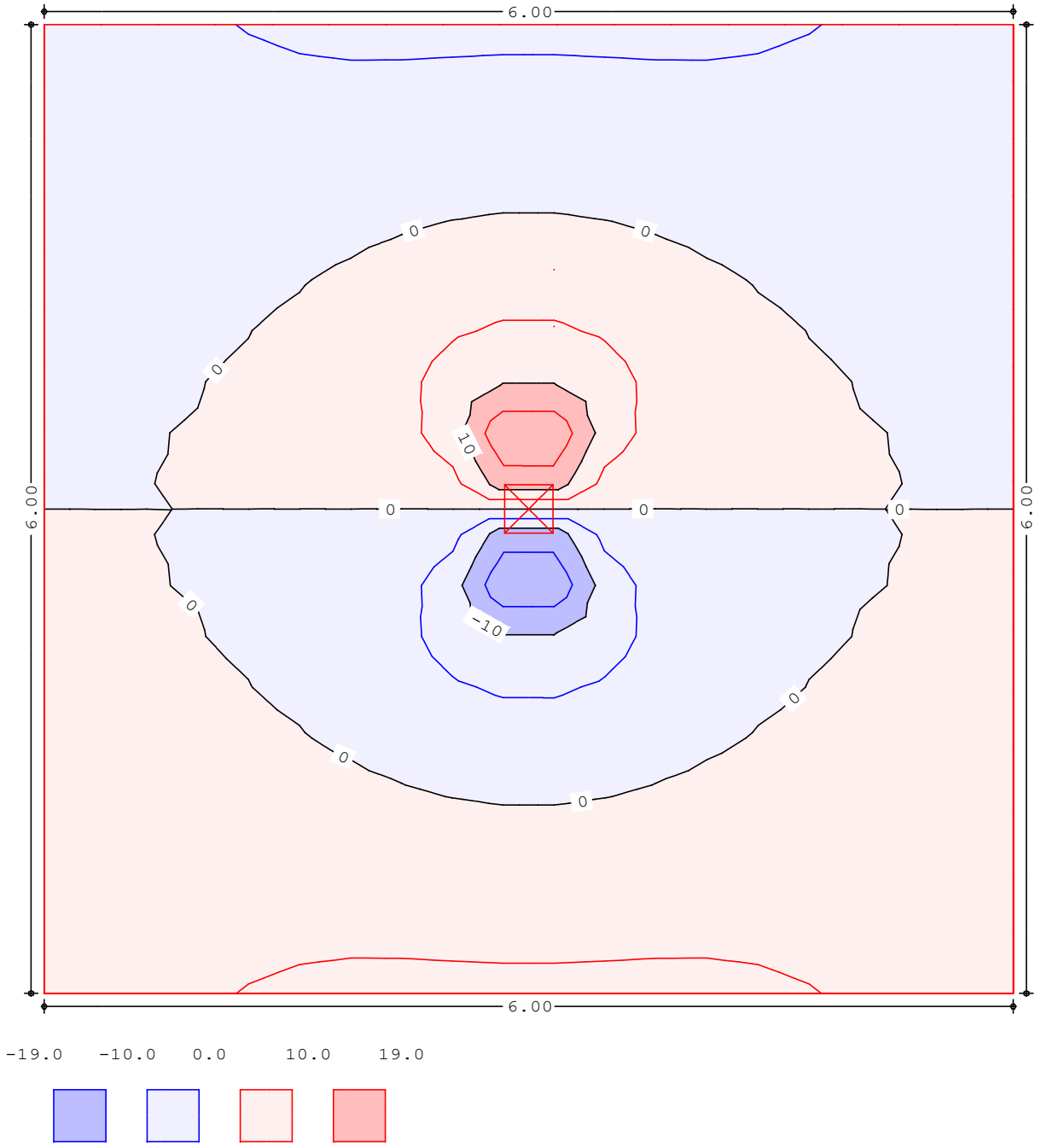



-2.68 -2.00 -1.00 0.00 1.00 2.00 2.68

Поперечные силы Qx [кН/м]
М = 1 :40



Поперечные силы Qy [кН/м]
М = 1 :40




Опорные реакции по отрезкам

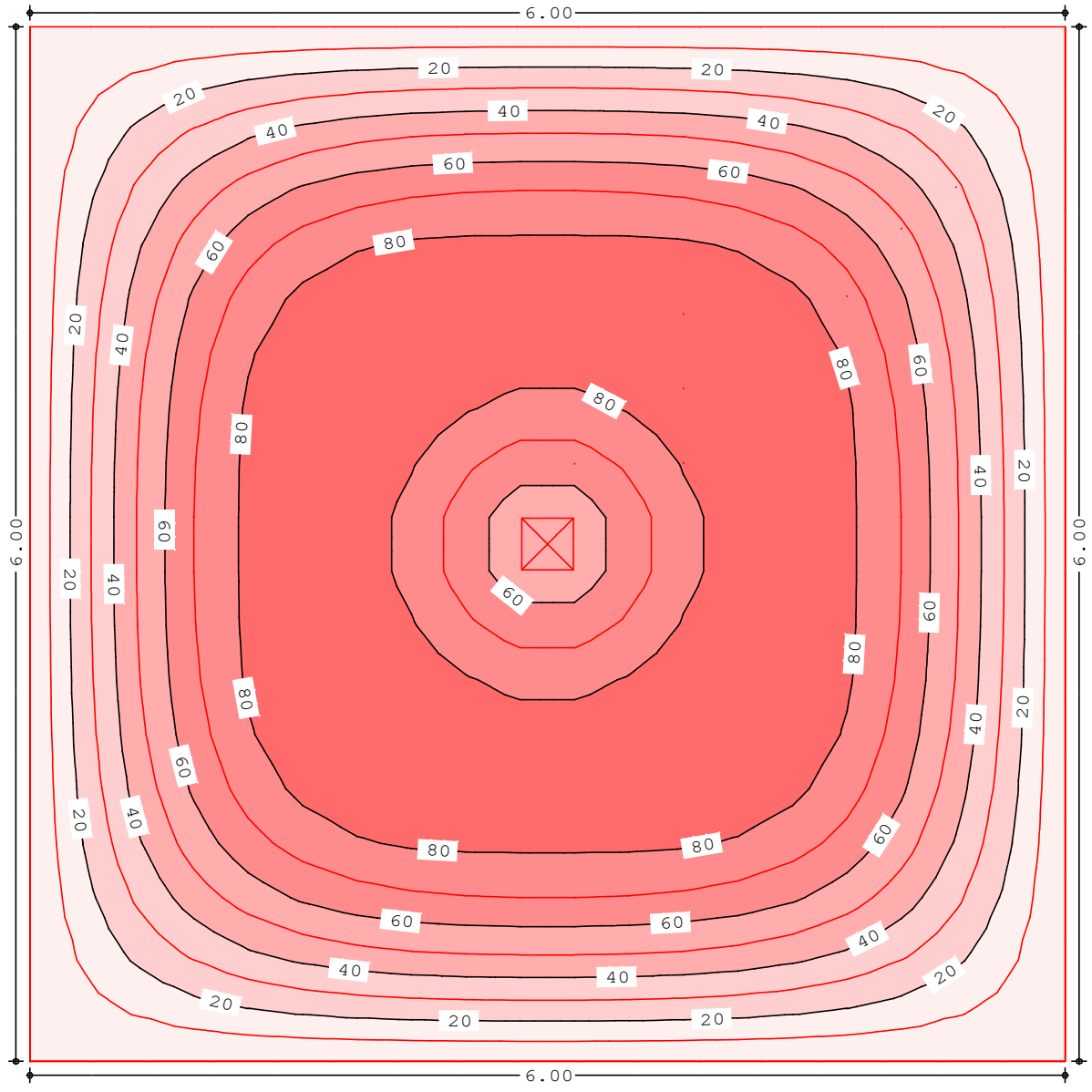
| № плиты | Сторона | a [м] | l [м] | q [кН/м] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Нижняя | 0.00 | 6.00 | 5.13 |
| | Правая | 0.00 | 6.00 | 5.13 |
| | Верхняя | 0.00 | 6.00 | 5.13 |
| | Левая | 0.00 | 6.00 | 5.13 |

Опорные реакции колонн

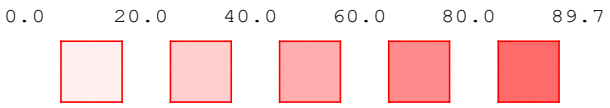
| № | Q [кН] | Mx [кНм] | My [кНм] |
|---|---|---|---|
| 1 | 56.88 | 0.00 | -0.00 |

Сумма всех опорных реакций Q = 180.0 кН

Нагрузка № 2 Кратковременная нагрузка
Перемещения [мм]
М = 1 :40



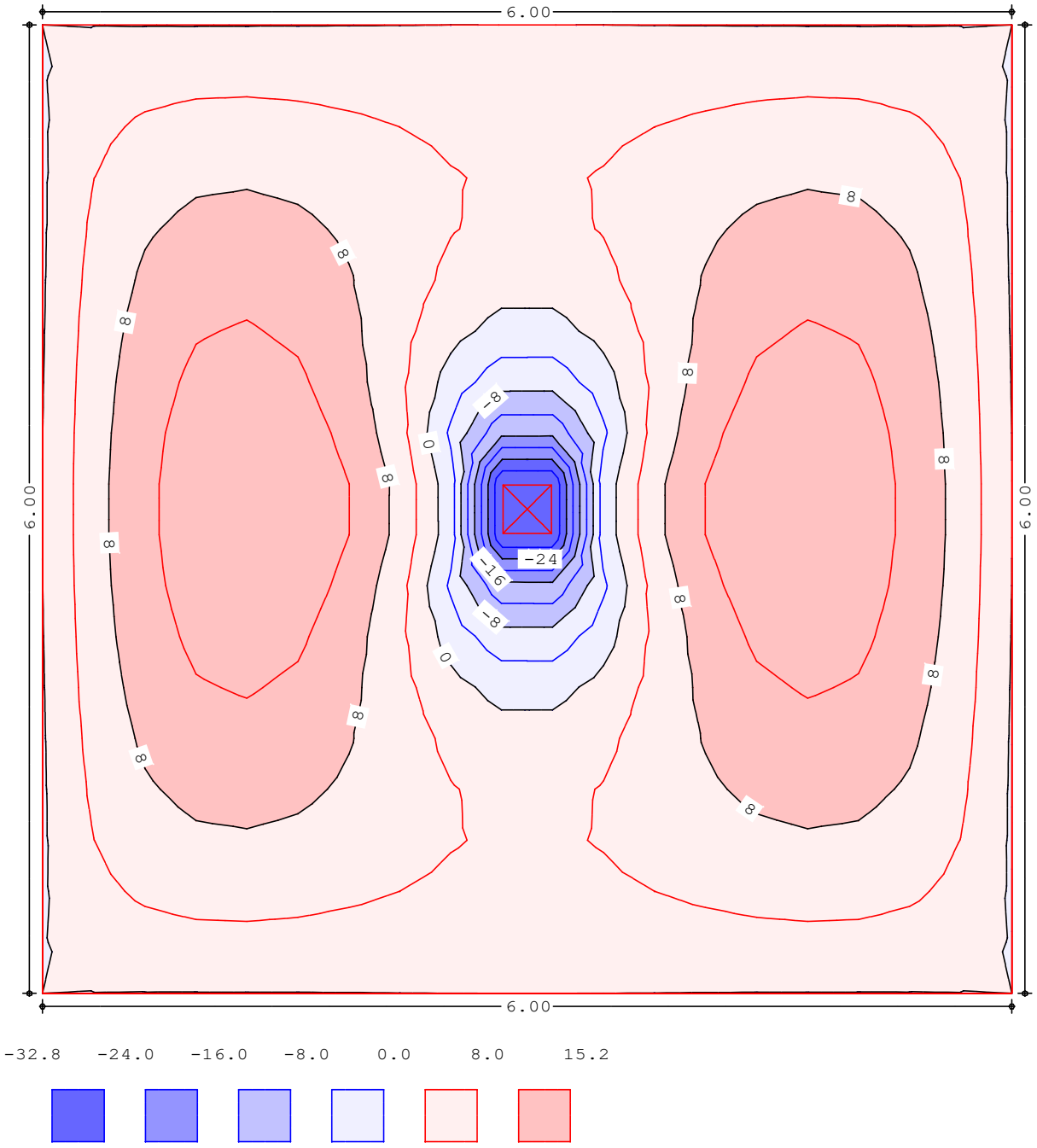

Все значения умножены на 100




Перемещения

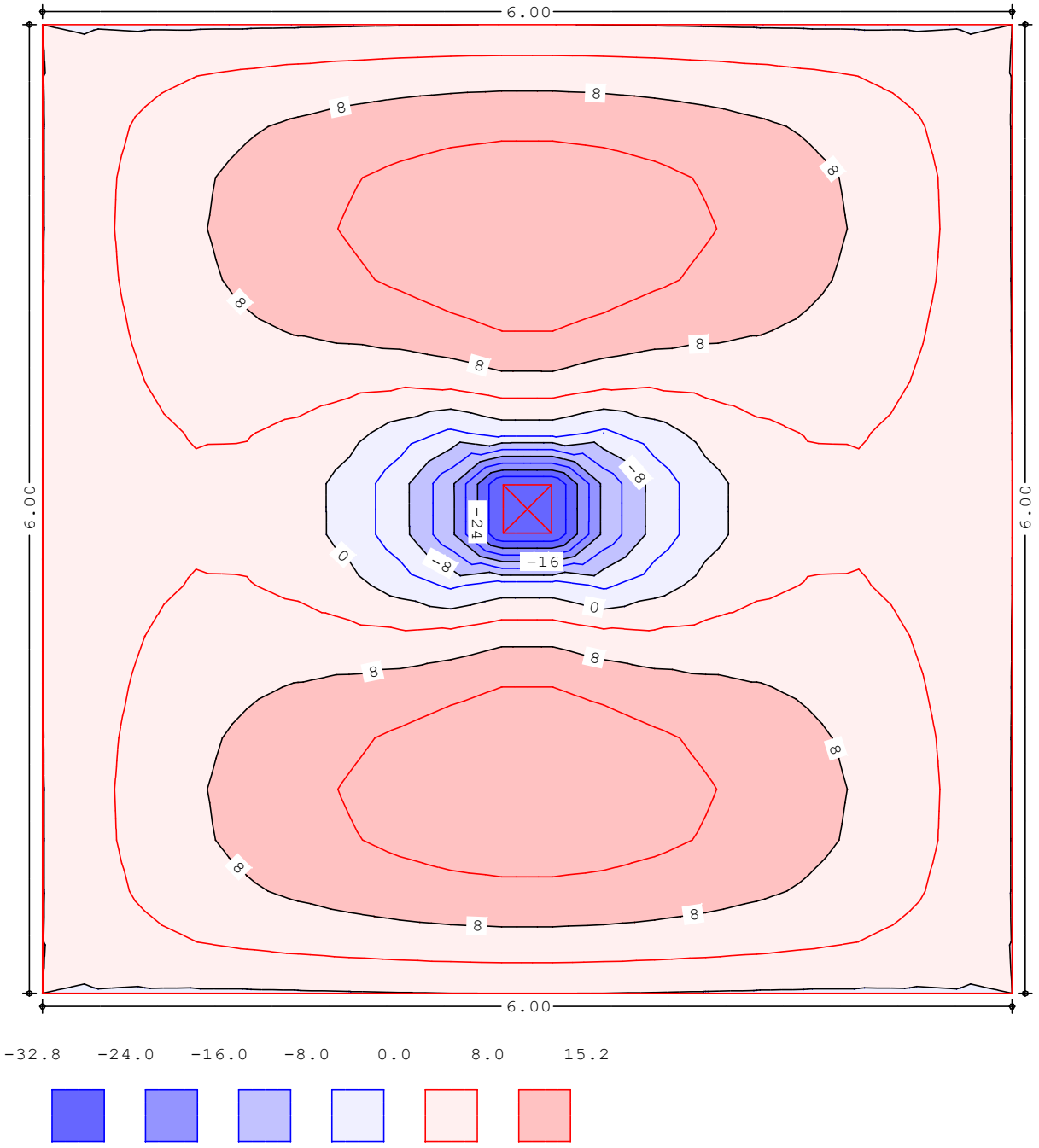
| № плиты | w [мм] |
|---|---|
| 1 | 0.90 |

Моменты Mx [кНм/м]
M = 1 :40



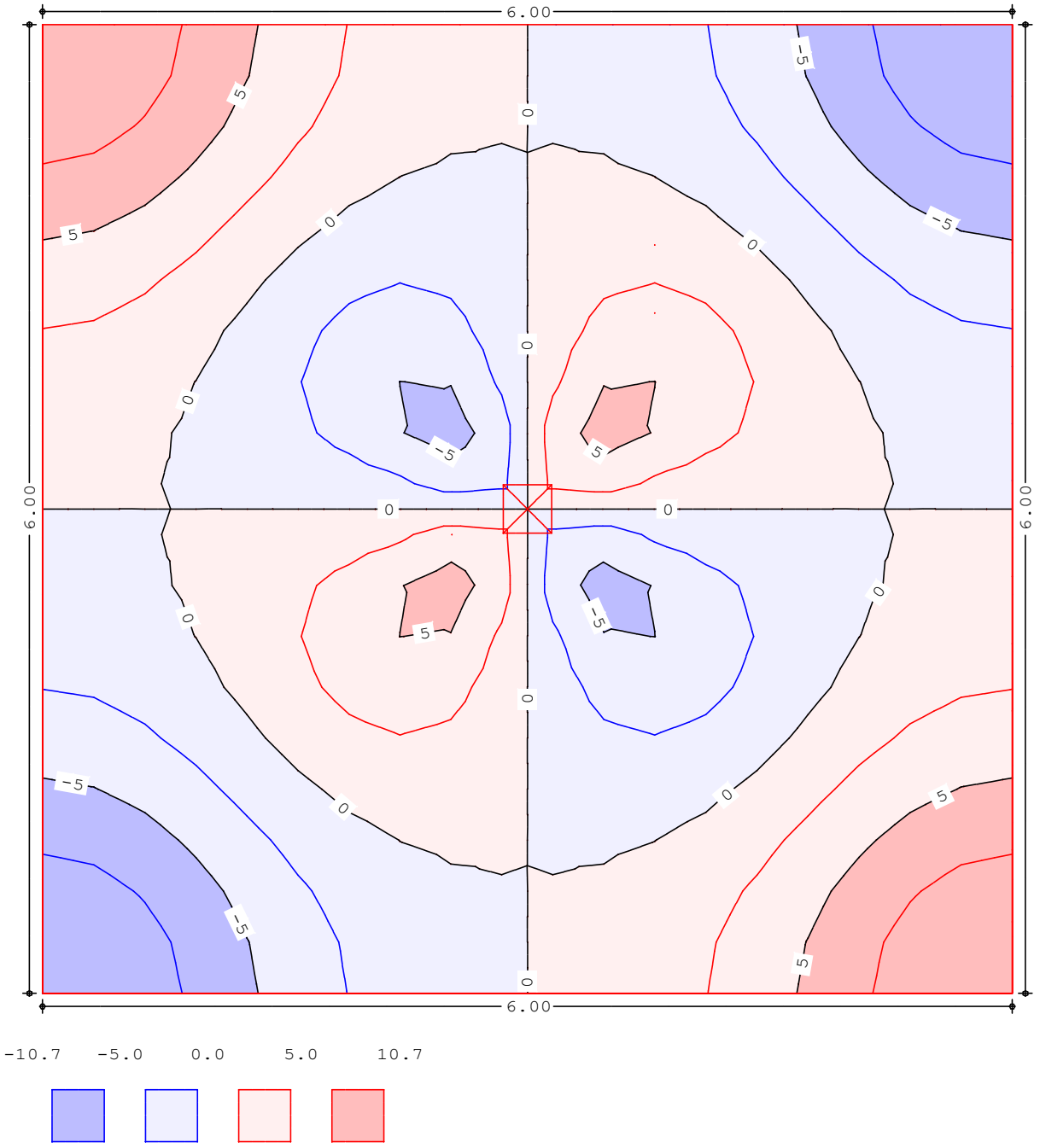

-32.8 -24.0 -16.0 -8.0 0.0 8.0 15.2

Моменты My [кНм/м]
М = 1 :40

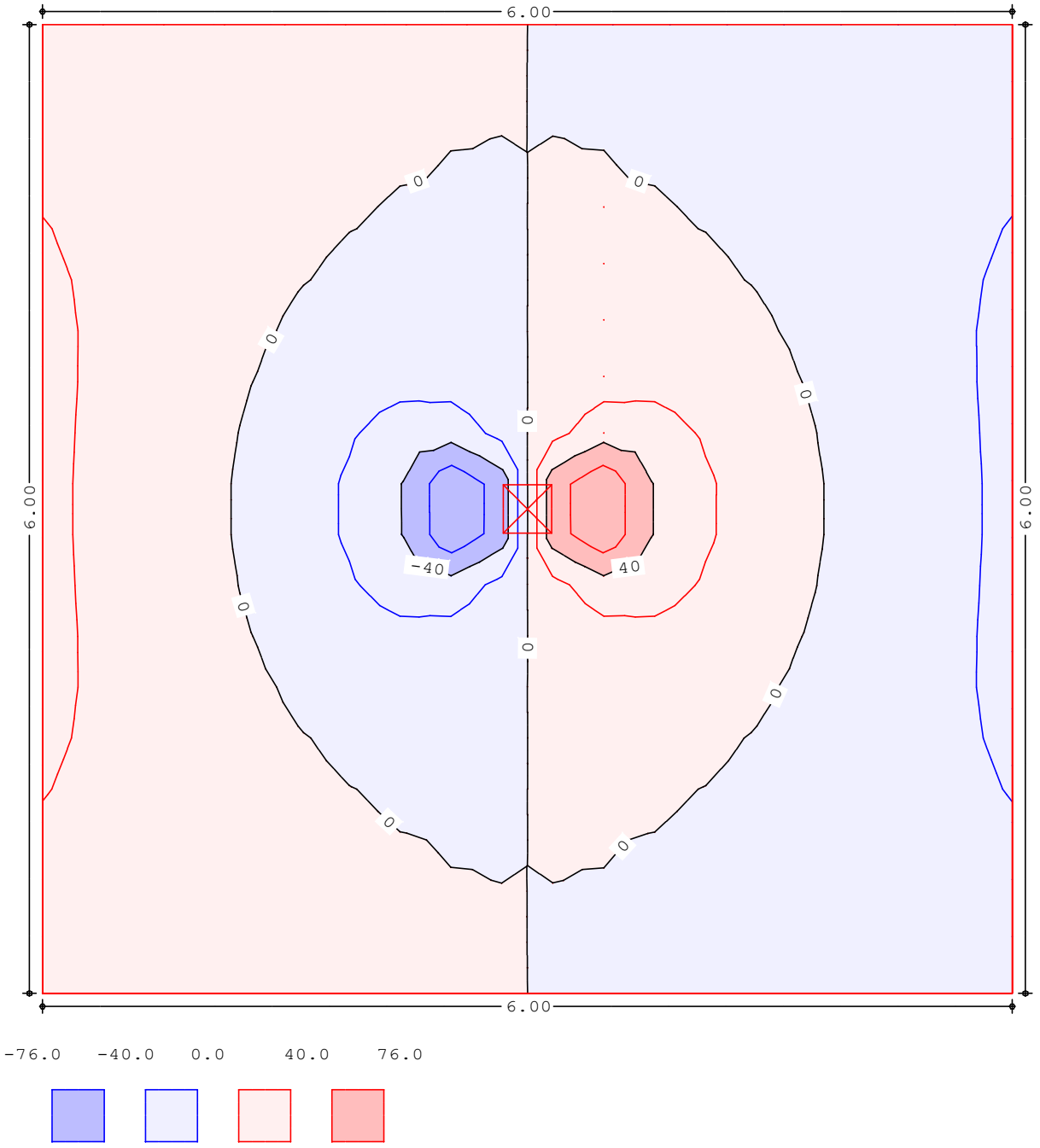



-32.8 -24.0 -16.0 -8.0 0.0 8.0 15.2

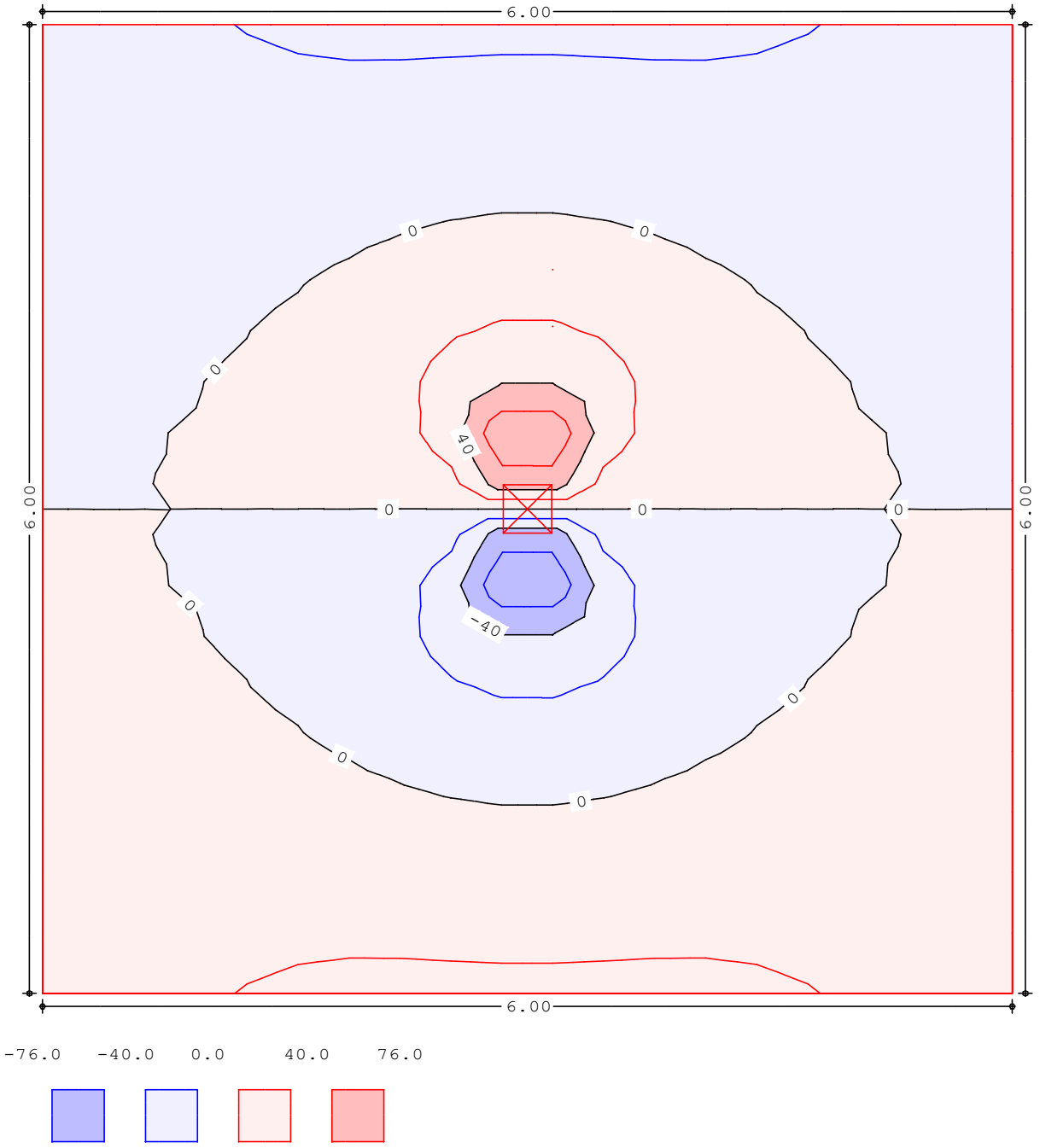
Моменты Mxy [кНм/м]
M = 1 :40



Поперечные силы Qx [кН/м]
М = 1 :40



Поперечные силы Qy [кН/м]
М = 1 :40




Опорные реакции по отрезкам

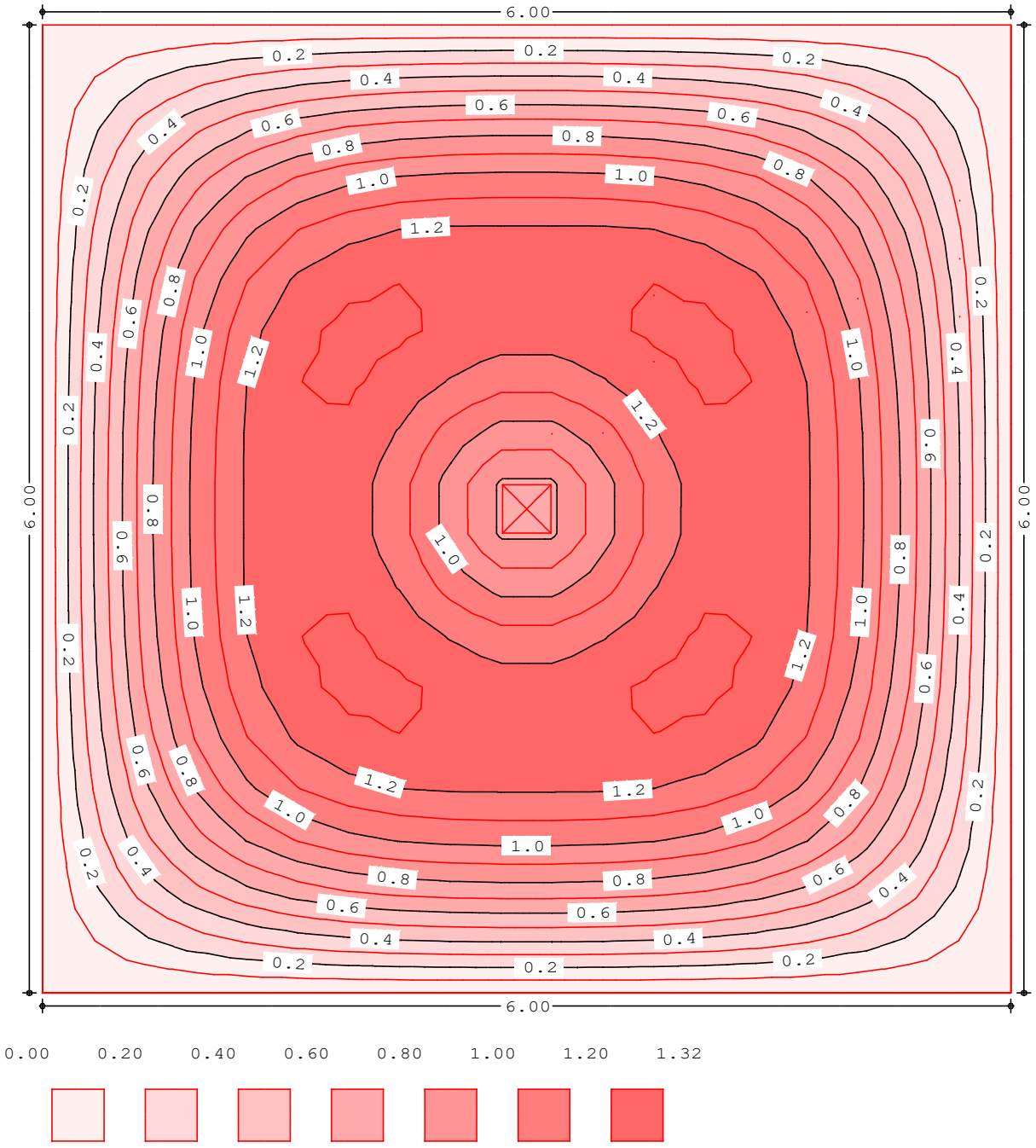
| № плиты | Сторона | a [м] | l [м] | q [кН/м] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Нижняя | 0.00 | 6.00 | 20.52 |
| | Правая | 0.00 | 6.00 | 20.52 |
| | Верхняя | 0.00 | 6.00 | 20.52 |
| | Левая | 0.00 | 6.00 | 20.52 |

Опорные реакции колонн

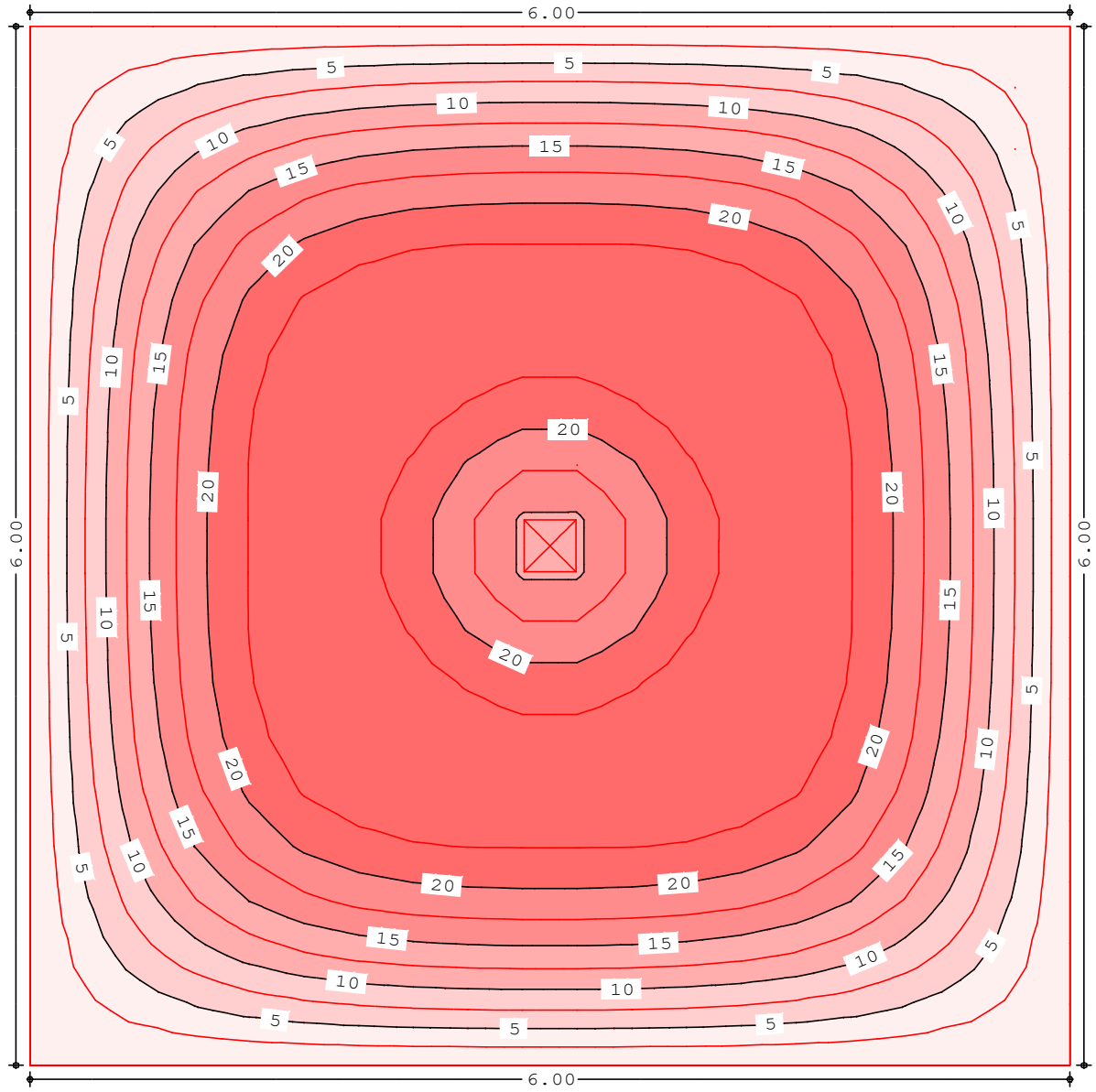
| № | Q [кН] | Mx [кНм] | My [кНм] |
|---|---|---|---|
| 1 | 227.54 | 0.00 | -0.00 |

Сумма всех опорных реакций Q = 720.0 кН

Расч. сочет. усилий согласно СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия.
Перемещения ( максимальные значения ) [мм]
M = 1 :40



Перемещения ( минимальные значения ) [мм]
М = 1 :40



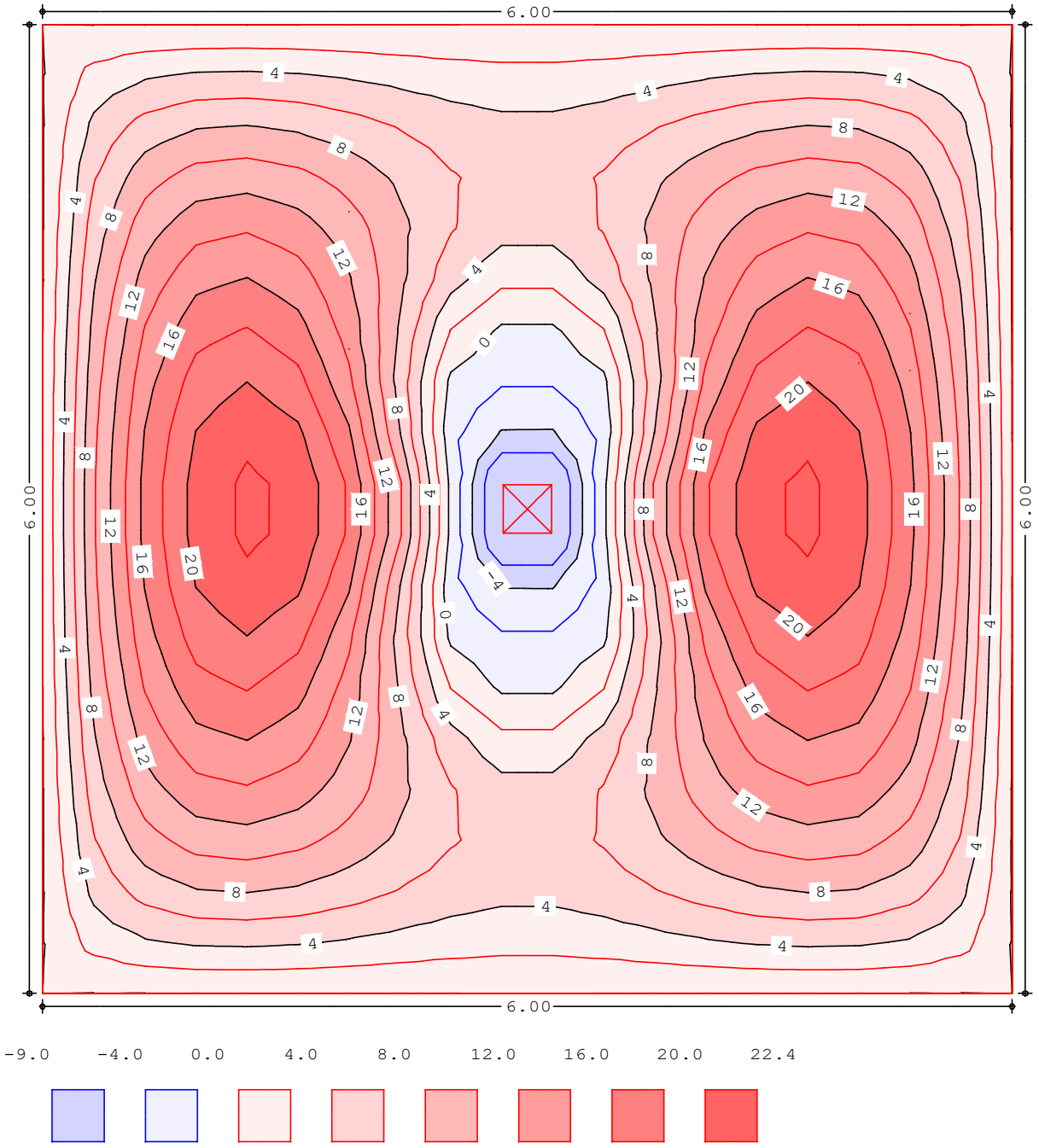

Все значения умножены на 100

0.0 5.0 10.0 15.0 20.0 24.7

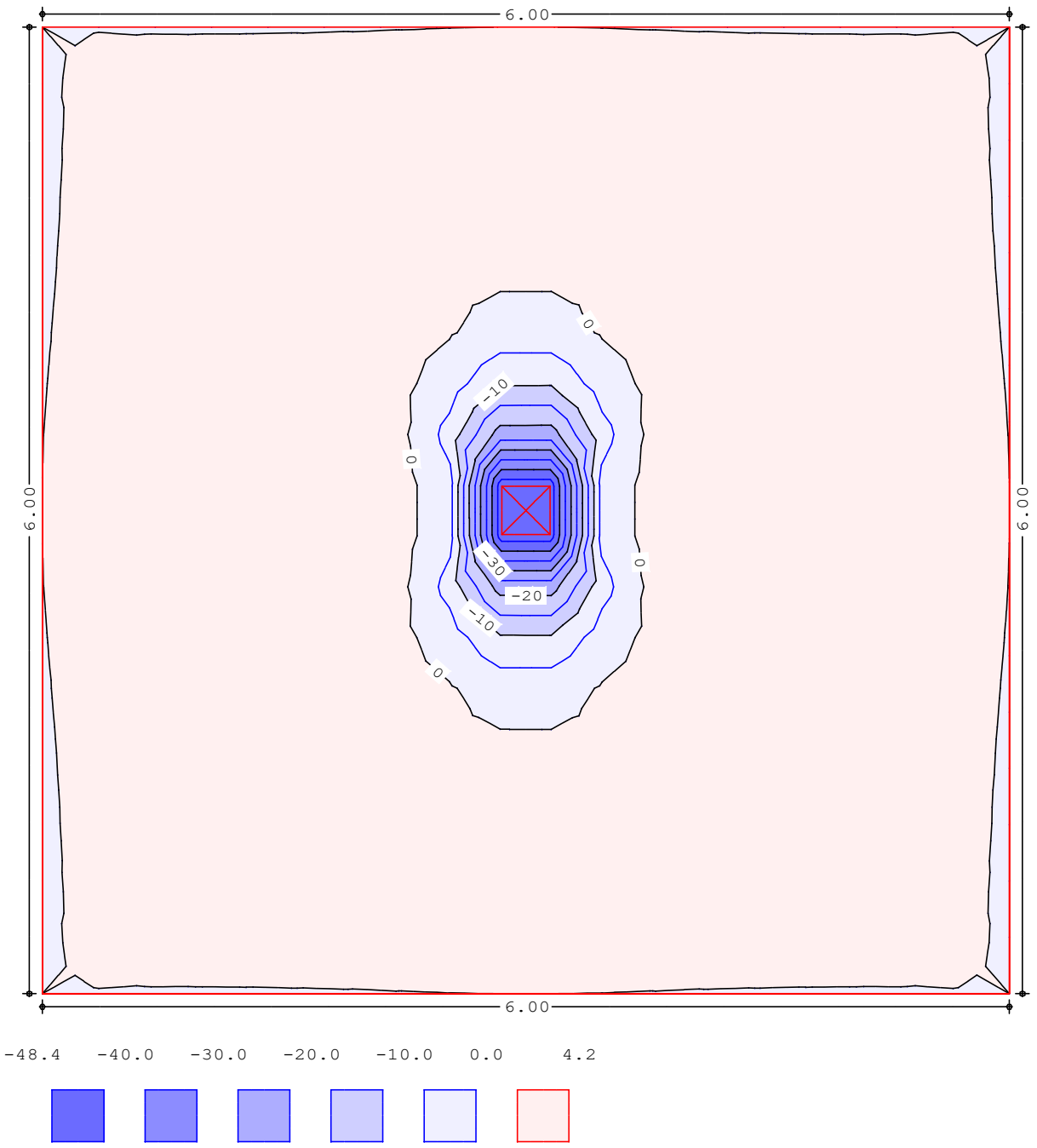
Перемещения

| № плиты | max w [мм] | min w [мм] |
|---|---|---|
| 1 | 1.32 | 0.00 |

Моменты Mx ( максимальные значения ) [кНм/м]
M = 1 :40

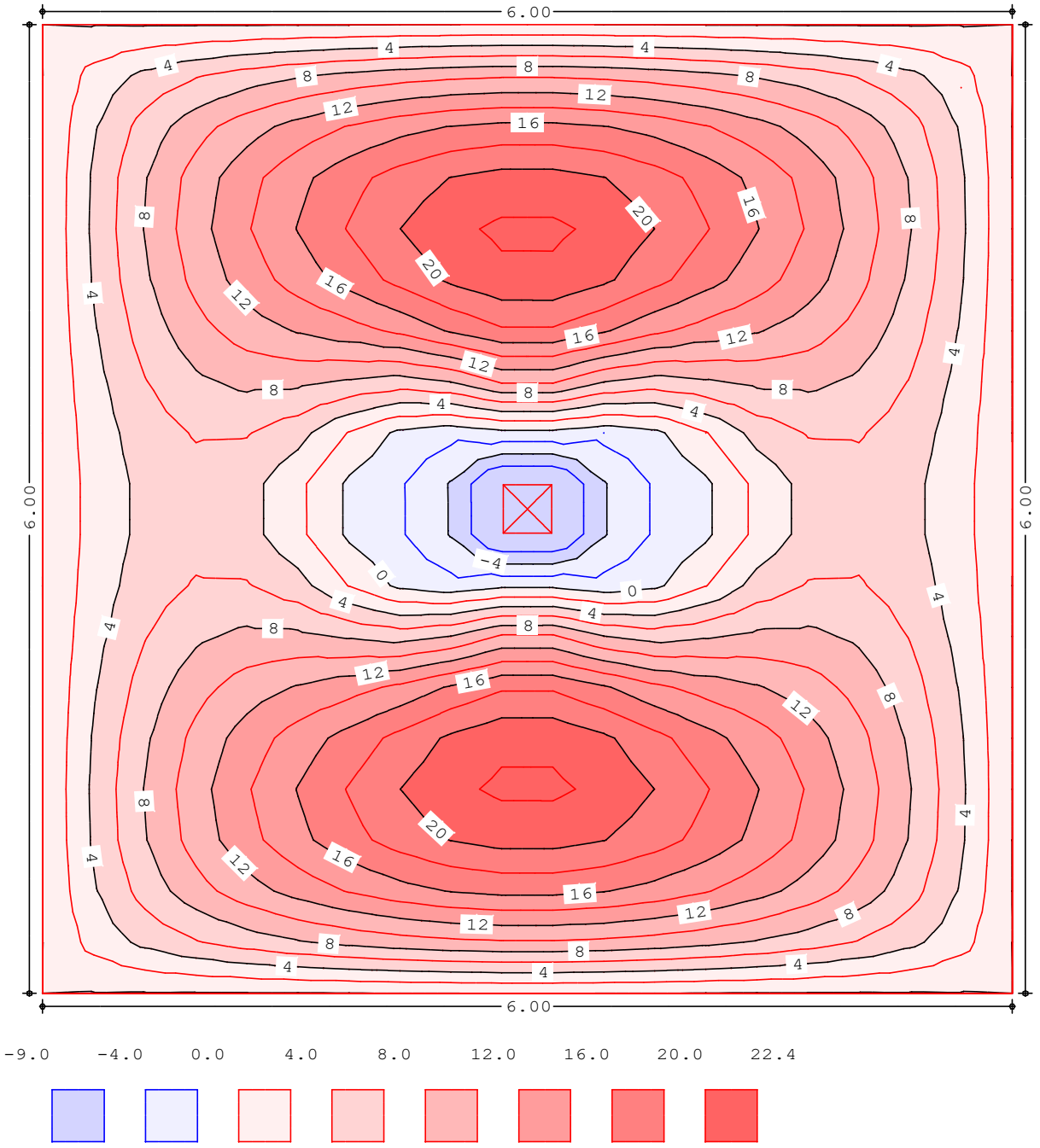


Моменты Mx ( минимальные значения ) [кНм/м]
M = 1 :40

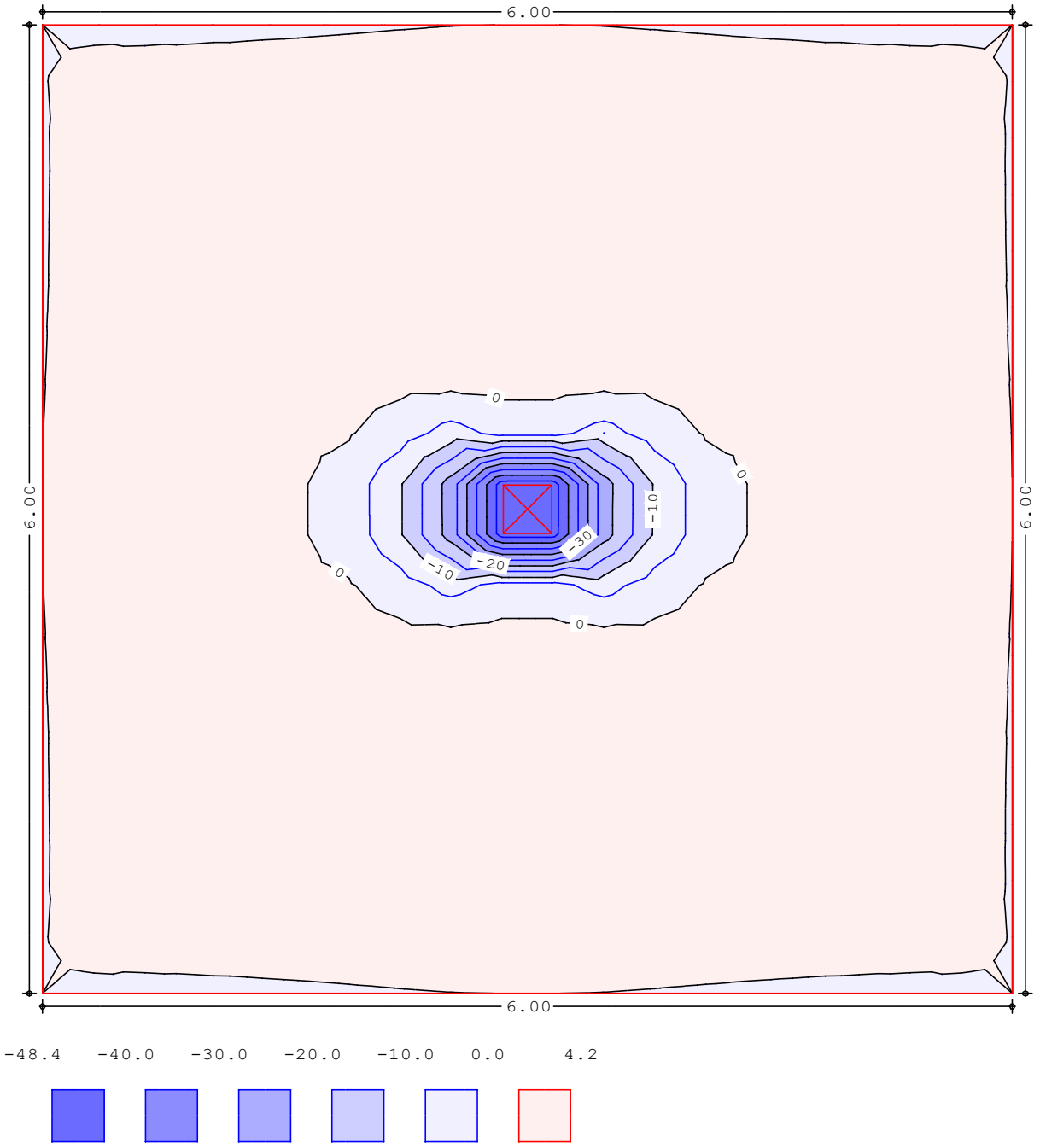



-48.4 -40.0 -30.0 -20.0 -10.0 0.0 4.2

Моменты My ( максимальные значения ) [кНм/м]
M = 1 :40

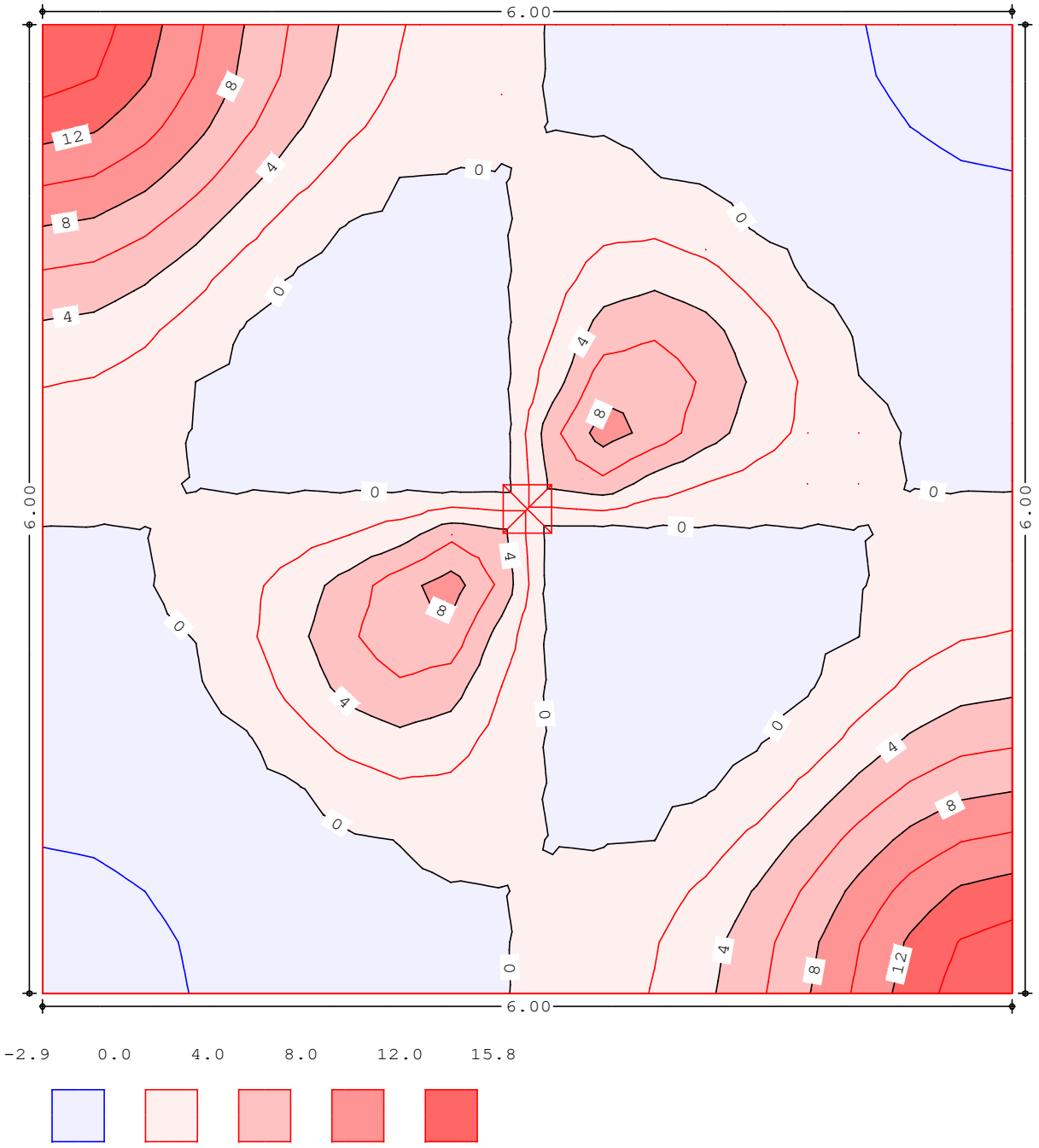


Моменты My ( минимальные значения ) [кНм/м]
M = 1 :40

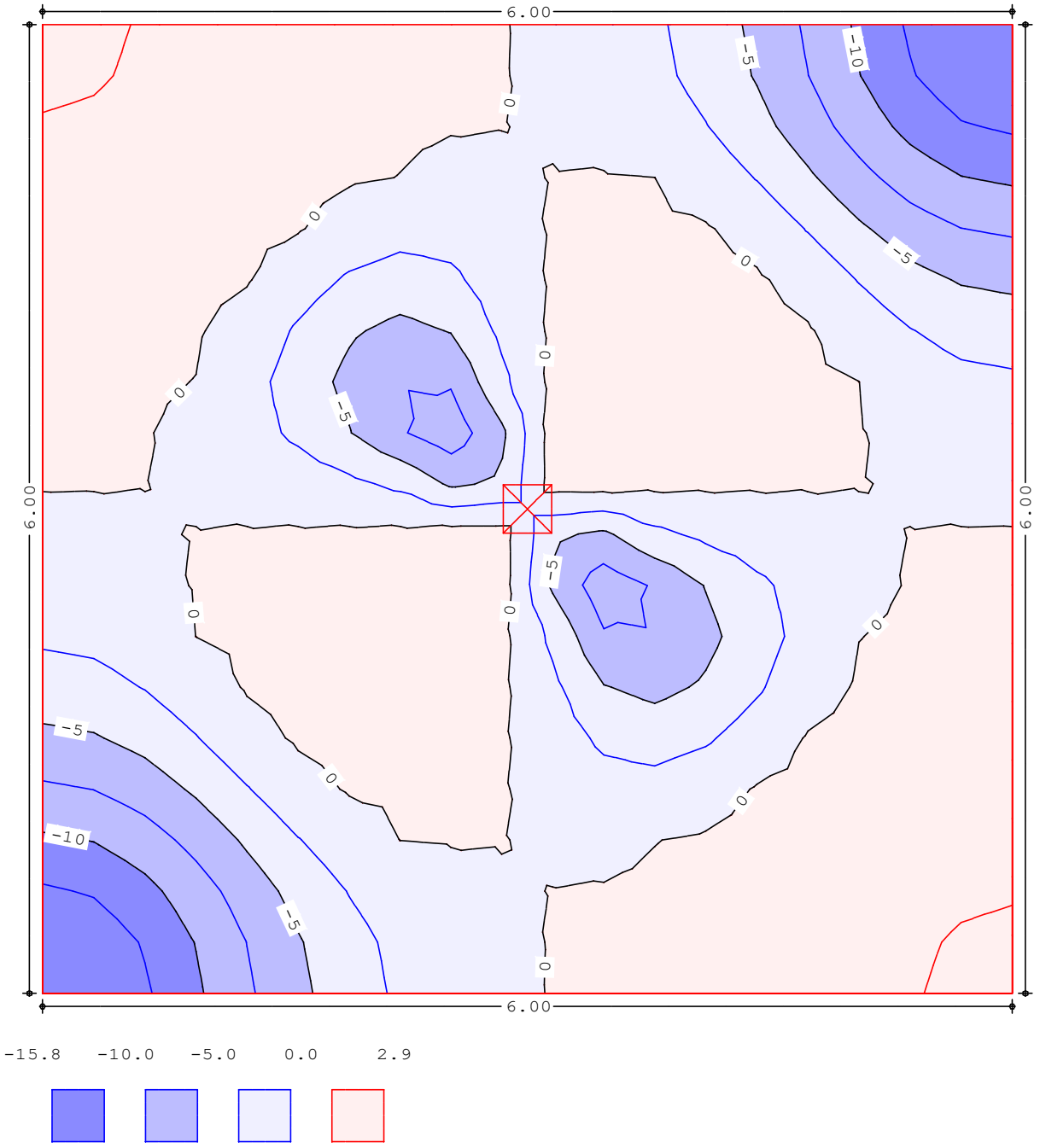



-48.4 -40.0 -30.0 -20.0 -10.0 0.0 4.2

Моменты Mxy ( максимальные значения ) [кНм/м]
M = 1 :40

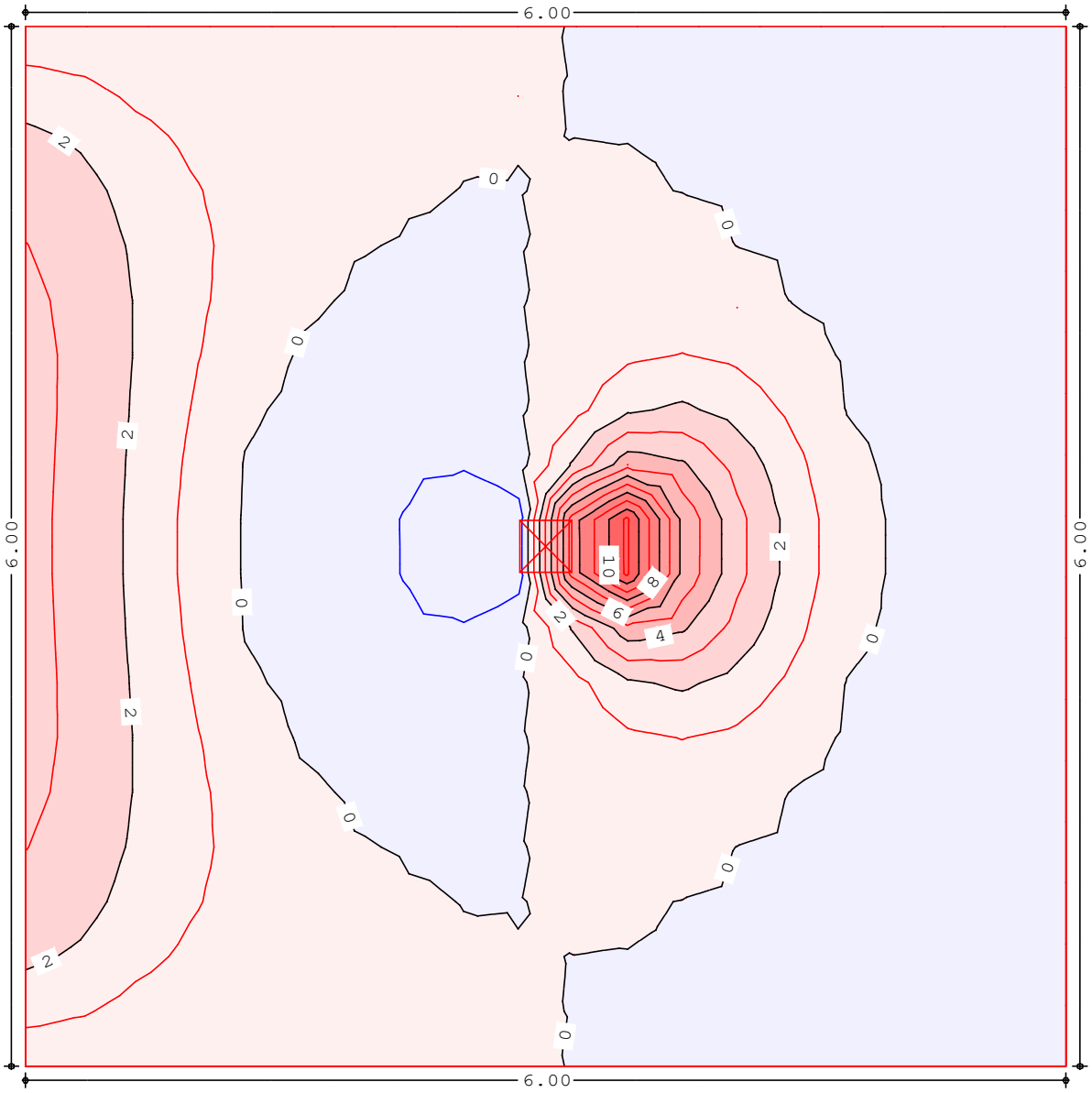


Моменты Mxy ( минимальные значения ) [кНм/м]
M = 1 :40

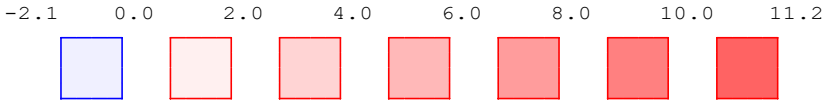



-15.8 -10.0 -5.0 0.0 2.9

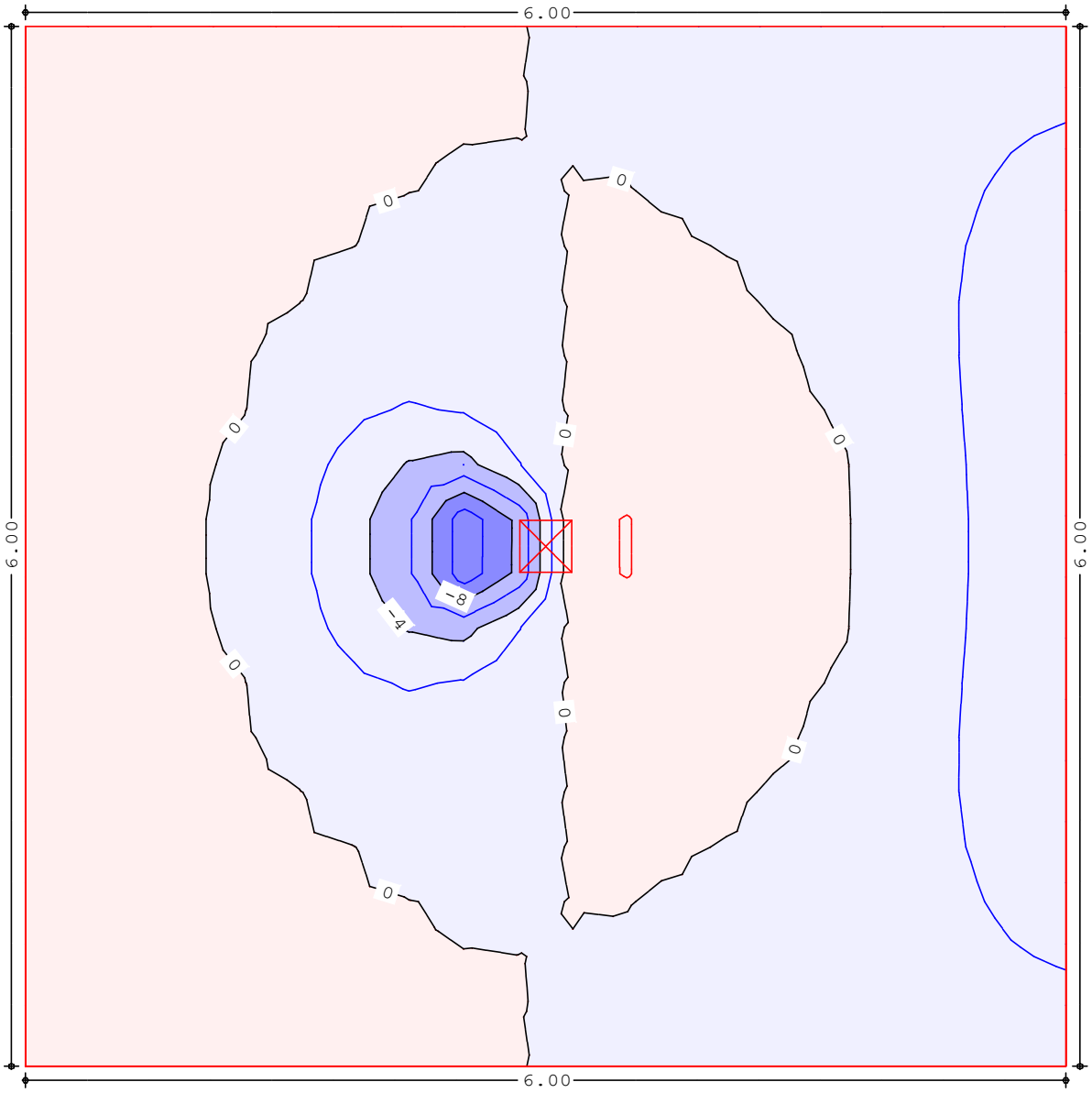
Поперечные силы Qx ( максимальные значения ) [кН/м]
М = 1 :40




Все значения умножены на 0.1



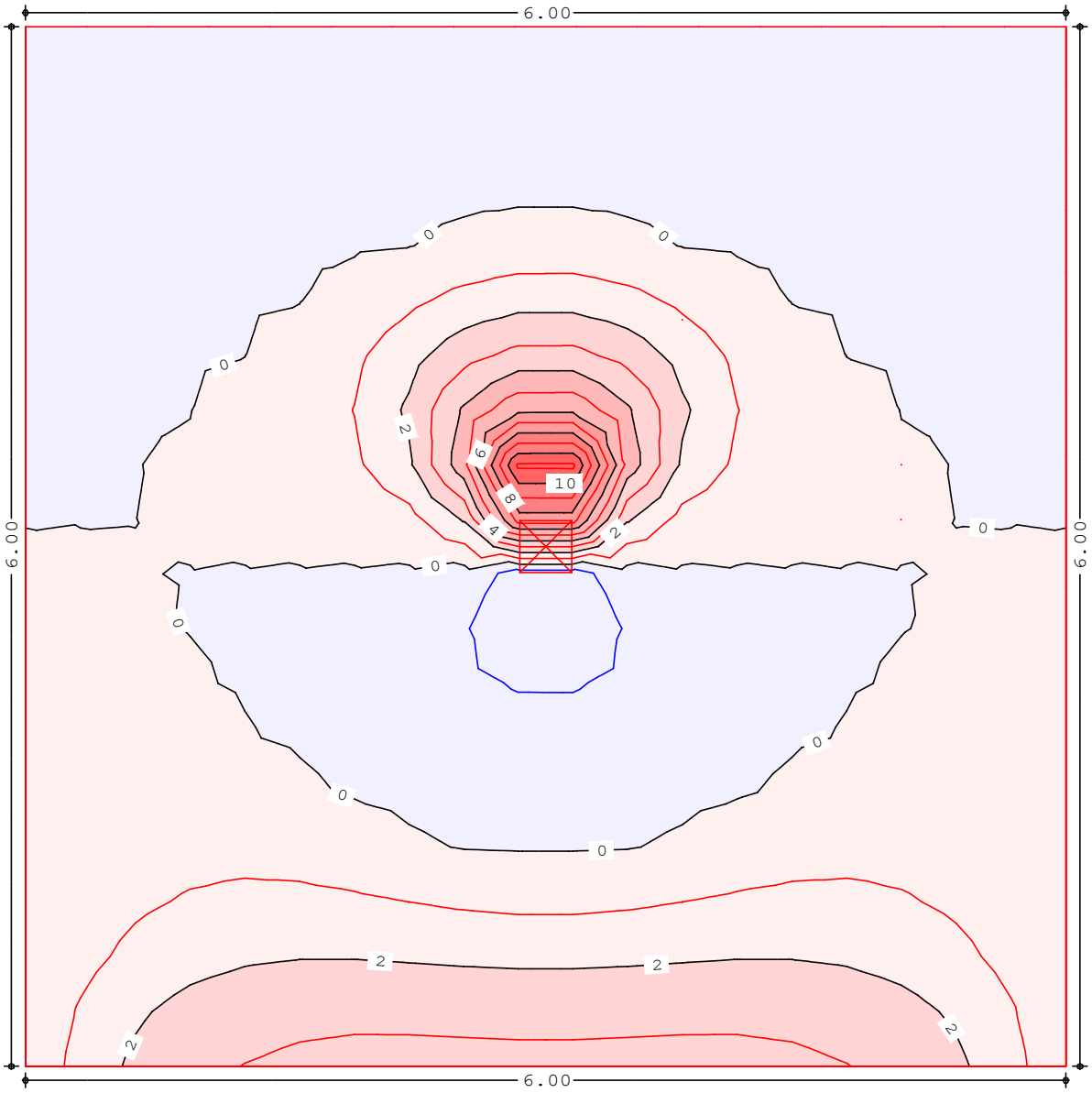
Поперечные силы Qx ( минимальные значения ) [кН/м]
М = 1 :40



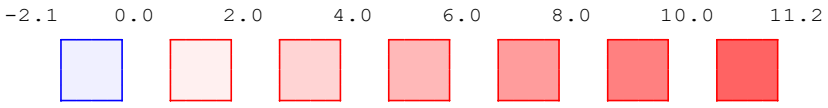

Все значения умножены на 0.1

-11.2 -8.0 -4.0 0.0 2.1

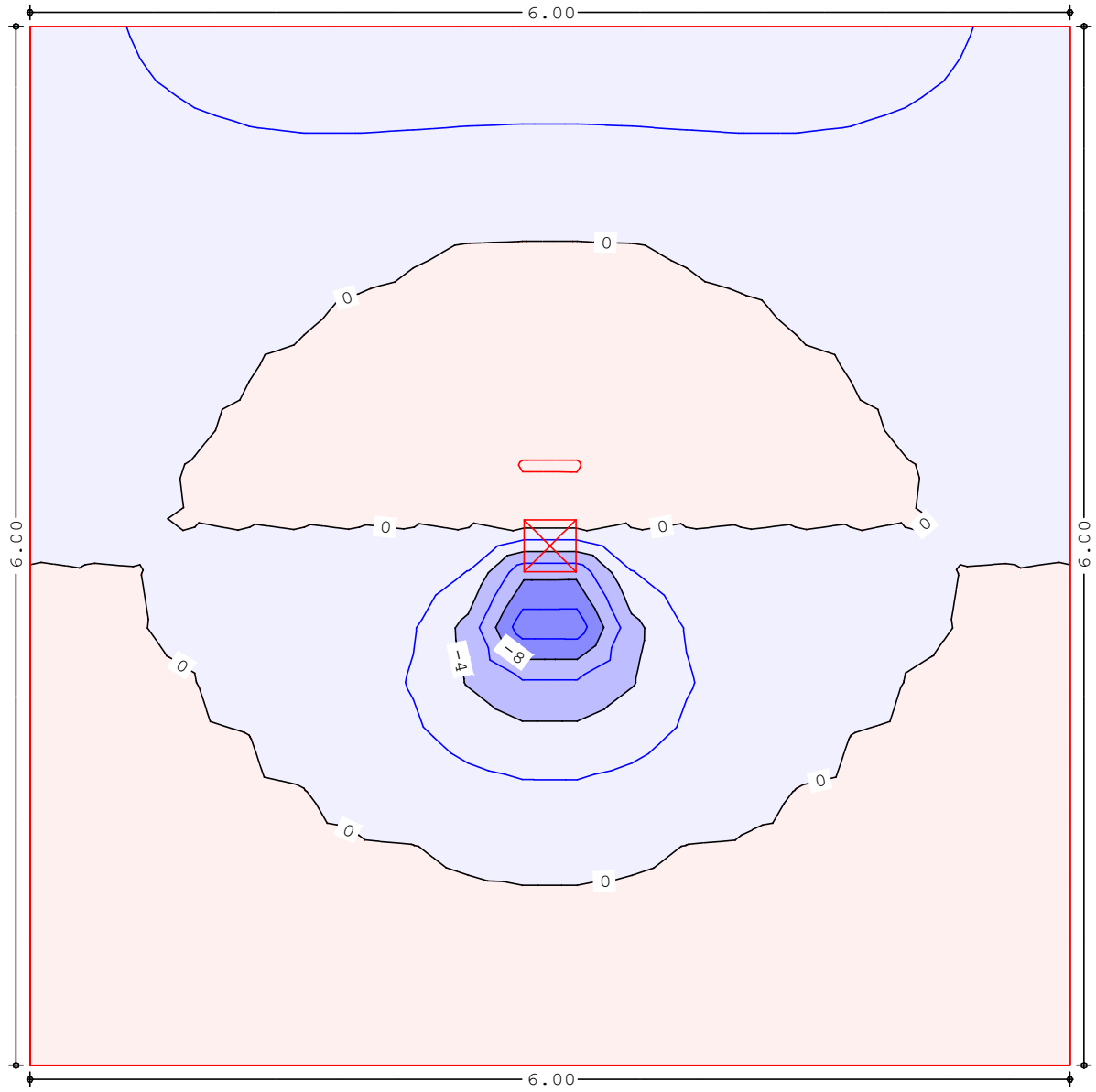
Поперечные силы Qy ( максимальные значения ) [кН/м]
М = 1 :40




Все значения умножены на 0.1



Поперечные силы Qy ( минимальные значения ) [кН/м]
М = 1 :40




Опорные реакции (по отрезкам)

| № плиты | Сторона | a [м] | l [м] | max q [кН/м] | min q [кН/м] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Нижняя | 0.00 | 6.00 | 30.27 | 5.64 |
| | Правая | 0.00 | 6.00 | 30.27 | 5.64 |
| | Верхняя | 0.00 | 6.00 | 30.27 | 5.64 |
| | Левая | 0.00 | 6.00 | 30.27 | 5.64 |

Опорные реакции колонн

| № | max Q [кН] | min Q [кН] | max Mx [кНм] | min Mx [кНм] | max My [кНм] | min My [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 335.62 | 62.57 | 0.00 | 0.00 | -0.00 | -0.00 |

Расчётные моменты

Существенные сочетания усилий

| № сочетания | № нагрузки | Коэффицент | Нагружение пролётов |
|---|---|---|---|
| 1 | 1 | 1.10 | + |
| | 2 | 1.20 | + |

Расчётные моменты для определения нижней арматуры

| № плиты | Н | № сочет. | M [кНм/м] | Соответствующие моменты Mx [кНм/м] | My [кНм/м] | Mxy [кНм/м] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | X | 1 | 23.36 | 20.37 | 4.76 | -2.99 |
| | Y | 1 | 23.36 | 4.76 | 20.37 | -2.99 |

Расчётные моменты для верхней арм. по сторонам плит

| № плиты | Сторона | Н | № соч. | M [кНм/м] | Соответствующие моменты Mx [кНм/м] | My [кНм/м] | Mxy [кНм/м] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Нижняя | X | 1 | -15.80 | 0.00 | 0.00 | 15.80 |
| | | Y | 1 | -15.80 | 0.00 | 0.00 | 15.80 |
| | Правая | X | 1 | -15.80 | 0.00 | 0.00 | -15.80 |
| | | Y | 1 | -15.80 | 0.00 | 0.00 | -15.80 |
| | Верхняя | X | 1 | -15.80 | 0.00 | 0.00 | -15.80 |
| | | Y | 1 | -15.80 | 0.00 | 0.00 | -15.80 |
| | Левая | X | 1 | -15.80 | 0.00 | 0.00 | 15.80 |
| | | Y | 1 | -15.80 | 0.00 | 0.00 | 15.80 |

Расчётные моменты для верхней арм. над колоннами

| № колонны | Н | № сочет. | M [кНм/м] | Соответствующие моменты Mx [кНм/м] | My [кНм/м] | Mxy [кНм/м] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | X | 1 | -52.88 | -48.43 | -48.43 | 4.45 |
| | Y | 1 | -52.88 | -48.43 | -48.43 | 4.45 |

Расчёт по прочности согласно СП 63.13330.2018 Бет. и железоб. констр.
Коэффициент надежности по ответственности сооружения $\gamma_n$ = 1.00

Бетон класса **B 25**

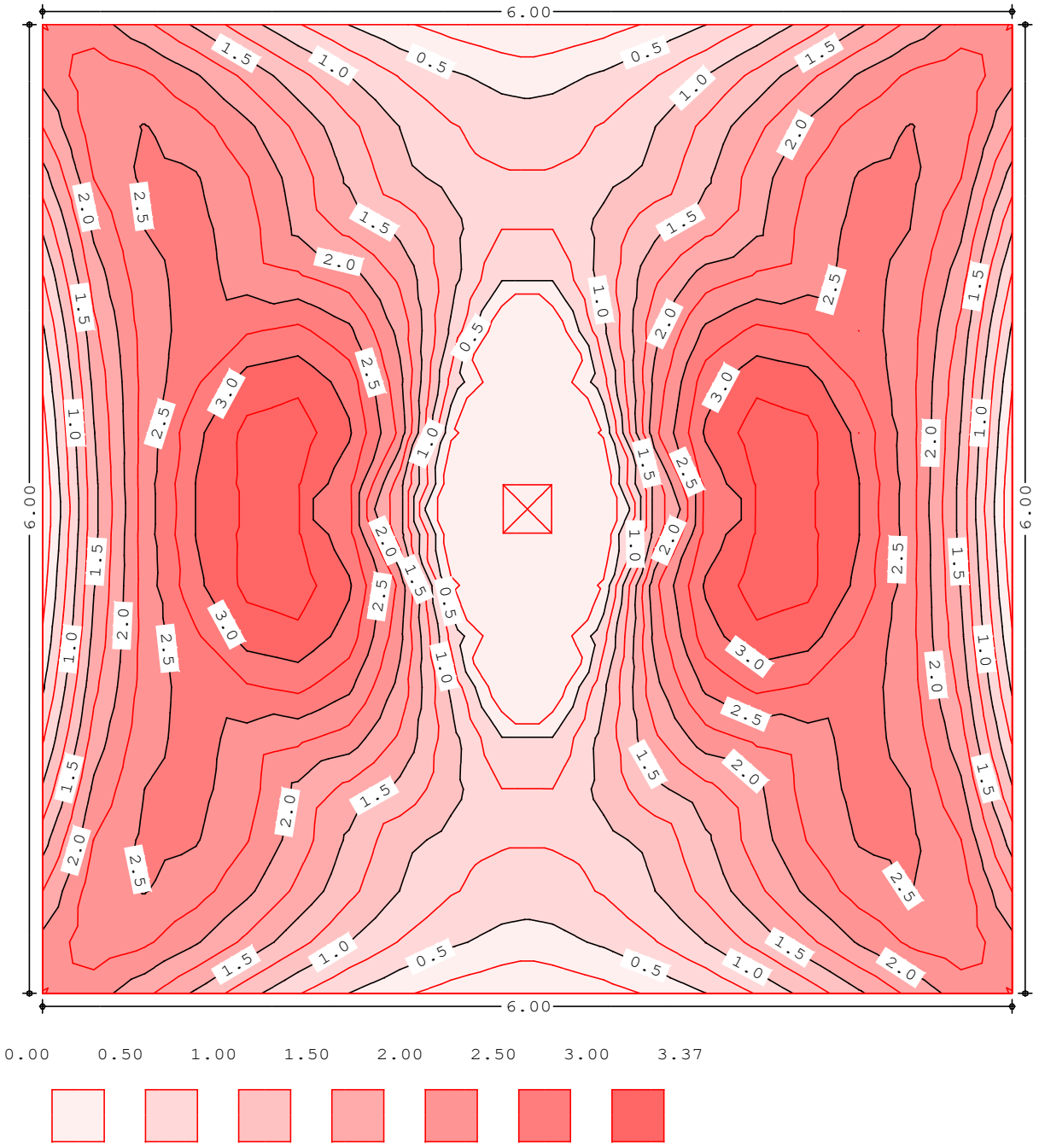
Определение продольной арматуры

Продольная арматура класса **A 500**

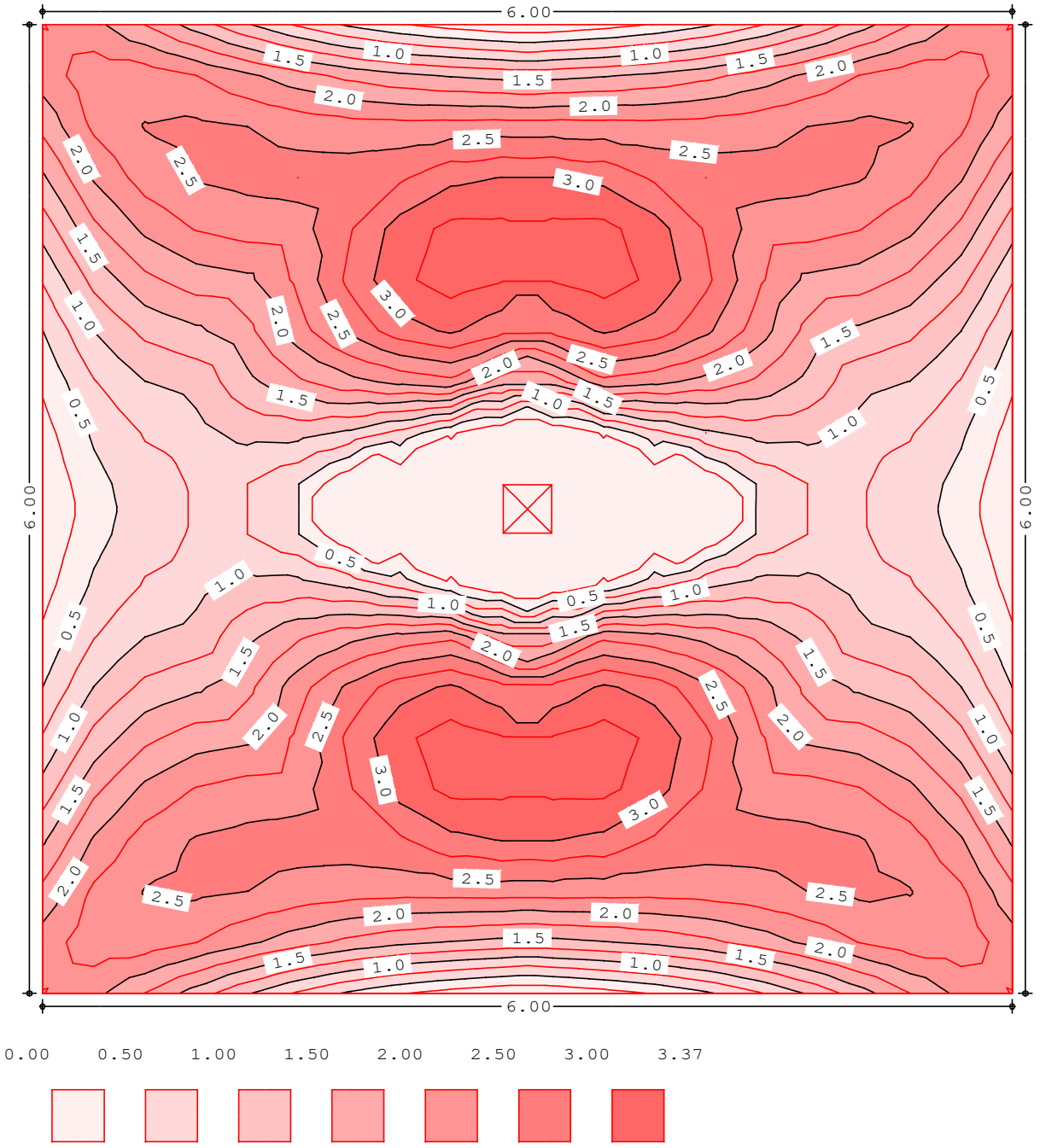
Расстояния до ц.т. продольной арматуры

| № плиты | Нижняя арматура ax[см] | Нижняя арматура ay[см] | Верхняя арматура ax[см] | Верхняя арматура ay[см] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 3.5 | 3.5 | 3.5 | 3.5 |

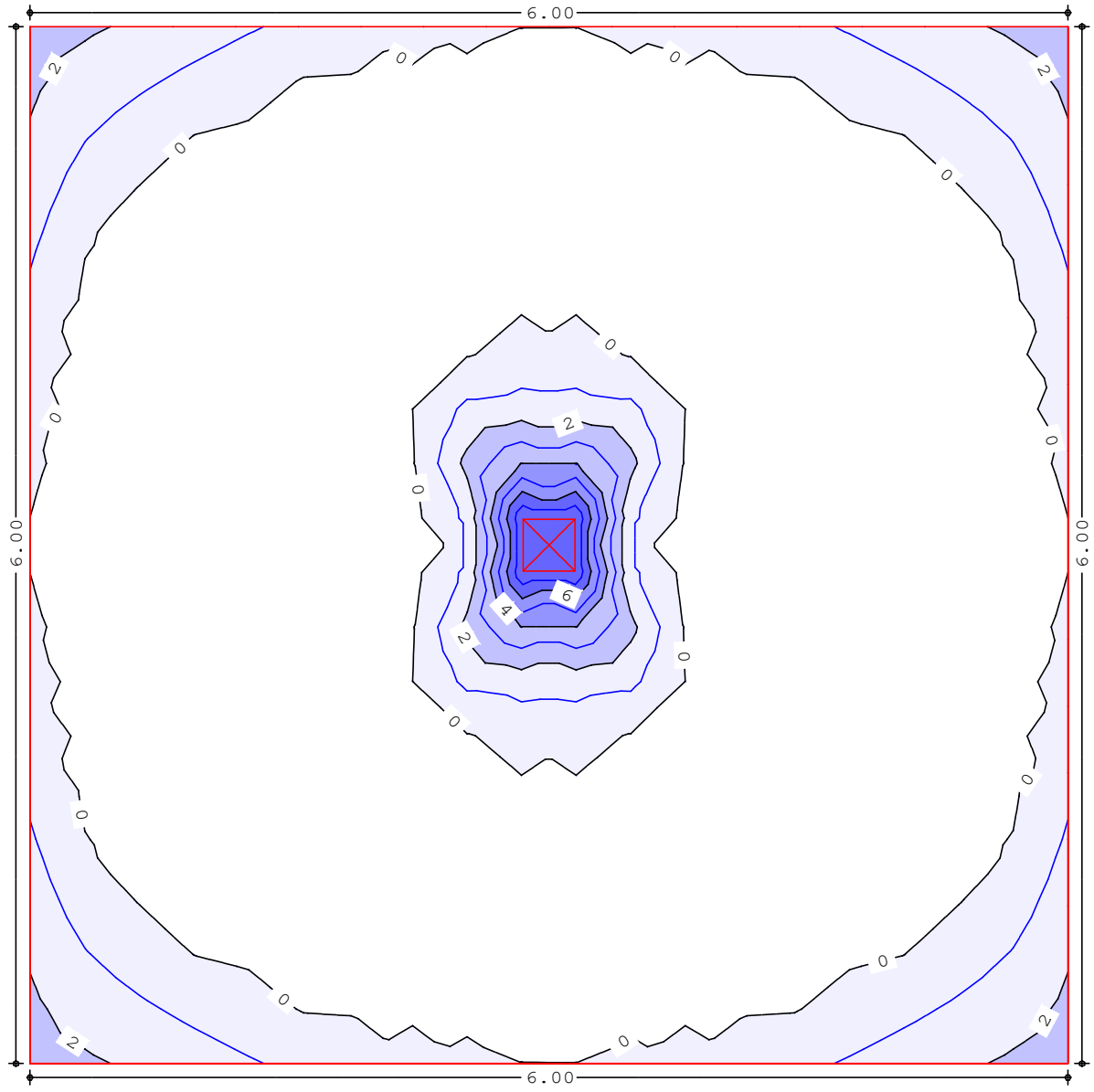
Нижняя арматура Asx [см$^2$/м]
М = 1 :40



Нижняя арматура Asy [см$^2$/м]
М = 1 :40

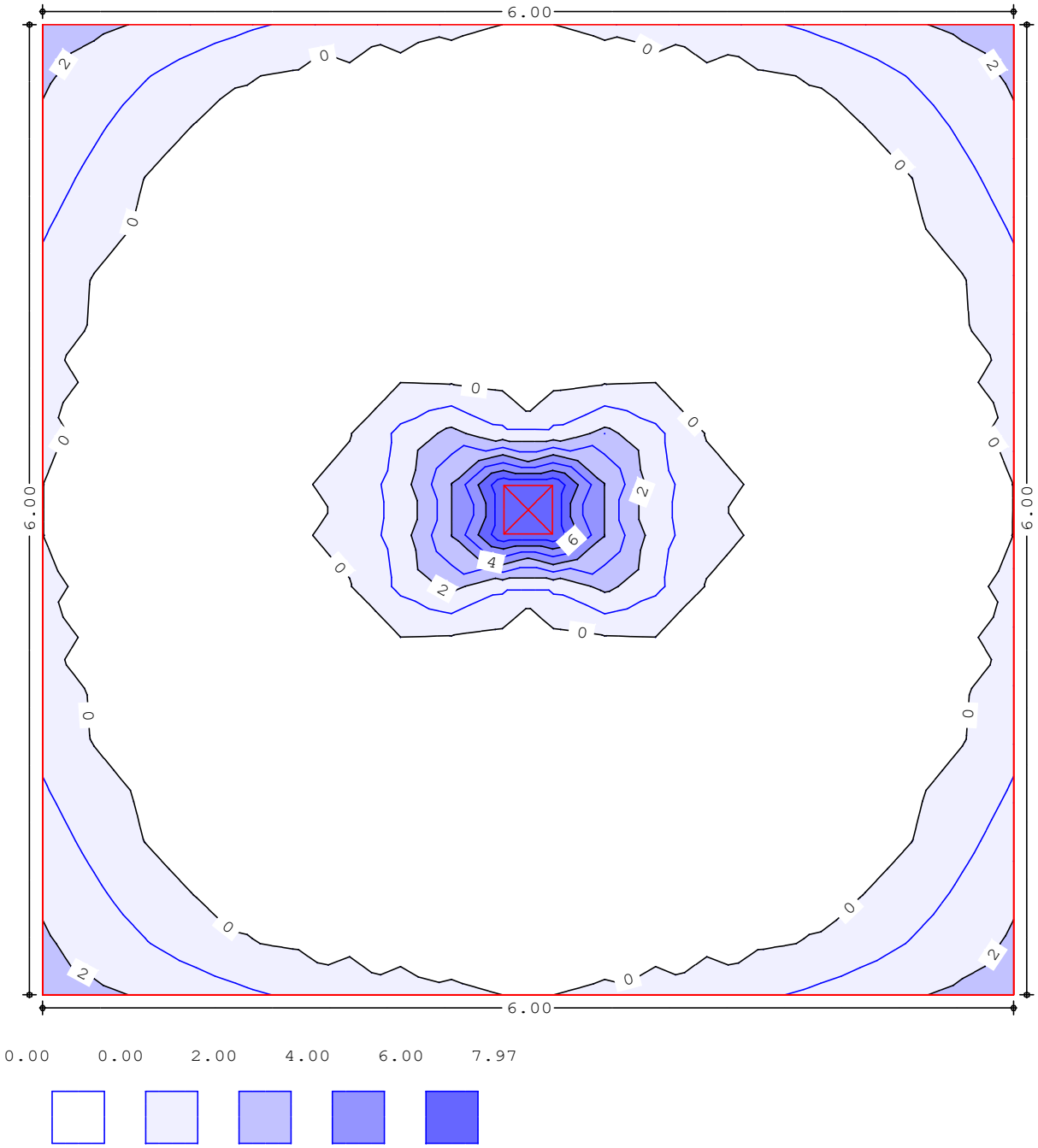


Верхняя арматура Asx[см$^2$/м]
М = 1 :40




0.00 0.00 2.00 4.00 6.00 7.97

Верхняя арматура Asy[см$^2$/м]
М = 1 :40




0.00 0.00 2.00 4.00 6.00 7.97

Нижняя арматура

| № плиты | Mx [кНм/м] | Asx [см$^2$/м] | My [кНм/м] | Asy [см$^2$/м] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 23.36 | 3.37 | 23.36 | 3.37 |

Верхняя арматура по сторонам плит

| № плиты | Сторона | Mx [кНм/м] | Asx [см$^2$/м] | My [кНм/м] | Asy [см$^2$/м] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Нижняя | -15.80 | 2.26 | -15.80 | 2.26 |
| | Правая | -15.80 | 2.26 | -15.80 | 2.26 |
| | Верхняя | -15.80 | 2.26 | -15.80 | 2.26 |
| | Левая | -15.80 | 2.26 | -15.80 | 2.26 |

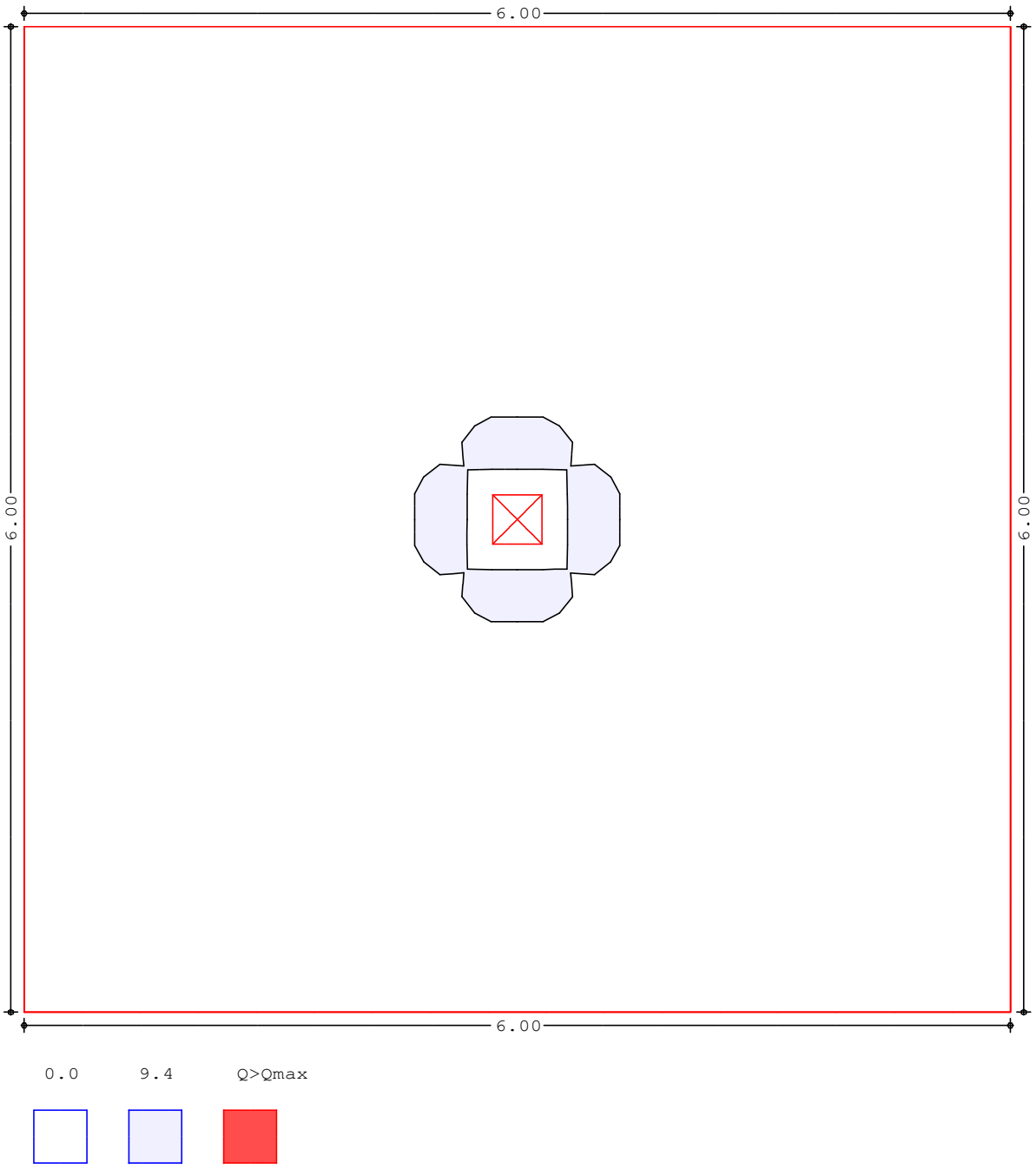
Верхняя арматура над колоннами

| № колонны | Mx [кНм/м] | Asx [см$^2$/м] | My [кНм/м] | Asy [см$^2$/м] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | -52.88 | 7.97 | -52.88 | 7.97 |

Определение поперечной арматуры

Поперечная арматура класса **A 400**

Поперечная арматура Asw [см$^2$/м2]
M = 1 :40



Поперечная арматура по сторонам плит

| № плиты | Сторона | a [м] | l [м] | Q [кН/м] | Qb [кН/м] | Qmax [кН/м] | Asw [см$^2$/м$^2$] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Нижняя | 0.00 | 6.00 | 13.0 | 130.2 | 717.8 | 0.00 |
| | Правая | 0.00 | 6.00 | 13.1 | 130.2 | 717.8 | 0.00 |
| | Верхняя | 0.00 | 6.00 | 13.0 | 130.2 | 717.8 | 0.00 |
| | Левая | 0.00 | 6.00 | 13.1 | 130.2 | 717.8 | 0.00 |

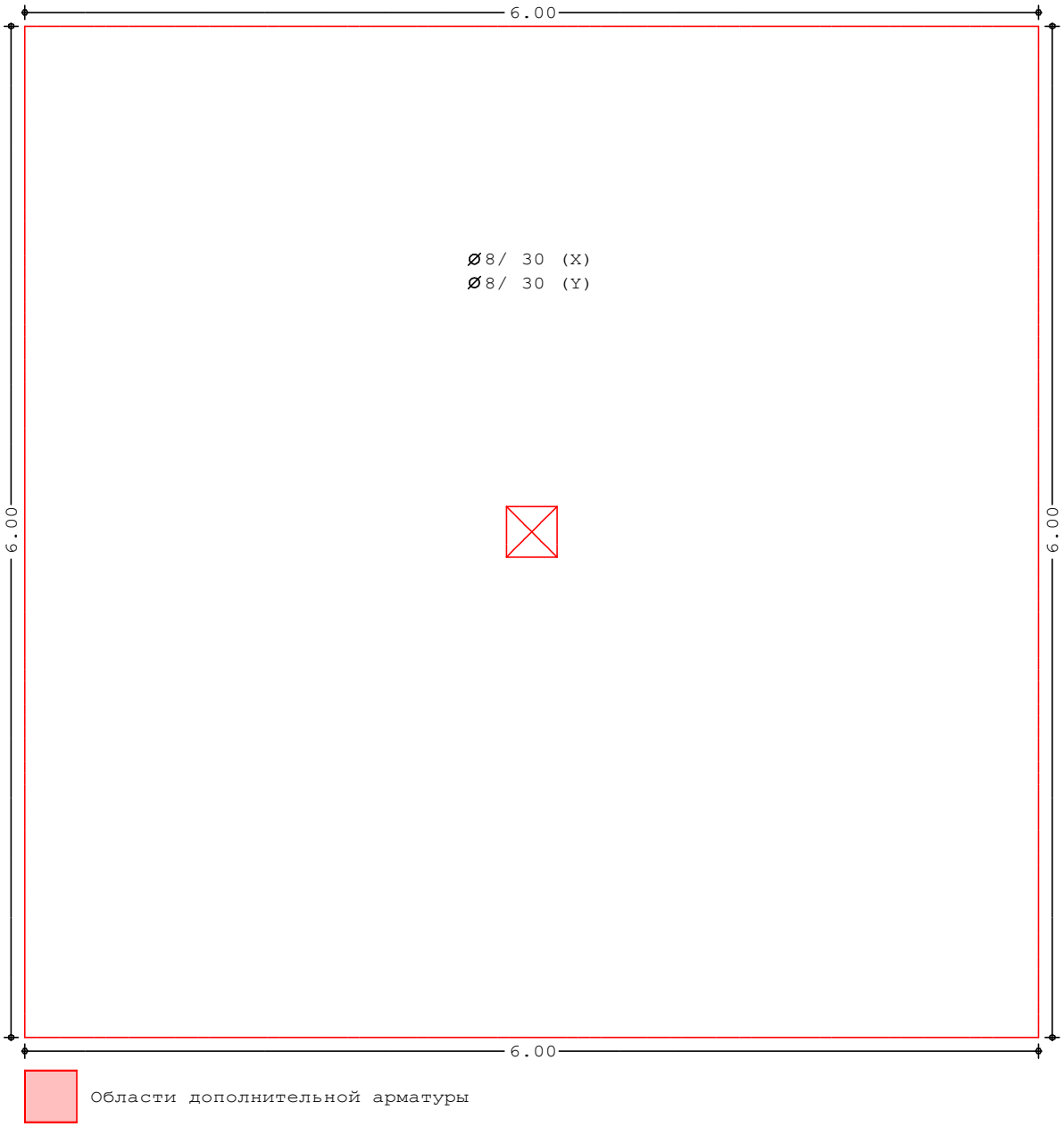
Поперечная арматура над колоннами

| № | c [м] | Q [кН/м] | Qmin [кН/м] | Qmax [кН/м] | Asw [см$^2$/м$^2$] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.33 | 105.3 | 130.2 | 717.8 | 0.00 |

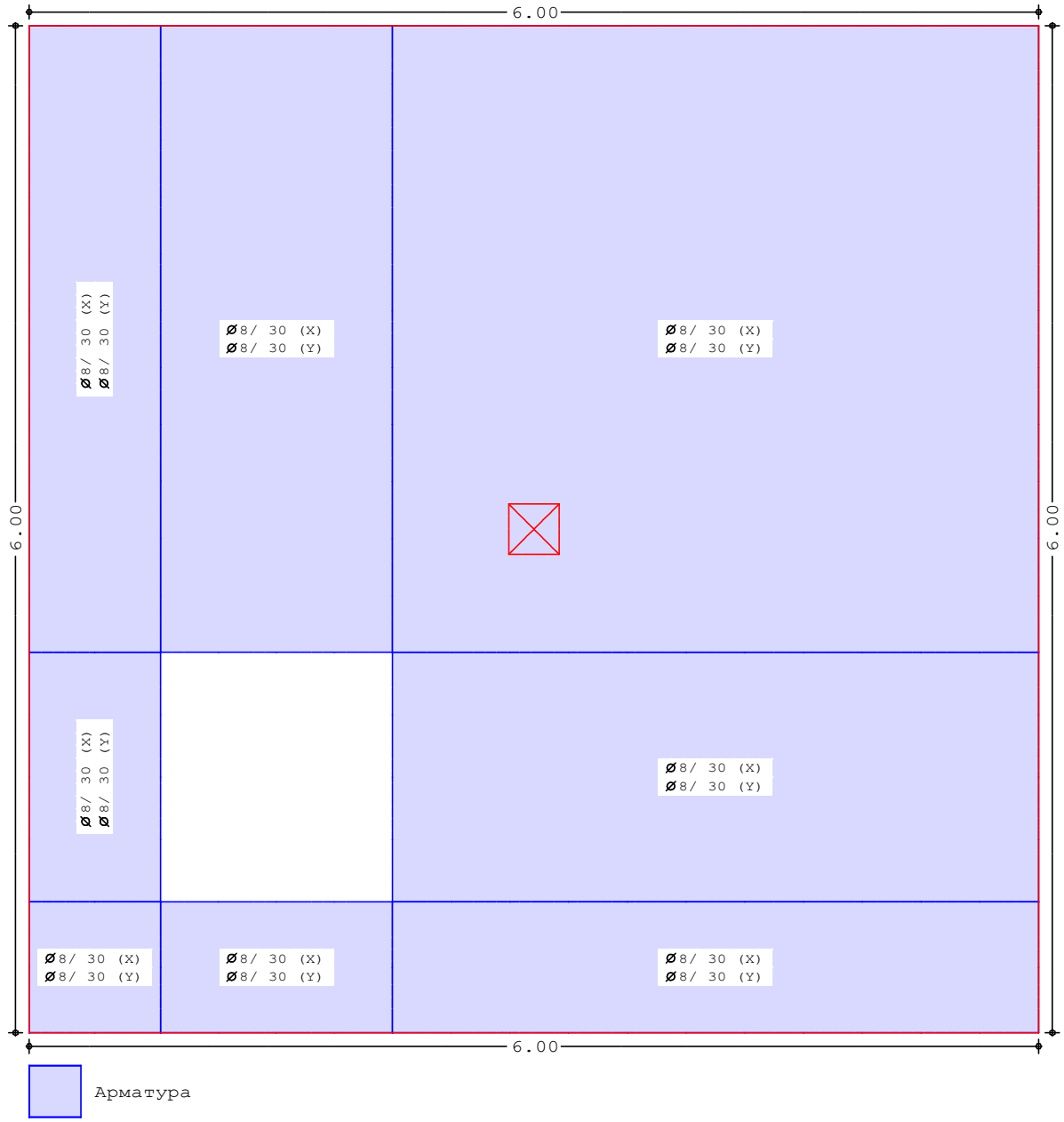
c - длина проекции наиболее опасного сечения
Qmin - несущая способность при отсутствии поперечной арматуры (СНиП 2.03.01-84*, условие 84)
Qmax - максимально допустимая поперечная сила

Конструирование

Подобранная нижняя арматура
М = 1 :40



Подобранная верхняя арматура
М = 1 :40




Основная нижняя арматура

| № плиты | Н | Требуемая As [см$^2$/м] | Подобранная Диаметр [мм] | Шаг [мм] | As [см$^2$/м] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | X | 3.37 | 8 | 30 | 16.76 |
| | Y | 3.37 | 8 | 30 | 16.76 |

Н - направление

Верхняя арматура

| № плиты | Положение | l [м] | Н | Треб. As [см$^2$/м] | Подобранная Диаметр [мм] | Шаг [мм] | As [см$^2$/м] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Снизу | 0.8 | X | 1.68 | 8 | 30 | 16.76 |
| | | | Y | 1.75 | 8 | 30 | 16.76 |
| | Справа | 3.8 | X | 1.92 | 8 | 30 | 16.76 |

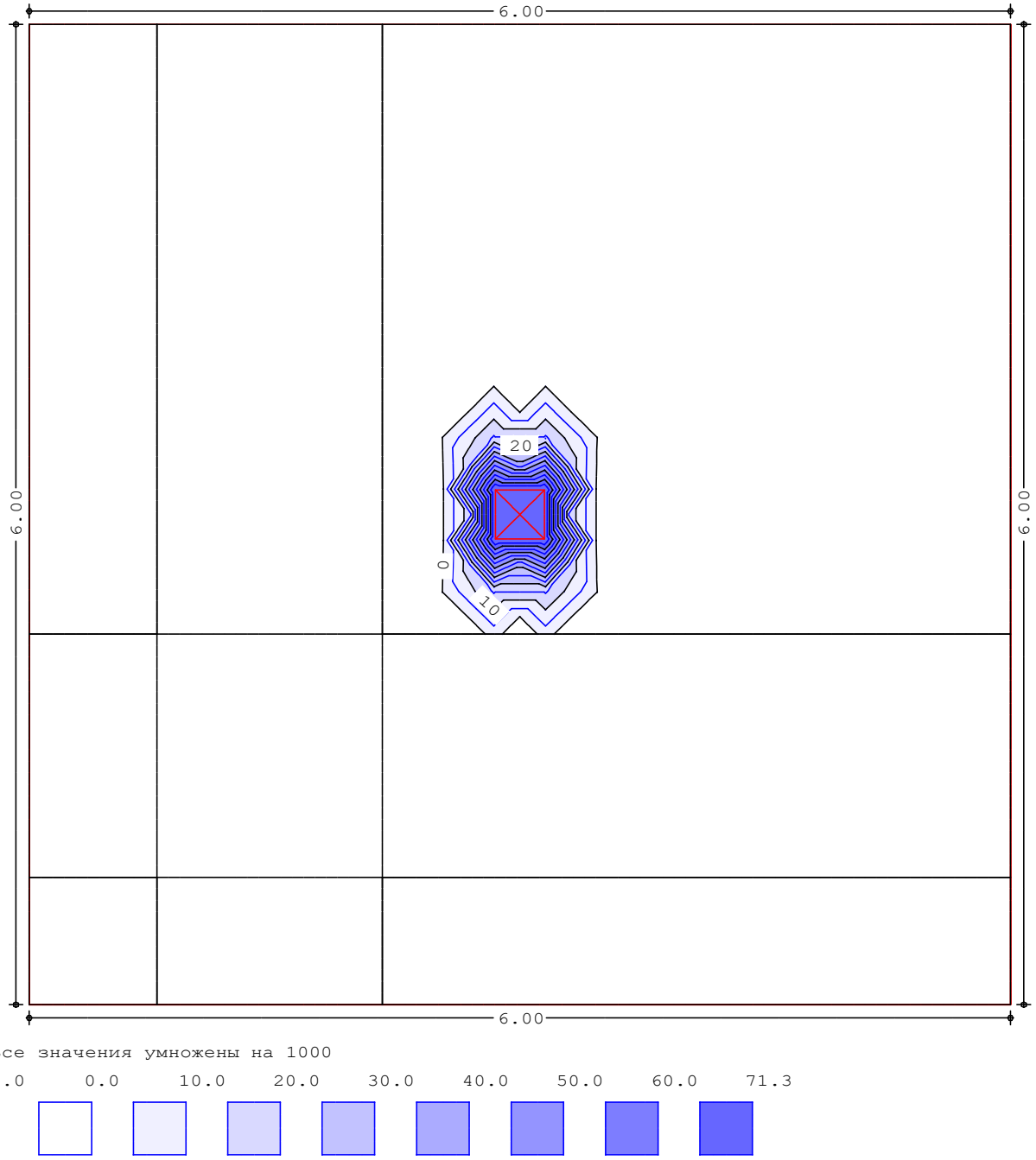
| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | Y | 1.68 | 8 | 30 | 16.76 |
| Сверху 3.7 | X | 1.68 | 8 | 30 | 16.76 |
| | Y | 1.75 | 8 | 30 | 16.76 |
| Слева 0.8 | X | 1.75 | 8 | 30 | 16.76 |
| | Y | 1.68 | 8 | 30 | 16.76 |
| Угол (Н Л) | X | 2.26 | 8 | 30 | 16.76 |
| | Y | 2.26 | 8 | 30 | 16.76 |
| Угол (Н П) | X | 2.26 | 8 | 30 | 16.76 |
| | Y | 2.26 | 8 | 30 | 16.76 |
| Угол (В Л) | X | 2.26 | 8 | 30 | 16.76 |
| | Y | 2.26 | 8 | 30 | 16.76 |
| Угол (В П) | X | 7.97 | 8 | 30 | 16.76 |
| | Y | 7.97 | 8 | 30 | 16.76 |

Н - направление
Обозначения :
(Н Л) - снизу-слева, (Н П) - снизу-справа
(В Л) - сверху-слева, (В П) - сверху-справа

Трещиностойкость

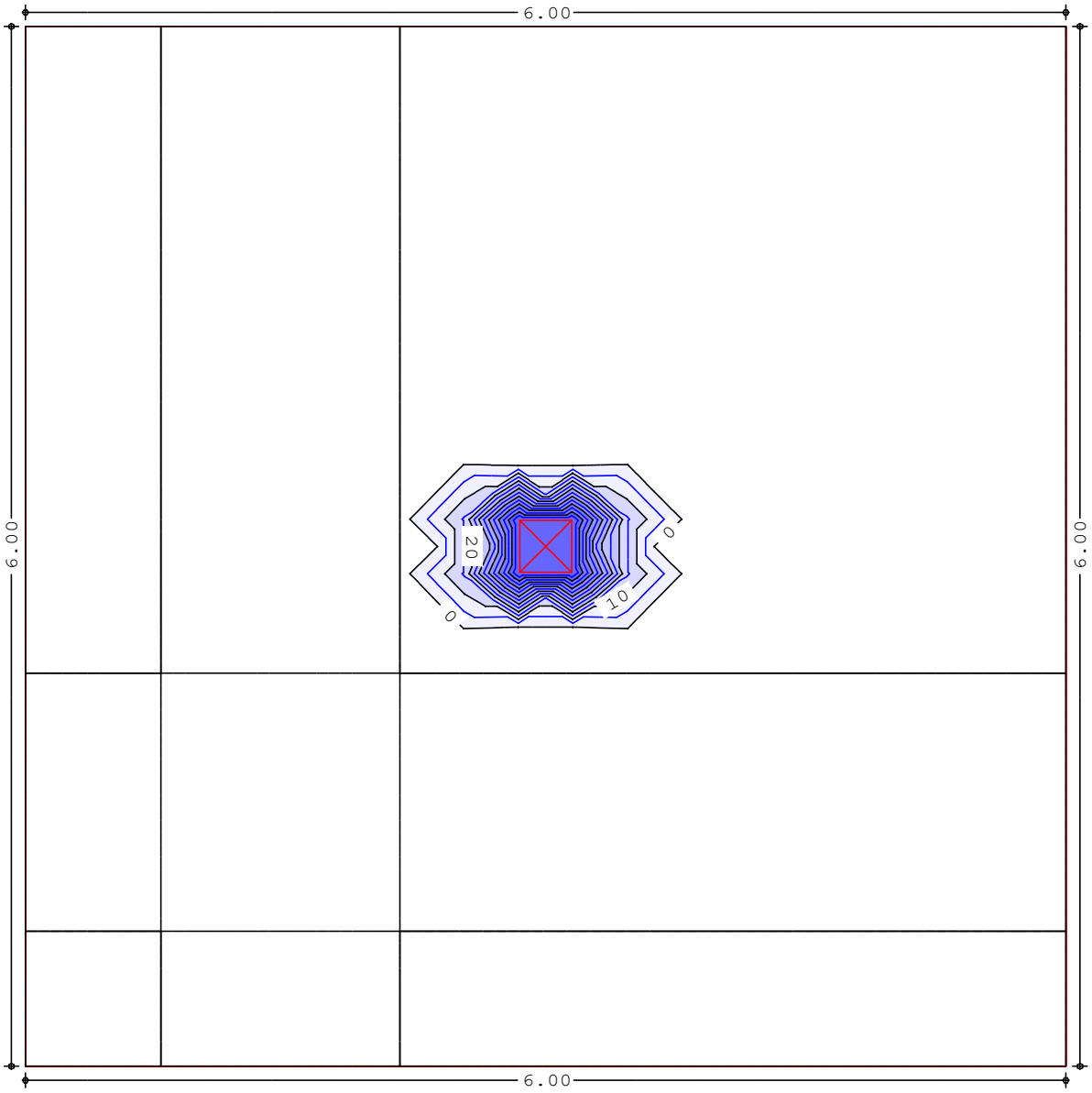
Предельно допустимая ширина раскрытия трещин:
непродолжительное раскрытие $a_{crc1}$ = 0.40 мм
продолжительное раскрытие $a_{crc2}$ = 0.30 мм

Ширина непродолжительного раскрытия трещин сверху по направл. X [мм]
M = 1 :40

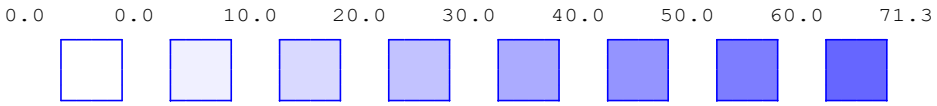



Все значения умножены на 1000

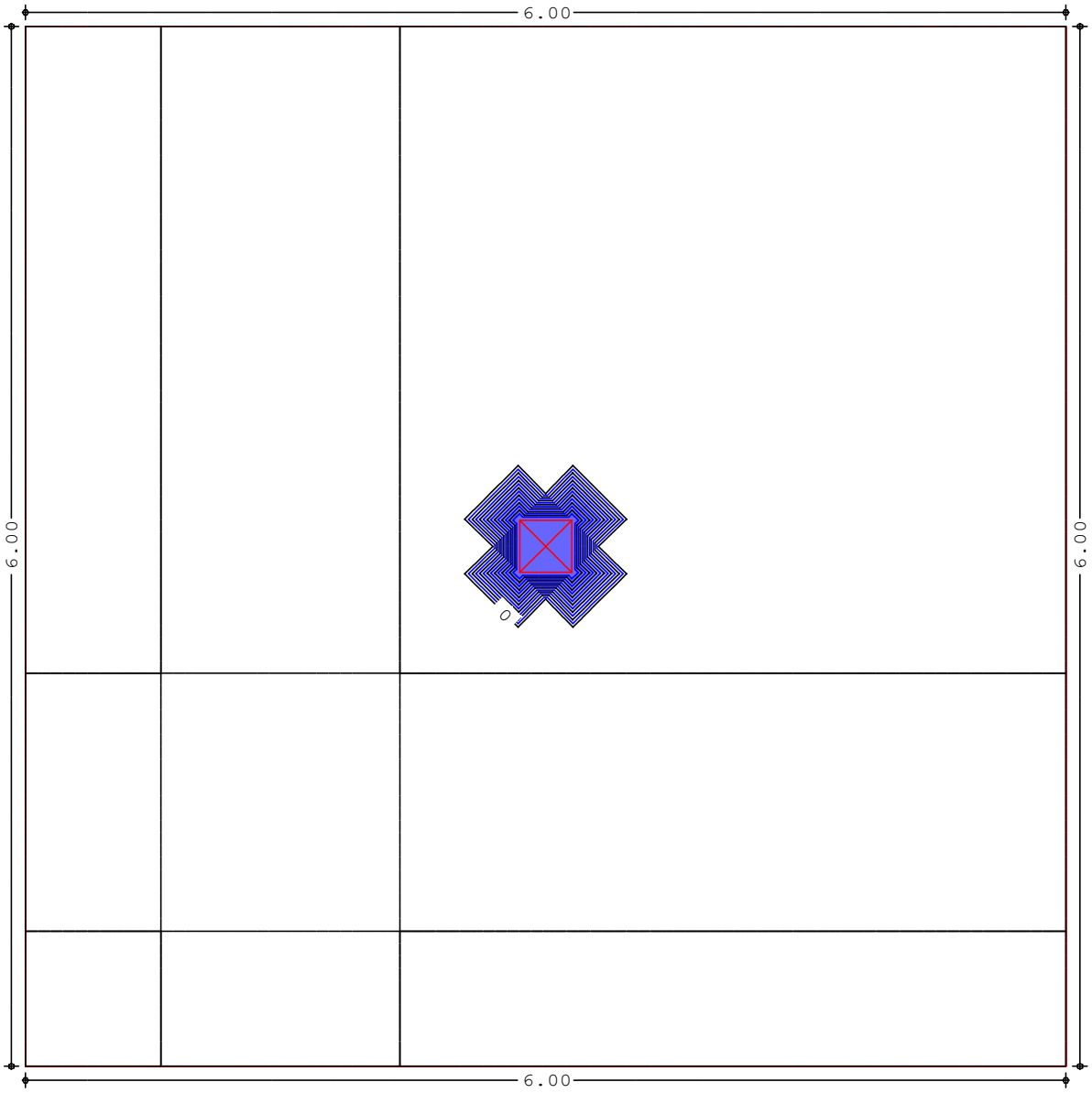
Ширина непродолжительного раскрытия трещин сверху по направл. Y [мм]
М = 1 :40



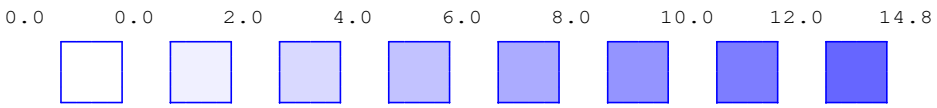

Все значения умножены на 1000



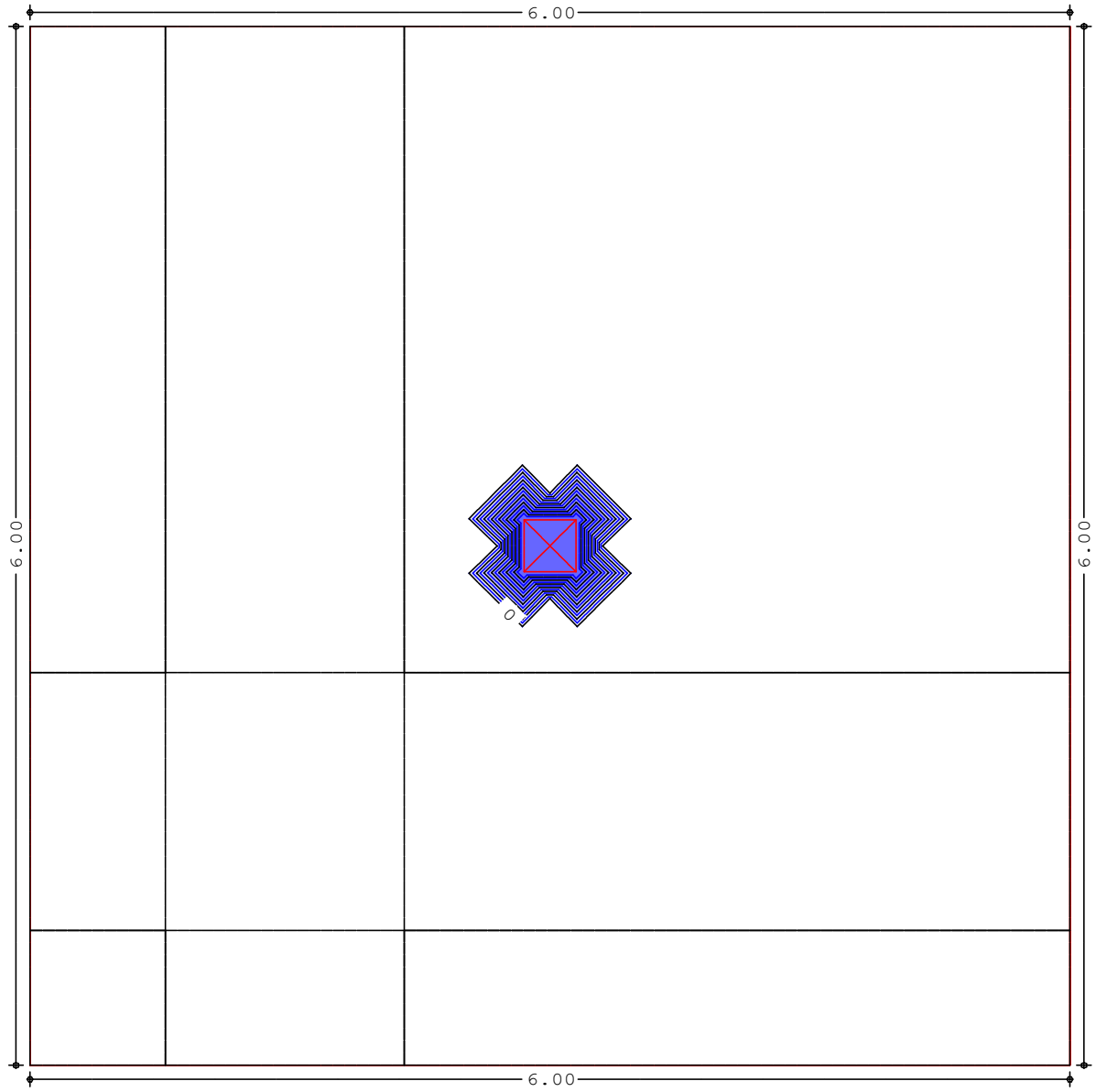
Ширина продолжительного раскрытия трещин сверху по направлению X [мм]
М = 1 :40



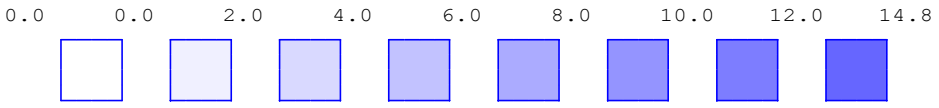

Все значения умножены на 1000



Ширина продолжительного раскрытия трещин сверху по направлению Y [мм]
M = 1 :40




Все значения умножены на 1000




Раскрытие трещин снизу

| № плиты | H | M [кНм/м] | Ml [кНм/м] | Mcrc [кНм/м] | acrc1 [мм] | acrc2 [мм] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | X | 19.8 | 9.5 | 21.5 | 0.000 | 0.000 |
| | Y | 19.8 | 9.5 | 21.5 | 0.000 | 0.000 |

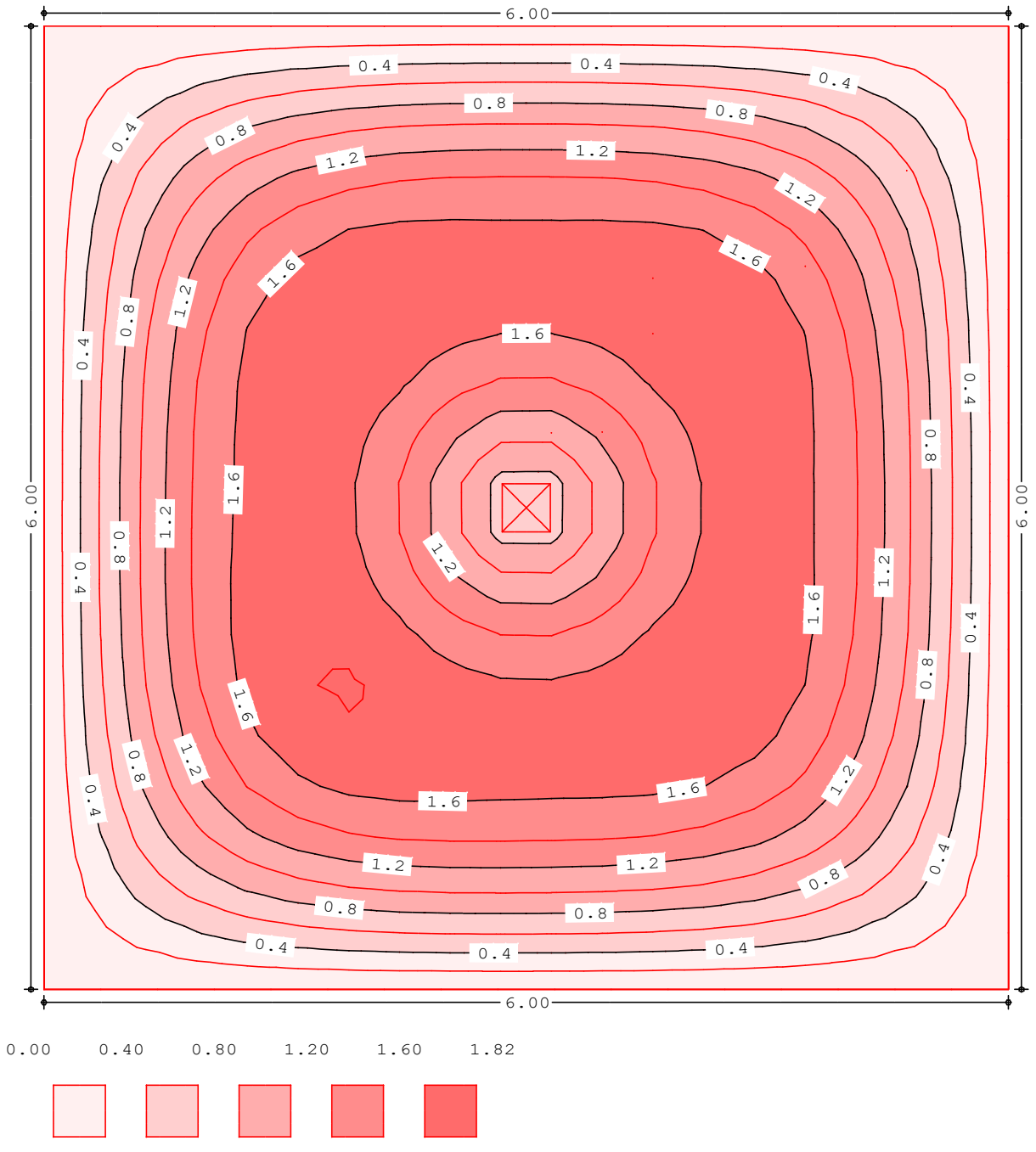
Раскрытие трещин сверху

| № плиты | H | M [кНм/м] | Ml [кНм/м] | Mcrc [кНм/м] | acrc1 [мм] | acrc2 [мм] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | X | -44.8 | -21.5 | 21.5 | 0.071 | 0.015 |
| | Y | -44.8 | -21.5 | 21.5 | 0.071 | 0.015 |

Максимальная ширина раскрытия трещин:
непродолжительное раскрытие $a_{crc1}$ = 0.071 мм
продолжительное раскрытие $a_{crc2}$ = 0.015 мм

Трещиностойкость обеспечена

Расчёт по деформациям
Максимальные прогибы [мм]
M = 1 :40




Прогибы

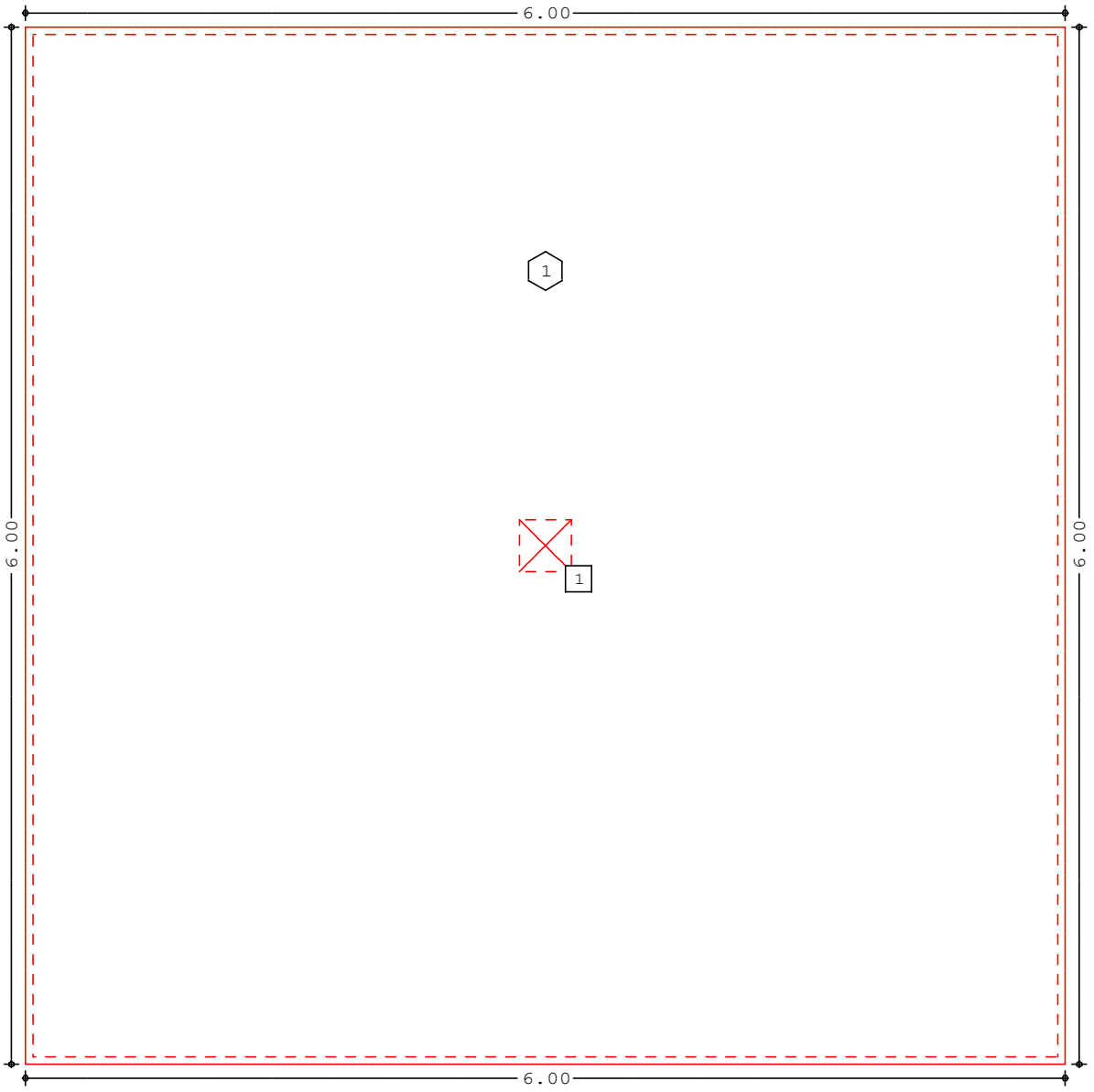
| № плиты | Допустимый прогиб [мм] | Максимальный прогиб [мм] |
|---|---|---|
| 1 | 20.00 | 1.82 |

Проверка по деформациям выполняется

Расчет выполнен модулем 200 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t201 Квадратная плита

Расчетная схема
М = 1 :40




Плиты

| № | Размеры lx[м] | ly[м] | Толщина [см] | Координаты x[м] | y[м] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 6.00 | 6.00 | 20.0 | 0.00 | 0.00 |

Условия закрепления

| № плиты | Ширина опирания[см] Н | П | В | Л | Закрепления сторон[-,%] Н | П | В | Л |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 30.0 | 30.0 | 30.0 | 30.0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

Обозначения : Н - снизу, П - справа,
В - сверху, Л - слева
Опирание плиты : -1 - свободный край
0 - шарнирное опирание
100 - заделка

Колонны

| № | lx [см] | ly [см] | x [м] | y [м] | П | В | М | Жёсткость |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 30.0 | 30.0 | 3.00 | 3.00 | 1 | 1 | 1 | 5.000e+06 |

x, y - координаты центра колонны, заданные относительно вершины (В) плиты (П)
Модель колонны (М):
1 - упругое основание по всей площади колонны ( жёсткость в кН/м3 )
2 - жёсткая точечная опора в центре колонны
3 - точечные пружины в центре колонны ( жёсткости в кН/м и кНм соответственно )

Капители колонн

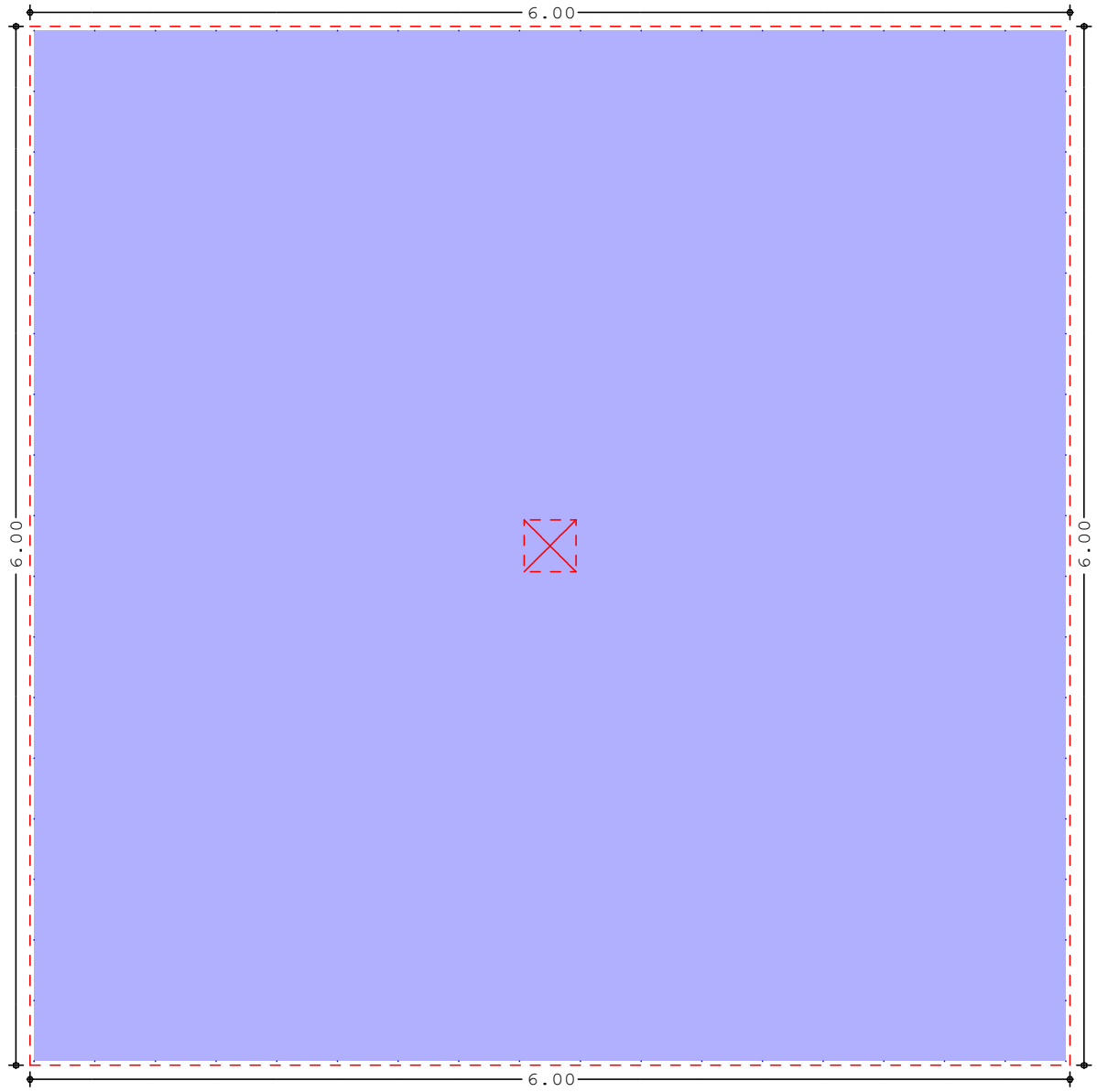
| № колонны | Вид | lx [см] | ly [см] | h [см] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | плавн. | 50.0 | 50.0 | 30.0 |

Нагружение

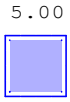
| № | Вид | Коэфф. сочет. | γf | Распределение по пролётам | P[кН] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | постоянная | | 1.35 | Заданное | 180.00 |
| 2 | постоянная | 0.00 0.00 0.00 | 1.50 | Неблагопр. | 720.00 |

P - суммарная нагрузка

Нагрузка № 1
М = 1 :40



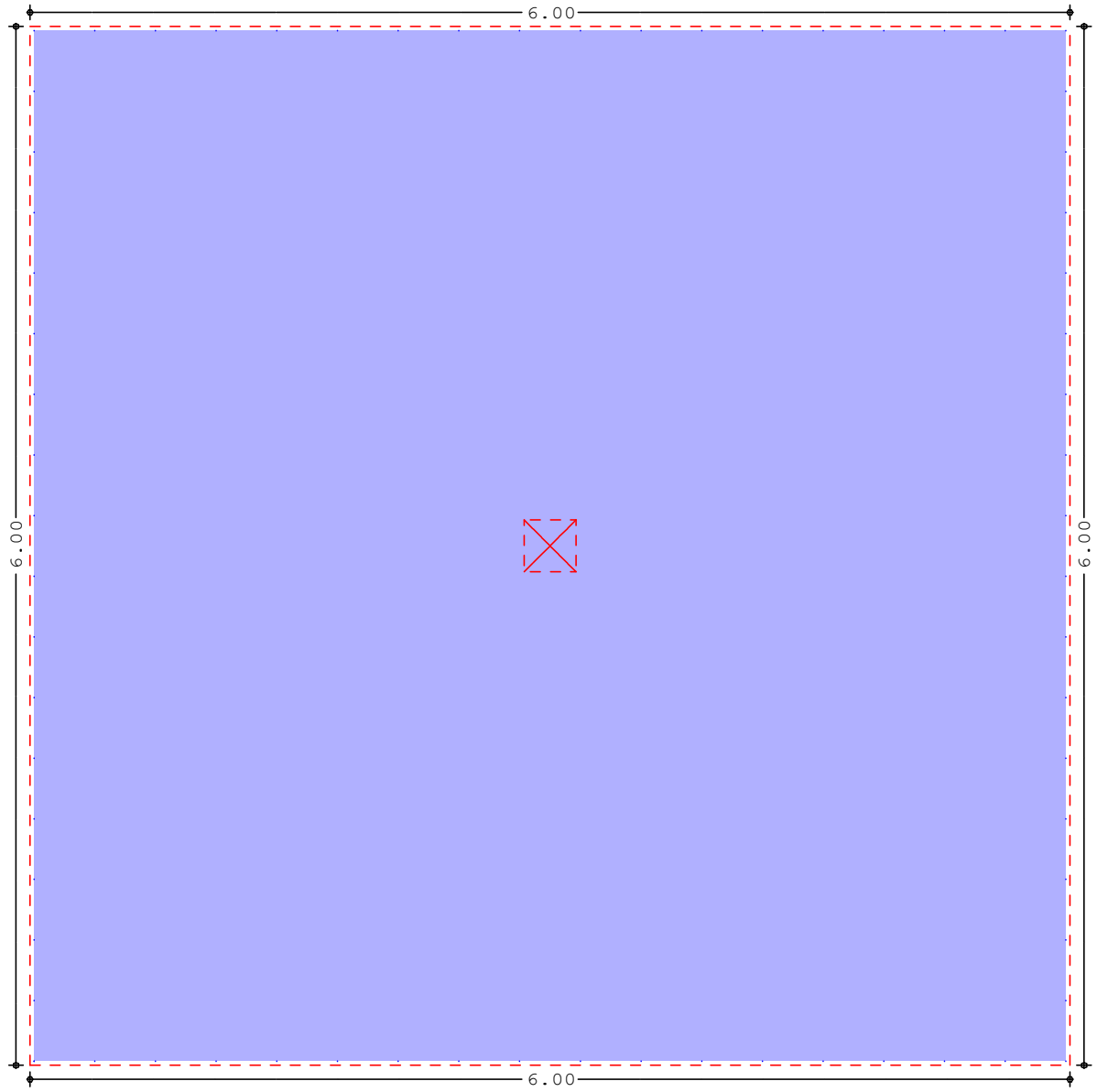

Равномерно распределенная нагрузка [кПа]




Равномерно распределённая нагрузка

| № плиты | p [кПа] |
|---|---|
| 1 | 5.00 |

Нагрузка № 2 0.00 0.00 0.00
М = 1 :40




Равномерно распределенная нагрузка [кПа]

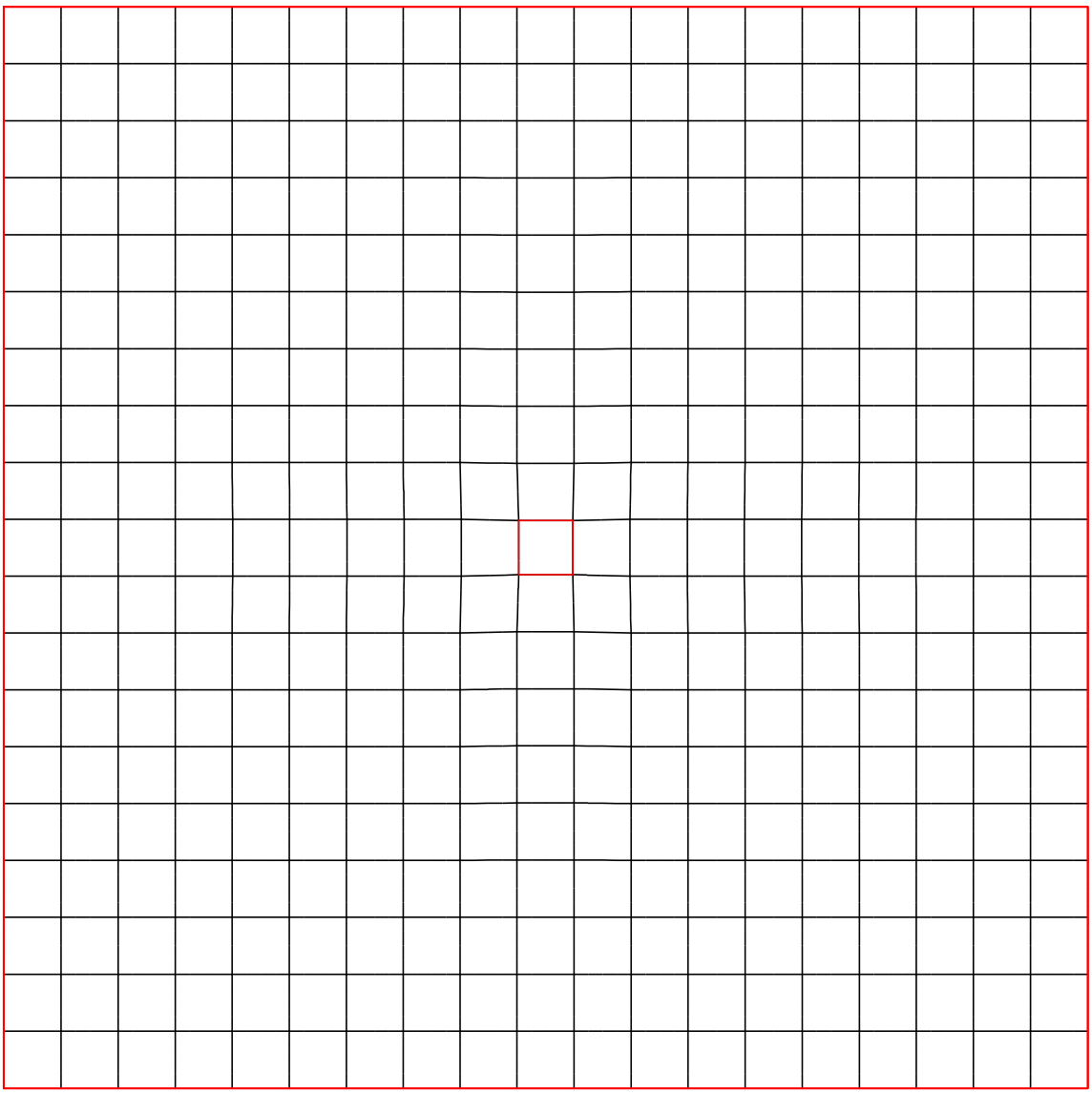
20.00

Равномерно распределённая нагрузка

| № плиты | p [кПа] |
|---|---|
| 1 | 20.00 |

Внутренние усилия по каждой нагрузке
(расчёт методом конечных элементов)

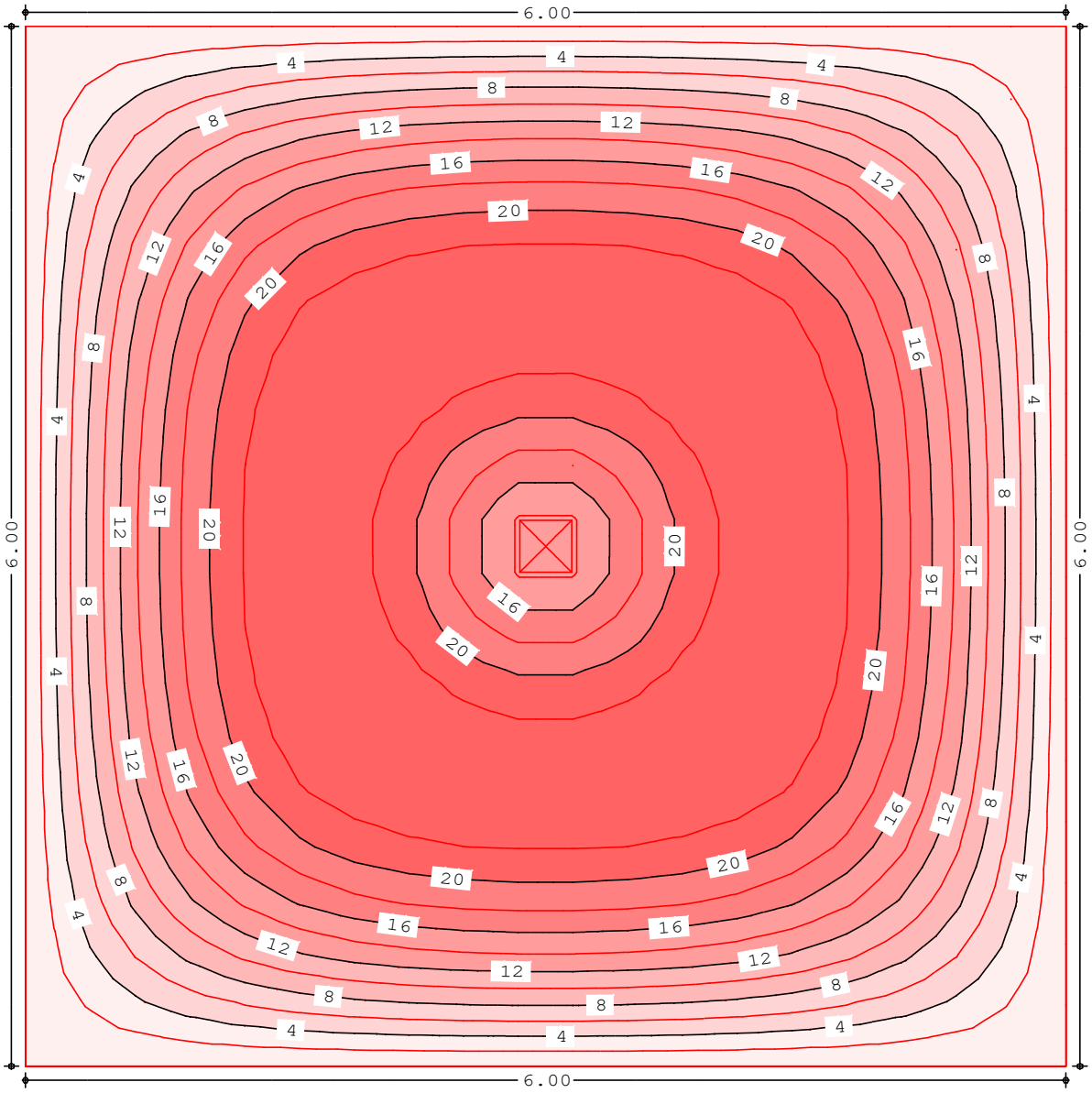
КЭ-сетка
М = 1 :40



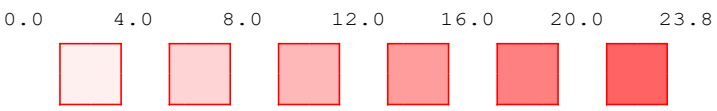
Характерный размер элемента сетки l = 0.30 м

Модуль упругости $E_{cm}$ = 31000 МПа
Коэффициент Пуассона $\nu$ = 0.20
Коэффициент учета кручения 0.5

Нагрузка № 1
Перемещения [мм]
M = 1 :40



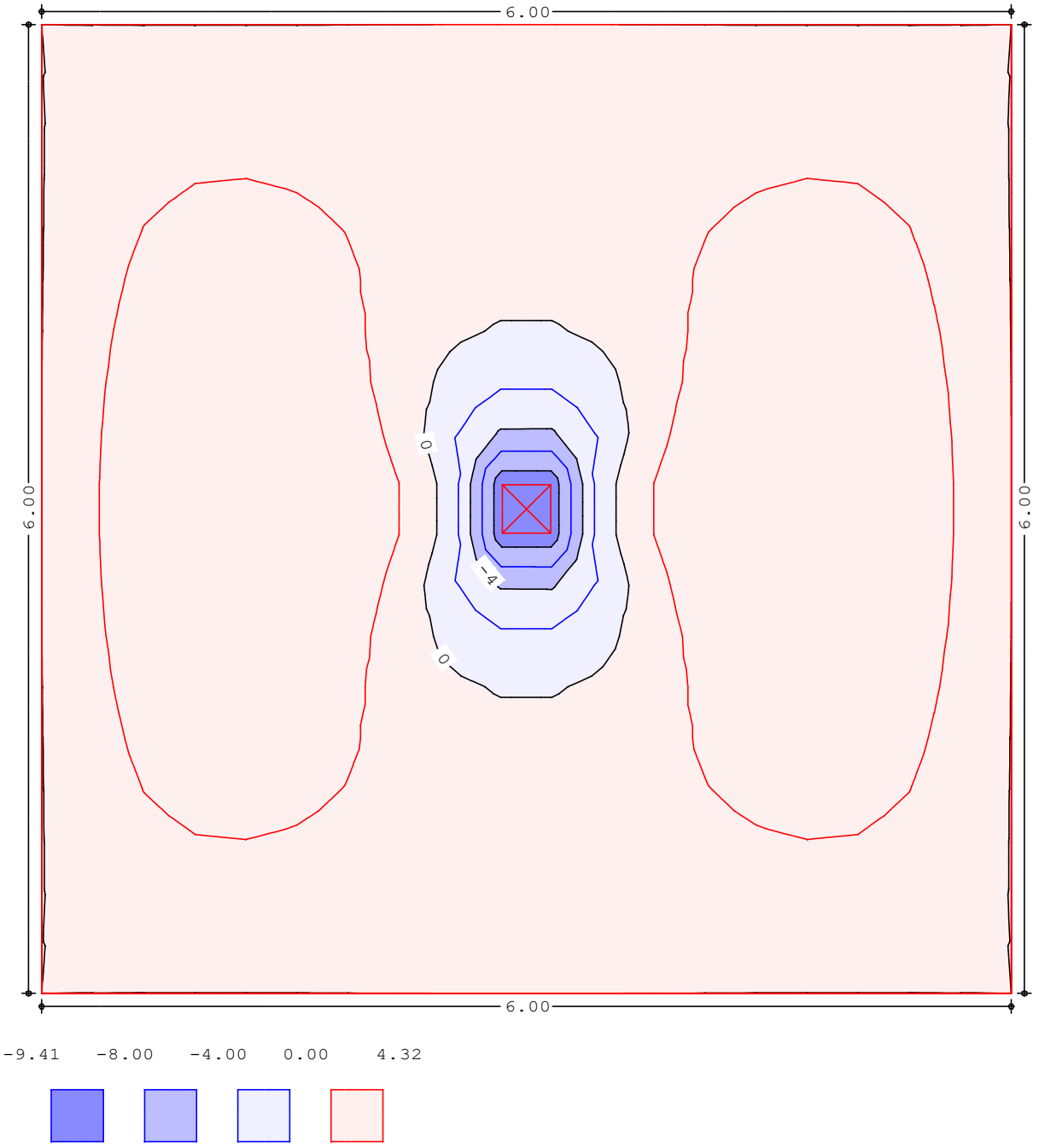

Все значения умножены на 100




Перемещения

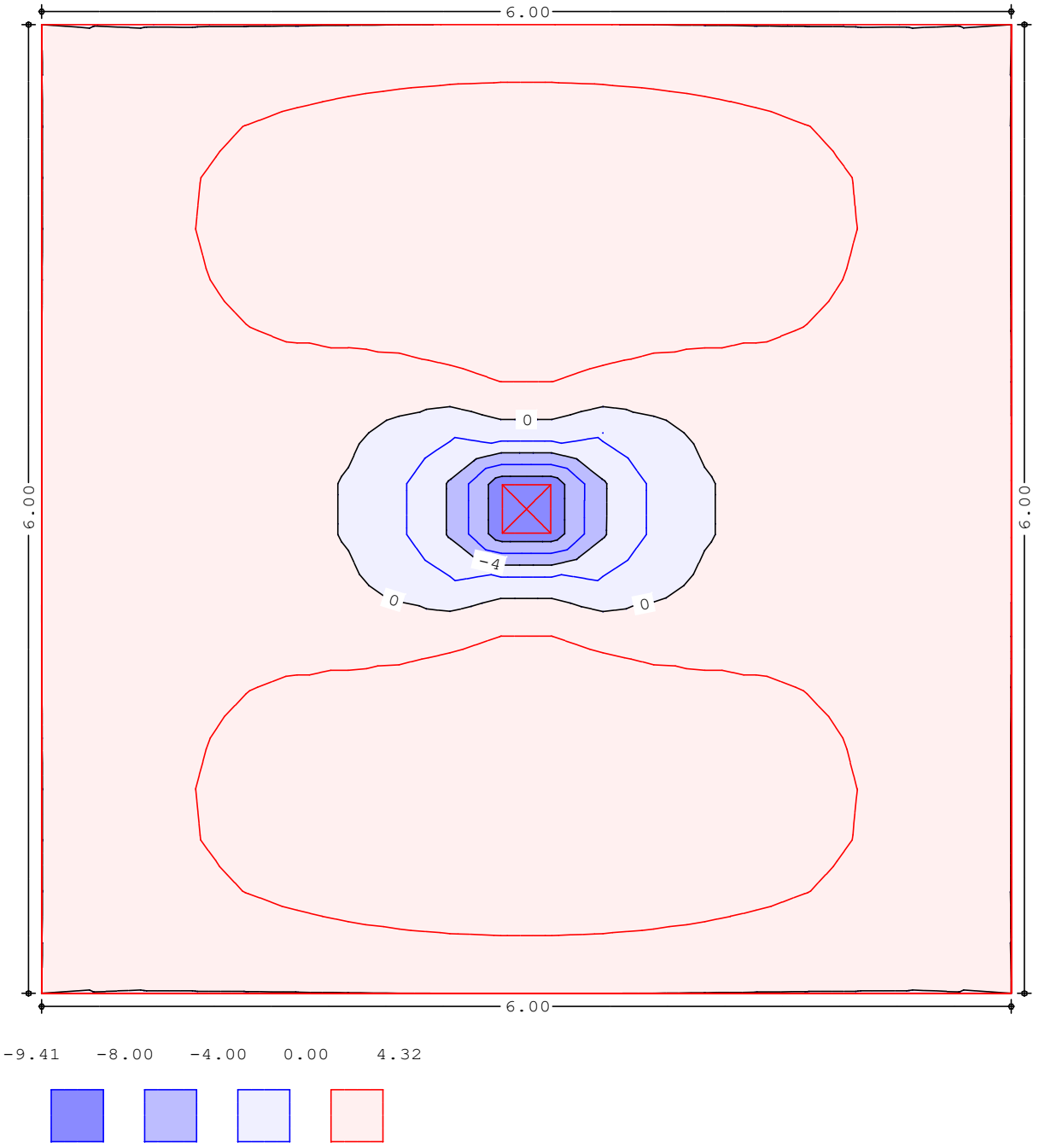
| № плиты | w [мм] |
|---|---|
| 1 | 0.24 |

Моменты Mx [кНм/м]
M = 1 :40



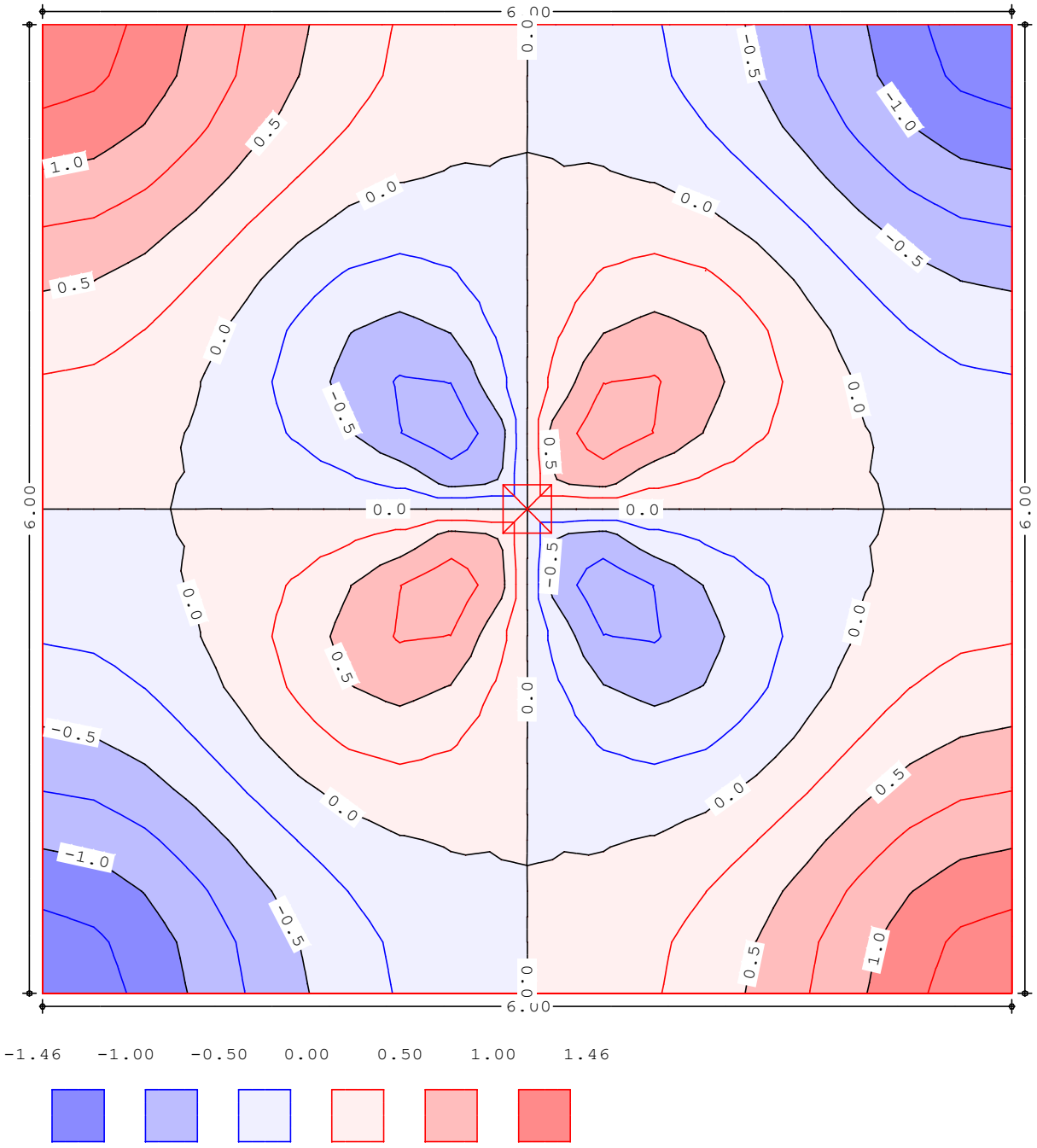

-9.41 -8.00 -4.00 0.00 4.32

Моменты My [кНм/м]
M = 1 :40



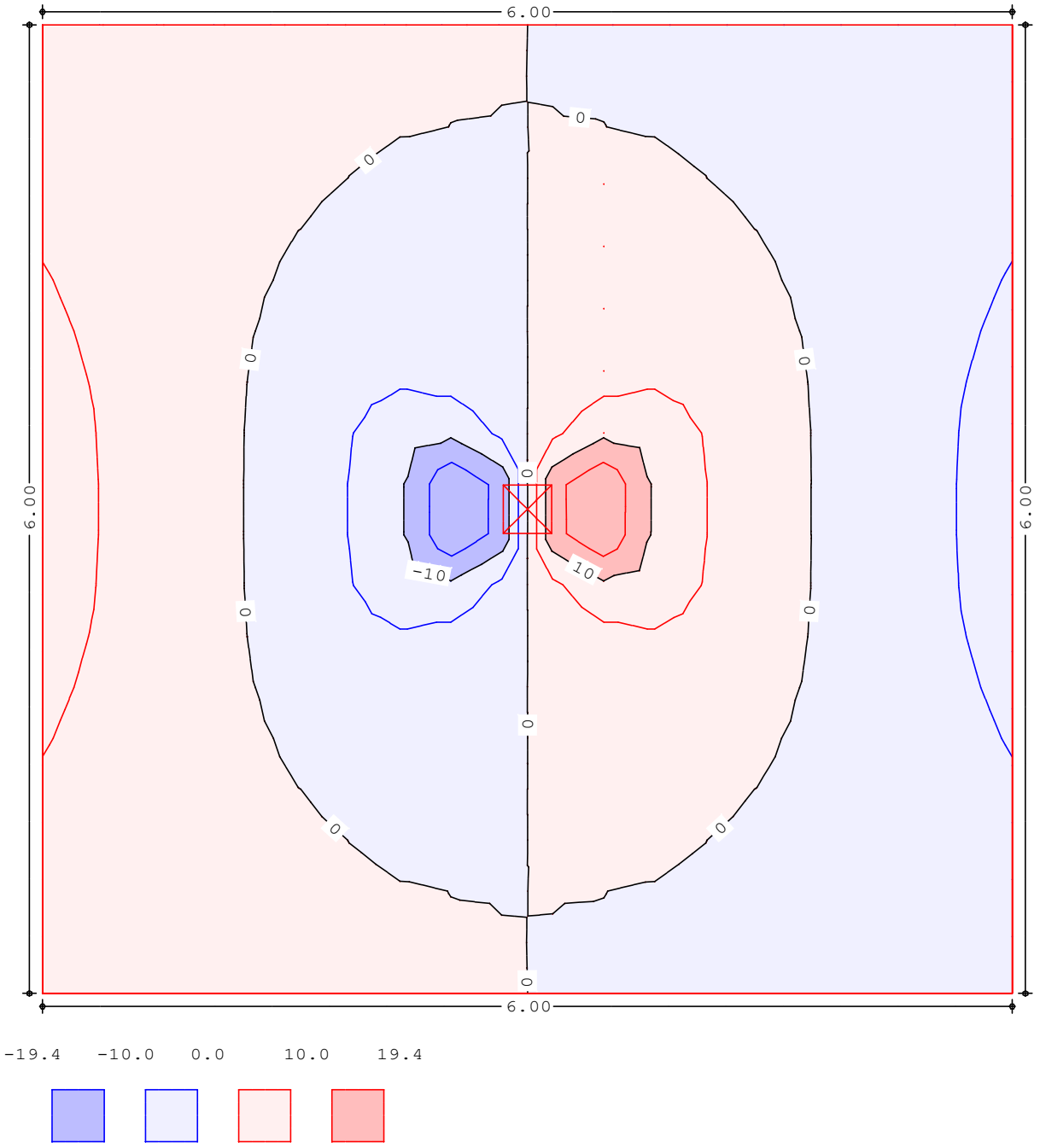

-9.41 -8.00 -4.00 0.00 4.32

Моменты Mxy [кНм/м]
М = 1 :40



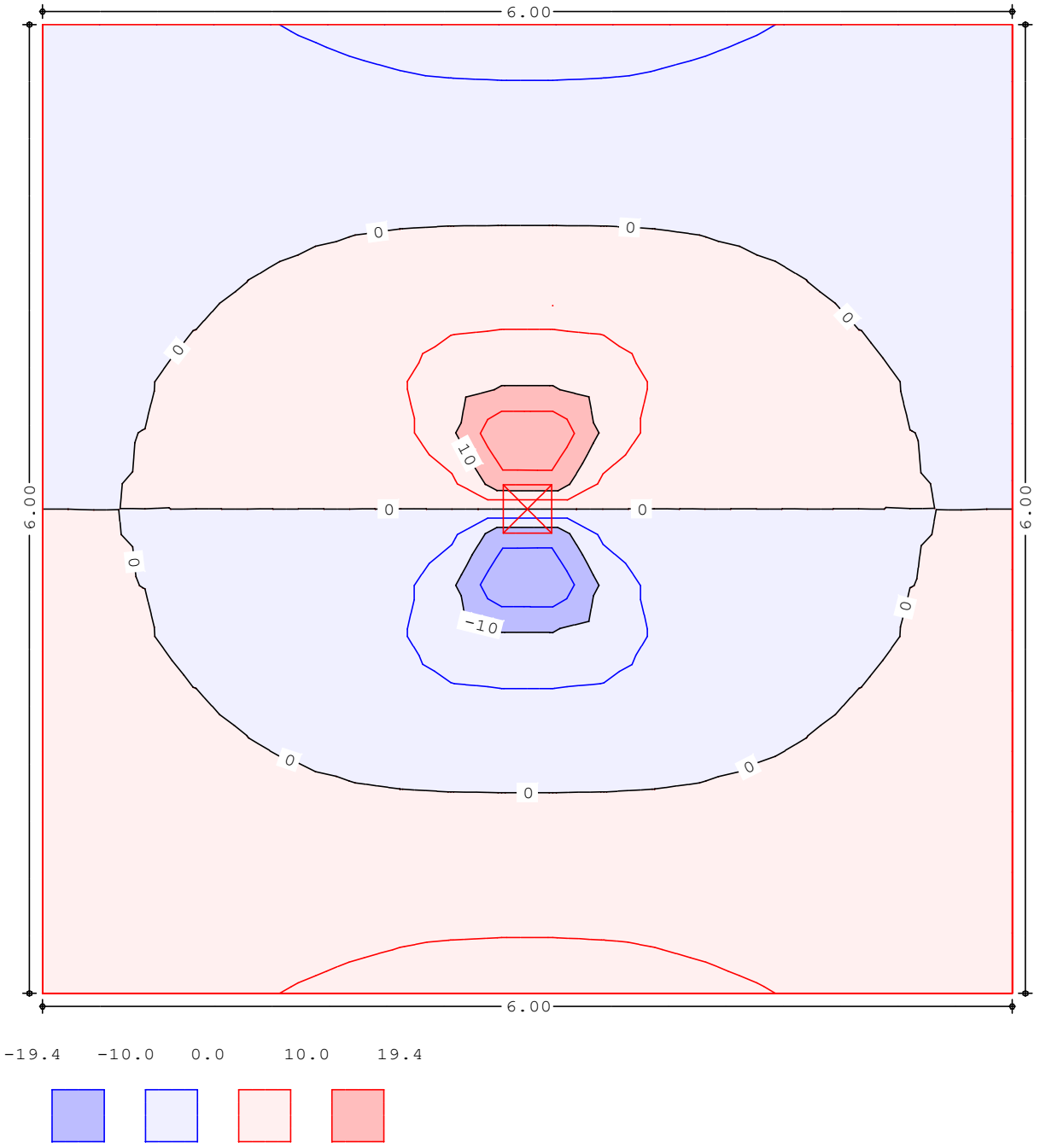

-1.46 -1.00 -0.50 0.00 0.50 1.00 1.46

Поперечные силы Qx [кН/м]
М = 1 :40




-19.4 -10.0 0.0 10.0 19.4

Поперечные силы Qy [кН/м]
М = 1 :40




-19.4 -10.0 0.0 10.0 19.4

Опорные реакции по отрезкам

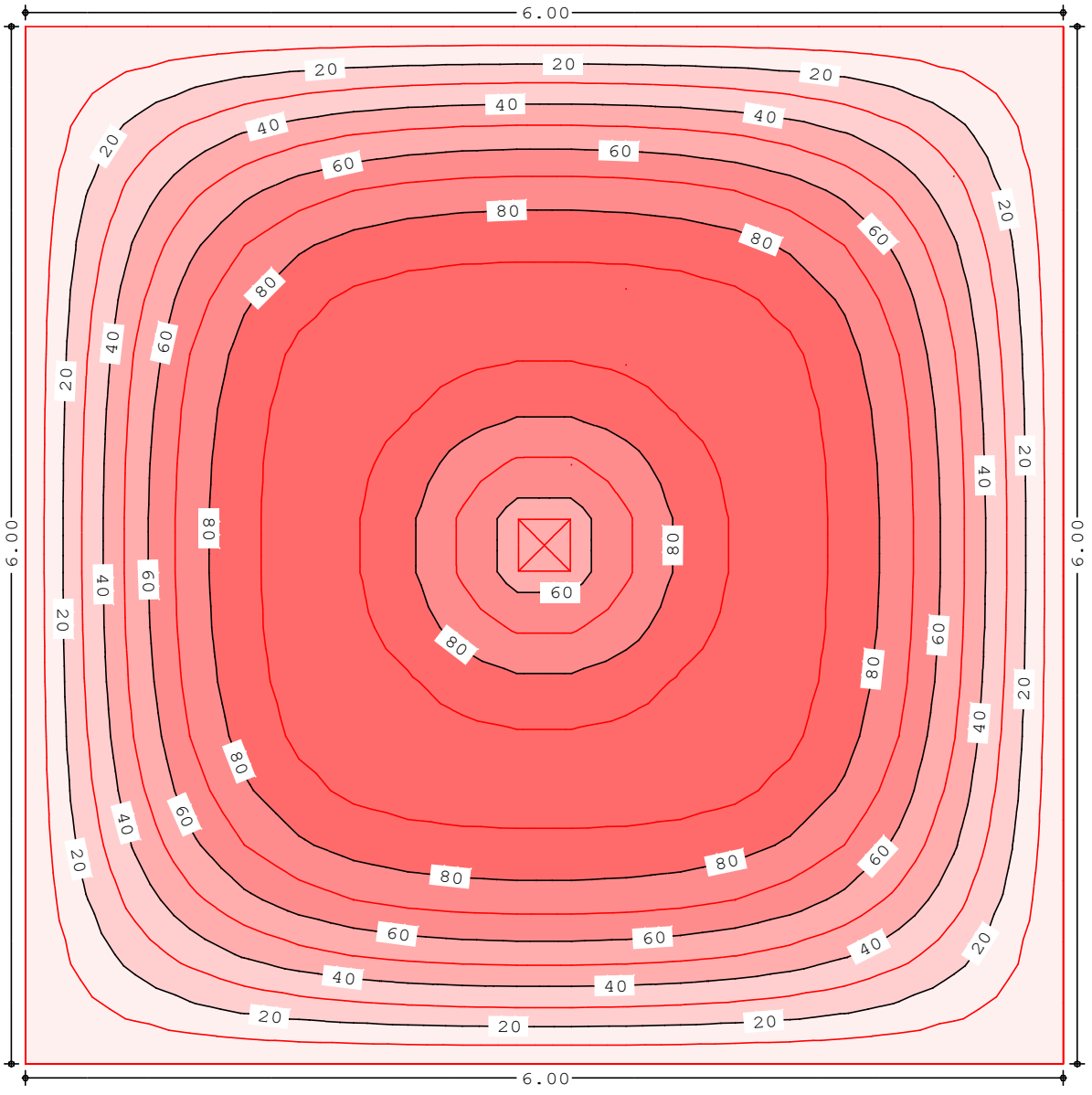
| № плиты | Сторона | a [м] | l [м] | q [кН/м] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Нижняя | 0.00 | 6.00 | 5.05 |
| | Правая | 0.00 | 6.00 | 5.05 |
| | Верхняя | 0.00 | 6.00 | 5.05 |
| | Левая | 0.00 | 6.00 | 5.05 |

Опорные реакции колонн

| № | Q [кН] | Mx [кНм] | My [кНм] |
|---|---|---|---|
| 1 | 58.83 | 0.00 | -0.00 |

Сумма всех опорных реакций Q = 180.0 кН

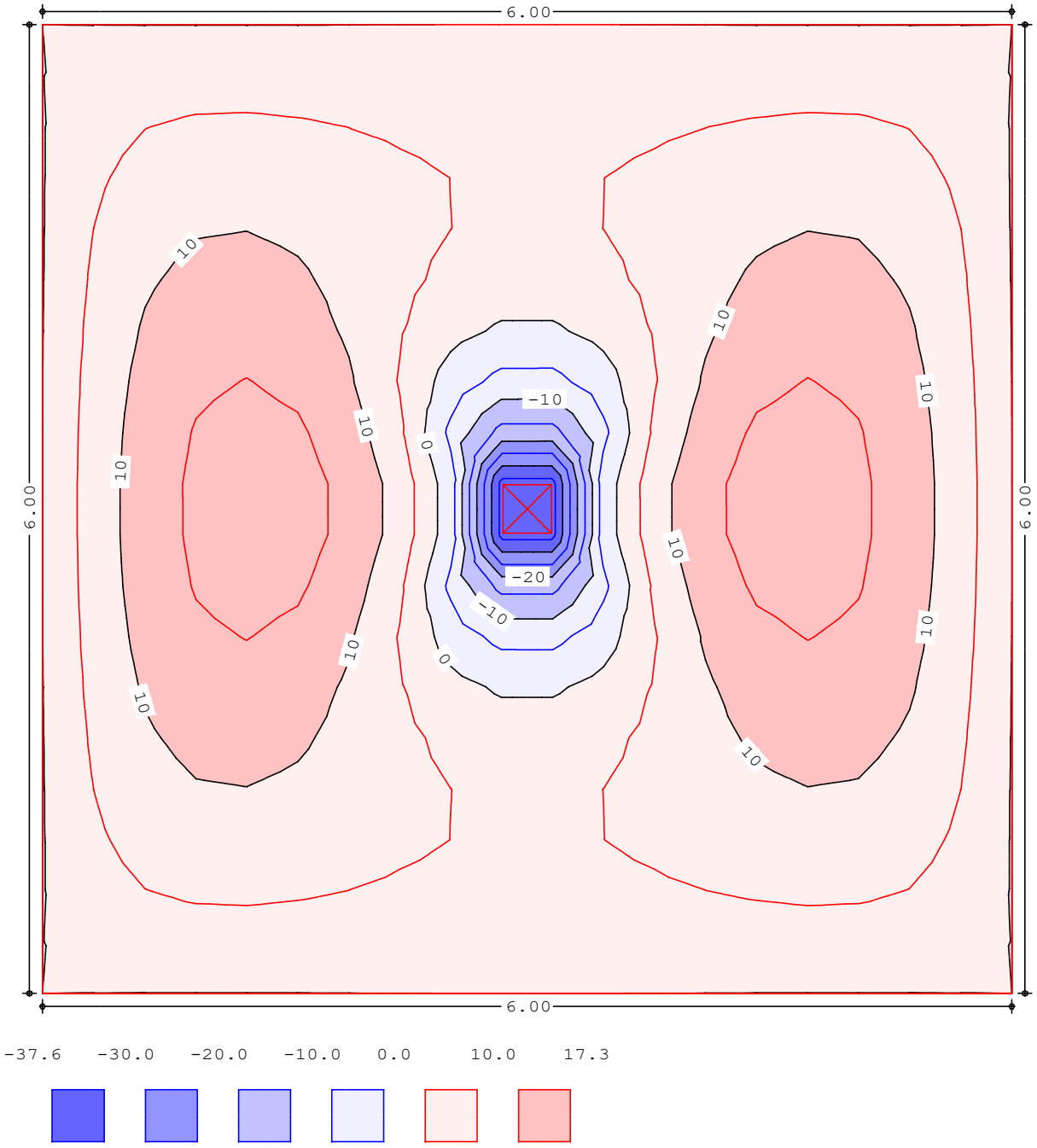
Нагрузка № 2 0.00 0.00 0.00
Перемещения [мм]
М = 1 :40




Перемещения

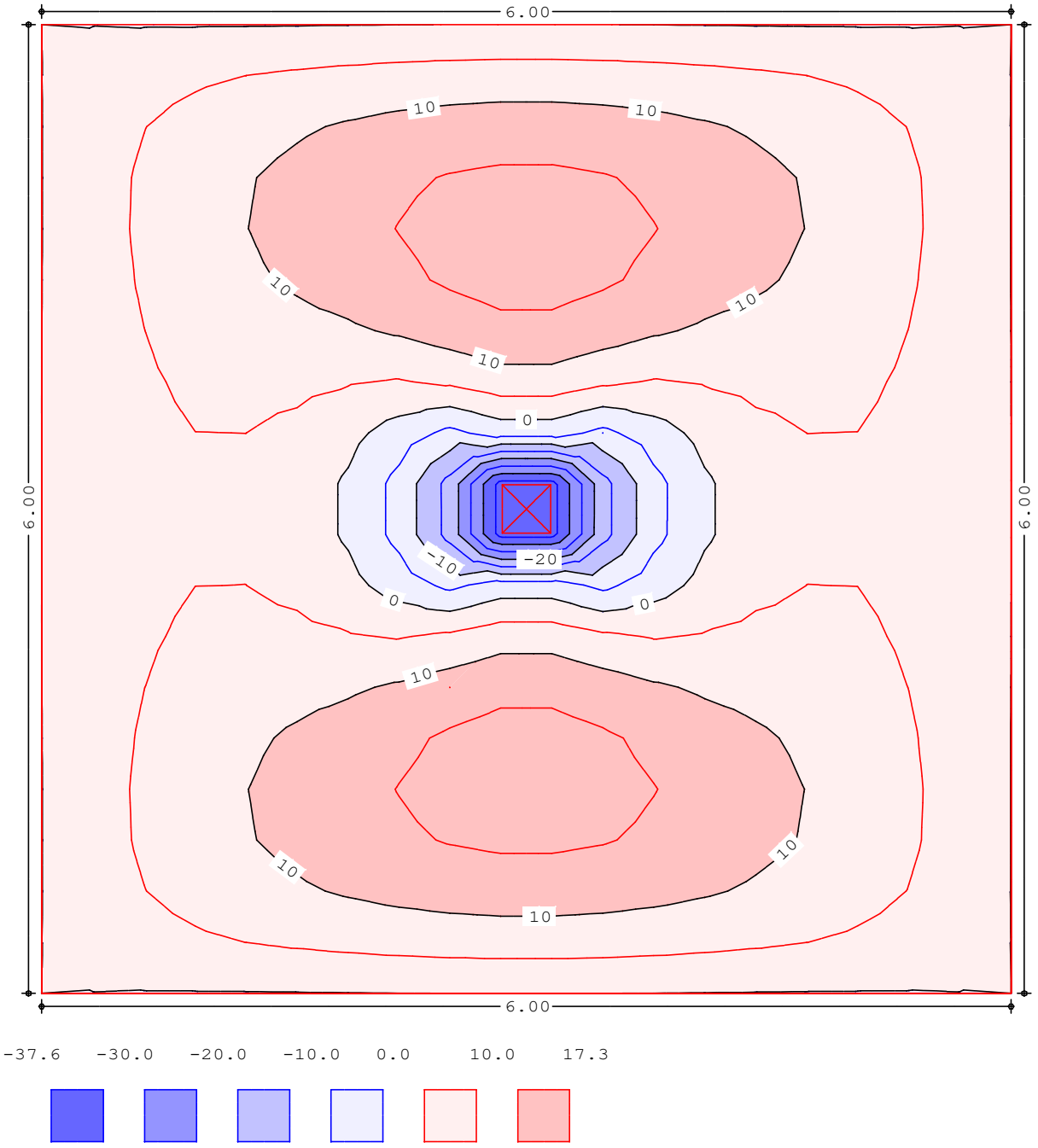
| № плиты | w [мм] |
|---|---|
| 1 | 0.95 |

Моменты Mx [кНм/м]
M = 1 :40

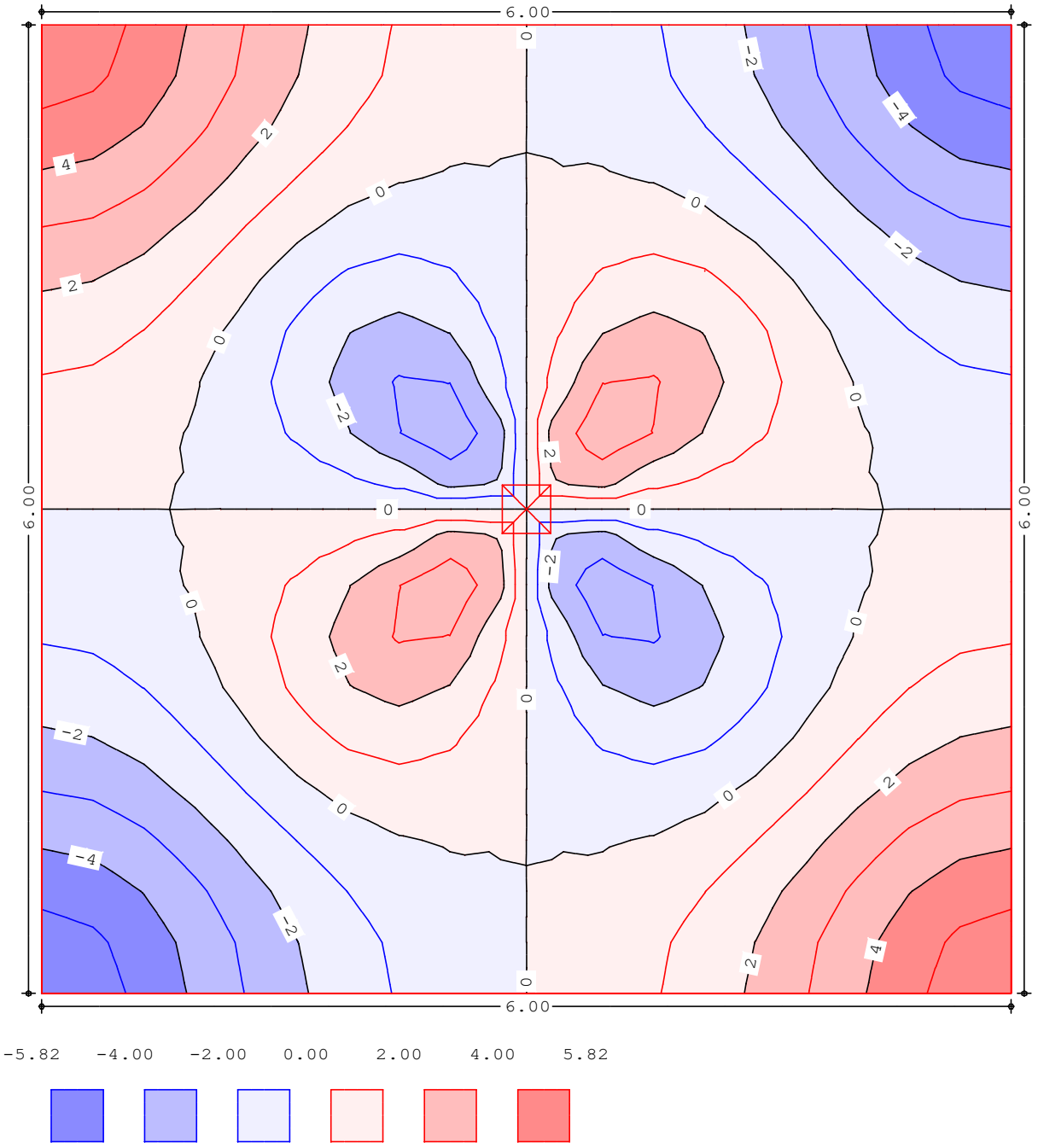



-37.6 -30.0 -20.0 -10.0 0.0 10.0 17.3

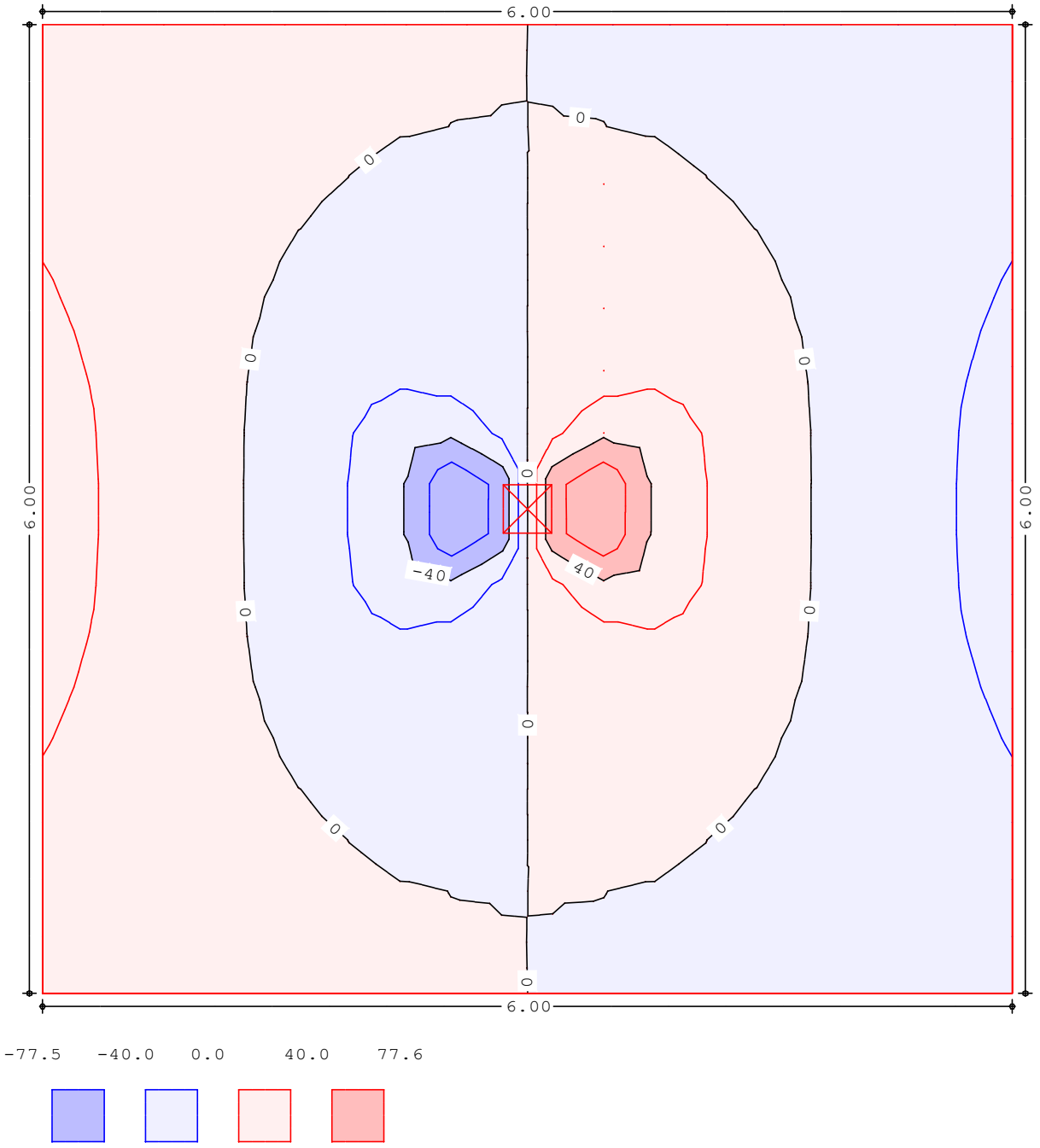
Моменты My [кНм/м]
М = 1 :40



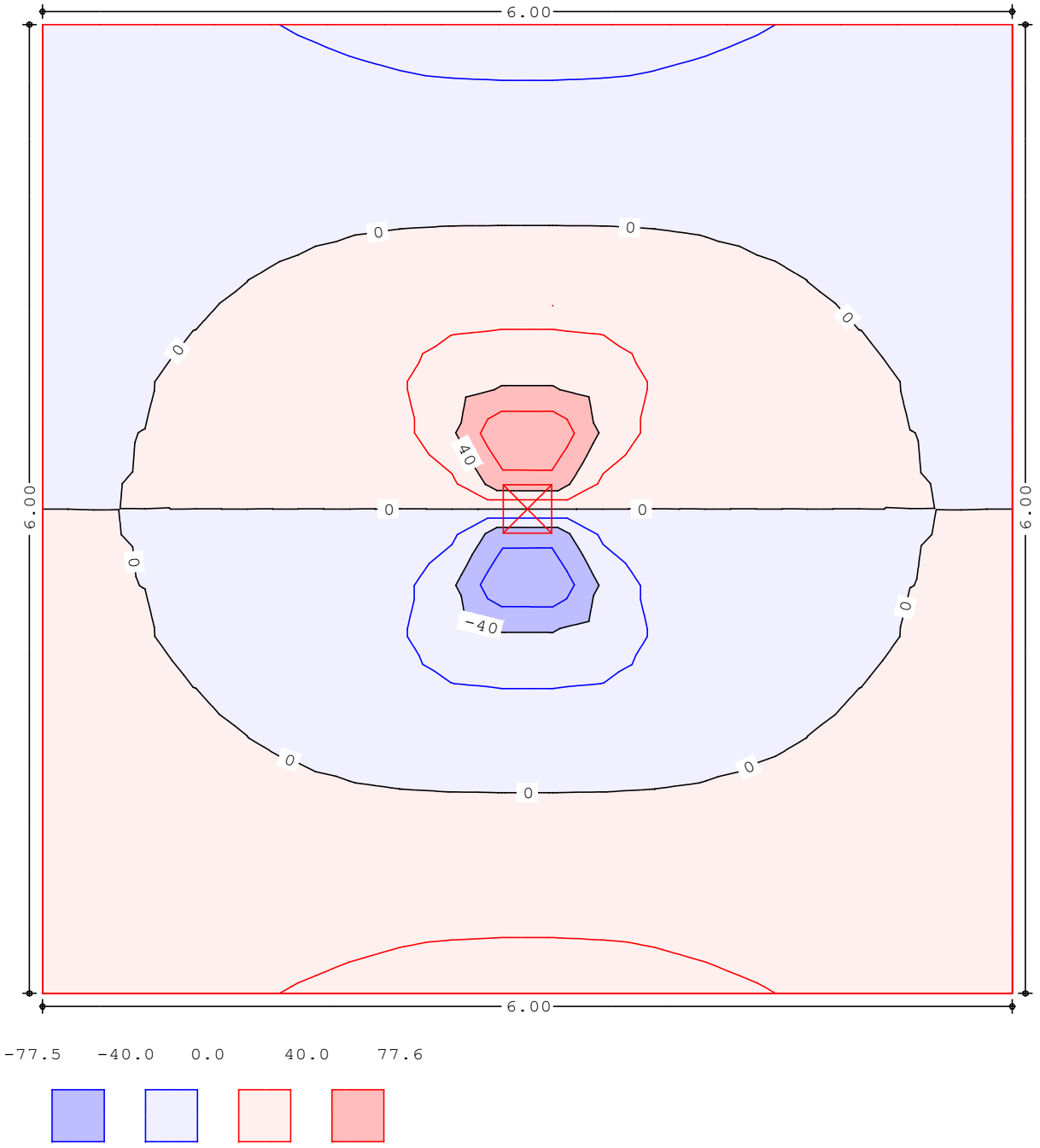
Моменты Mxy [кНм/м]
M = 1 :40



Поперечные силы Qx [кН/м]
М = 1 :40



Поперечные силы Qy [кН/м]
М = 1 :40




-77.5 -40.0 0.0 40.0 77.6

Опорные реакции по отрезкам

| № плиты | Сторона | a [м] | l [м] | q [кН/м] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Нижняя | 0.00 | 6.00 | 20.19 |
| | Правая | 0.00 | 6.00 | 20.19 |
| | Верхняя | 0.00 | 6.00 | 20.19 |
| | Левая | 0.00 | 6.00 | 20.19 |

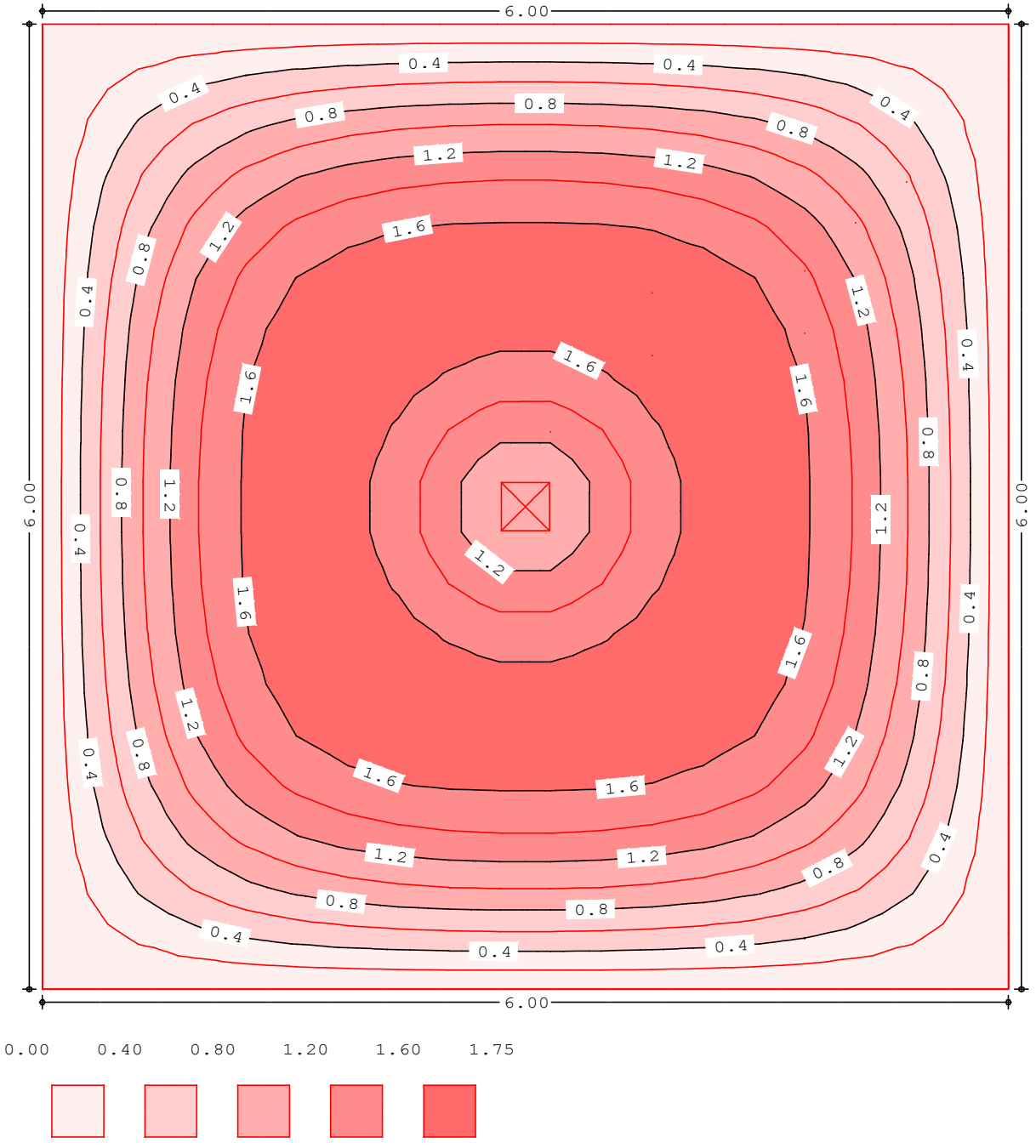
Опорные реакции колонн

| № | Q [кН] | Mx [кНм] | My [кНм] |
|---|---|---|---|
| 1 | 235.33 | 0.00 | -0.00 |

Сумма всех опорных реакций Q = 720.0 кН

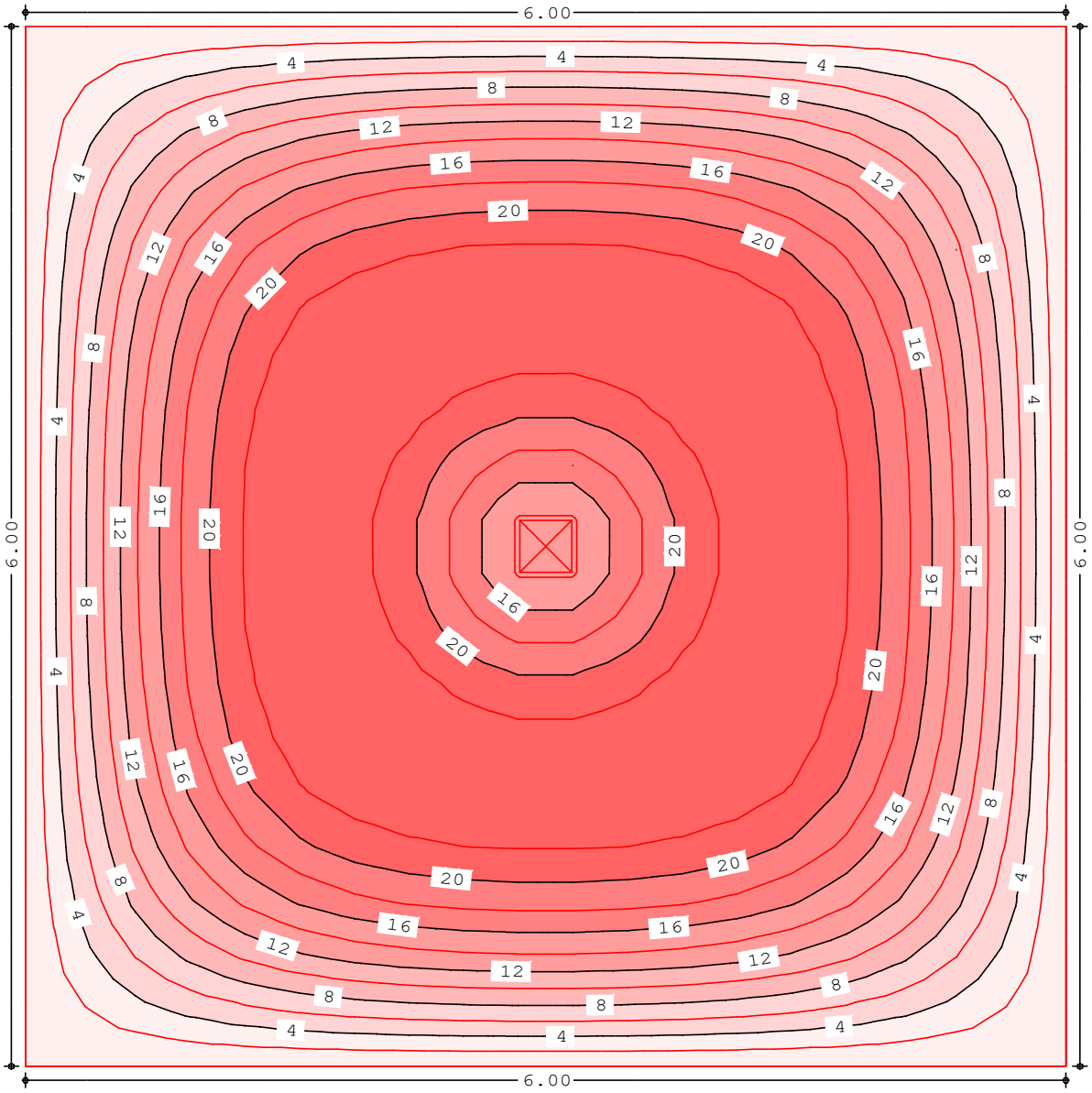
Расч. сочет. усилий согласно п.6.4.3 MSZ EN 1990:2011.
Коэффициент управления надежностью конструкции $K_{FI}$= 0.00
Сочетание воздейст. по формуле (6.10) EN 1990

Перемещения ( максимальные значения ) [мм]
M = 1 :40

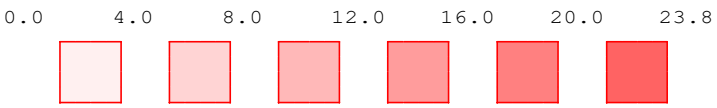



0.00 0.40 0.80 1.20 1.60 1.75

Перемещения ( минимальные значения ) [мм]
М = 1 :40



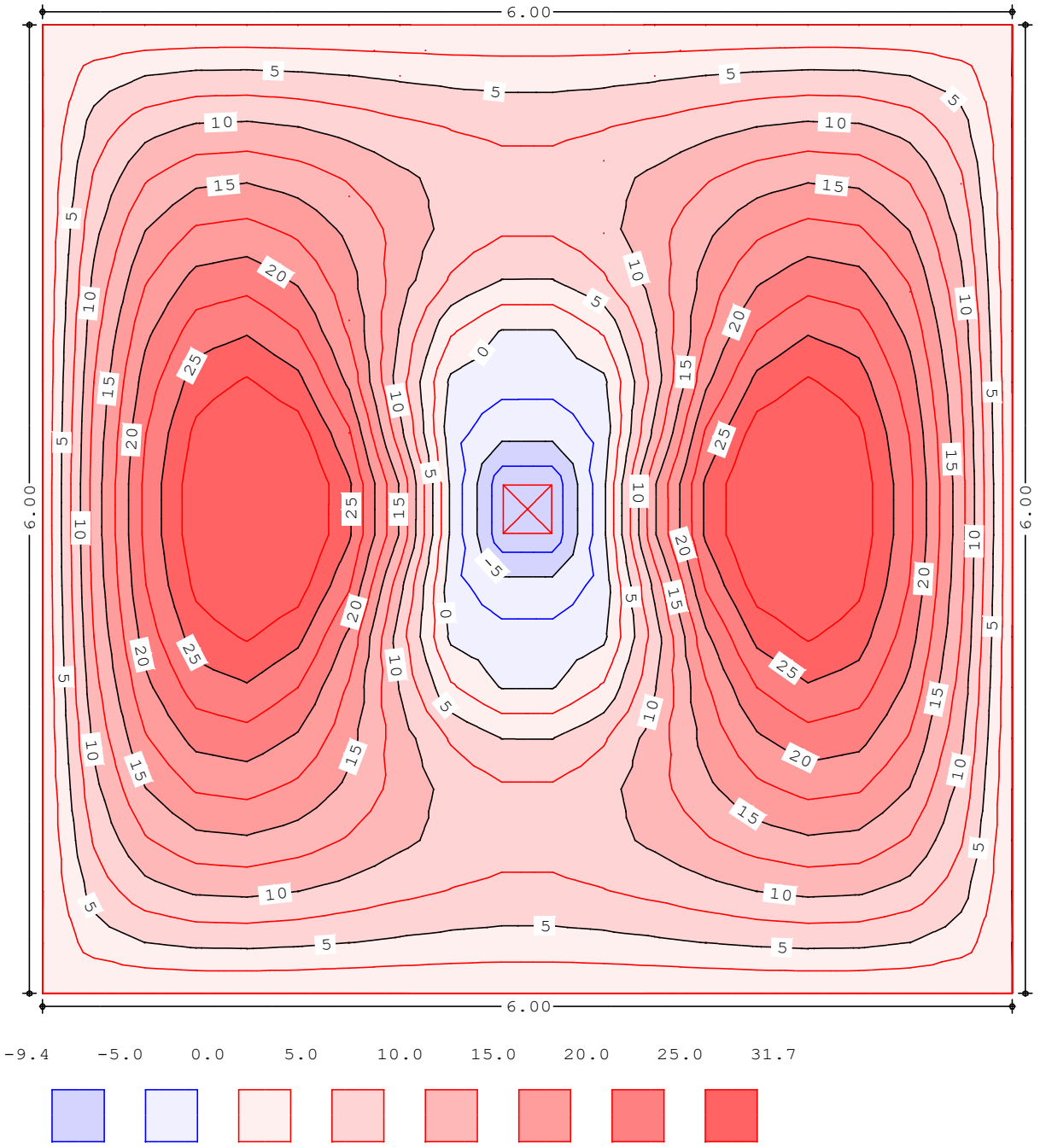

Все значения умножены на 100



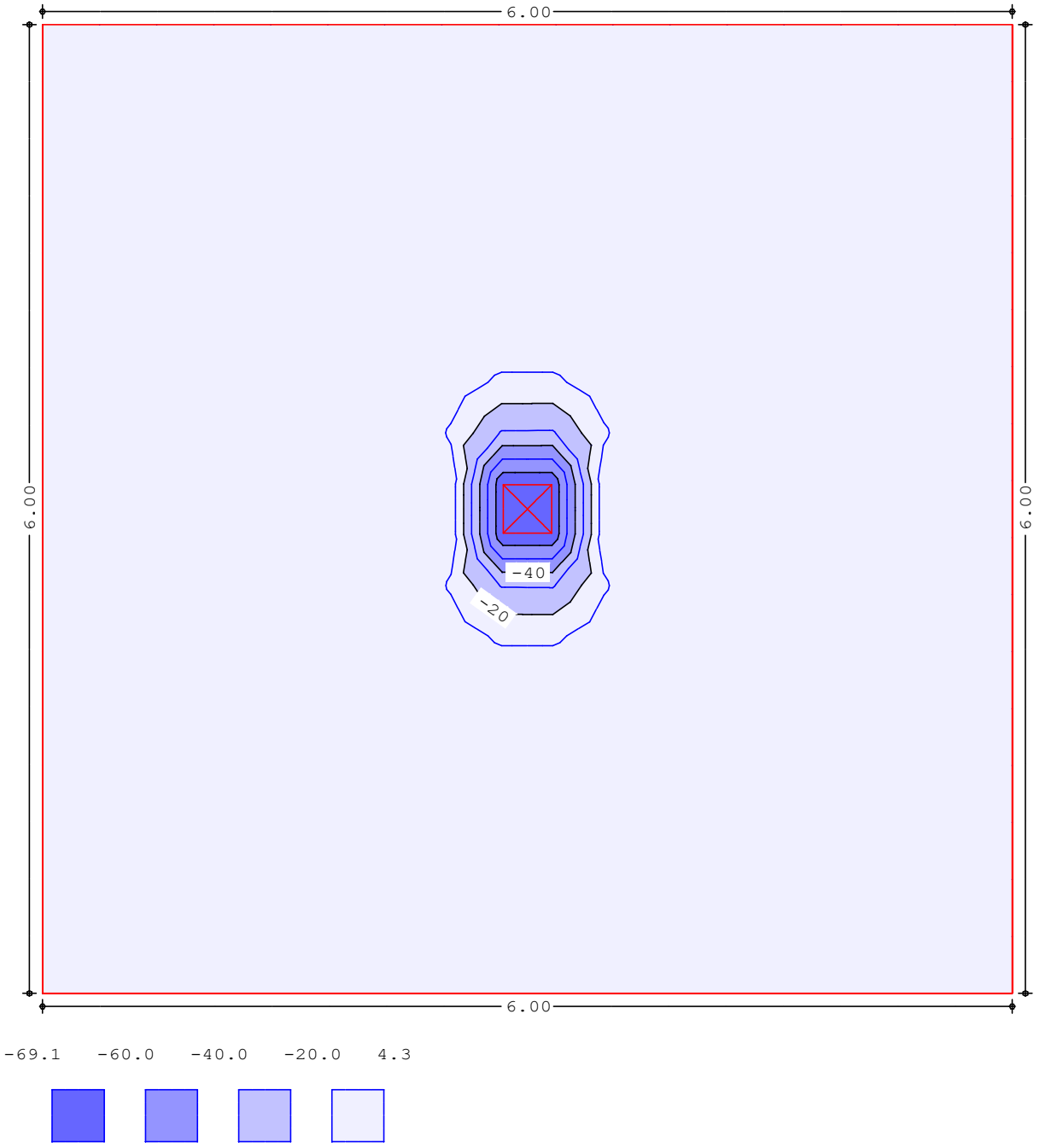

Перемещения

| № плиты | max w [мм] | min w [мм] |
|---|---|---|
| 1 | 1.75 | 0.00 |

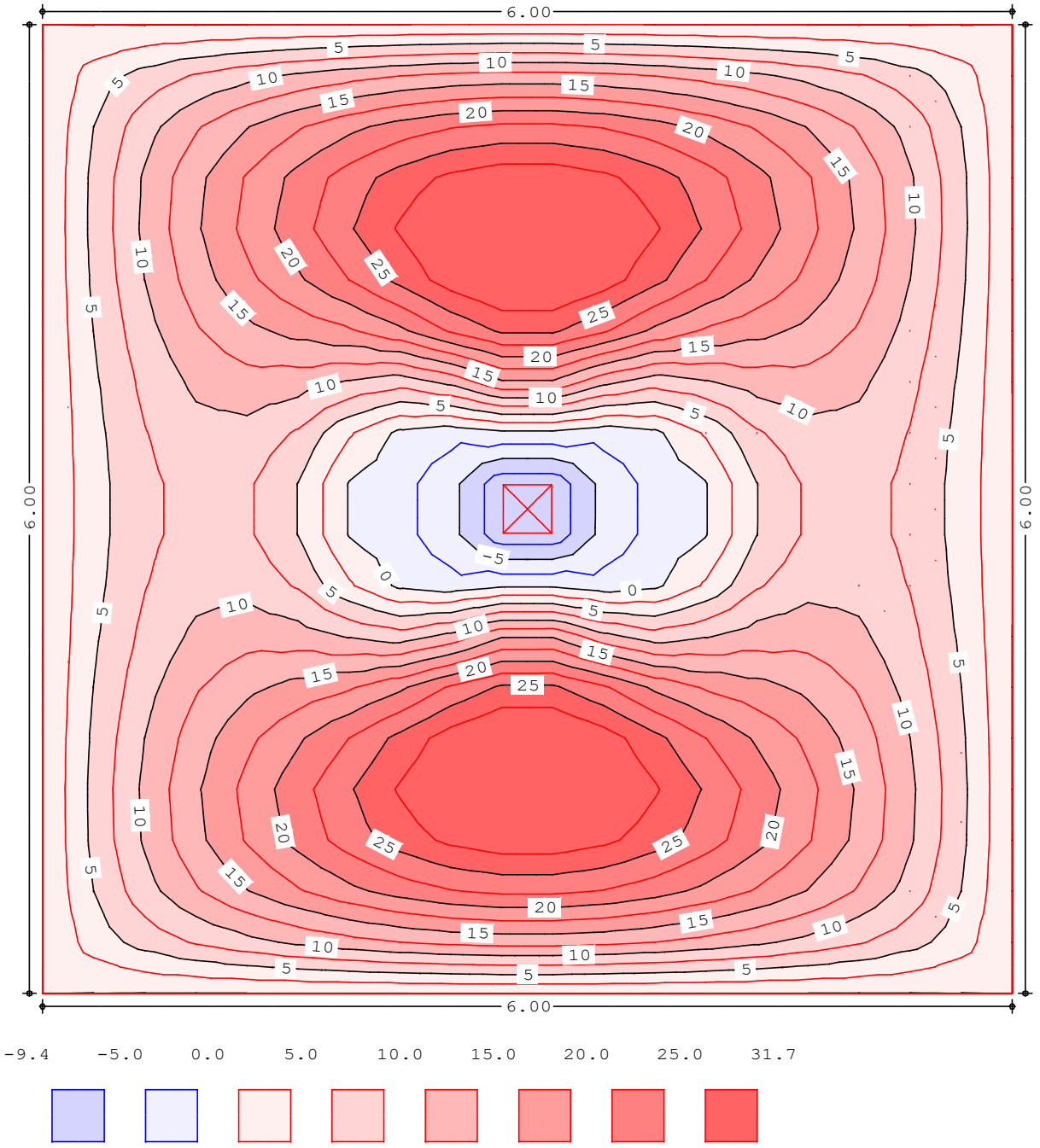
Моменты Mx ( максимальные значения ) [кНм/м]
M = 1 :40



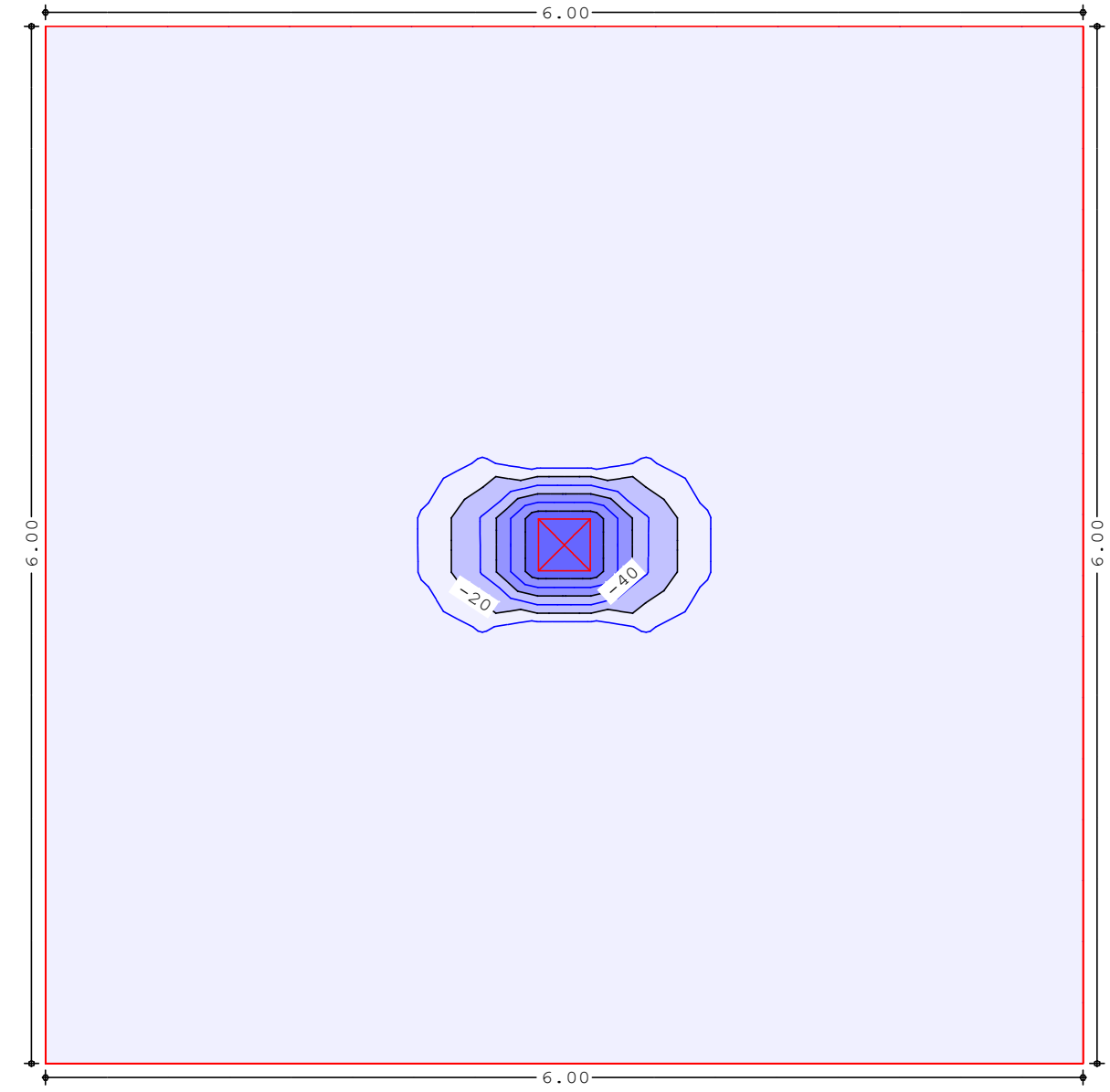
Моменты Mx ( минимальные значения ) [кНм/м]
M = 1 :40



Моменты My ( максимальные значения ) [кНм/м]
М = 1 :40

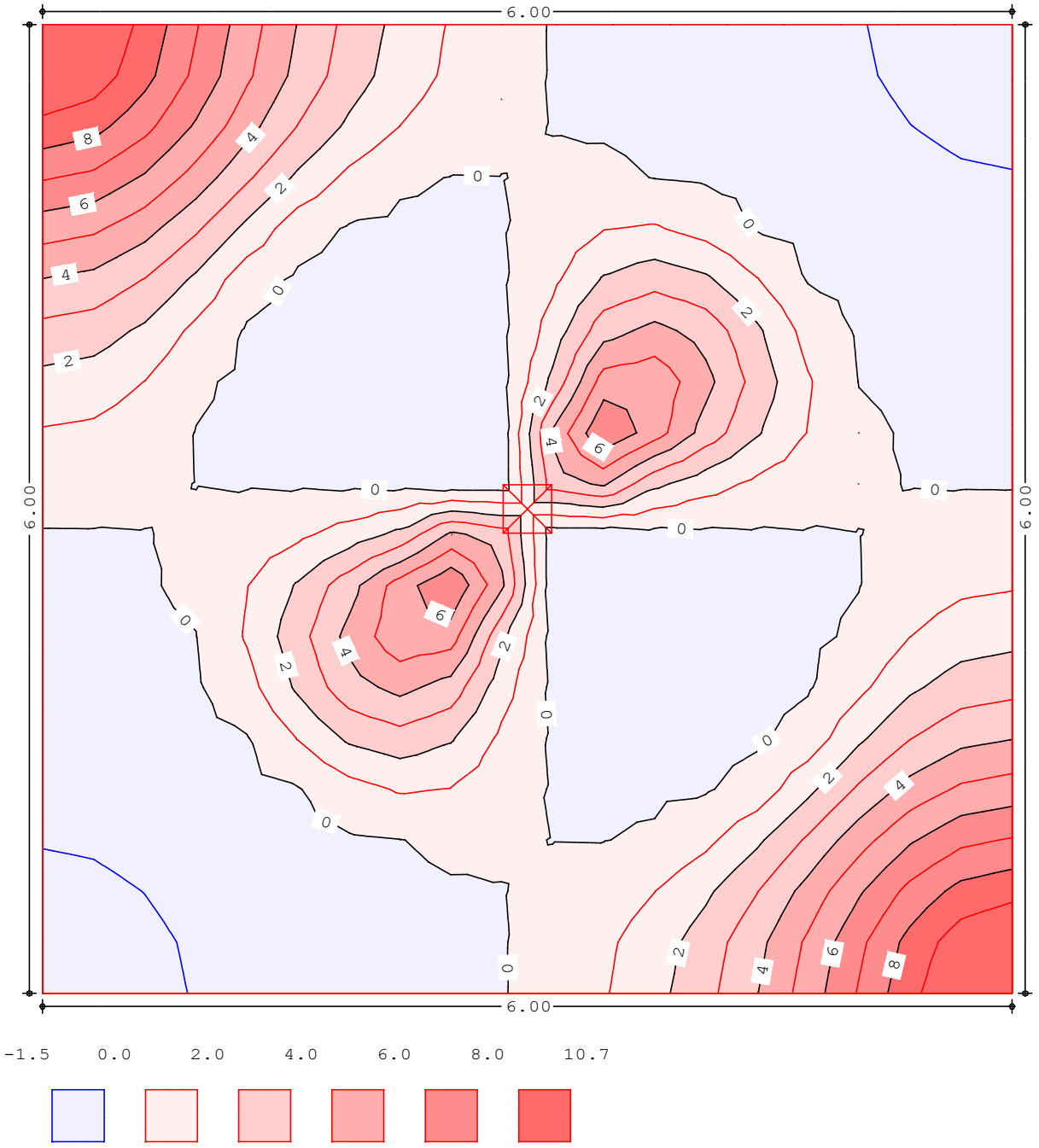


Моменты My ( минимальные значения ) [кНм/м]
M = 1 :40

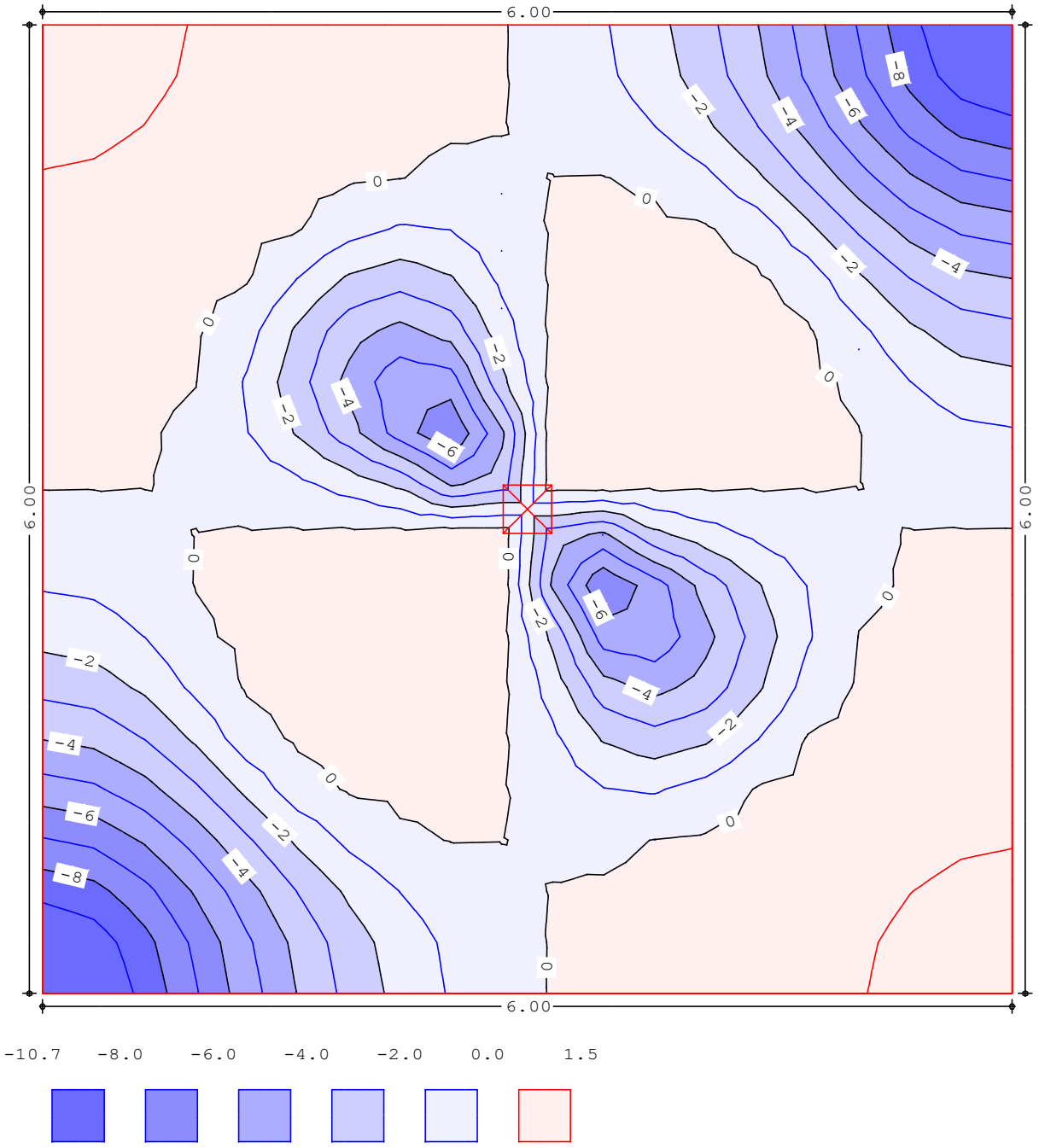



-69.1 -60.0 -40.0 -20.0 4.3

Моменты Mxy ( максимальные значения ) [кНм/м]
M = 1 :40

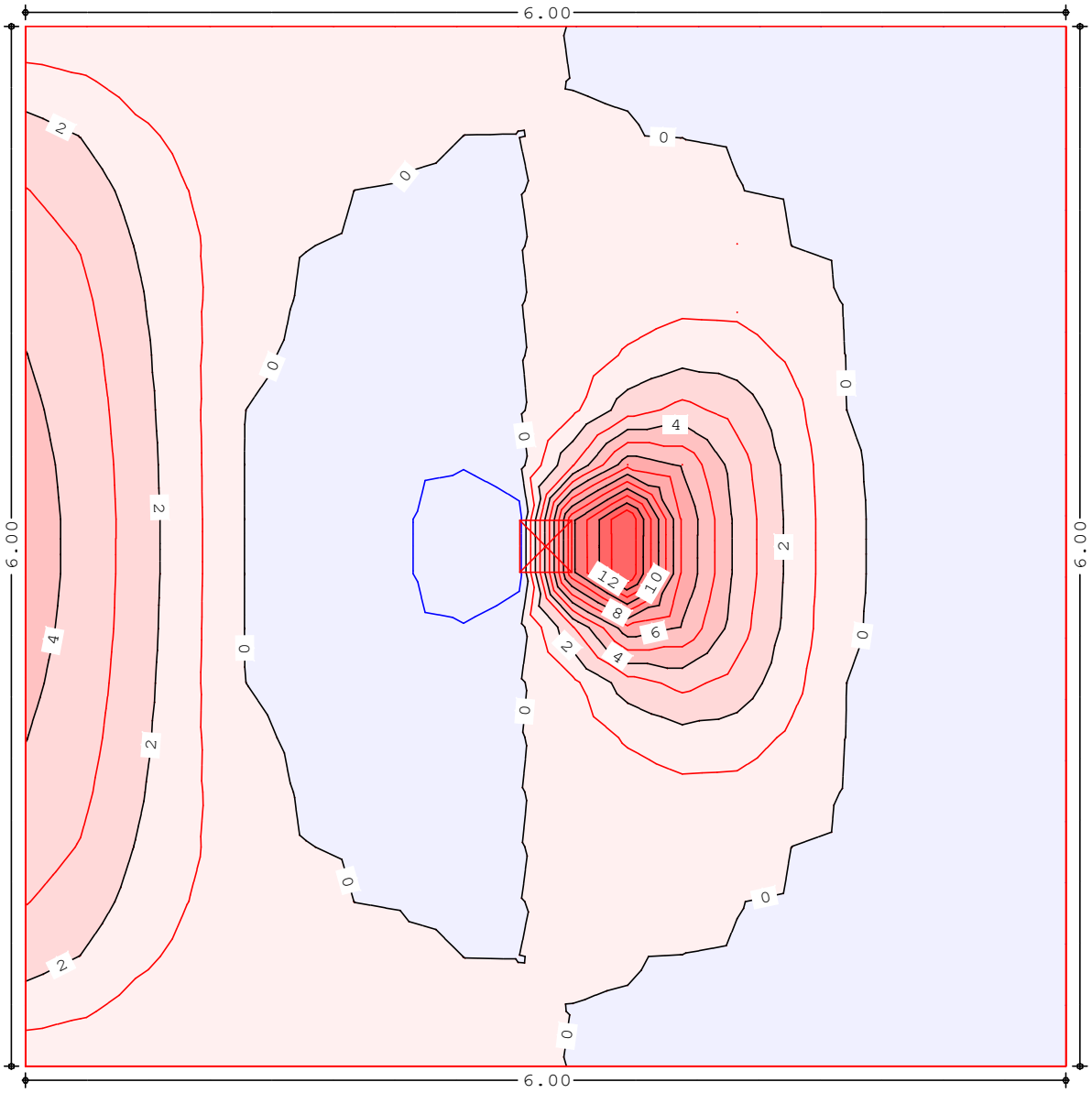


Моменты Mxy ( минимальные значения ) [кНм/м]
M = 1 :40

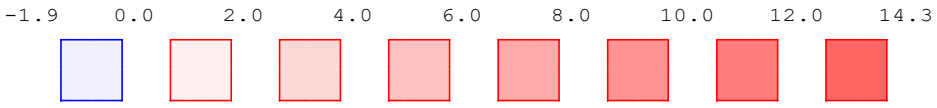



-10.7 -8.0 -6.0 -4.0 -2.0 0.0 1.5

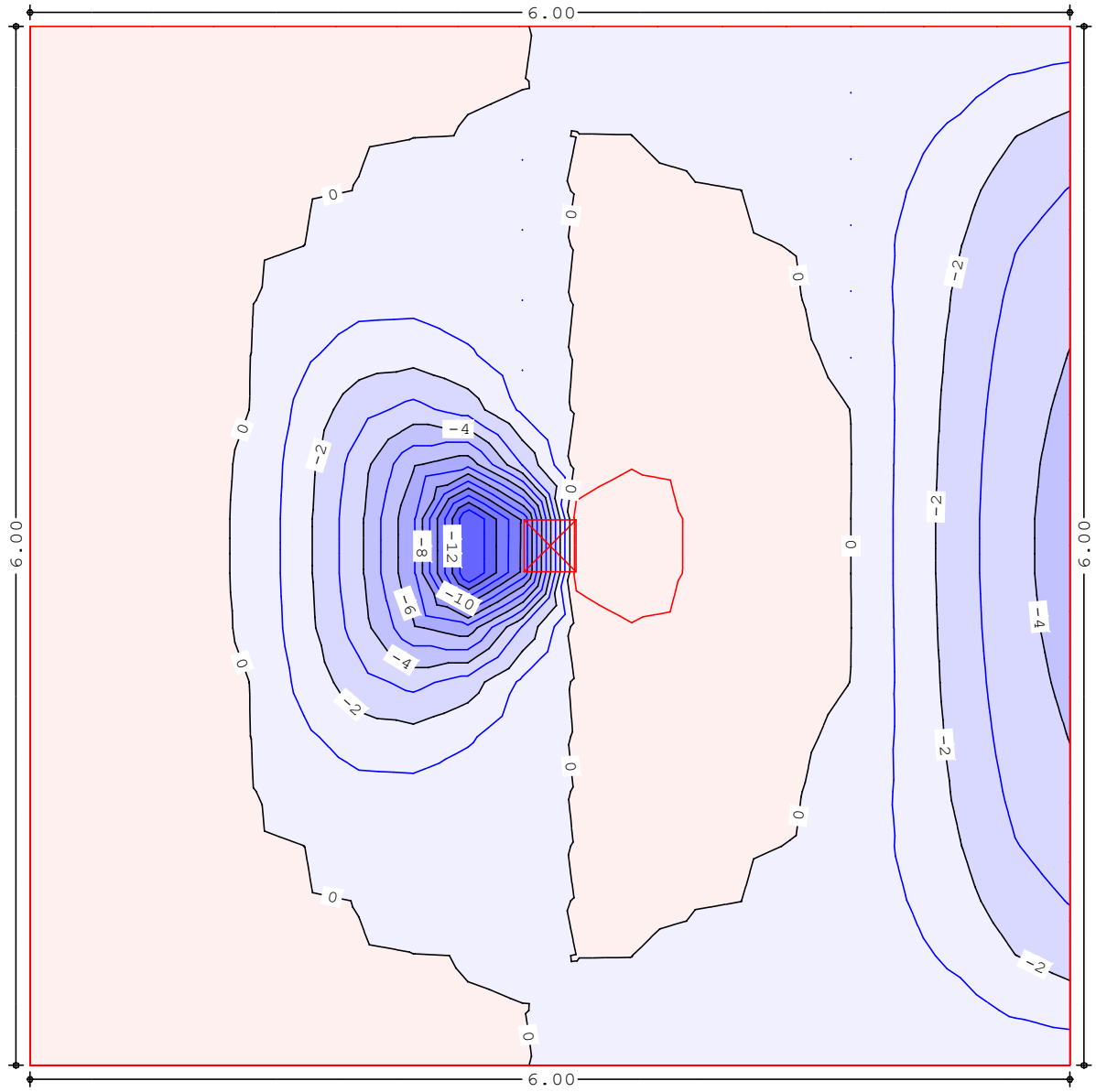
Поперечные силы Qx ( максимальные значения ) [кН/м]
М = 1 :40




Все значения умножены на 0.1



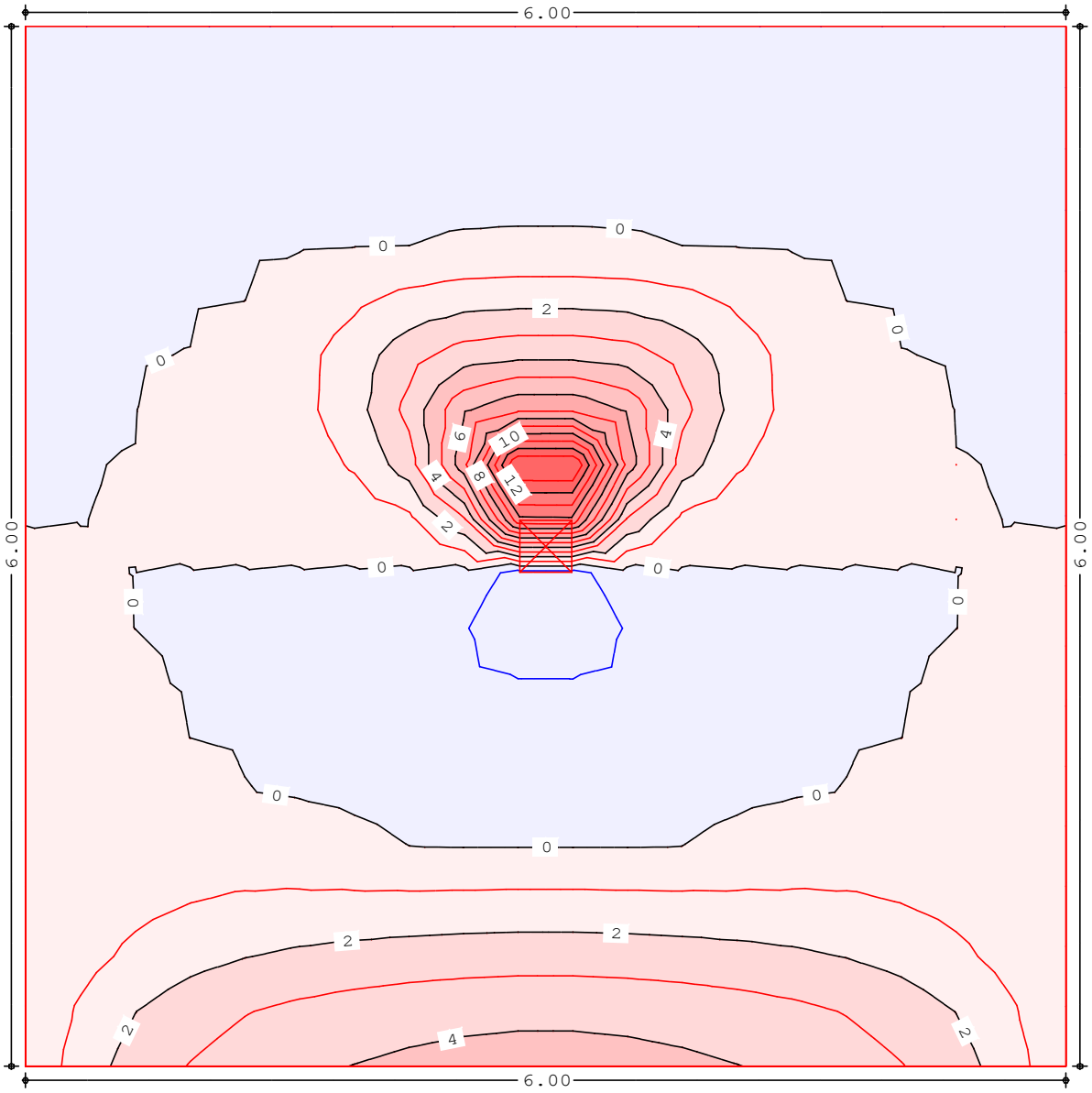
Поперечные силы Qx ( минимальные значения ) [кН/м]
М = 1 :40



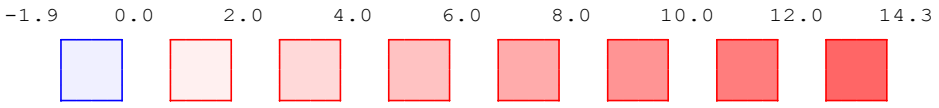

Все значения умножены на 0.1

-14.2 -12.0 -10.0 -8.0 -6.0 -4.0 -2.0 0.0 1.9

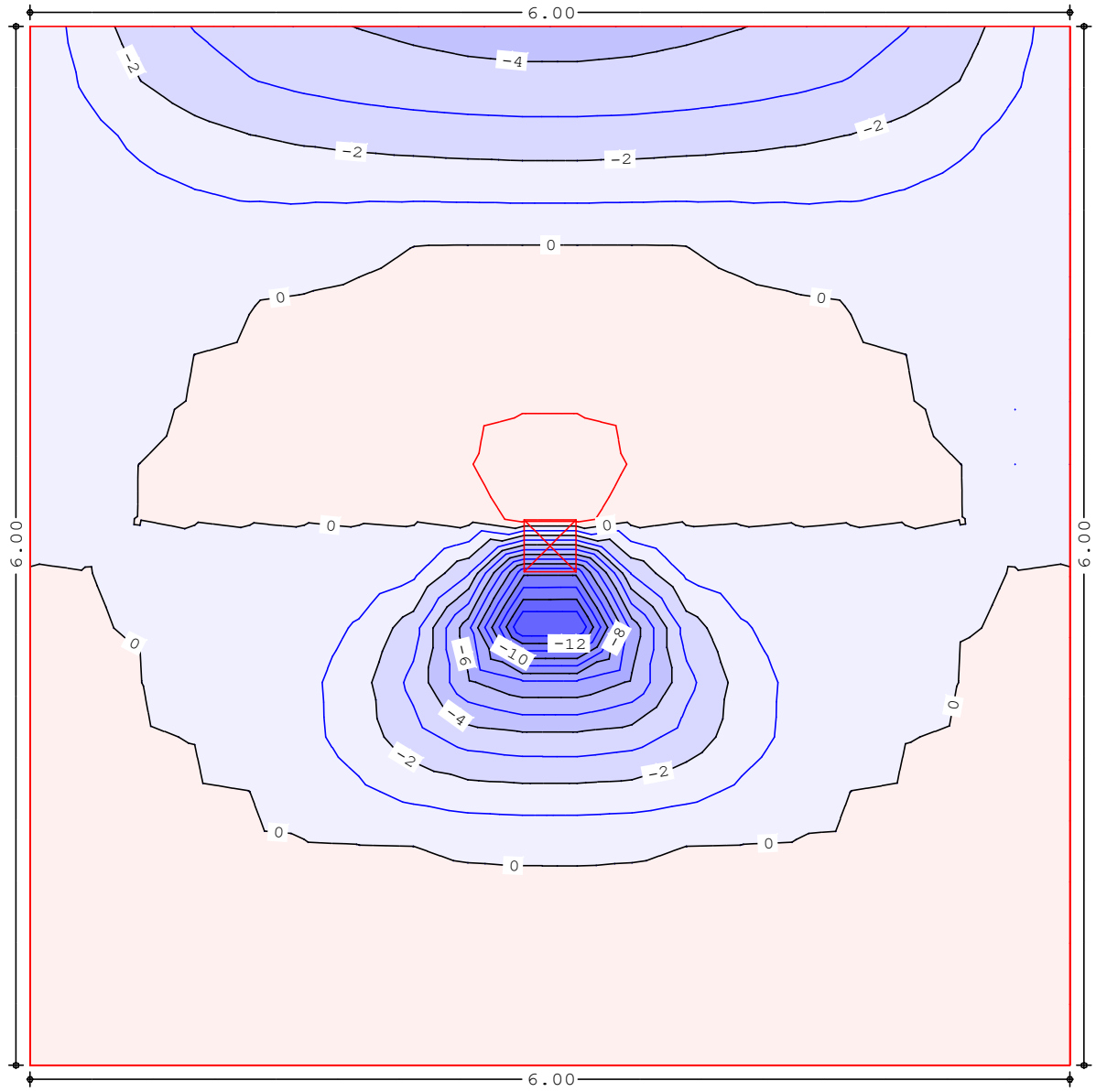
Поперечные силы Qy ( максимальные значения ) [кН/м]
М = 1 :40



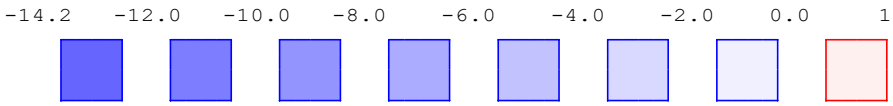

Все значения умножены на 0.1



Поперечные силы Qy ( минимальные значения ) [кН/м]
М = 1 :40




Все значения умножены на 0.1




Опорные реакции (по отрезкам)

| № плиты | Сторона | a [м] | l [м] | max q [кН/м] | min q [кН/м] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Нижняя | 0.00 | 6.00 | 37.11 | 5.05 |
| | Правая | 0.00 | 6.00 | 37.11 | 5.05 |
| | Верхняя | 0.00 | 6.00 | 37.11 | 5.05 |
| | Левая | 0.00 | 6.00 | 37.11 | 5.05 |

Опорные реакции колонн

| № | max Q [кН] | min Q [кН] | max Mx [кНм] | min Mx [кНм] | max My [кНм] | min My [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 432.42 | 58.83 | 0.00 | 0.00 | -0.00 | -0.00 |

Расчётные моменты

Существенные сочетания усилий

| № сочетания | № нагрузки | Коэффицент | Нагружение пролётов |
|---|---|---|---|
| 1 | 1 | 1.35 | + |
| | 2 | 1.50 | + |

Расчётные моменты для определения нижней арматуры

| № плиты | Н | № сочет. | M [кНм/м] | Соответствующие моменты Mx [кНм/м] | My [кНм/м] | Mxy [кНм/м] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | X | 1 | 32.13 | 31.75 | 7.89 | 0.38 |
| | Y | 1 | 32.13 | 7.89 | 31.75 | 0.38 |

Расчётные моменты для верхней арм. по сторонам плит

| № плиты | Сторона | Н | № соч. | M [кНм/м] | Соответствующие моменты Mx [кНм/м] | My [кНм/м] | Mxy [кНм/м] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Нижняя | X | 1 | -10.70 | 0.00 | 0.00 | 10.70 |
| | | Y | 1 | -10.70 | 0.00 | 0.00 | 10.70 |
| | Правая | X | 1 | -10.70 | 0.00 | 0.00 | -10.70 |
| | | Y | 1 | -10.70 | 0.00 | 0.00 | -10.70 |
| | Верхняя | X | 1 | -10.70 | 0.00 | 0.00 | -10.70 |
| | | Y | 1 | -10.70 | 0.00 | 0.00 | -10.70 |
| | Левая | X | 1 | -10.70 | 0.00 | 0.00 | 10.70 |
| | | Y | 1 | -10.70 | 0.00 | 0.00 | 10.70 |

Расчётные моменты для верхней арм. над колоннами

| № колонны | Н | № сочет. | M [кНм/м] | Соответствующие моменты Mx [кНм/м] | My [кНм/м] | Mxy [кНм/м] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | X | 1 | -72.54 | -69.13 | -69.13 | 3.40 |
| | Y | 1 | -72.54 | -69.13 | -69.13 | 3.40 |

Расчёт по прочности согласно MSZ EN 1992-1-1: Проект. бетонных констр.

Бетон тяжёлый класса **C 25/30**

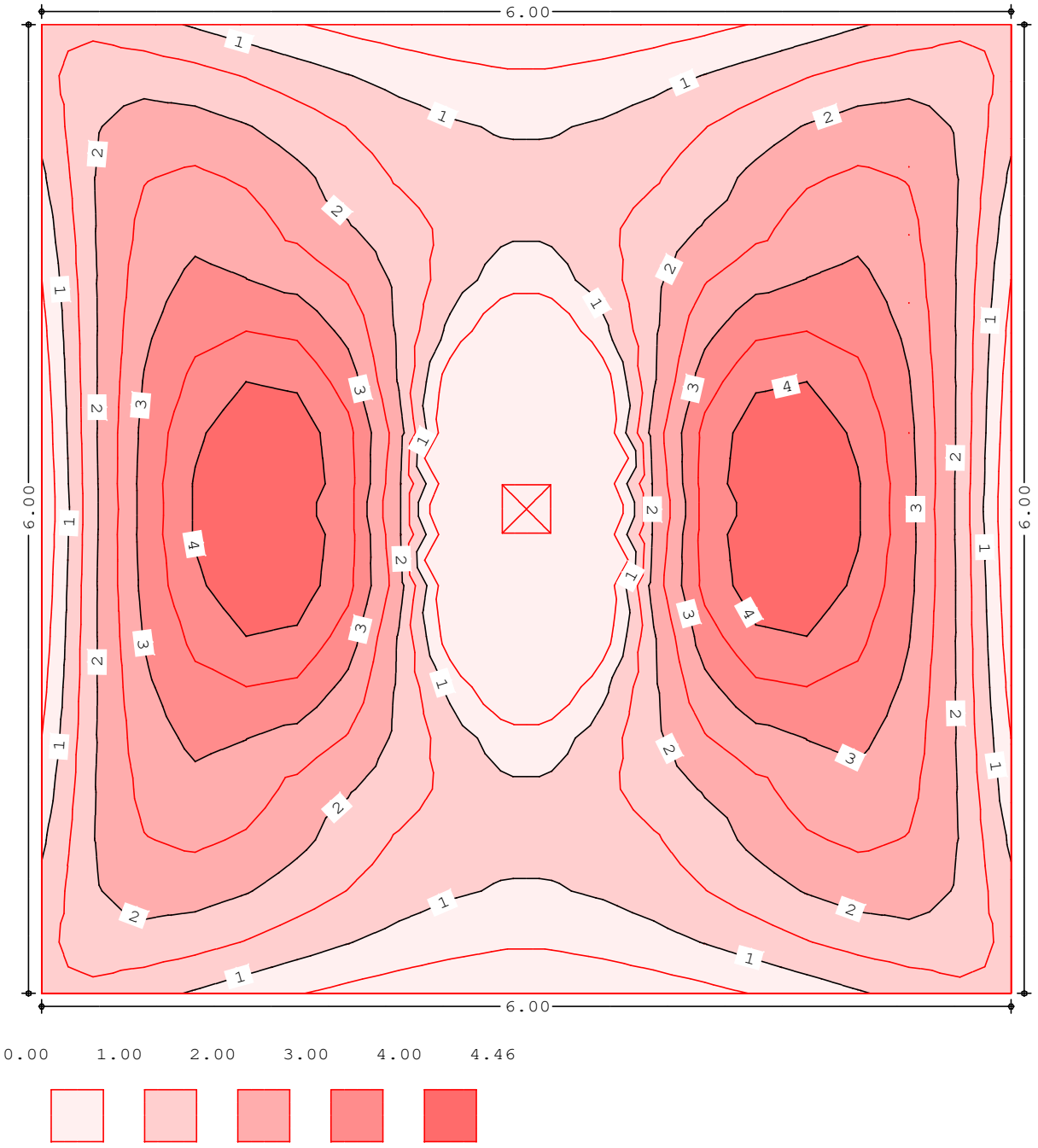
Определение продольной арматуры

Продольная арматура класса **S 500**

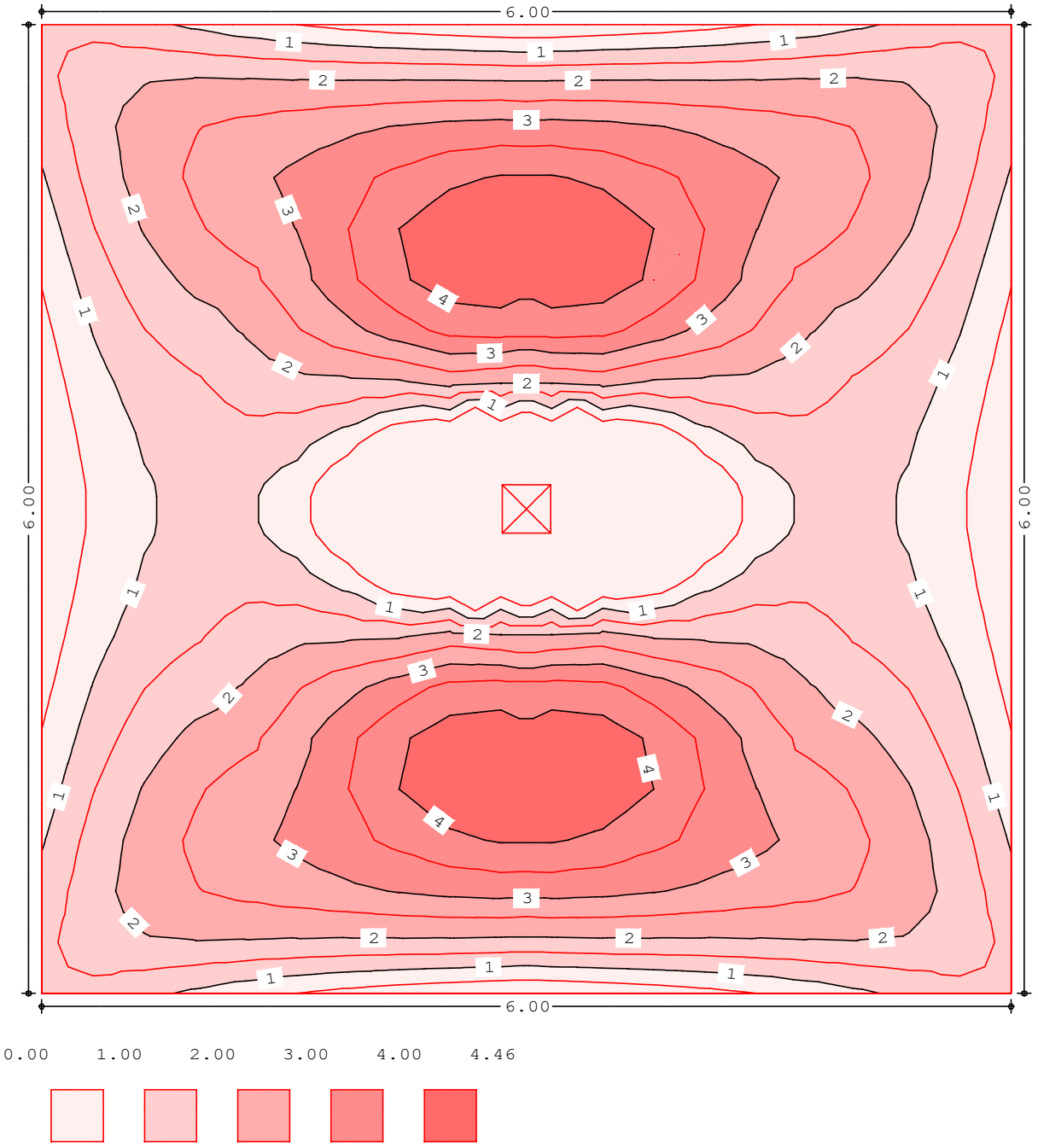
Расстояния до ц.т. продольной арматуры

| № плиты | Нижняя арматура ax[см] | Нижняя арматура ay[см] | Верхняя арматура ax[см] | Верхняя арматура ay[см] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 3.5 | 3.5 | 3.5 | 3.5 |

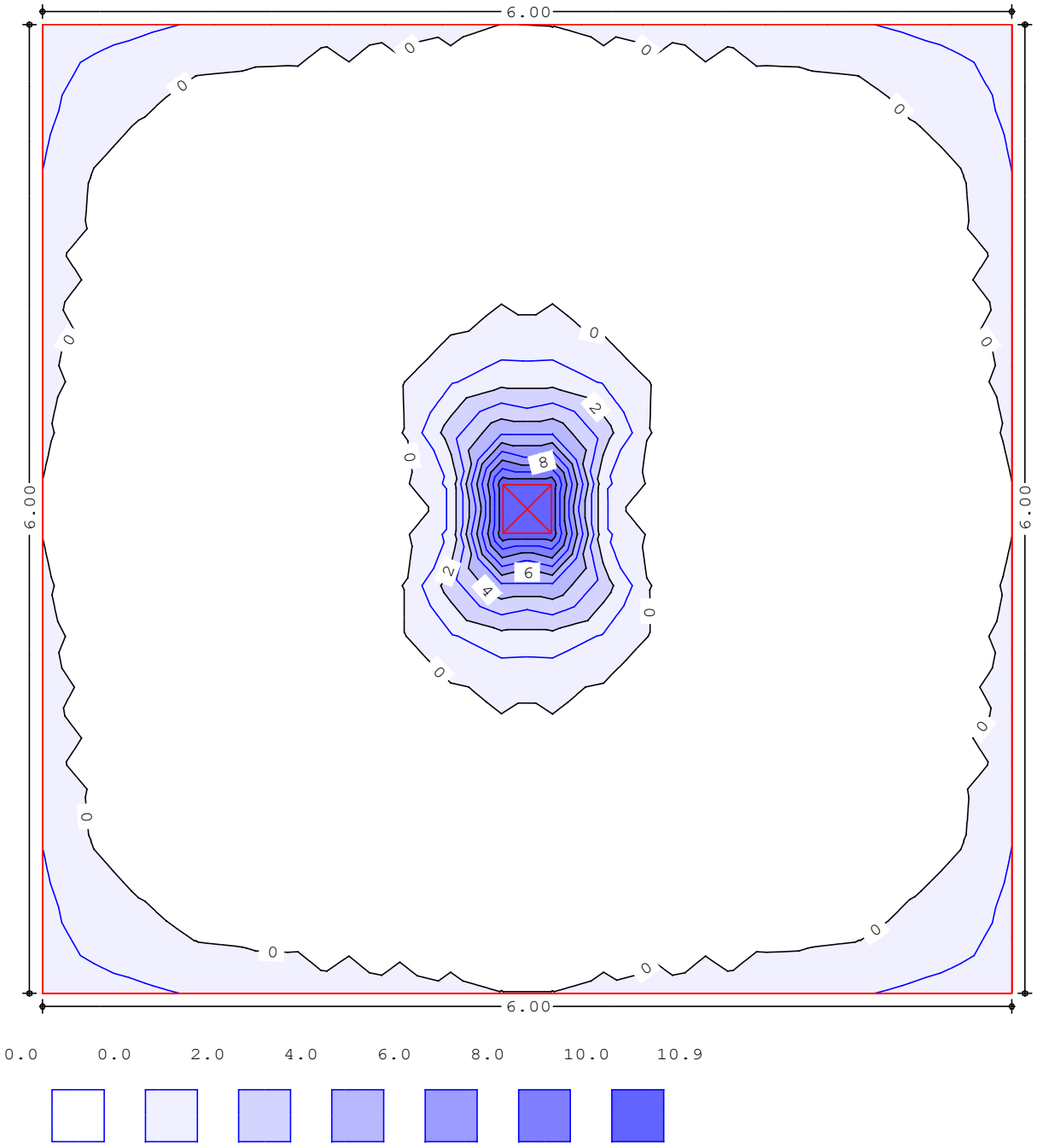
Нижняя арматура Asx [см$^2$/м]
М = 1 :40



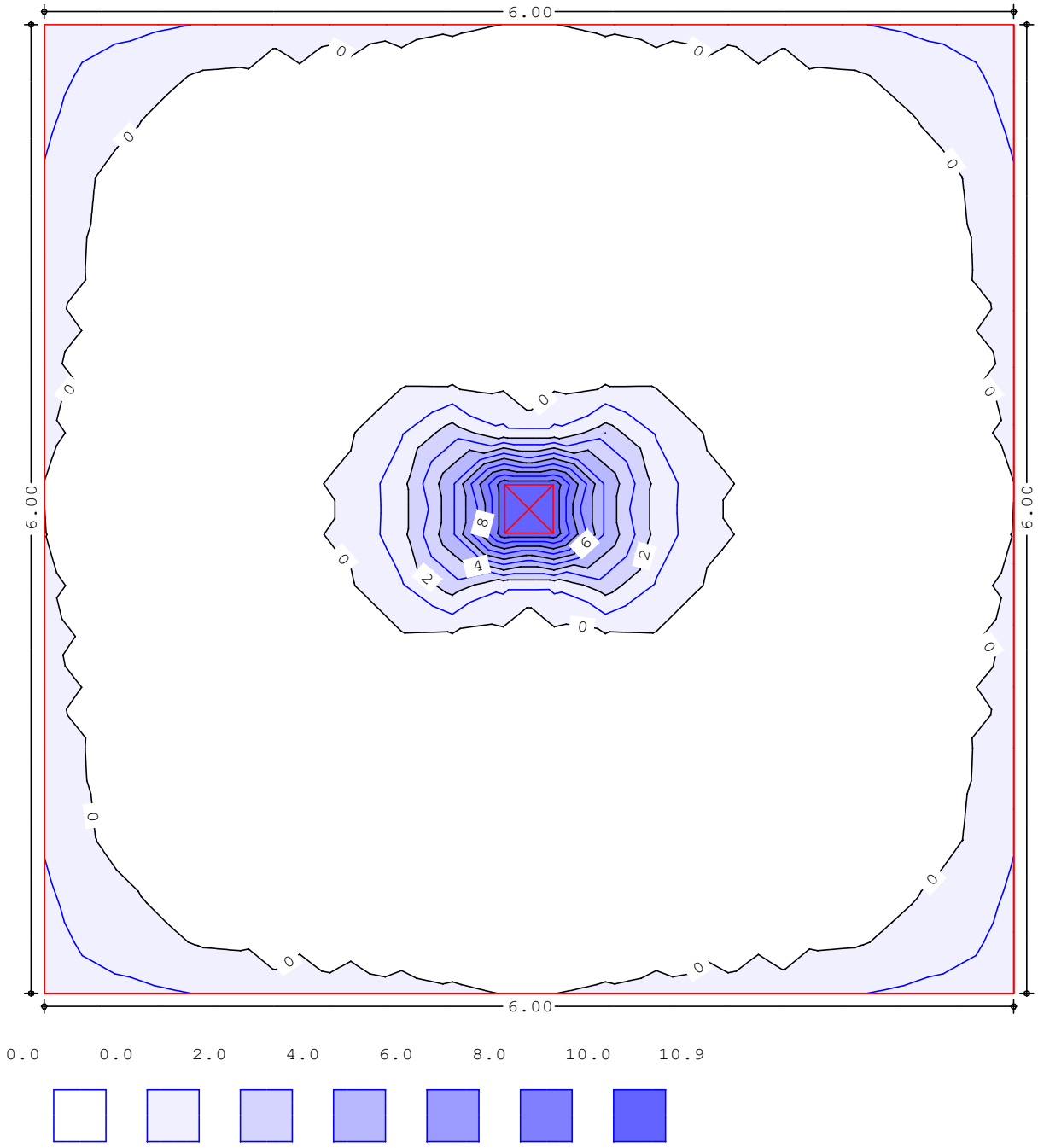
Нижняя арматура Asy [см$^2$/м]
М = 1 :40



Верхняя арматура Asx[см$^2$/м]
М = 1 :40



Верхняя арматура Asy[см$^2$/м]
М = 1 :40







Нижняя арматура

| № плиты | Mx [кНм/м] | Asx [см$^2$/м] | My [кНм/м] | Asy [см$^2$/м] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 32.13 | 4.46 | 32.13 | 4.46 |

Верхняя арматура по сторонам плит

| № плиты | Сторона | Mx [кНм/м] | Asx [см$^2$/м] | My [кНм/м] | Asy [см$^2$/м] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Нижняя | -10.70 | 1.45 | -10.70 | 1.45 |
| | Правая | -10.70 | 1.45 | -10.70 | 1.45 |
| | Верхняя | -10.70 | 1.45 | -10.70 | 1.45 |
| | Левая | -10.70 | 1.45 | -10.70 | 1.45 |

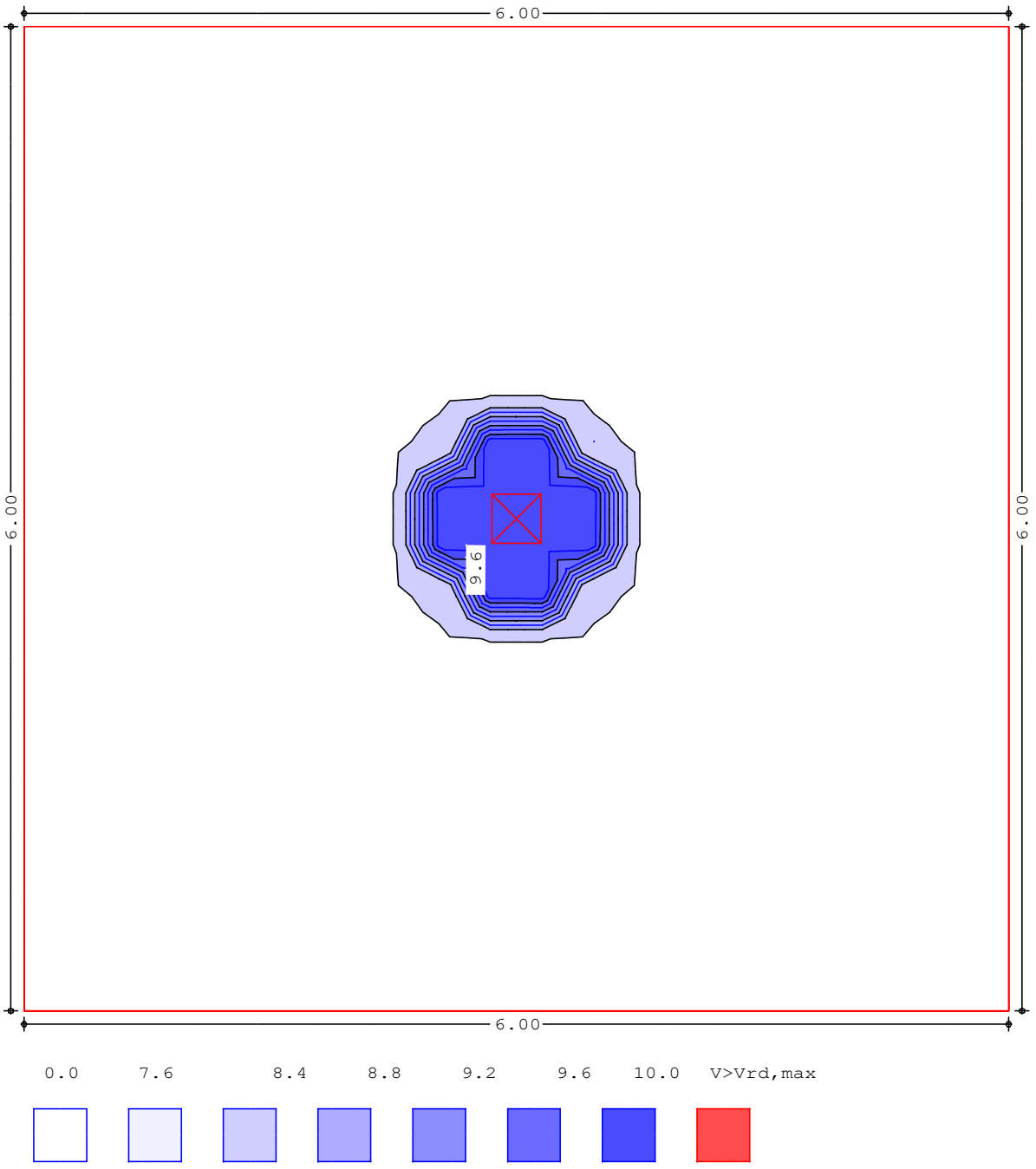
Верхняя арматура над колоннами

| № колонны | Mx [кНм/м] | Asx [см$^2$/м] | My [кНм/м] | Asy [см$^2$/м] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | -72.54 | 10.87 | -72.54 | 10.87 |

Определение поперечной арматуры

Поперечная арматура класса **S 500**

Поперечная арматура Asw [см$^2$/м2]
M = 1 :40



Поперечная арматура по сторонам плит

| № плиты | Сторона | a [м] | l [м] | Vsd [кН/м] | Vrd,ct [кН/м] | Vrd,max [кН/м] | Asw [см$^2$/м$^2$] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Нижняя | 0.00 | 6.00 | 14.1 | 81.7 | 742.5 | 0.00 |
| | Правая | 0.00 | 6.00 | 14.1 | 81.7 | 742.5 | 0.00 |
| | Верхняя | 0.00 | 6.00 | 14.0 | 81.7 | 742.5 | 0.00 |
| | Левая | 0.00 | 6.00 | 14.0 | 81.7 | 742.5 | 0.00 |

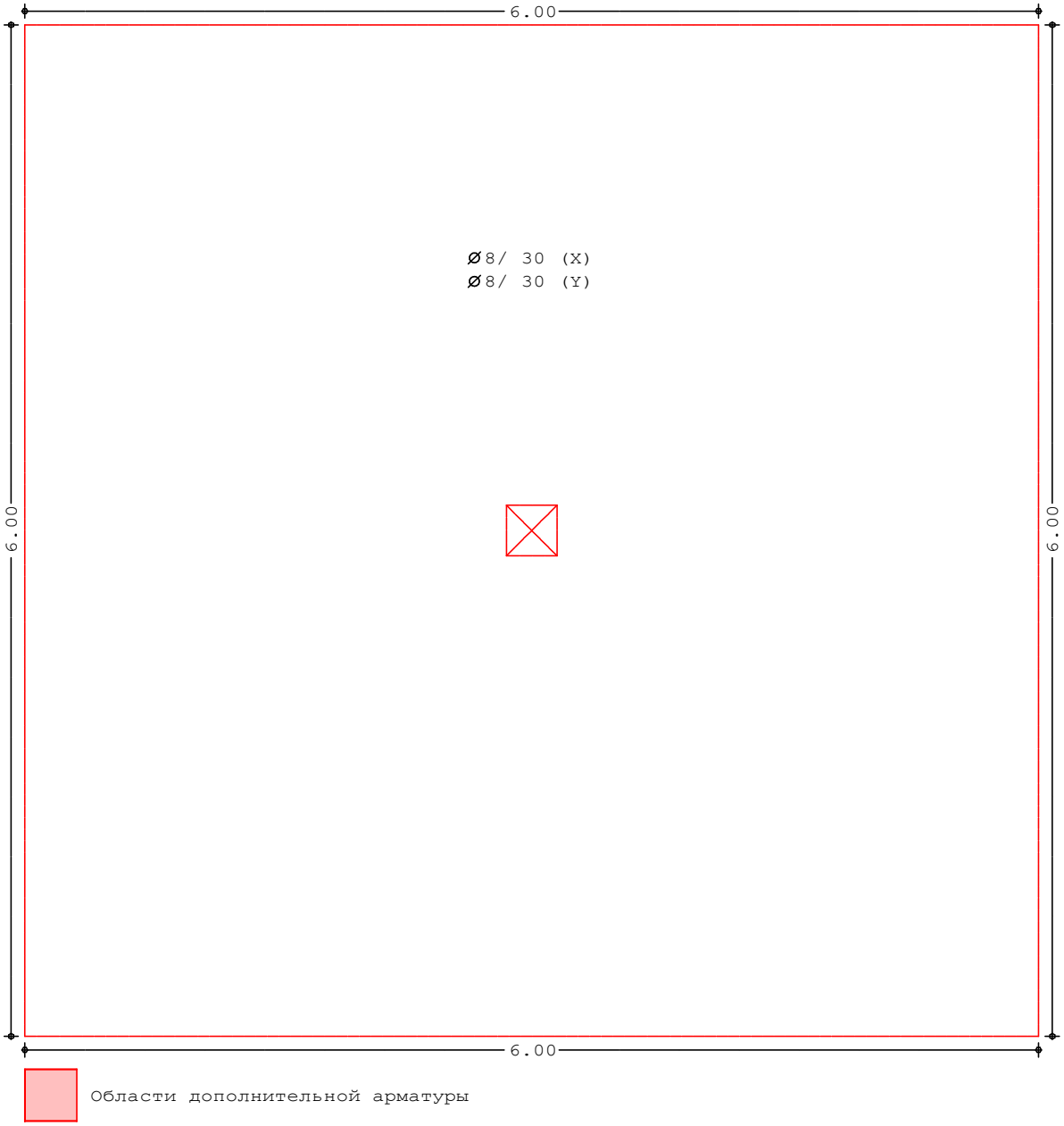
Поперечная арматура над колоннами

| № | Vsd [кН/м] | Vrd,ct [кН/м] | Vrd,max [кН/м] | Asw [см$^2$/м$^2$] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 137.8 | 100.7 | 451.9 | 10.01 |

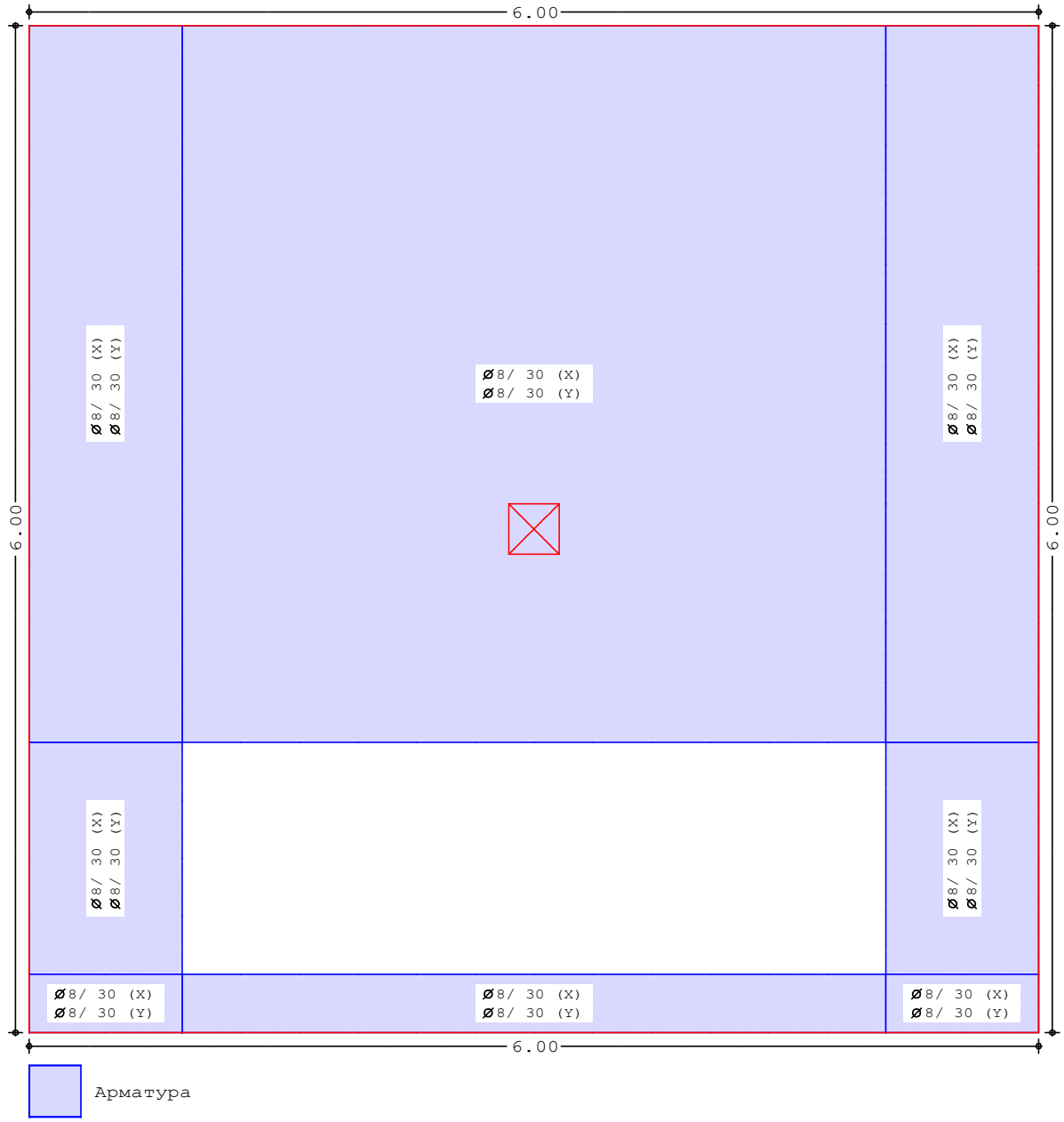
Конструирование

Подобранная нижняя арматура

М = 1 :40



Подобранная верхняя арматура
М = 1 :40




Основная нижняя арматура

| № плиты | Н | Требуемая As [см$^2$/м] | Подобранная Диаметр [мм] | Шаг [мм] | As [см$^2$/м] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | X | 4.46 | 8 | 30 | 16.76 |
| | Y | 4.46 | 8 | 30 | 16.76 |

Н - направление

Верхняя арматура

| № плиты | Положение | l [м] | Н | Треб. As [см$^2$/м] | Подобранная Диаметр [мм] | Шаг [мм] | As [см$^2$/м] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Снизу | 0.3 | X | 1.00 | 8 | 30 | 16.76 |
| | | | Y | 1.04 | 8 | 30 | 16.76 |
| | Справа | 0.9 | X | 1.37 | 8 | 30 | 16.76 |
| | | | Y | 1.35 | 8 | 30 | 16.76 |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Сверху | 4.3 | X | 10.87 | 8 | 30 | 16.76 |
| | | Y | 10.87 | 8 | 30 | 16.76 |
| Слева | 0.9 | X | 1.37 | 8 | 30 | 16.76 |
| | | Y | 1.35 | 8 | 30 | 16.76 |
| Угол (Н Л) | | X | 1.45 | 8 | 30 | 16.76 |
| | | Y | 1.45 | 8 | 30 | 16.76 |
| Угол (Н П) | | X | 1.45 | 8 | 30 | 16.76 |
| | | Y | 1.45 | 8 | 30 | 16.76 |
| Угол (В Л) | | X | 1.45 | 8 | 30 | 16.76 |
| | | Y | 1.45 | 8 | 30 | 16.76 |
| Угол (В П) | | X | 1.45 | 8 | 30 | 16.76 |
| | | Y | 1.45 | 8 | 30 | 16.76 |

Н - направление
Обозначения :
(Н Л) - снизу-слева, (Н П) - снизу-справа
(В Л) - сверху-слева, (В П) - сверху-справа

Трещиностойкость

Предел. допустимая ширина раскр. трещин 0.40 мм

Раскрытие трещин снизу

| № плиты | Направление | M [кНм/м] | Mcrc [кНм/м] | acrc [мм] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | X | 3.1 | 17.9 | 0.000 |
| | Y | 4.4 | 17.9 | 0.000 |

Раскрытие трещин сверху

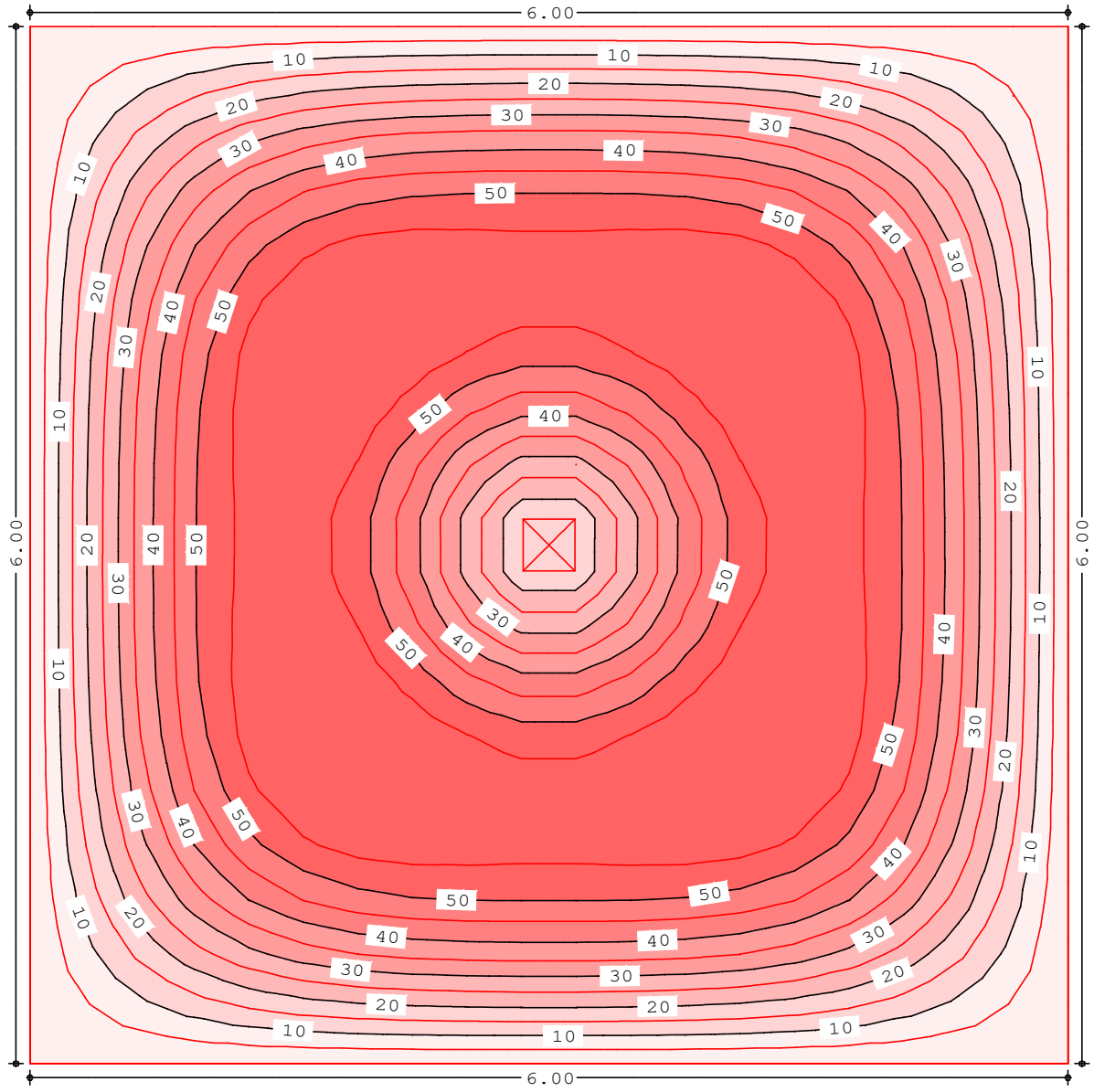
| № плиты | Направление | M [кНм/м] | Mcrc [кНм/м] | acrc [мм] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | X | 2.2 | 0.0 | 0.000 |
| | Y | 2.5 | 0.0 | 0.000 |

Максимальная ширина раскрытия трещин 0.000 мм
Трещиностойкость обеспечена

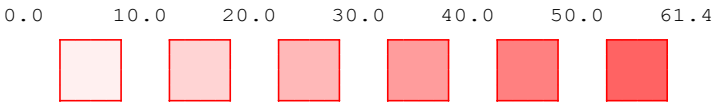
Расчёт по деформациям

Максимальные прогибы [мм]

М = 1 :40




Все значения умножены на 100




Прогибы

| № плиты | Допустимый прогиб [мм] | Максимальный прогиб [мм] |
|---|---|---|
| 1 | 20.00 | 0.61 |

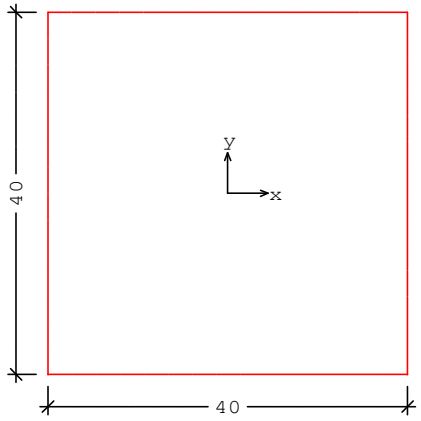
Проверка по деформациям выполняется

Расчет выполнен модулем 201 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t270 Проектирование капителей и банкеток

Расчетная схема

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Размеры сечения колонны | $c_x$ | = | 40 | см |
| | $c_y$ | = | 40 | см |
| Толщина плиты | $h_n$ | = | 25 | см |
| Рабочая высота сечения плиты | $h_{0x}$ | = | 22.0 | см |
| | $h_{0y}$ | = | 22.0 | см |




Нагрузка

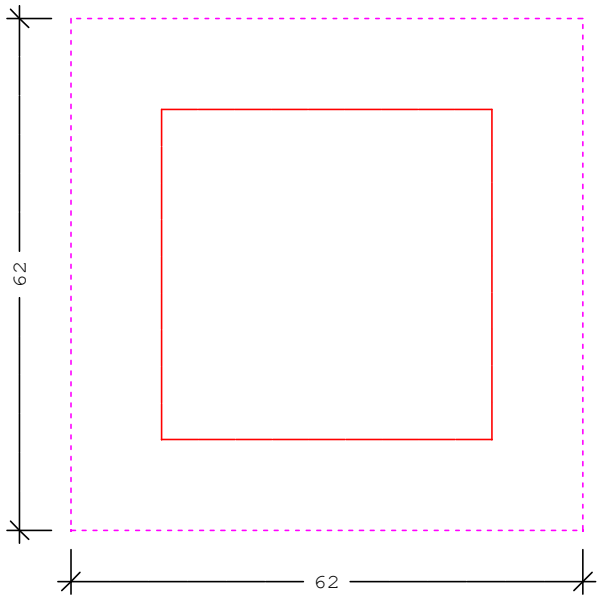
| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Продавливающая сила | F | = | 500.0 | кН |

Расчет

Согласно СП 63.13330.2018 Бетон.и железобетон.кон.
и Отчету ГУП "НИИЖБ" к договору №709 от 01.10.2002

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Бетон | **В 25 (тяжелый)** | | | |
| Коэффициент условий работы | $\gamma_b$ | = | 0.900 | - |
| Сопротивление бетона | $\gamma_b R_{bt}$ | = | 0.945 | МПа |

Расчетный контур




**Проверка прочности по контуру на расстоянии 11.0 см от грани колонны**

Расчетный периметр $u = 248.0$ см

Моменты сопротивления расчетного контура
$W_x = 5125$ см2 $W_y = 5125$ см2

Предельные усилия в бетоне

| $h_0$ [см] | $F_{b,ult}$ [кН] | $M_{bx,ult}$ [кНм] | $M_{by,ult}$ [кНм] |
|---|---|---|---|
| 22.0 | 515.6 | 106.6 | 106.6 |

Условие прочности $F / F_{ult} + M_x / M_{x,ult} + M_y / M_{y,ult} =$

$0.9698 + 0.0000 + 0.0000 = \mathbf{0.970} <= 1$

**По расчету на продавливание капитель не требуется**

Расчет выполнен модулем 270 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t271 Расчет на продавливание стеной

Расчетная схема — Продавливание плиты краем стены

Толщина стены $d = 20$ см
Рабочая высота сечения плиты $h_0 = 20.0$ см

Нагрузка — Принимается по усилиям вдоль расчетного контура

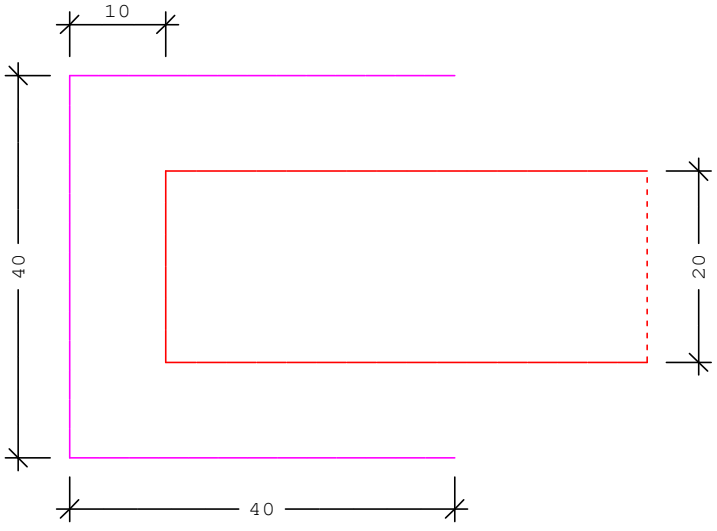
Продавливающая сила $F = 200.0$ кН

Расчет — Согласно СП 63.13330.2018 Бетон.и железобетон.кон. и Отчету ГУП "НИИЖБ" к договору №709 от 01.10.2002

Бетон **В 25 (тяжелый)**
Арматура **А400**
Коэффициент условий работы $\gamma_b = 0.900$ -

Сопротивление бетона $\gamma_b R_{bt} = 0.945$ МПа
арматуры $R_{sw} = 280$ МПа

Расчетный контур




Длина расчетного контура $u = 120.0$ см

Моменты инерции и сопротивления расчетного контура
I = 37333 см3 W = 1867 см2

Предельные усилия в бетоне
$F_{b,ult}$= 226.8 кН $M_{b,ult}$= 35.3 кНм

Условие прочности $F/F_{b,ult}+ M/M_{b,ult}$= 0.882 + 0.000 = **0.882** <= 1

**По расчету на продавливание арматура не требуется**

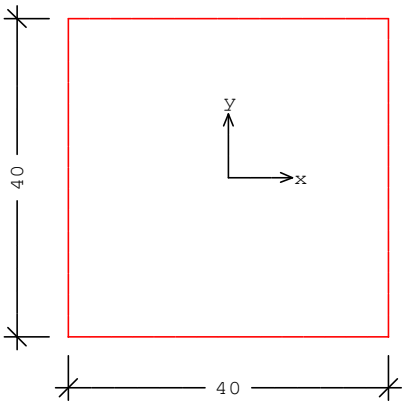
Расчет выполнен модулем 271 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t272 Проектирование капителей и банкеток (MSZ EN 1992)

Расчетная схема

Размеры сечения колонны $c_x$ = 40.0 см
$c_y$ = 40.0 см

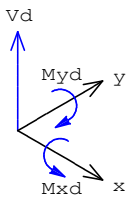
Высота плиты $h_п$ = 25.0 см
Средняя рабочая высота плиты d = 22.0 см
Коэфф.продольного армирования $\rho_x$ = 0.50 %
$\rho_y$ = 0.50 %




Усилия

| K | $V_d$ [кН] | $M_{xd}$ [кНм] | $M_{yd}$ [кНм] |
|---|---|---|---|
| 1 | 800.0 | 10.0 | 10.0 |

Положительные направления силы и моментов



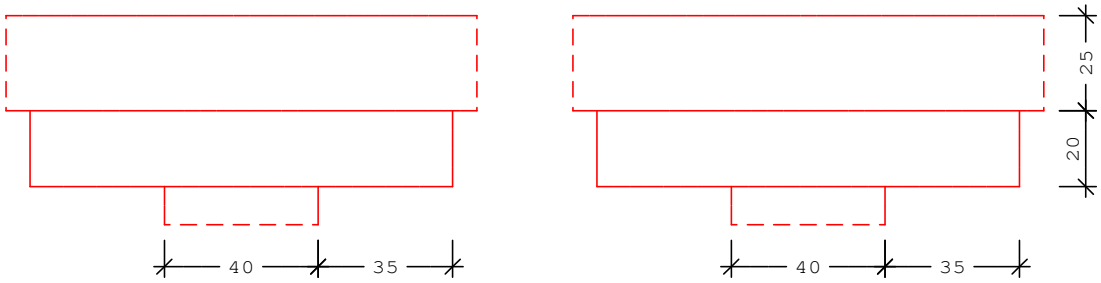
Расчет согласно MSZ EN 1992-1-1, 6.4

Бетон **C25/30**

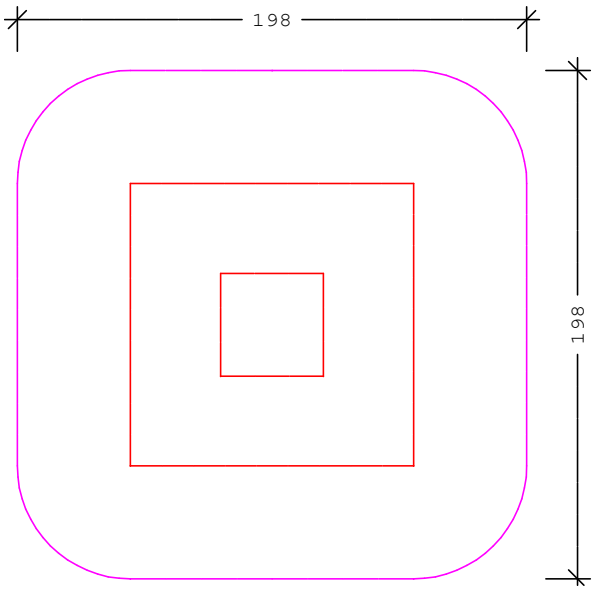
Размеры капители

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Ширина | b | = | 35.0 | см |
| Высота | h | = | 20.0 | см |
| Соотношение | b <= 2h | | | |

Сечения в плоскостях осей x и y




Контрольный контур




| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Контрольный периметр | u | = | 716.3 | см |
| Поперечное усилие (рис.6.19) | $\tau$ | = | 1.72 | кН/м |
| Коэффициент учета моментов $\beta = 1 + \tau u / V_d$ | | = | 1.015 | - |
| Расчетное напряжение $v_{Ed} = \beta V_d/ud$ | | = | 0.515 | МПа |
| Расчетное сопротивление | $v_{Rd,c}$ | = | 0.544 | МПа |
| Условие прочности | $v_{Ed} / v_{Rd,c}$ | = | **0.947** <= 1 | |

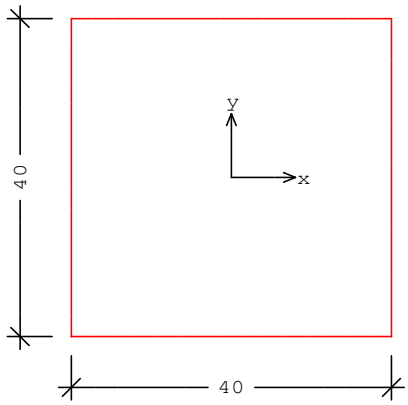
**Прочность плиты обеспечена**

Расчет выполнен модулем 272 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t273 Проектирование капителей и банкеток (ТКП EN 1992)

Расчетная схема

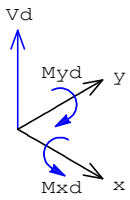
| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Размеры сечения колонны | $c_x$ | = | 40.0 | см |
| | $c_y$ | = | 40.0 | см |
| Высота плиты | $h_п$ | = | 25.0 | см |
| Средняя рабочая высота плиты | d | = | 22.0 | см |
| Коэфф.продольного армирования | $\rho_x$ | = | 0.50 | % |
| | $\rho_y$ | = | 0.50 | % |




Усилия

| K | $V_d$ [кН] | $M_{xd}$ [кНм] | $M_{yd}$ [кНм] |
|---|---|---|---|
| 1 | 800.0 | 10.0 | 10.0 |

Положительные направления силы и моментов



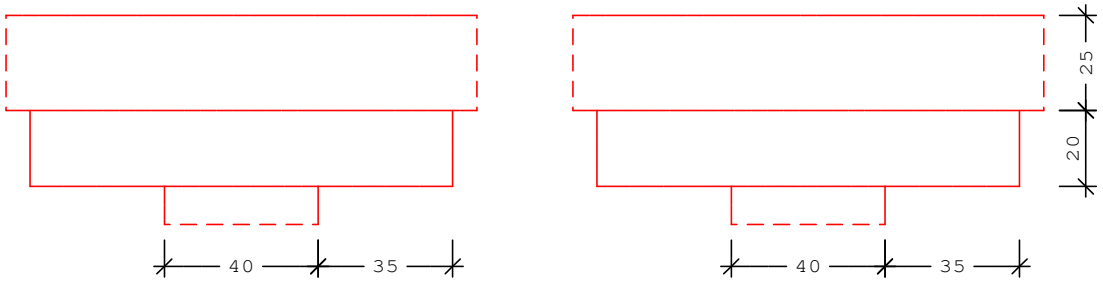

Расчет согласно ТКП EN 1992-1-1, 6.4

Бетон **C25/30**

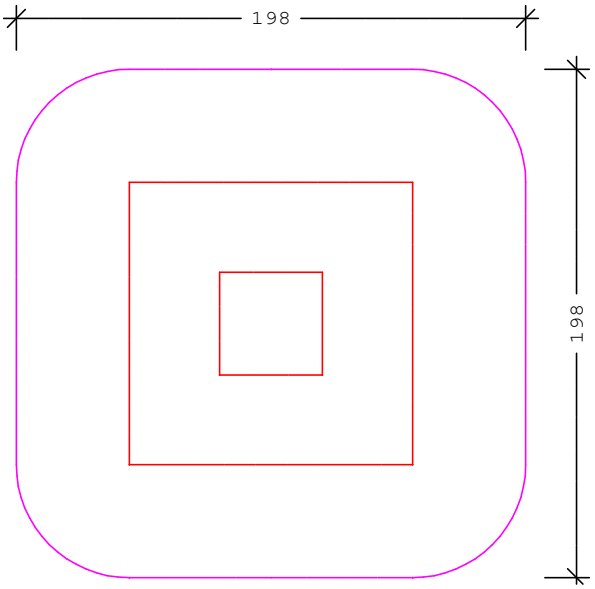
Размеры капители

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Ширина | b | = | 35.0 | см |
| Высота | h | = | 20.0 | см |
| Соотношение | b <= 2h | | | |

Сечения в плоскостях осей x и y



Контрольный контур




| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Контрольный периметр | u | = | 716.3 | см |
| Поперечное усилие (рис.6.19) | τ | = | 1.72 | кН/м |
| Коэффициент учета моментов $\beta = 1 + \tau u / V_d$ | | = | 1.015 | - |
| Расчетное напряжение | $v_{Ed} = \beta V_d/ud$ | = | 0.515 | МПа |
| Расчетное сопротивление | $v_{Rd,c}$ | = | 0.544 | МПа |
| Условие прочности | $v_{Ed} / v_{Rd,c}$ | = | **0.947** | <= 1 |

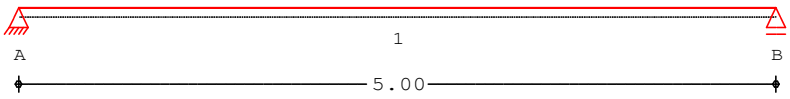
**Прочность плиты обеспечена**

Расчет выполнен модулем 273 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

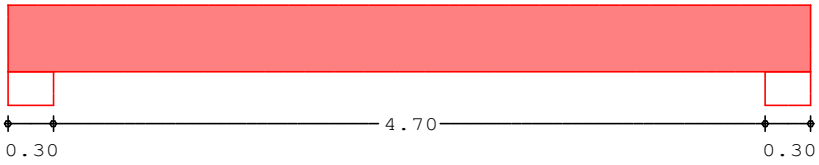
## Поз. t300_1 Однопролётная балка

Расчётная схема

М = 1 :50



M = 1 :50




Воздействия

| № | Тип воздействия | Описание |
|---|---|---|
| 1 | Постоянное | Собственный вес ж/б конструкций |
| 2 | Длительное | Вес складируемых материалов и изделий |

Характеристики воздействий

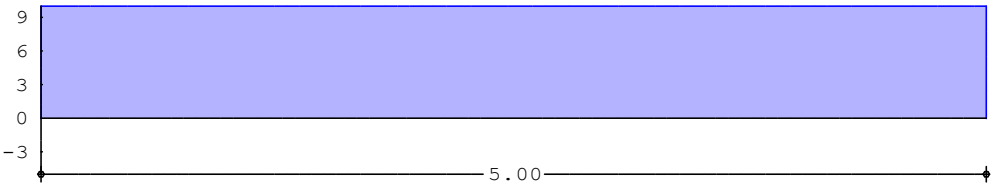
| № | $\gamma_f$ | $k_l$ | учет С | учет О | группа несоч. | знак | распред по прол |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1.10 | | | | | | |
| 2 | 1.05 | | | | | | неблаг. |

учет С - кратковр. нагрузка учитывают в сейсм. РСН
учет О - кратковр. нагрузка учитывают в особом РСН

Нагружение

Нагружение 1 постоянные нагрузки $\gamma_f$ = 1.10

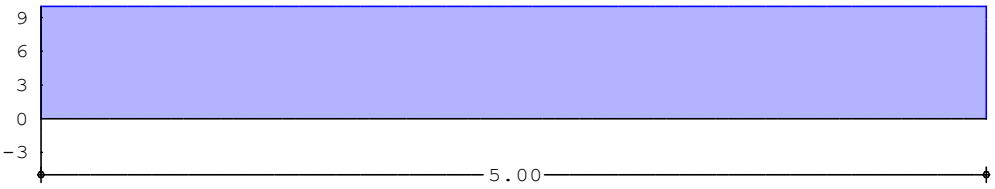
M = 1 :40




| | N. опора | Пролёт | a [м] | s [м] | рл/Р [кН/м,кН,кНм] | рп/М |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Равномерн. | 1 | 1 | | | 10.00 | |

Нагружение 2 длит. нагрузки равномерного нагружения $\gamma_f$ = 1.05

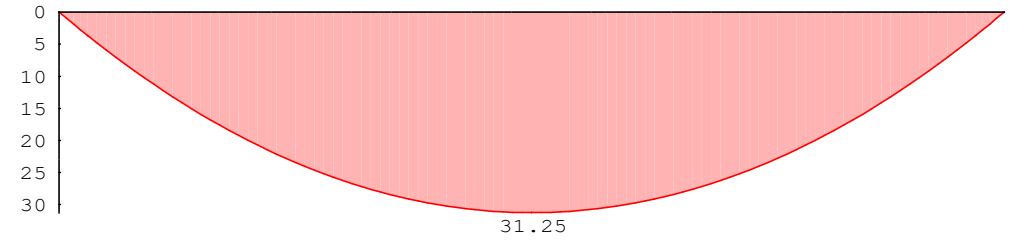
M = 1 :40



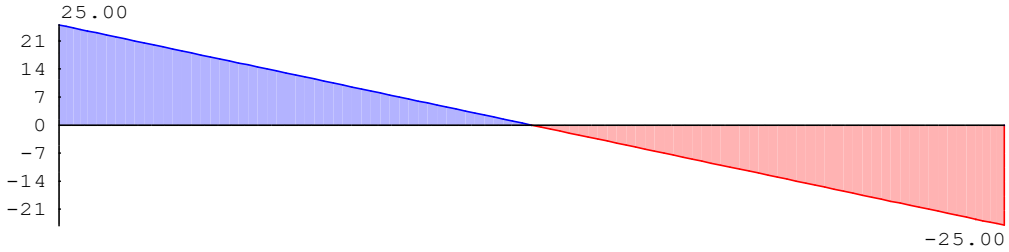

| | N. опора | Пролёт | a [м] | s [м] | рл/Р [кН/м,кН,кНм] | рп/М |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Равномерн. | 1 | 1 | | | 10.00 | |

Усилия в сечении по линейно упругой теории

Нагружение 1 моменты Mупр [кНм]
M = 1 :40



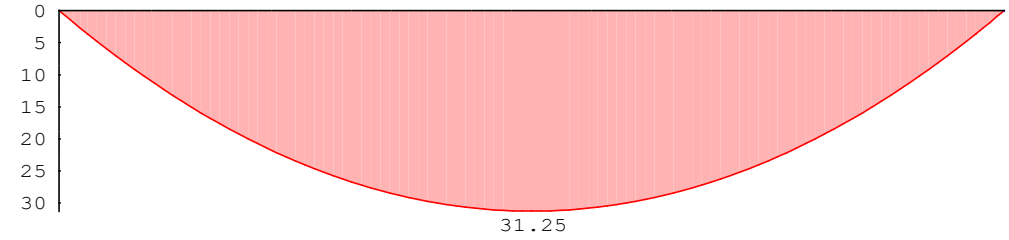

Нагружение 1 поперечные силы Qупр [кН]
M = 1 :40



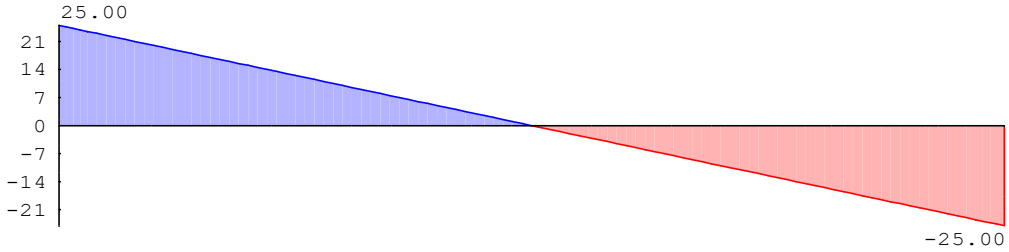

Нагружение 1

| Пролёт | x [м] | | max Mупр [кНм] | min Mупр [кНм] | max Qупр [кН] | min Qупр [кН] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | | 0.00 | 0.00 | 25.00 | 25.00 |
| | 0.15 | o | 3.64 | 3.64 | 23.50 | 23.50 |
| | 0.65 | h0 | 14.14 | 14.14 | 18.50 | 18.50 |
| | 1.25 | | 23.44 | 23.44 | 12.50 | 12.50 |
| | 2.50 | * | 31.25 | 31.25 | 0.00 | 0.00 |
| | 3.75 | | 23.44 | 23.44 | -12.50 | -12.50 |
| | 4.35 | h0 | 14.14 | 14.14 | -18.50 | -18.50 |
| | 4.85 | o | 3.64 | 3.64 | -23.50 | -23.50 |
| | 5.00 | | 0.00 | 0.00 | -25.00 | -25.00 |

Нагружение 2 огибающая моментов Mупр [кНм]
M = 1 :40




Нагружение 2 огибающая поперечных сил Qупр [кН]
M = 1 :40



Нагружение 2

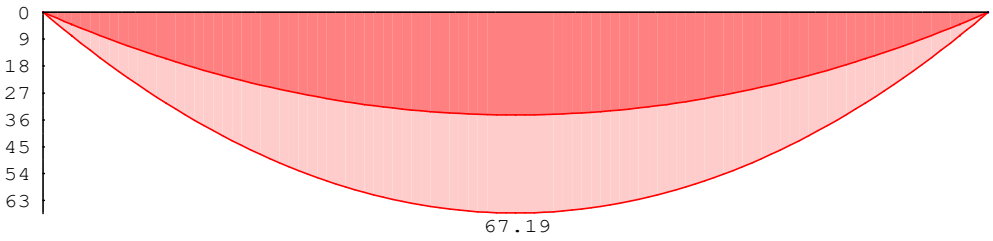
| Пролёт | x [м] | | max Mупр [кНм] | min Mупр [кНм] | max Qупр [кН] | min Qупр [кН] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | | 0.00 | 0.00 | 25.00 | 25.00 |
| | 0.15 | o | 3.64 | 3.64 | 23.50 | 23.50 |
| | 0.65 | h0 | 14.14 | 14.14 | 18.50 | 18.50 |
| | 1.25 | | 23.44 | 23.44 | 12.50 | 12.50 |
| | 2.50 | * | 31.25 | 31.25 | 0.00 | 0.00 |
| | 3.75 | | 23.44 | 23.44 | -12.50 | -12.50 |
| | 4.35 | h0 | 14.14 | 14.14 | -18.50 | -18.50 |
| | 4.85 | o | 3.64 | 3.64 | -23.50 | -23.50 |
| | 5.00 | | 0.00 | 0.00 | -25.00 | -25.00 |

Реакции опор

| Нагружение | опора | max [кН] | min [кН] |
|---|---|---|---|
| 1 | A | 25.00 | 25.00 |
| | B | 25.00 | 25.00 |
| 2 | A | 25.00 | 25.00 |
| | B | 25.00 | 25.00 |

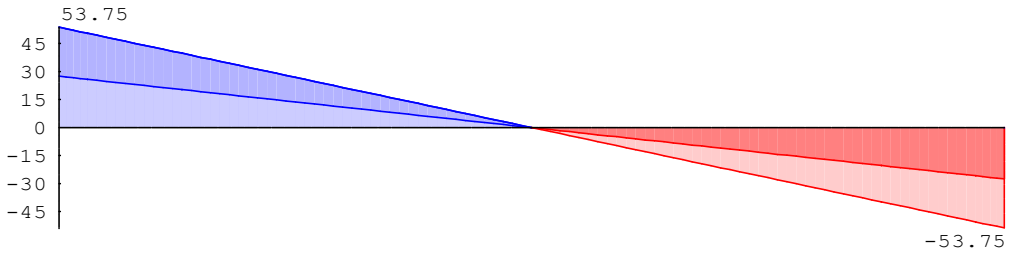
РСУ
Момент M [кНм]
M = 1 :40

Сочетания усилий согласно СП 20.13330.2016
основные сочетания усилий




Попер. сила Q [кН]
M = 1 :40

основные сочетания усилий




| Пролёт | x [м] | | max Mpcy [кНм] | min Mpcy [кНм] | max Qpcy [кН] | min Qpcy [кН] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | | 0.00 | 0.00 | 53.75 | 27.50 |
| | 0.15 | o | 7.82 | 4.00 | 50.53 | 25.85 |
| | 0.65 | h0 | 30.40 | 15.55 | 39.77 | 20.35 |
| | 1.25 | | 50.39 | 25.78 | 26.88 | 13.75 |
| | 2.50 | * | 67.19 | 34.37 | 0.00 | 0.00 |
| | 3.75 | | 50.39 | 25.78 | -13.75 | -26.87 |
| | 4.35 | h0 | 30.40 | 15.55 | -20.35 | -39.77 |
| | 4.85 | o | 7.82 | 4.00 | -25.85 | -50.52 |
| | 5.00 | | 0.00 | 0.00 | -27.50 | -53.75 |

Сочетания реакций в опорах

| Сочетание | опора | max [кН] | min [кН] |
|---|---|---|---|
| основные РСУ | A | 53.75 | 27.50 |
| | B | 53.75 | 27.50 |

Расчёт по прочности — По СП 63.13330.2018 с использованием трехлинейной диаграммы состояния бетона и условия (8.56) СП 63.13330.2018 для расчета поперечной арматуры.

**Бетон В 25 (тяжелый)**

**Арматурная сталь : продольная/хомуты A500/A400.**

Защитный слой

| Пролёт | аз н [мм] | аз в [мм] | аз б [мм] | а н [см] | а в [см] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 23 | 20 | 15 | 2.9 | |

Пролёт 1

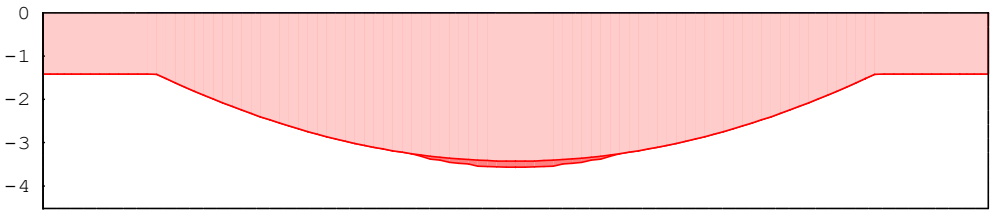
| x [м] | | max M [кНм] | min M [кНм] | Ash(I) [см2] | Asв(I) [см2] | Ash [см2] | Asв [см2] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.00 | | 0.0 | 0.0 | 1.41 | 0.00 | 1.41 | 0.00 |
| 0.15 | o | **7.8** | 4.0 | **1.41** | 0.00 | 1.41 | 0.00 |
| 1.25 | | **50.4** | 25.8 | **2.55** | 0.00 | 2.55 | 0.00 |
| 2.50 | * | **67.2** | 34.4 | **3.43** | 0.00 | 3.57 | 0.00 |
| 3.75 | | **50.4** | 25.8 | **2.55** | 0.00 | 2.55 | 0.00 |
| 4.85 | o | **7.8** | 4.0 | **1.41** | 0.00 | 1.41 | 0.00 |
| 5.00 | | 0.0 | 0.0 | 1.41 | 0.00 | 1.41 | 0.00 |

| x [м] | | c [см] | Q [кН] | Qb [кН] | Qsw [кН] | Asw/s расч. [см2/м] | Asw/s макс. [см2/м] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.00 | | | | | | | |
| 0.15 | o | 141.3 | 20.1 | 74.2 | | | |
| 0.57 | h0 | 141.3 | 11.1 | 74.2 | | | |
| 1.25 | | 125.0 | 0.0 | 83.9 | | | |
| 2.50 | | 27.3 | 5.9 | 370.9 | | | |
| 3.75 | | 125.0 | 0.0 | 83.9 | | | |
| 4.43 | h0 | 141.3 | 0.0 | 74.2 | | | |
| 4.85 | o | 141.3 | 0.0 | 74.2 | | | |
| 5.00 | | | | | | | |

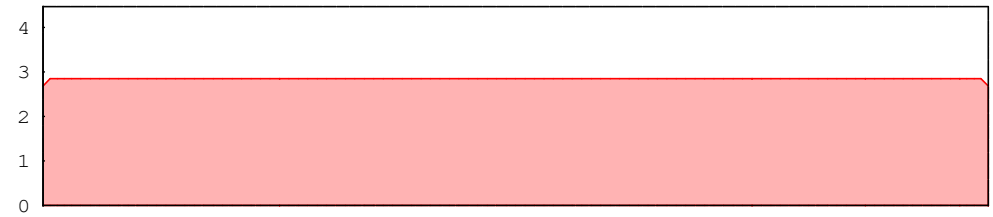
**Выделенные результаты получены при продолжительном действии нагрузок с коэффициентом $\gamma_b = 0.90$**

Констр. арматуры

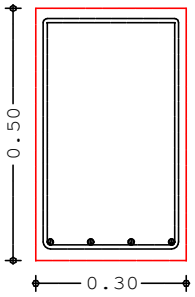
As [см2] — Продольная арматура
M = 1 :40




Asw/s [см2/м] — Поперечная арматура
M = 1 :40

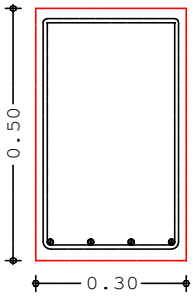


Пролет 1 схема армирования сечения с координатой x = 1.25
M = 1 :15



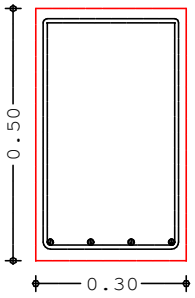

Нижняя арматура 4Ø12
Хомут Ø8

Пролет 1 схема армирования сечения с координатой x = 2.50
M = 1 :15




Нижняя арматура 4Ø12
Хомут Ø8

Пролет 1 схема армирования сечения с координатой x = 3.75
M = 1 :15




Нижняя арматура 4Ø12
Хомут Ø8

Продольн. арм.

| пролёт опора | тип | кол. | ds [мм] | ряд | Asl [см2] | a [м] | l [м] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | н | 4 | 12 | 1 | 4.52 | -0.20 | 5.40 |

Длины приведены с учетом анкеровки

Хомуты

| Пролёт | кол. | срез. | ds [мм] | s [см] | Asw/s [см2/м] | a [м] | l [м] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 24 | 2 | 8 | 23 | 4.47 | 0.00 | 5.17 |

| Тип арматуры | d [мм] | длина [м] | кол. | вес [кН] |
|---|---|---|---|---|
| стержневая арматура | 12 | 21.60 | | 0.19 |
| хомуты | 8 | | 24 | |

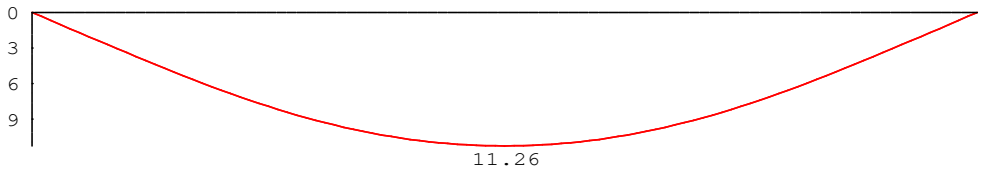
Трещиностойкость

Предельно допустимая ширина раскрытия трещин принимается из условия обеспечения сохранности арматуры acrc1=0.40мм acrc2=0.30мм

Нормальные трещины

| Про-лет | x [м] | | Образование M [кНм] | Mcrc [кНм] | Продолжительные M [кНм] | acrc2 [мм] | Непрод. acrc1 [мм] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | | 0.0 | 36.3 | | | |
| | 0.15 | o | 7.3 | 36.3 | | | |
| | 1.25 | | 46.9 | 36.3 | 46.9 | 0.13 | 0.13 |
| | 2.50 | * | 62.5 | 36.3 | 62.5 | 0.23 | 0.23 |
| | 3.75 | | 46.9 | 36.3 | 46.9 | 0.13 | 0.13 |
| | 4.85 | o | 7.3 | 36.3 | | | |
| | 5.00 | | 0.0 | 36.3 | | | |

Прогибы [мм]
M = 1 :40




Прогибы

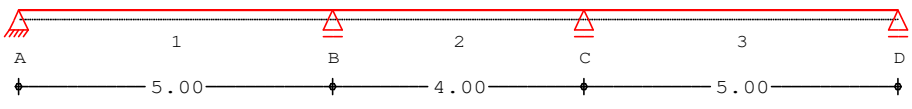
| Пролет | x [м] | | M [кНм] | Мдл. [кНм] | 100/r [1/м] | w [мм] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| | 1.25 | | 46.9 | 46.9 | 0.33 | 7.92 |
| | 2.50 | * | 62.5 | 62.5 | 0.44 | 11.26 |
| | 3.75 | | 46.9 | 46.9 | 0.33 | 7.92 |
| | 5.00 | | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |

Расчет выполнен модулем 300 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

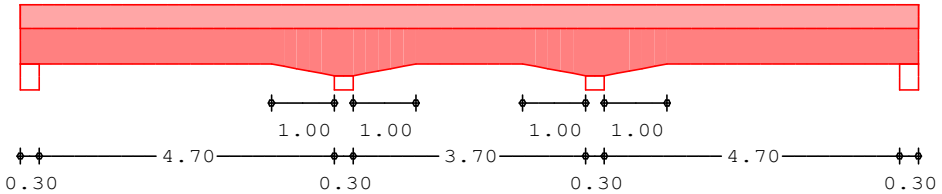
## Поз. t300_3 Трехпролетная балка

Расчётная схема

M = 1 :120




M = 1 :120



## Воздействия

| № | Тип воздействия | Описание |
|---|---|---|
| 1 | Постоянное | Собственный вес ж/б конструкций |
| 2 | Кратковременное | Равномерно распределенная нагрузка - жилые помещения |

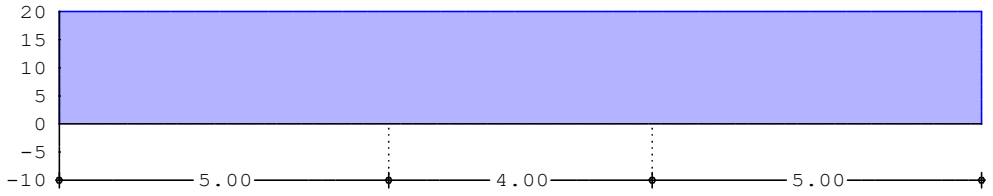
Характеристики воздействий

| № | $\gamma_f$ | $k_1$ | учет С | учет О | группа несоч. | знак | распред по прол |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1.10 | | | | | | |
| 2 | 1.30 | 0.35 | + | + | | | неблаг. |

учет С - кратковр. нагрузка учитывают в сейсм. РСН
учет О - кратковр. нагрузка учитывают в особом РСН

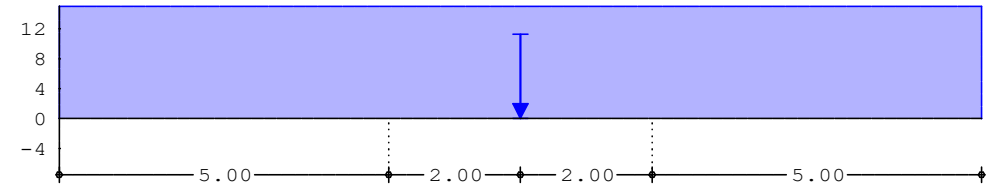
## Нагружение

Нагружение 1 постоянные нагрузки $\gamma_f$ = 1.10
M = 1 :115




| | N. опора | Пролёт | a [м] | s [м] | рл/Р [кН/м,кН,кНм] | рп/М |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Равномерн. | 1 | 1-3 | | | 20.00 | |

Нагружение 2 кратковременные нагрузки $\gamma_f$ = 1.30
M = 1 :115

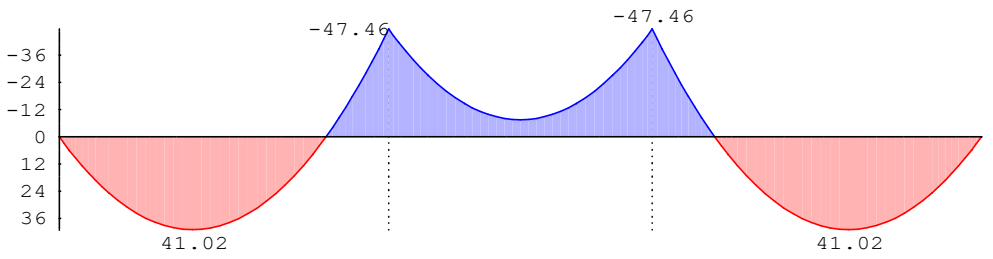



| | N. опора | Пролёт | a [м] | s [м] | рл/Р [кН/м,кН,кНм] | рп/М |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Равномерн. | 1 | 1-3 | | | 15.00 | |
| Сосредот. | 1 | 2 | 2.00 | | 100.00 | |

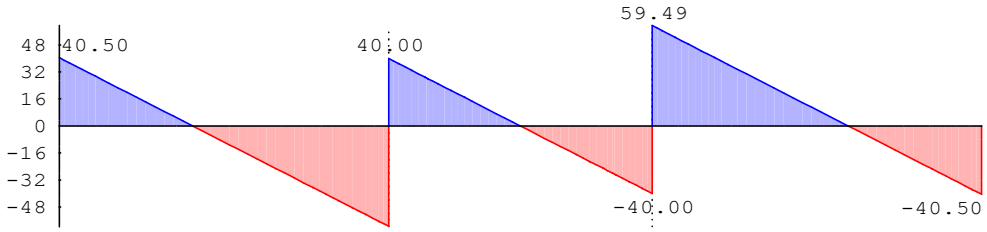
## Усилия в сечении

по линейно упругой теории

Нагружение 1 моменты Мупр [кНм]
M = 1 :115



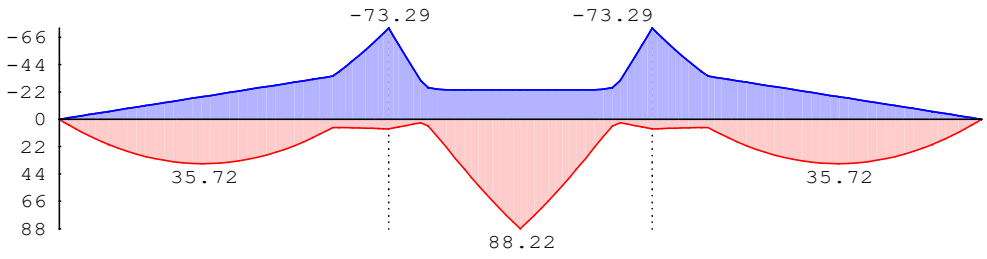
Нагружение 1 поперечные силы Qупр [кН]
M = 1 :115



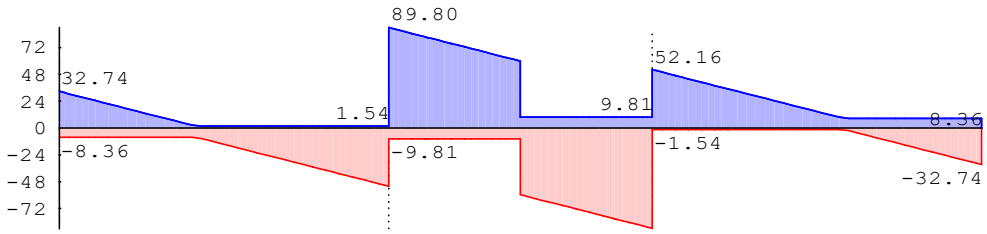

Нагружение 1

| Пролёт | x [м] | | max Mупр [кНм] | min Mупр [кНм] | max Qупр [кН] | min Qупр [кН] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | | 0.00 | 0.00 | 40.51 | 40.51 |
| | 0.15 | o | 5.85 | 5.85 | 37.51 | 37.51 |
| | 0.65 | h0 | 22.10 | 22.10 | 27.51 | 27.51 |
| | 1.25 | | 34.96 | 34.96 | 15.51 | 15.51 |
| | 2.03 | * | 41.02 | 41.02 | 0.00 | 0.00 |
| | 2.50 | | 38.72 | 38.72 | -9.49 | -9.49 |
| | 3.75 | | 11.23 | 11.23 | -34.49 | -34.49 |
| | 4.25 | h0 | -8.47 | -8.47 | -44.49 | -44.49 |
| | 4.85 | o | -38.77 | -38.77 | -56.49 | -56.49 |
| | 5.00 | | -47.47 | -47.47 | -59.49 | -59.49 |
| 2 | 0.00 | | -47.47 | -47.47 | 40.00 | 40.00 |
| | 0.15 | o | -41.69 | -41.69 | 37.00 | 37.00 |
| | 0.75 | h0 | -23.11 | -23.11 | 25.00 | 25.00 |
| | 1.00 | | -17.48 | -17.48 | 20.00 | 20.00 |
| | 2.00 | | -7.47 | -7.47 | 0.00 | 0.00 |
| | 3.00 | | -17.48 | -17.48 | -20.00 | -20.00 |
| | 3.25 | h0 | -23.11 | -23.11 | -25.00 | -25.00 |
| | 3.85 | o | -41.69 | -41.69 | -37.00 | -37.00 |
| | 4.00 | | -47.47 | -47.47 | -40.00 | -40.00 |
| 3 | 0.00 | | -47.47 | -47.47 | 59.49 | 59.49 |
| | 0.15 | o | -38.77 | -38.77 | 56.49 | 56.49 |
| | 0.75 | h0 | -8.47 | -8.47 | 44.49 | 44.49 |
| | 1.25 | | 11.23 | 11.23 | 34.49 | 34.49 |
| | 2.50 | | 38.72 | 38.72 | 9.49 | 9.49 |
| | 2.97 | * | 41.02 | 41.02 | -0.00 | -0.00 |
| | 3.75 | | 34.96 | 34.96 | -15.51 | -15.51 |
| | 4.35 | h0 | 22.10 | 22.10 | -27.51 | -27.51 |
| | 4.85 | o | 5.85 | 5.85 | -37.51 | -37.51 |
| | 5.00 | | 0.00 | 0.00 | -40.51 | -40.51 |

Нагружение 2 огибающая моментов Mупр [кНм]
M = 1 :115



Нагружение 2 огибающая поперечных сил Qупр [кН]
M = 1 :115




Нагружение 2

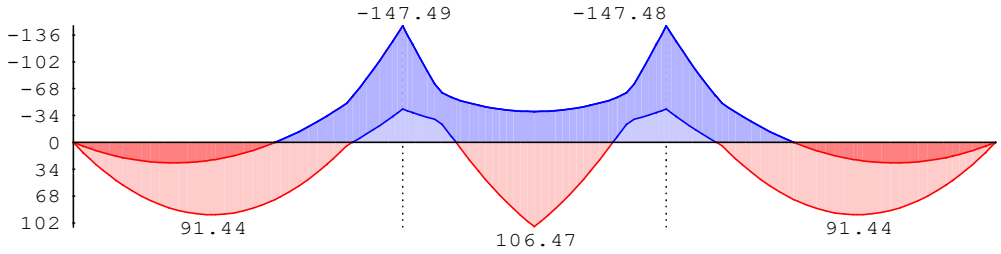
| Пролёт | x [м] | | max Mупр [кНм] | min Mупр [кНм] | max Qупр [кН] | min Qупр [кН] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | | 0.00 | -0.00 | 32.74 | -8.36 |
| | 0.15 | o | 4.74 | -1.25 | 30.49 | -8.36 |
| | 0.65 | h0 | 18.11 | -5.43 | 22.99 | -8.36 |
| | 1.25 | | 29.17 | -10.44 | 13.99 | -8.36 |
| | 2.18 | * | 35.72 | -18.24 | 1.54 | -9.90 |
| | 2.50 | | 34.93 | -20.89 | 1.54 | -14.66 |
| | 3.75 | | 17.27 | -31.33 | 1.54 | -33.41 |
| | 4.25 | h0 | 6.55 | -38.40 | 1.54 | -40.91 |
| | 4.85 | o | 7.48 | -65.64 | 1.54 | -49.91 |
| | 5.00 | | 7.71 | -73.30 | 1.54 | -52.16 |
| 2 | 0.00 | | 7.71 | -73.30 | 89.81 | -9.81 |
| | 0.15 | o | 6.24 | -60.00 | 87.56 | -9.81 |
| | 0.75 | h0 | 14.42 | -24.24 | 78.56 | -9.81 |
| | 1.00 | | 30.71 | -23.81 | 74.81 | -9.81 |
| | 2.00 | * | 88.22 | -23.81 | 59.81 | -9.81 |
| | 3.00 | | 30.71 | -23.81 | 9.81 | -74.81 |
| | 3.25 | h0 | 14.42 | -24.24 | 9.81 | -78.56 |
| | 3.85 | o | 6.24 | -60.00 | 9.81 | -87.56 |
| | 4.00 | | 7.71 | -73.30 | 9.81 | -89.81 |
| 3 | 0.00 | | 7.71 | -73.30 | 52.16 | -1.54 |
| | 0.15 | o | 7.48 | -65.64 | 49.91 | -1.54 |
| | 0.75 | h0 | 6.55 | -38.40 | 40.91 | -1.54 |
| | 1.25 | | 17.27 | -31.33 | 33.41 | -1.54 |
| | 2.50 | | 34.93 | -20.89 | 14.66 | -1.54 |
| | 2.82 | * | 35.72 | -18.24 | 9.90 | -1.54 |
| | 3.75 | | 29.17 | -10.44 | 8.36 | -13.99 |
| | 4.35 | h0 | 18.11 | -5.43 | 8.36 | -22.99 |
| | 4.85 | o | 4.74 | -1.25 | 8.36 | -30.49 |
| | 5.00 | | 0.00 | -0.00 | 8.36 | -32.74 |

Реакции опор

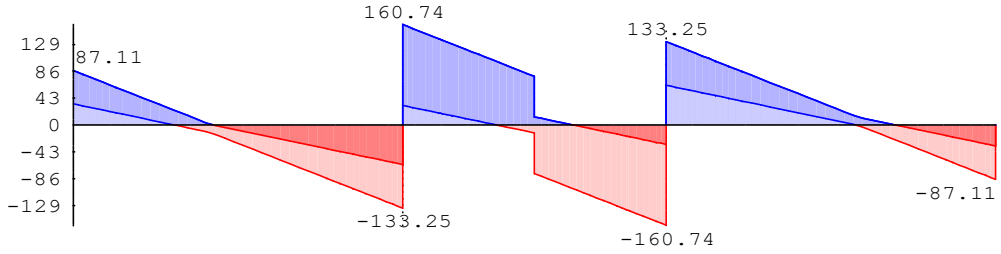
| Нагружение | опора | max [кН] | min [кН] |
|---|---|---|---|
| 1 | A | 40.51 | 40.51 |
| | B | 99.49 | 99.49 |
| | C | 99.49 | 99.49 |
| | D | 40.51 | 40.51 |
| 2 | A | 32.74 | -8.36 |
| | B | 141.97 | -11.35 |
| | C | 141.97 | -11.35 |
| | D | 32.74 | -8.36 |

РСУ Сочетания усилий согласно СП 20.13330.2016

Момент M [кНм] основные сочетания усилий
M = 1 :115




Попер. сила Q [кН] основные сочетания усилий
M = 1 :115




| Пролёт | x [м] | | max Mpcy [кНм] | min Mpcy [кНм] | max Qpcy [кН] | min Qpcy [кН] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | | 0.00 | 0.00 | 87.12 | 33.69 |
| | 0.15 | o | 12.60 | 4.81 | 80.89 | 30.39 |
| | 0.65 | h0 | 47.86 | 17.25 | 60.14 | 19.39 |
| | 1.25 | | 76.37 | 24.88 | 35.24 | 6.19 |
| | 2.10 | * | 91.44 | 22.26 | 0.89 | -13.38 |
| | 2.50 | | 88.00 | 15.43 | -8.44 | -29.50 |
| | 3.75 | | 34.80 | -28.38 | -35.94 | -81.38 |
| | 4.25 | h0 | -0.80 | -59.23 | -46.94 | -102.13 |
| | 4.85 | o | -32.93 | -127.98 | -60.14 | -127.03 |
| | 5.00 | | -42.20 | -147.50 | -63.44 | -133.25 |
| 2 | 0.00 | | -42.20 | -147.50 | 160.75 | 31.25 |
| | 0.15 | o | -37.76 | -123.86 | 154.52 | 27.95 |
| | 0.75 | h0 | -6.74 | -56.81 | 129.62 | 14.75 |
| | 1.00 | | 20.69 | -50.19 | 119.25 | 9.25 |
| | 2.00 | * | 106.47 | -39.17 | 77.75 | -12.75 |
| | 3.00 | | 20.69 | -50.19 | -9.25 | -119.25 |
| | 3.25 | h0 | -6.74 | -56.81 | -14.75 | -129.62 |
| | 3.85 | o | -37.76 | -123.86 | -27.95 | -154.52 |
| | 4.00 | | -42.20 | -147.50 | -31.25 | -160.75 |
| 3 | 0.00 | | -42.20 | -147.50 | 133.25 | 63.44 |
| | 0.15 | o | -32.93 | -127.98 | 127.03 | 60.14 |
| | 0.75 | h0 | -0.80 | -59.23 | 102.13 | 46.94 |
| | 1.25 | | 34.80 | -28.38 | 81.38 | 35.94 |
| | 2.50 | | 88.00 | 15.43 | 29.50 | 8.44 |
| | 2.90 | * | 91.44 | 22.26 | 13.38 | -0.89 |
| | 3.75 | | 76.37 | 24.88 | -6.19 | -35.24 |
| | 4.35 | h0 | 47.86 | 17.25 | -19.39 | -60.14 |
| | 4.85 | o | 12.60 | 4.81 | -30.39 | -80.89 |
| | 5.00 | | 0.00 | 0.00 | -33.69 | -87.12 |

Сочетания реакций в опорах

| Сочетание | опора | max [кН] | min [кН] |
|---|---|---|---|
| основные РСУ | A | 87.12 | 33.69 |
| | B | 294.00 | 94.69 |
| | C | 294.00 | 94.69 |
| | D | 87.12 | 33.69 |

Расчёт по прочности По СП 63.13330.2018 с использованием трехлинейной диаграммы состояния бетона и условия (8.56) СП 63.13330.2018 для расчета поперечной арматуры.
**Бетон В 25 (тяжелый)**
**Арматурная сталь : продольная/хомуты A500/A400.**

Защитный слой

| Пролёт | аз н [мм] | аз в [мм] | аз б [мм] | а н [см] | а в [см] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 23 | 23 | 15 | 2.9 | 2.9 |
| 2 | 23 | 23 | 15 | 2.9 | 2.9 |
| 3 | 23 | 23 | 15 | 2.9 | 2.9 |

Пролёт 1

| x [м] | | max M [кНм] | min M [кНм] | Ash(I) [см2] | Asв(I) [см2] | Ash [см2] | Asв [см2] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.00 | | 0.0 | 0.0 | 1.41 | 0.00 | 1.41 | 0.00 |
| 0.15 | o | 12.6 | 4.8 | 1.41 | 0.00 | 1.41 | 0.00 |
| 1.25 | | 76.4 | 24.9 | 3.76 | 0.00 | 3.76 | 0.00 |
| 2.10 | * | 91.4 | 22.3 | 4.51 | 0.00 | 4.51 | 0.00 |
| 2.50 | | 88.0 | 15.4 | 4.34 | 0.00 | 4.34 | 0.00 |
| 3.75 | | 34.8 | -28.4 | 1.72 | 1.49 | 1.72 | 1.49 |
| 4.85 | o | -32.9 | -128.0 | 0.00 | 5.42 | 0.00 | 5.42 |
| 5.00 | | -42.2 | -147.5 | 0.00 | 6.30 | 0.00 | 6.30 |

| x [м] | | c [см] | Q [кН] | Qb [кН] | Qsw [кН] | Asw/s расч. [см2/м] | Asw/s макс. [см2/м] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.00 | | | | | | | |
| 0.15 | o | 141.3 | 22.3 | 74.2 | | | |
| 0.57 | h0 | 141.3 | 4.9 | 74.2 | | | |
| 1.25 | | 87.8 | 0.0 | 119.3 | | | |
| 2.50 | | 96.1 | 23.3 | 109.6 | | | |
| 3.75 | | 141.3 | 0.0 | 74.2 | | | |
| 4.28 | h0 | 154.2 | 0.0 | 80.9 | | | |
| 4.85 | o | 171.3 | 0.0 | 89.9 | | | |
| 5.00 | | | | | | | |

Пролёт 2

| x [м] | | max M [кНм] | min M [кНм] | Ash(I) [см2] | Asв(I) [см2] | Ash [см2] | Asв [см2] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.00 | | -42.2 | -147.5 | 0.00 | 6.30 | 0.00 | 6.30 |
| 0.15 | o | -37.8 | -123.9 | 0.00 | 5.24 | 0.00 | 5.24 |
| 1.00 | | 20.7 | -50.2 | 1.46 | 2.45 | 1.46 | 2.45 |
| 2.00 | * | 106.5 | -39.2 | 5.26 | 1.96 | 5.26 | 1.96 |
| 3.00 | | 20.7 | -50.2 | 1.46 | 2.45 | 1.46 | 2.45 |
| 3.85 | o | -37.8 | -123.9 | 0.00 | 5.24 | 0.00 | 5.24 |
| 4.00 | | -42.2 | -147.5 | 0.00 | 6.30 | 0.00 | 6.30 |

| x [м] | | c [см] | Q [кН] | Qb [кН] | Qsw [кН] | Asw/s расч. [см2/м] | Asw/s макс. [см2/м] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.00 | | | | | | | |
| 0.15 | o | 171.3 | 83.4 | 89.9 | | | |
| 0.72 | h0 | 154.2 | 7.0 | 80.9 | | | |
| 1.00 | | 145.8 | 2.7 | 76.5 | | | |
| 2.00 | | 57.3 | 101.5 | 183.0 | | | |
| 3.00 | | 145.8 | 0.0 | 76.5 | | | |
| 3.28 | h0 | 154.2 | 0.0 | 80.9 | | | |
| 3.85 | o | 171.3 | 0.0 | 89.9 | | | |
| 4.00 | | | | | | | |

Пролёт 3

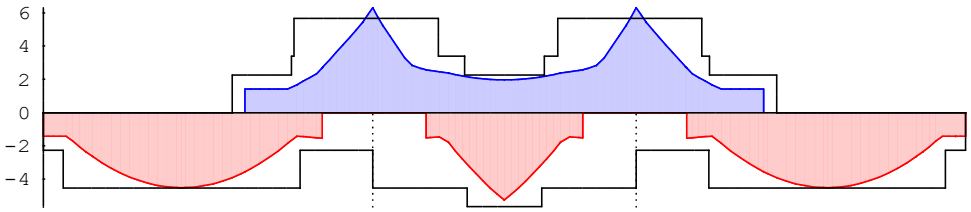
| x [м] | | max M [кНм] | min M [кНм] | Ash(I) [см2] | Asв(I) [см2] | Ash [см2] | Asв [см2] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.00 | | -42.2 | -147.5 | 0.00 | 6.30 | 0.00 | 6.30 |
| 0.15 | o | -32.9 | -128.0 | 0.00 | 5.42 | 0.00 | 5.42 |
| 1.25 | | 34.8 | -28.4 | 1.72 | 1.49 | 1.72 | 1.49 |
| 2.50 | | 88.0 | 15.4 | 4.34 | 0.00 | 4.34 | 0.00 |
| 2.90 | * | 91.4 | 22.3 | 4.51 | 0.00 | 4.51 | 0.00 |
| 3.75 | | 76.4 | 24.9 | 3.76 | 0.00 | 3.76 | 0.00 |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 4.85 o | 12.6 | 4.8 | 1.41 | 0.00 | 1.41 | 0.00 |
| 5.00 | 0.0 | 0.0 | 1.41 | 0.00 | 1.41 | 0.00 |

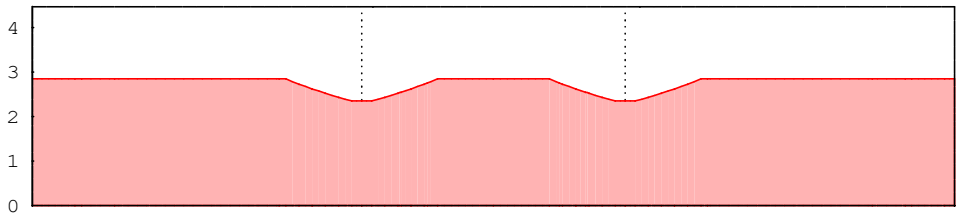
| x [м] | | c [см] | Q [кН] | Qb [кН] | Qsw [кН] | Asw/s расч. [см2/м] | Asw/s макс. [см2/м] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.00 | | | | | | | |
| 0.15 | o | 171.3 | 55.9 | 89.9 | | | |
| 0.72 | h0 | 154.2 | 39.3 | 80.9 | | | |
| 1.25 | | 141.3 | 22.7 | 74.2 | | | |
| 2.50 | | 96.8 | 0.0 | 108.8 | | | |
| 3.75 | | 87.3 | 14.2 | 120.1 | | | |
| 4.43 | h0 | 141.3 | 0.0 | 74.2 | | | |
| 4.85 | o | 141.3 | 0.0 | 74.2 | | | |
| 5.00 | | | | | | | |

Констр. арматуры

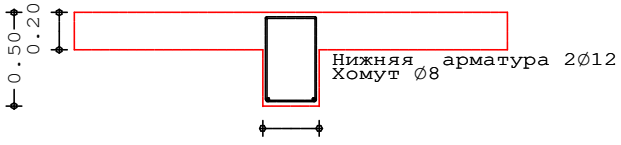
As [см2] Продольная арматура
M = 1 :115



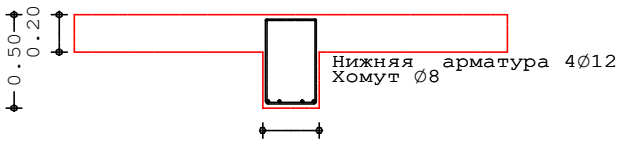

Asw/s [см2/м] Поперечная арматура
M = 1 :115



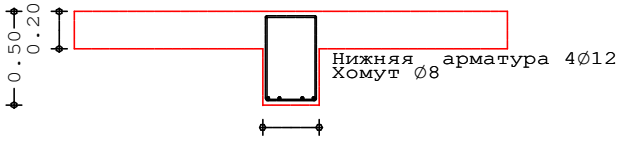

Пролет 1 схема армирования сечения с координатой x = 0.00
M = 1 :40



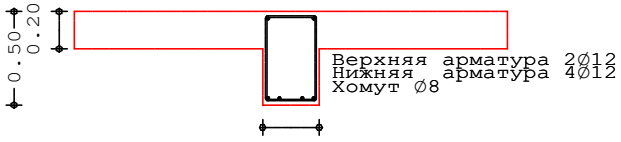

Пролет 1 схема армирования сечения с координатой x = 1.25
M = 1 :40



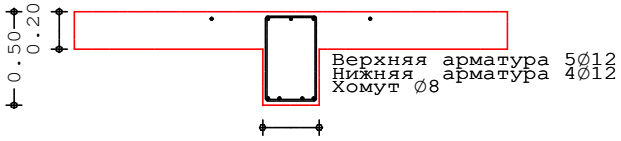
Пролет 1 схема армирования сечения с координатой x = 2.50
М = 1 :40



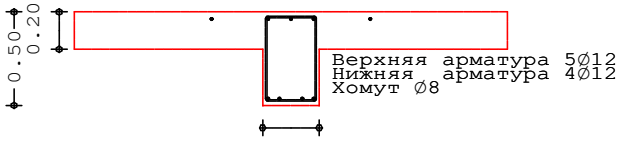

Пролет 1 схема армирования сечения с координатой x = 3.06
М = 1 :40



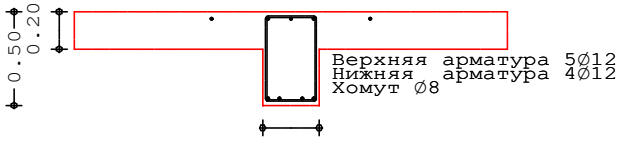

Пролет 1 схема армирования сечения с координатой x = 3.75
М = 1 :40



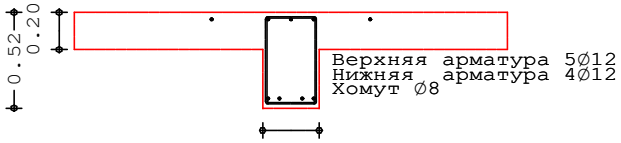

Пролет 1 схема армирования сечения с координатой x = 3.84
М = 1 :40



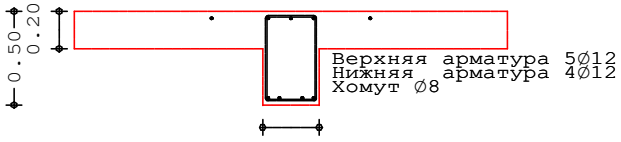

Пролет 1 схема армирования сечения с координатой x = 3.86
М = 1 :40



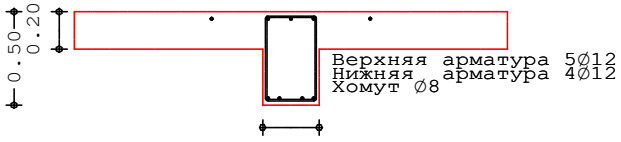

Пролет 2 схема армирования сечения с координатой x = 1.00
М = 1 :40



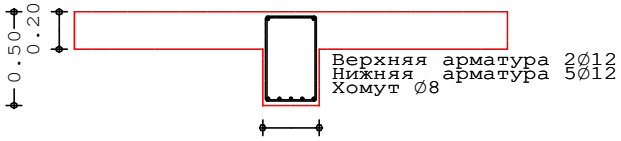
Пролет 2 схема армирования сечения с координатой x = 1.14
M = 1 :40



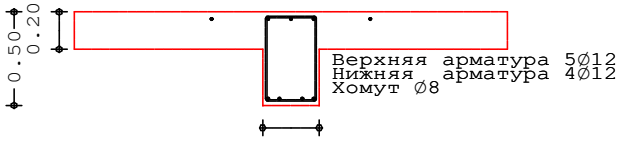

Пролет 2 схема армирования сечения с координатой x = 1.16
M = 1 :40



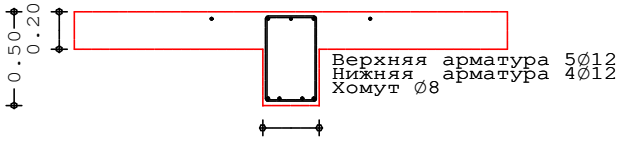

Пролет 2 схема армирования сечения с координатой x = 2.00
M = 1 :40



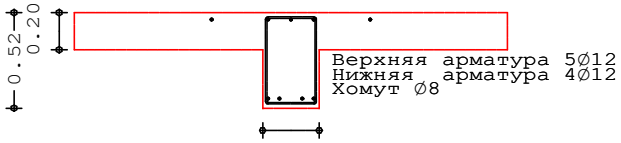

Пролет 2 схема армирования сечения с координатой x = 2.84
M = 1 :40



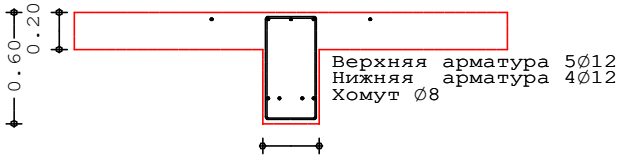

Пролет 2 схема армирования сечения с координатой x = 2.86
M = 1 :40



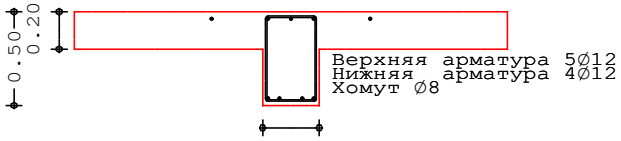

Пролет 2 схема армирования сечения с координатой x = 3.00
M = 1 :40



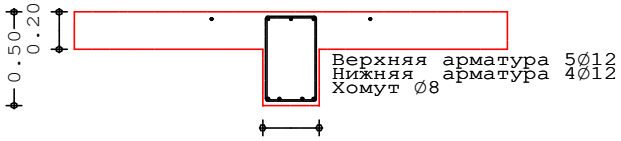
Пролет 3 схема армирования сечения с координатой x = 0.15
M = 1 :40



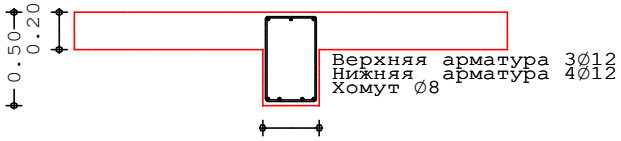

Пролет 3 схема армирования сечения с координатой x = 1.14
M = 1 :40



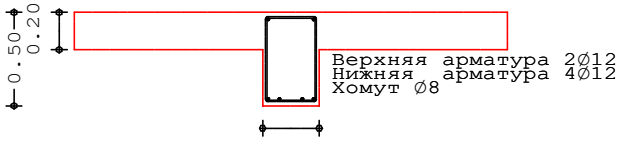

Пролет 3 схема армирования сечения с координатой x = 1.16
M = 1 :40



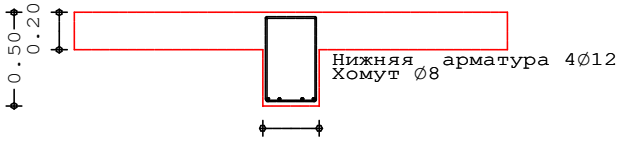

Пролет 3 схема армирования сечения с координатой x = 1.25
M = 1 :40



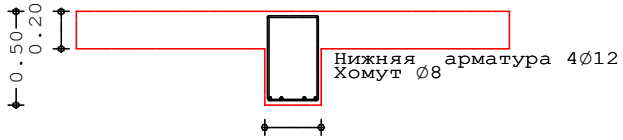

Пролет 3 схема армирования сечения с координатой x = 1.94
M = 1 :40




Пролет 3 схема армирования сечения с координатой x = 2.50
M = 1 :40



Пролет 3 схема армирования сечения с координатой x = 3.75
М = 1 :40




Продольн. арм.

| пролёт опора | тип | кол. | ds [мм] | ряд | Asl [см2] | a [м] | l [м] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 2 | н | 2 | 12 | 1 | 2.26 | -5.20 | 14.40 |
| 1 | н | 2 | 12 | 1 | 4.52 | 0.11 | 3.99 |
| 2 | н | 2 | 12 | 1 | 4.52 | -0.20 | 4.40 |
| 2 | н | 1 | 12 | 1 | 5.65 | 1.16 | 1.68 |
| 3 | н | 2 | 12 | 1 | 4.52 | 0.90 | 3.99 |
| B | в | 2 | 12 | 1 | 2.26 | 2.67 | 8.66 |
| B | в | 1 | 12 | 1 | 3.39 | 3.55 | 3.17 |
| B | в | 2 | 12 | 1 | 5.65 | 3.61 | 2.60 |
| C | в | 1 | 12 | 1 | 3.39 | 2.29 | 3.08 |
| C | в | 2 | 12 | 1 | 5.65 | 2.60 | 2.59 |

Длины приведены с учетом анкеровки

Хомуты

| Пролёт | кол. | срез. | ds [мм] | s [см] | Asw/s [см2/м] | a [м] | l [м] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 24 | 2 | 8 | 23 | 4.47 | 0.00 | 5.17 |
| 2 | 18 | 2 | 8 | 23 | 4.47 | 0.18 | 4.05 |
| 3 | 22 | 2 | 8 | 23 | 4.47 | 0.23 | 4.95 |

| Тип арматуры | d [мм] | длина [м] | кол. | вес [кН] |
|---|---|---|---|---|
| стержневая арматура | 12 | 89.22 | | 0.78 |
| хомуты | 8 | | 65 | |

Трещиностойкость

Предельно допустимая ширина раскрытия трещин принимается из условия обеспечения сохранности арматуры acrc1=0.40мм acrc2=0.30мм

Нормальные трещины

| Про-лет | x [м] | | Образование M [кНм] | Mcrc [кНм] | Продолжительные M [кНм] | acrc2 [мм] | Непрод. acrc1 [мм] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | | 0.0 | 52.9 | | | |
| | 0.15 | o | 10.6 | 52.9 | | | |
| | 1.25 | | 64.1 | 55.3 | 45.2 | 0.01 | 0.10 |
| | 2.10 | * | 76.6 | 55.3 | 53.5 | 0.06 | 0.17 |
| | 2.50 | | 73.7 | 55.3 | 50.9 | 0.05 | 0.15 |
| | 3.06 | | 60.1 | 55.4 | 40.7 | 0.00 | 0.08 |
| | 3.75 | | 28.5 | 55.4 | | | |
| | 3.84 | | 23.2 | 53.1 | | | |
| | 3.86 | | 22.0 | 53.2 | | | |
| | 4.85 | o | -104.4 | 219.6 | | | |
| | 5.00 | | -120.8 | 219.6 | | | |
| 2 | 0.00 | | -120.8 | 219.6 | | | |
| | 0.15 | o | -101.7 | 219.6 | | | |
| | 1.00 | | 13.2 | 57.6 | | | |
| | 1.14 | | 24.8 | 55.6 | | | |
| | 1.16 | | 26.4 | 55.5 | | | |
| | 2.00 | * | 80.8 | 56.6 | 23.4 | 0.00 | 0.14 |
| | 2.84 | | 26.4 | 55.5 | | | |
| | 2.86 | | 24.8 | 55.6 | | | |
| | 3.00 | | 13.2 | 57.7 | | | |
| | 3.85 | o | -101.7 | 219.6 | | | |
| | 4.00 | | -120.8 | 219.6 | | | |
| 3 | 0.00 | | -120.8 | 219.6 | | | |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.15 | o | -104.4 | 219.6 | | | |
| 1.14 | | 22.0 | 55.5 | | | |
| 1.16 | | 23.2 | 55.4 | | | |
| 1.25 | | 28.5 | 55.4 | | | |
| 1.94 | | 60.2 | 55.4 | 40.7 | 0.00 | 0.08 |
| 2.50 | | 73.7 | 55.3 | 50.9 | 0.05 | 0.15 |
| 2.90 | * | 76.6 | 55.3 | 53.5 | 0.06 | 0.17 |
| 3.75 | | 64.1 | 55.3 | 45.2 | 0.01 | 0.10 |
| 4.85 | o | 10.6 | 52.9 | | | |
| 5.00 | | 0.0 | 52.9 | | | |

Прогибы

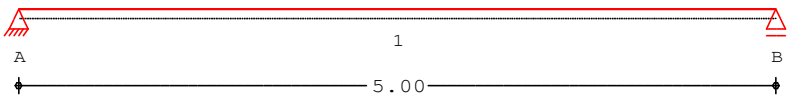
| Пролет | x [м] | | M [кНм] | Мдл. [кНм] | 100/r [1/м] | w [мм] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| | 0.00 | | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| | 1.25 | | 64.2 | 45.2 | 0.34 | 0.00 |
| | 2.31 | * | 75.8 | 52.7 | 0.41 | 0.00 |
| | 2.50 | | 73.7 | 51.0 | 0.39 | 0.00 |
| | 3.06 | | 60.1 | 40.7 | 0.32 | 0.00 |
| | 3.06 | | 60.1 | 40.7 | 0.32 | 0.00 |
| | 3.75 | | 28.5 | 17.3 | 0.03 | 0.00 |
| | 3.84 | | 23.2 | 13.4 | 0.03 | 0.00 |
| | 3.86 | | 22.0 | 12.5 | 0.02 | 0.00 |
| | 5.00 | | -71.3 | -55.8 | -0.05 | 0.00 |
| 2 | 0.00 | | -89.2 | -62.1 | -0.06 | 0.00 |
| | 1.00 | | 13.2 | -6.8 | 0.01 | 0.00 |
| | 1.14 | | 24.8 | -1.0 | 0.01 | 0.00 |
| | 1.16 | | 26.4 | -0.2 | 0.01 | 0.00 |
| | 2.00 | * | 0.0 | 0.0 | -0.00 | 0.00 |
| | 2.84 | | 0.0 | 0.0 | -0.00 | 0.00 |
| | 2.86 | | 0.0 | 0.0 | -0.00 | 0.00 |
| | 3.00 | | 0.0 | 0.0 | -0.00 | 0.00 |
| | 4.00 | | 0.0 | 0.0 | -0.00 | 0.00 |
| 3 | 0.00 | | 0.0 | 0.0 | -0.00 | 0.00 |
| | 1.14 | | 0.0 | 0.0 | -0.00 | 0.00 |
| | 1.16 | | 0.0 | 0.0 | -0.00 | 0.00 |
| | 1.25 | | 0.0 | 0.0 | -0.00 | 0.00 |
| | 1.94 | | 0.0 | 0.0 | -0.00 | 0.00 |
| | 1.94 | | 0.0 | 0.0 | -0.00 | 0.00 |
| | 2.50 | | 0.0 | 0.0 | -0.00 | 0.00 |
| | 2.69 | * | 0.0 | 0.0 | -0.00 | 0.00 |
| | 3.75 | | 0.0 | 0.0 | -0.00 | 0.00 |
| | 5.00 | | 0.0 | 0.0 | -0.00 | 0.00 |

Расчет выполнен модулем 300 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

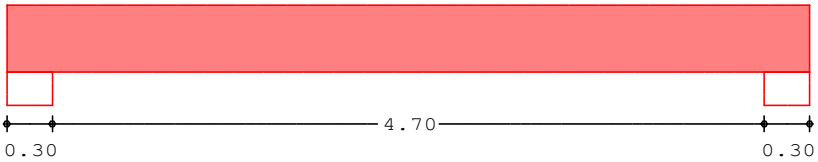
## Поз. t301_1 Однопролетная балка

Расчётная схема

M = 1 :50



М = 1 :50




Размеры

| Пролёт | l [м] | x [м] | b [см] | h [см] | I [см4] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 5.00 | | 30.0 | 50.0 | 312500 |

Опоры

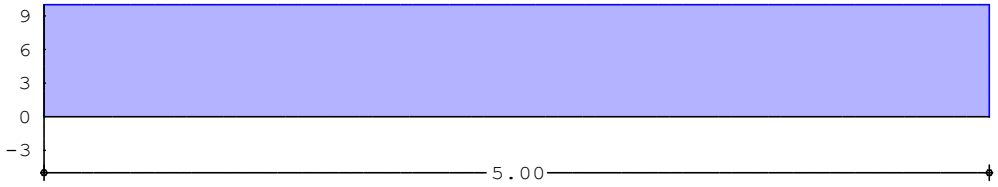
| Опора | t [см] | Опора | t [см] |
|---|---|---|---|
| A | 30.0 | B | 30.0 |

Модуль упругости бетона E =30000.0 МПа

Нагружение

Нагружение 1 постоянные нагрузки γf = 1.10

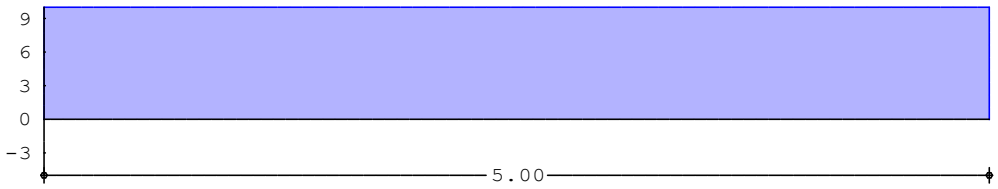
М = 1 :40




| | N. | Пролёт опора | a [м] | s [м] | рл/P [кН/м,кН, | рп/M кНм] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Равномерн. | 1 | 1 | | | 10.00 | |

Нагружение 2 Ветровая № 0, среднее значение γf = 1.25

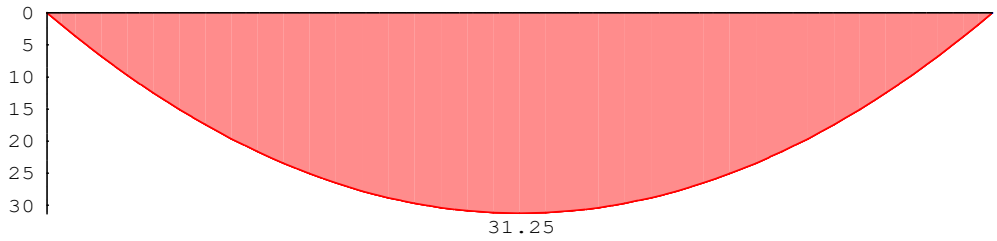
М = 1 :40



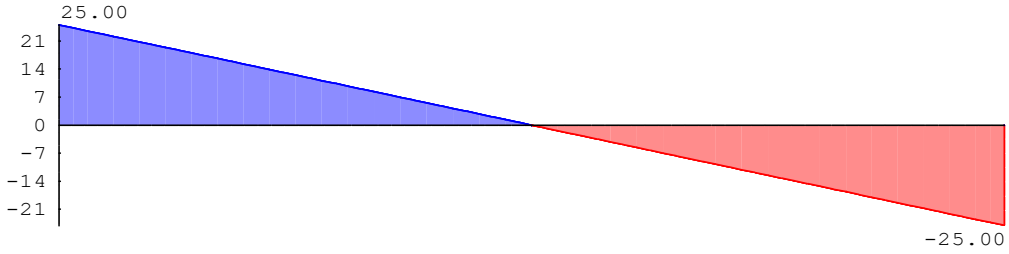

| | N. | Пролёт опора | a [м] | s [м] | рл/P [кН/м,кН, | рп/M кНм] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Равномерн. | 1 | 1 | | | 10.00 | |

Усилия в сечении по линейно упругой теории

Нагружение 1 моменты Mупр [кНм]
M = 1 :40



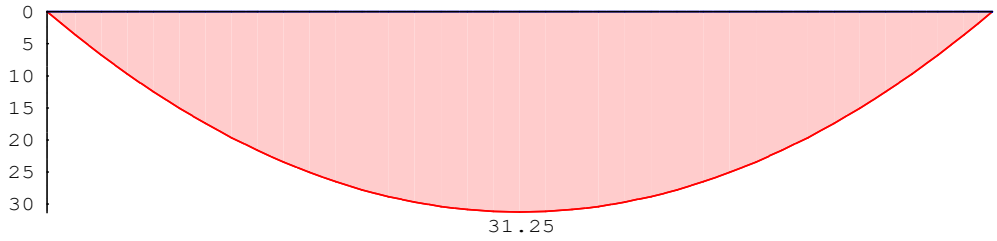

Нагружение 1 поперечные силы Qупр [кН]
M = 1 :40



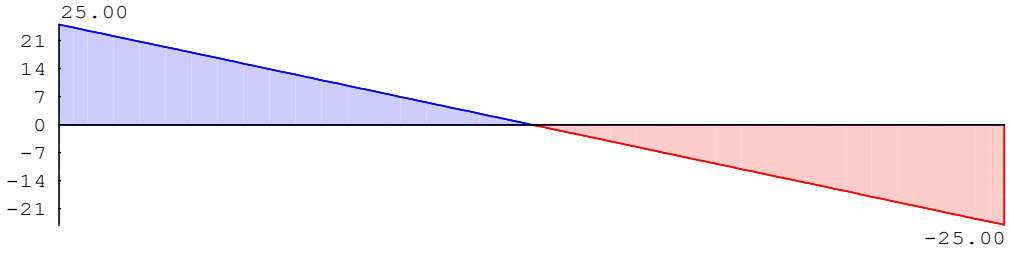

Нагружение 1

| Пролёт | x [м] | | max Mупр [кНм] | min Mупр [кНм] | max Qупр [кН] | min Qупр [кН] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | | 0.00 | 0.00 | 25.00 | 25.00 |
| | 0.15 | o | 3.64 | 3.64 | 23.50 | 23.50 |
| | 0.65 | h0 | 14.14 | 14.14 | 18.50 | 18.50 |
| | 1.25 | | 23.44 | 23.44 | 12.50 | 12.50 |
| | 2.50 | * | 31.25 | 31.25 | -0.00 | -0.00 |
| | 3.75 | | 23.44 | 23.44 | -12.50 | -12.50 |
| | 4.35 | h0 | 14.14 | 14.14 | -18.50 | -18.50 |
| | 4.85 | o | 3.64 | 3.64 | -23.50 | -23.50 |
| | 5.00 | | 0.00 | 0.00 | -25.00 | -25.00 |

Нагружение 2 огибающая моментов Mупр [кНм]
M = 1 :40




Нагружение 2 огибающая поперечных сил Qупр [кН]
M = 1 :40



Нагружение 2

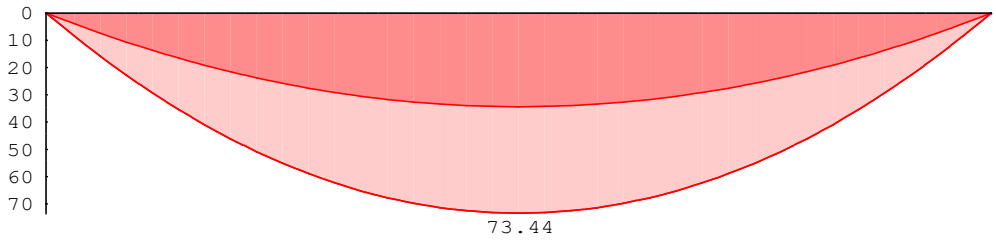
| Пролёт | x [м] | | max Mупр [кНм] | min Mупр [кНм] | max Qупр [кН] | min Qупр [кН] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | | 0.00 | 0.00 | 25.00 | 0.00 |
| | 0.15 | o | 3.64 | 0.00 | 23.50 | 0.00 |
| | 0.65 | h0 | 14.14 | 0.00 | 18.50 | 0.00 |
| | 1.25 | | 23.44 | 0.00 | 12.50 | 0.00 |
| | 2.50 | * | 31.25 | 0.00 | 0.00 | -0.00 |
| | 3.75 | | 23.44 | 0.00 | 0.00 | -12.50 |
| | 4.35 | h0 | 14.14 | 0.00 | 0.00 | -18.50 |
| | 4.85 | o | 3.64 | 0.00 | 0.00 | -23.50 |
| | 5.00 | | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -25.00 |

Реакции опор

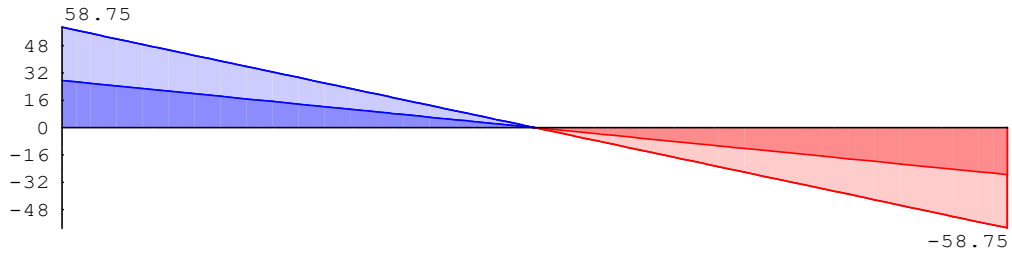
| Нагружение | опора | max [кН] | min [кН] |
|---|---|---|---|
| 1 | A | 25.00 | 25.00 |
| | B | 25.00 | 25.00 |
| 2 | A | 25.00 | 0.00 |
| | B | 25.00 | 0.00 |

РСУ
Момент M [кНм]
M = 1 :40

Сочетания усилий согласно СНиП 2.01.07-85
основные сочетания усилий




Попер. сила Q [кН] основные сочетания усилий
M = 1 :40




| Пролёт | x [м] | | max Mpcy [кНм] | min Mpcy [кНм] | max Qpcy [кН] | min Qpcy [кН] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | | 0.00 | 0.00 | 58.75 | 27.50 |
| | 0.15 | o | 8.55 | 4.00 | 55.22 | 25.85 |
| | 0.65 | h0 | 33.17 | 15.53 | 43.47 | 20.35 |
| | 1.25 | | 55.08 | 25.78 | 29.37 | 13.75 |
| | 2.50 | * | 73.44 | 34.37 | -0.00 | -0.00 |
| | 3.75 | | 55.08 | 25.78 | -13.75 | -29.38 |
| | 4.35 | h0 | 33.17 | 15.53 | -20.35 | -43.47 |
| | 4.85 | o | 8.55 | 4.00 | -25.85 | -55.22 |
| | 5.00 | | 0.00 | 0.00 | -27.50 | -58.75 |

Сочетания реакций в опорах

| Сочетание | опора | max [кН] | min [кН] |
|---|---|---|---|
| основные РСУ | A | 58.75 | 27.50 |
| | B | 58.75 | 27.50 |

Существенные РСУ

| N | наг. | коэф. | наг. | коэф. | наг. | коэф. | наг. | коэф. | наг. | коэф. |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1 | 1.10 | | | | | | | | |
| 2 | 1 | 1.10 | 2 | 1.25 | | | | | | |

Расчёт по прочности

По СП 52-101-03 с использованием трехлинейной диаграммы состояния бетона и условия (3.2-56) СП 52-101-03 для расчета поперечной арматуры.
**Бетон В 25 (тяжелый)**
**Арматурная сталь : продольная/хомуты A500/A240.**

Защитный слой

| Пролёт | аз н [мм] | аз в [мм] | аз б [мм] | а н [см] | а в [см] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 23 | 20 | 15 | 2.9 | |

Пролёт 1

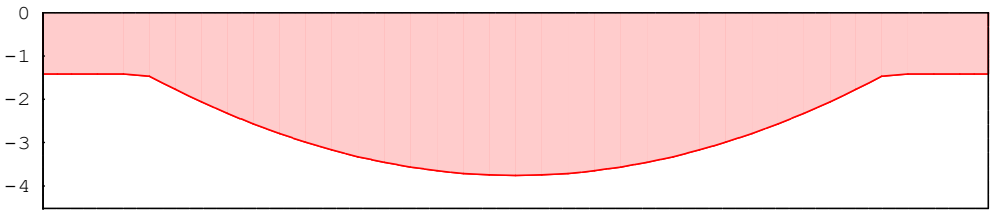
| x [м] | | max M [кНм] | min M [кНм] | Ash(I) [см2] | Asв(I) [см2] | Ash [см2] | Asв [см2] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.00 | | 0.0 | 0.0 | 1.41 | 0.00 | 1.41 | 0.00 |
| 0.15 | o | 8.5 | 4.0 | 1.41 | 0.00 | 1.41 | 0.00 |
| 1.25 | | 55.1 | 25.8 | 2.79 | 0.00 | 2.79 | 0.00 |
| 2.50 | * | 73.4 | 34.4 | 3.76 | 0.00 | 3.76 | 0.00 |
| 3.75 | | 55.1 | 25.8 | 2.79 | 0.00 | 2.79 | 0.00 |
| 4.85 | o | 8.5 | 4.0 | 1.41 | 0.00 | 1.41 | 0.00 |
| 5.00 | | 0.0 | 0.0 | 1.41 | 0.00 | 1.41 | 0.00 |

| x [м] | | c [см] | Q [кН] | Qb [кН] | Qsw [кН] | Asw/s расч. [см2/м] | Asw/s макс. [см2/м] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.00 | | | | | | | |
| 0.15 | o | 141.3 | 22.0 | 66.8 | | | |
| 0.62 | h0 | 141.3 | 11.0 | 66.8 | | | |
| 1.25 | | 125.0 | 0.0 | 75.5 | | | |
| 2.50 | | 27.3 | 3.0 | 333.8 | | | |
| 3.75 | | 125.0 | 0.0 | 75.5 | | | |
| 4.38 | h0 | 141.3 | 0.0 | 66.8 | | | |
| 4.85 | o | 141.3 | 0.0 | 66.8 | | | |
| 5.00 | | | | | | | |

Констр. арматуры

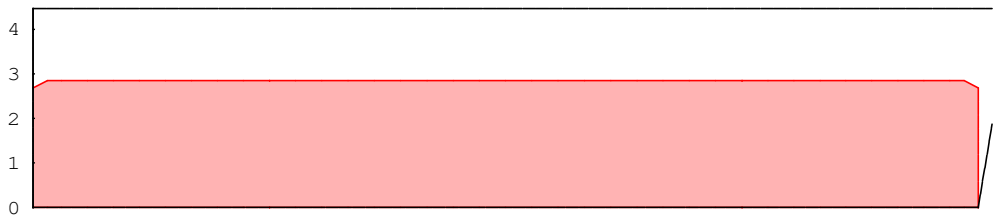
As [см2]
M = 1 :40

Продольная арматура



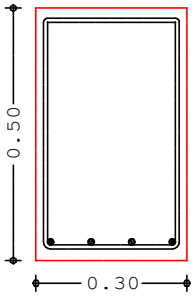

Asw/s [см2/м]
M = 1 :40

Поперечная арматура



Пролет 1
М = 1 :15

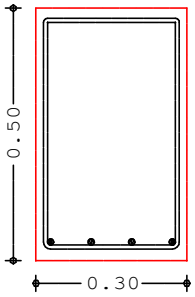
схема армирования сечения с координатой x = 1.25




Нижняя арматура 4Ø12
Хомут Ø8

Пролет 1
М = 1 :15

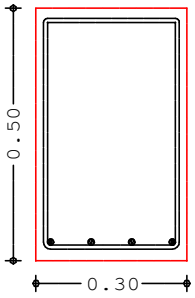
схема армирования сечения с координатой x = 2.50




Нижняя арматура 4Ø12
Хомут Ø8

Пролет 1
М = 1 :15

схема армирования сечения с координатой x = 3.75




Нижняя арматура 4Ø12
Хомут Ø8

Продольн. арм.

| пролёт | тип | кол. | ds | ряд опора | Asl | a [мм] | l [ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | н | 4 | 12 | 1 | 4.52 | -0.20 | 5.40 |

Длины приведены с учетом анкеровки

Хомуты

| Пролёт | кол. | срез. | ds [мм] | s [см] | Asw/s [см2/м] | a [м] | l [м] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 24 | 2 | 8 | 23 | 4.47 | 0.00 | 5.17 |

| Тип арматуры | d [мм] | длина [м] | кол. | вес [кН] |
|---|---|---|---|---|
| стержневая арматура | 12 | 21.60 | | 0.19 |
| хомуты | 8 | | 24 | |

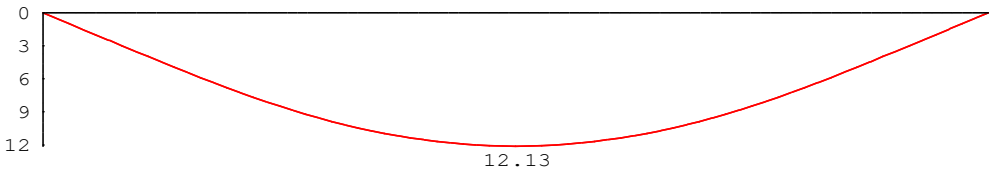
Трещиностойкость

Предельно допустимая ширина раскрытия трещин принимается из условия обеспечения сохранности арматуры acrc1=0.40мм acrc2=0.30мм

Нормальные трещины

| Про-лет | x [м] | | Образование M [кНм] | Mcrc [кНм] | Продолжительные M [кНм] | acrc2 [мм] | Непрод. acrc1 [мм] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | | 0.0 | 36.3 | | | |
| | 0.15 | o | 7.3 | 36.3 | | | |
| | 1.25 | | 46.9 | 36.3 | 35.2 | 0.04 | 0.10 |
| | 2.50 | * | 62.5 | 36.3 | 46.9 | 0.13 | 0.20 |
| | 3.75 | | 46.9 | 36.3 | 35.2 | 0.04 | 0.10 |
| | 4.85 | o | 7.3 | 36.3 | | | |
| | 5.00 | | 0.0 | 36.3 | | | |

Прогибы [мм]
M = 1 :40




Прогибы

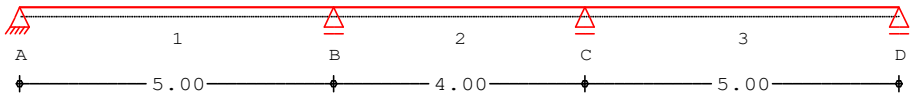
| Пролет | x [м] | | M [кНм] | Мдл. [кНм] | 100/r [1/м] | w [мм] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| | 1.25 | | 46.9 | 35.2 | 0.36 | 8.49 |
| | 2.50 | * | 62.5 | 46.9 | 0.49 | 12.13 |
| | 3.75 | | 46.9 | 35.2 | 0.36 | 8.49 |
| | 5.00 | | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |

Расчет выполнен модулем 301 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

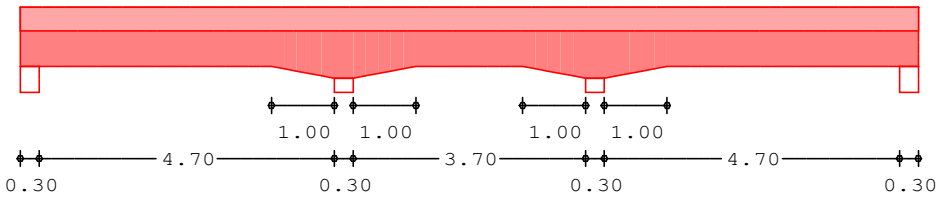
## Поз. t301_3 Трехпролетная балка

Расчётная схема

M = 1 :120




M = 1 :120



Размеры

| Пролёт | l [м] | x [м] | bf [см] | hf [см] | b [см] | h [см] | I [см4] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 5.00 | 0.00 | 230.0 | 20.0 | 30.0 | 50.0 | 691288 |
| | | 3.85 | 230.0 | 20.0 | 30.0 | 50.0 | 691288 |
| | | 5.00 | 230.0 | 20.0 | 30.0 | 60.0 | 1169885 |
| 2 | 4.00 | 0.00 | 230.0 | 20.0 | 30.0 | 60.0 | 1169885 |
| | | 1.15 | 230.0 | 20.0 | 30.0 | 50.0 | 691288 |
| | | 2.85 | 230.0 | 20.0 | 30.0 | 50.0 | 691288 |
| | | 4.00 | 230.0 | 20.0 | 30.0 | 60.0 | 1169885 |
| 3 | 5.00 | 0.00 | 230.0 | 20.0 | 30.0 | 60.0 | 1169885 |
| | | 1.15 | 230.0 | 20.0 | 30.0 | 50.0 | 691288 |
| | | 5.00 | 230.0 | 20.0 | 30.0 | 50.0 | 691288 |

Опоры

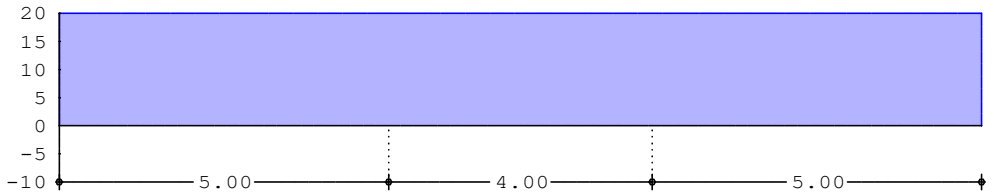
| Опора | t [см] | Опора | t [см] |
|---|---|---|---|
| A | 30.0 | B | 30.0 |
| C | 30.0 | D | 30.0 |

Модуль упругости бетона E =30000.0 МПа

Нагружение

Нагружение 1 постоянные нагрузки γf = 1.10

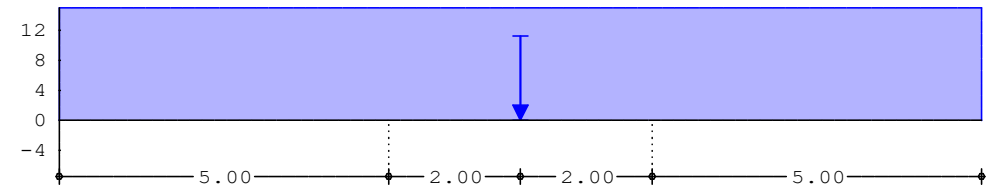
M = 1 :115




| | N. | Пролёт опора | a [м] | s [м] | рл/P [кН/м,кН,кНм] | рп/M |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Равномерн. | 1 | 1-3 | | | 20.00 | |

Нагружение 2 Ветровая № 0, среднее значение γf = 1.25

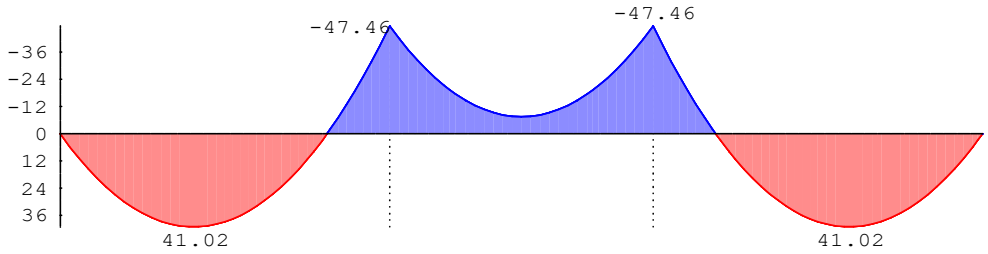
M = 1 :115



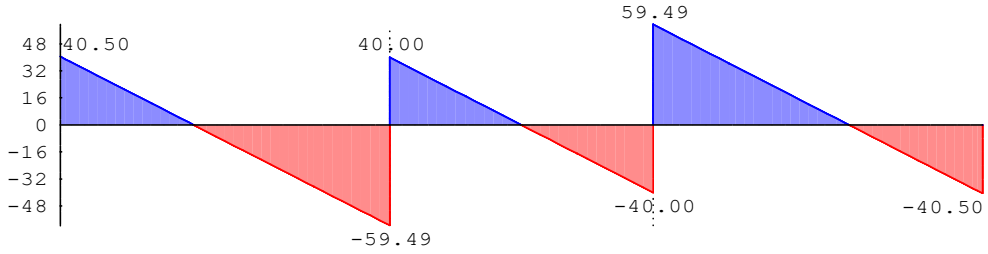

| | N. | Пролёт опора | a [м] | s [м] | рл/P [кН/м,кН,кНм] | рп/M |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Равномерн. | 1 | 1-3 | | | 15.00 | |
| Сосредот. | 1 | 2 | 2.00 | | 100.00 | |

Усилия в сечении по линейно упругой теории

Нагружение 1 моменты Мупр [кНм]
М = 1 :115



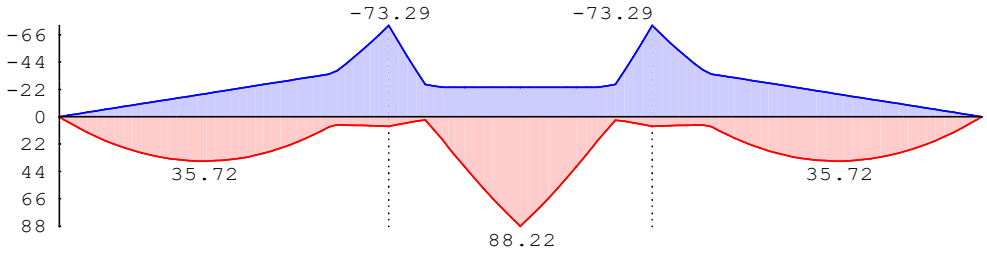

Нагружение 1 поперечные силы Qупр [кН]
М = 1 :115



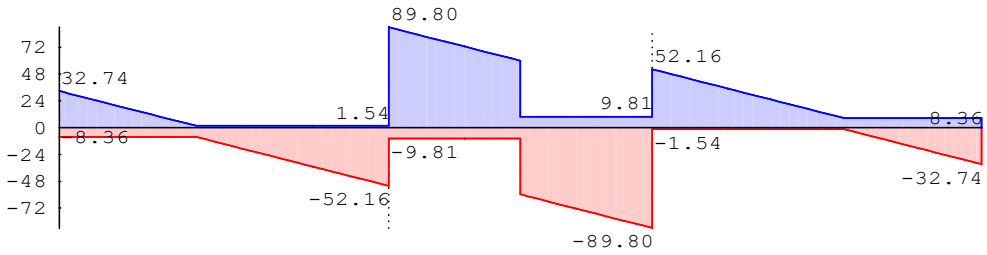

Нагружение 1

| Пролёт | x [м] | | max Мупр [кНм] | min Мупр [кНм] | max Qупр [кН] | min Qупр [кН] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | | 0.00 | 0.00 | 40.51 | 40.51 |
| | 0.15 | o | 5.85 | 5.85 | 37.51 | 37.51 |
| | 0.65 | h0 | 22.10 | 22.10 | 27.51 | 27.51 |
| | 1.25 | | 35.01 | 35.01 | 15.51 | 15.51 |
| | 2.03 | * | 41.02 | 41.02 | -0.00 | -0.00 |
| | 2.50 | | 38.77 | 38.77 | -9.49 | -9.49 |
| | 3.75 | | 11.27 | 11.27 | -34.49 | -34.49 |
| | 4.25 | h0 | -8.47 | -8.47 | -44.49 | -44.49 |
| | 4.85 | o | -38.77 | -38.77 | -56.49 | -56.49 |
| | 5.00 | | -47.47 | -47.47 | -59.49 | -59.49 |
| 2 | 0.00 | | -47.47 | -47.47 | 40.00 | 40.00 |
| | 0.15 | o | -41.69 | -41.69 | 37.00 | 37.00 |
| | 0.75 | h0 | -23.09 | -23.09 | 25.00 | 25.00 |
| | 1.00 | | -17.47 | -17.47 | 20.00 | 20.00 |
| | 1.80 | * | -7.87 | -7.87 | 4.00 | 4.00 |
| | 2.00 | | -7.47 | -7.47 | 0.00 | 0.00 |
| | 3.00 | | -17.47 | -17.47 | -20.00 | -20.00 |
| | 3.25 | h0 | -23.09 | -23.09 | -25.00 | -25.00 |
| | 3.85 | o | -41.69 | -41.69 | -37.00 | -37.00 |
| | 4.00 | | -47.47 | -47.47 | -40.00 | -40.00 |
| 3 | 0.00 | | -47.47 | -47.47 | 59.49 | 59.49 |
| | 0.15 | o | -38.77 | -38.77 | 56.49 | 56.49 |
| | 0.75 | h0 | -8.47 | -8.47 | 44.49 | 44.49 |
| | 1.25 | | 11.27 | 11.27 | 34.49 | 34.49 |
| | 2.50 | | 38.77 | 38.77 | 9.49 | 9.49 |
| | 2.97 | * | 41.02 | 41.02 | 0.00 | 0.00 |
| | 3.75 | | 35.01 | 35.01 | -15.51 | -15.51 |
| | 4.35 | h0 | 22.10 | 22.10 | -27.51 | -27.51 |
| | 4.85 | o | 5.85 | 5.85 | -37.51 | -37.51 |
| | 5.00 | | 0.00 | 0.00 | -40.51 | -40.51 |

Нагружение 2 огибающая моментов Мупр [кНм]
М = 1 :115




Нагружение 2 огибающая поперечных сил Qупр [кН]
М = 1 :115




Нагружение 2

| Пролёт | x [м] | | max Мупр [кНм] | min Мупр [кНм] | max Qупр [кН] | min Qупр [кН] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | | 0.00 | -0.00 | 32.74 | -8.36 |
| | 0.15 | o | 4.74 | -1.25 | 30.49 | -8.36 |
| | 0.65 | h0 | 18.11 | -5.43 | 22.99 | -8.36 |
| | 1.25 | | 29.20 | -10.44 | 13.99 | -8.36 |
| | 2.18 | * | 35.72 | -18.24 | 1.54 | -9.90 |
| | 2.50 | | 34.97 | -20.89 | 1.54 | -14.66 |
| | 3.75 | | 17.30 | -31.33 | 1.54 | -33.41 |
| | 4.25 | h0 | 6.55 | -38.40 | 1.54 | -40.91 |
| | 4.85 | o | 7.48 | -65.64 | 1.54 | -49.91 |
| | 5.00 | | 7.71 | -73.30 | 1.54 | -52.16 |
| 2 | 0.00 | | 7.71 | -73.30 | 89.81 | -9.81 |
| | 0.15 | o | 6.24 | -60.00 | 87.56 | -9.81 |
| | 0.75 | h0 | 14.35 | -24.16 | 78.56 | -9.81 |
| | 1.00 | | 30.72 | -23.81 | 74.81 | -9.81 |
| | 2.00 | * | 88.22 | -23.81 | 59.81 | -9.81 |
| | 3.00 | | 30.72 | -23.81 | 9.81 | -74.81 |
| | 3.25 | h0 | 14.35 | -24.16 | 9.81 | -78.56 |
| | 3.85 | o | 6.24 | -60.00 | 9.81 | -87.56 |
| | 4.00 | | 7.71 | -73.30 | 9.81 | -89.81 |
| 3 | 0.00 | | 7.71 | -73.30 | 52.16 | -1.54 |
| | 0.15 | o | 7.48 | -65.64 | 49.91 | -1.54 |
| | 0.75 | h0 | 6.55 | -38.40 | 40.91 | -1.54 |
| | 1.25 | | 17.30 | -31.33 | 33.41 | -1.54 |
| | 2.50 | | 34.97 | -20.89 | 14.66 | -1.54 |
| | 2.82 | * | 35.72 | -18.24 | 9.90 | -1.54 |
| | 3.75 | | 29.20 | -10.44 | 8.36 | -13.99 |
| | 4.35 | h0 | 18.11 | -5.43 | 8.36 | -22.99 |
| | 4.85 | o | 4.74 | -1.25 | 8.36 | -30.49 |
| | 5.00 | | 0.00 | -0.00 | 8.36 | -32.74 |

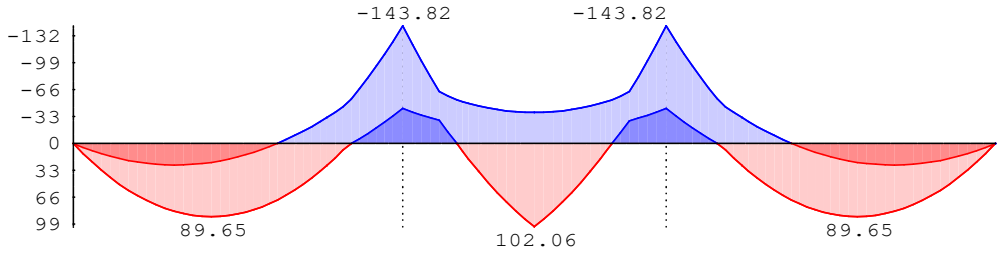
Реакции опор

| Нагружение | опора | max [кН] | min [кН] |
|---|---|---|---|
| 1 | A | 40.51 | 40.51 |
| | B | 99.49 | 99.49 |
| | C | 99.49 | 99.49 |
| | D | 40.51 | 40.51 |
| 2 | A | 32.74 | -8.36 |
| | B | 141.97 | -11.35 |
| | C | 141.97 | -11.35 |

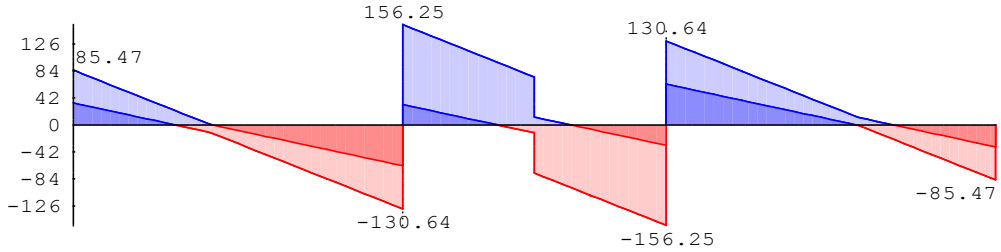
| | | |
|---|---|---|
| D | 32.74 | -8.36 |

РСУ
Момент M [кНм]
M = 1 :115

Сочетания усилий согласно СНиП 2.01.07-85
основные сочетания усилий




Попер. сила Q [кН] основные сочетания усилий
M = 1 :115




| Пролёт | x [м] | | max Mpcy [кНм] | min Mpcy [кНм] | max Qpcy [кН] | min Qpcy [кН] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | | 0.00 | 0.00 | 85.48 | 34.11 |
| | 0.15 | o | 12.36 | 4.87 | 79.37 | 30.81 |
| | 0.65 | h0 | 46.86 | 17.48 | 58.99 | 19.81 |
| | 1.25 | | 75.01 | 25.45 | 34.54 | 6.61 |
| | 2.10 | * | 89.65 | 23.15 | 0.34 | -12.37 |
| | 2.50 | | 86.35 | 16.53 | -8.52 | -28.77 |
| | 3.75 | | 34.02 | -26.77 | -36.02 | -79.70 |
| | 4.25 | h0 | -1.16 | -57.37 | -47.02 | -100.08 |
| | 4.85 | o | -33.30 | -124.70 | -60.22 | -124.53 |
| | 5.00 | | -42.58 | -143.84 | 45.27 | -50.26 |
| 2 | 0.00 | | -42.58 | -143.84 | 47.47 | -48.64 |
| | 0.15 | o | -38.07 | -120.86 | 150.15 | 28.44 |
| | 0.75 | h0 | -7.35 | -55.86 | 125.70 | 15.24 |
| | 1.00 | | 19.19 | -48.98 | 115.51 | 9.74 |
| | 2.00 | * | 102.06 | -37.98 | 74.76 | -12.26 |
| | 3.00 | | 19.19 | -48.98 | -9.74 | -115.51 |
| | 3.25 | h0 | -7.33 | -55.88 | -15.24 | -125.70 |
| | 3.85 | o | -38.07 | -120.86 | -28.44 | -150.15 |
| | 4.00 | | -42.58 | -143.84 | 48.64 | -47.47 |
| 3 | 0.00 | | -42.58 | -143.84 | 50.26 | -45.27 |
| | 0.15 | o | -33.30 | -124.70 | 124.53 | 60.22 |
| | 0.75 | h0 | -1.16 | -57.36 | 100.08 | 47.02 |
| | 1.25 | | 34.02 | -26.77 | 79.70 | 36.02 |
| | 2.50 | | 86.35 | 16.53 | 28.77 | 8.52 |
| | 2.90 | * | 89.65 | 23.15 | 12.37 | -0.34 |
| | 3.75 | | 75.01 | 25.45 | -6.61 | -34.54 |
| | 4.35 | h0 | 46.86 | 17.48 | -19.81 | -58.99 |
| | 4.85 | o | 12.36 | 4.87 | -30.81 | -79.37 |
| | 5.00 | | 0.00 | 0.00 | -34.11 | -85.48 |

Сочетания реакций в опорах

| Сочетание | опора | max [кН] | min [кН] |
|---|---|---|---|
| основные РСУ | A | 85.48 | 34.11 |
| | B | 286.90 | 95.26 |

| | | |
|---|---|---|
| C | 286.90 | 95.26 |
| D | 85.48 | 34.11 |

Существенные РСУ

| N | наг. | коэф. | наг. | коэф. | наг. | коэф. | наг. | коэф. | наг. | коэф. |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1 | 1.10 | | | | | | | | |
| 2 | 1 | 1.10 | 2 | 1.25 | | | | | | |
| 3 | 1 | 1.10 | 2 | 1.25 | | | | | | |
| 4 | 1 | 1.10 | 2 | 1.25 | | | | | | |
| 5 | 1 | 1.10 | 2 | 1.25 | | | | | | |
| 6 | 1 | 1.10 | 2 | 1.25 | | | | | | |
| 7 | 1 | 1.10 | 2 | 1.25 | | | | | | |

Нагруженные пролеты

| РСУ | нагружение | 1 | 2 | 3 |
|---|---|---|---|---|
| 2 | 2 | ***** | | ***** |
| 3 | 2 | | | ***** |
| 4 | 2 | | ********** | |
| 5 | 2 | | ***** | |
| 6 | 2 | ********** | | |
| 7 | 2 | ***** | | |

Расчёт по прочности

По СП 52-101-03 с использованием трехлинейной диаграммы состояния бетона и условия (3.2-56) СП 52-101-03 для расчета поперечной арматуры.
**Бетон В 25 (тяжелый)**
**Арматурная сталь : продольная/хомуты A500/A240.**

Защитный слой

| Пролёт | аз н [мм] | аз в [мм] | аз б [мм] | а н [см] | а в [см] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 23 | 23 | 15 | 2.9 | 2.9 |
| 2 | 23 | 23 | 15 | 2.9 | 2.9 |
| 3 | 23 | 23 | 15 | 2.9 | 2.9 |

Пролёт 1

| x [м] | | max M [кНм] | min M [кНм] | Ash(I) [см2] | Asв(I) [см2] | Ash [см2] | Asв [см2] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.00 | | 0.0 | 0.0 | 1.41 | 0.00 | 1.41 | 0.00 |
| 0.15 | o | 12.4 | 4.9 | 1.41 | 0.00 | 1.41 | 0.00 |
| 1.25 | | 75.0 | 25.5 | 3.69 | 0.00 | 3.69 | 0.00 |
| 2.10 | * | 89.7 | 23.2 | 4.42 | 0.00 | 4.42 | 0.00 |
| 2.50 | | 86.4 | 16.5 | 4.26 | 0.00 | 4.26 | 0.00 |
| 3.75 | | 34.0 | -26.8 | 1.67 | 1.41 | 1.67 | 1.41 |
| 4.85 | o | -33.3 | -124.7 | 0.00 | 5.31 | 0.00 | 5.31 |
| 5.00 | | -42.6 | -143.8 | 0.00 | 6.18 | 0.00 | 6.18 |

| x [м] | | c [см] | Q [кН] | Qb [кН] | Qsw [кН] | Asw/s расч. [см2/м] | Asw/s макс. [см2/м] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.00 | | | | | | | |
| 0.15 | o | 141.3 | 21.8 | 66.8 | | | |
| 0.62 | h0 | 141.3 | 2.9 | 66.8 | | | |
| 1.25 | | 86.3 | 0.0 | 109.3 | | | |
| 2.50 | | 94.9 | 0.0 | 99.4 | | | |
| 3.75 | | 141.3 | 0.0 | 66.8 | | | |
| 4.28 | h0 | 154.2 | 0.0 | 72.8 | | | |
| 4.85 | o | 171.3 | 0.0 | 80.9 | | | |
| 5.00 | | | | | | | |

Пролёт 2

| x [м] | | max M [кНм] | min M [кНм] | Ash(I) [см2] | Asв(I) [см2] | Ash [см2] | Asв [см2] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.00 | | -42.6 | -143.8 | 0.00 | 6.18 | 0.00 | 6.18 |
| 0.15 | o | -38.1 | -120.9 | 0.00 | 5.13 | 0.00 | 5.13 |
| 1.00 | | 19.2 | -49.0 | 1.46 | 2.39 | 1.46 | 2.39 |
| 2.00 | * | 102.1 | -38.0 | 5.04 | 1.91 | 5.04 | 1.91 |
| 3.00 | | 19.2 | -49.0 | 1.46 | 2.39 | 1.46 | 2.39 |
| 3.85 | o | -38.1 | -120.9 | 0.00 | 5.13 | 0.00 | 5.13 |
| 4.00 | | -42.6 | -143.8 | 0.00 | 6.18 | 0.00 | 6.18 |

| x [м] | | c [см] | Q [кН] | Qb [кН] | Qsw [кН] | Asw/s расч. [см2/м] | Asw/s макс. [см2/м] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.00 | | | | | | | |
| 0.15 | o | 171.3 | 80.3 | 80.9 | | | |
| 0.72 | h0 | 154.2 | 6.5 | 72.8 | | | |
| 1.00 | | 145.8 | 2.2 | 68.9 | | | |
| 2.00 | | 55.7 | 0.0 | 169.3 | | | |
| 3.00 | | 145.8 | 0.0 | 68.9 | | | |
| 3.28 | h0 | 154.2 | 0.0 | 72.8 | | | |
| 3.85 | o | 171.3 | 0.0 | 80.9 | | | |
| 4.00 | | | | | | | |

Пролёт 3

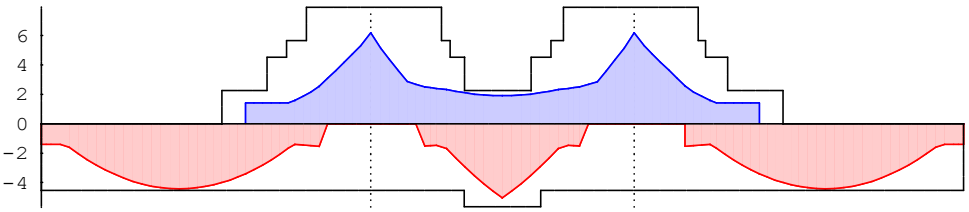
| x [м] | | max M [кНм] | min M [кНм] | Ash(I) [см2] | Asв(I) [см2] | Ash [см2] | Asв [см2] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.00 | | -42.6 | -143.8 | 0.00 | 6.18 | 0.00 | 6.18 |
| 0.15 | o | -33.3 | -124.7 | 0.00 | 5.31 | 0.00 | 5.31 |
| 1.25 | | 34.0 | -26.8 | 1.67 | 1.41 | 1.67 | 1.41 |
| 2.50 | | 86.4 | 16.5 | 4.26 | 0.00 | 4.26 | 0.00 |
| 2.90 | * | 89.7 | 23.2 | 4.42 | 0.00 | 4.42 | 0.00 |
| 3.75 | | 75.0 | 25.5 | 3.69 | 0.00 | 3.69 | 0.00 |
| 4.85 | o | 12.4 | 4.9 | 1.41 | 0.00 | 1.41 | 0.00 |
| 5.00 | | 0.0 | 0.0 | 1.41 | 0.00 | 1.41 | 0.00 |

| x [м] | | c [см] | Q [кН] | Qb [кН] | Qsw [кН] | Asw/s расч. [см2/м] | Asw/s макс. [см2/м] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.00 | | | | | | | |
| 0.15 | o | 171.3 | 54.7 | 80.9 | | | |
| 0.72 | h0 | 154.2 | 38.4 | 72.8 | | | |
| 1.25 | | 141.3 | 22.1 | 66.8 | | | |
| 2.50 | | 94.9 | 0.0 | 99.4 | | | |
| 3.75 | | 86.3 | 0.0 | 109.3 | | | |
| 4.38 | h0 | 141.3 | 0.0 | 66.8 | | | |
| 4.85 | o | 141.3 | 0.0 | 66.8 | | | |
| 5.00 | | | | | | | |

Констр. арматуры

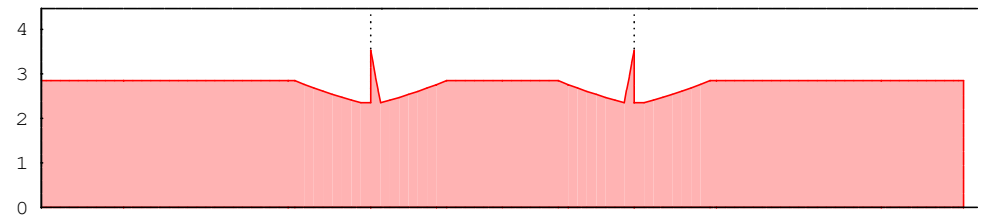
As [см2]
M = 1 :115

Продольная арматура

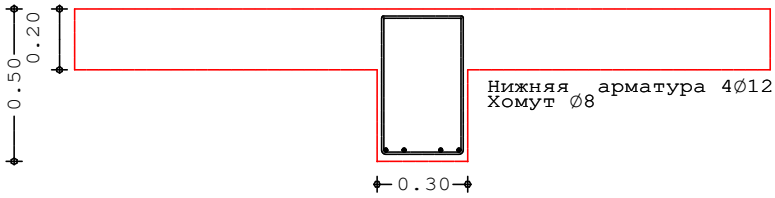



Asw/s [см2/м]
M = 1 :115

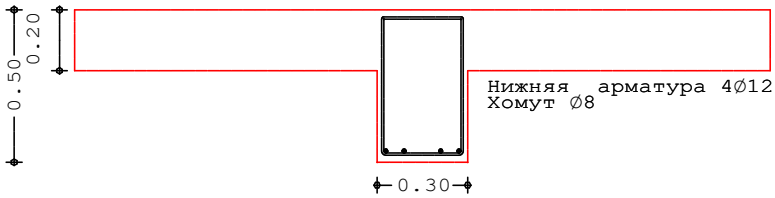
Поперечная арматура



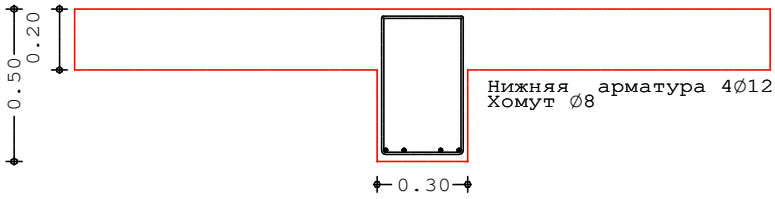
Пролет 1 схема армирования сечения с координатой x = 0.00
М = 1 :25



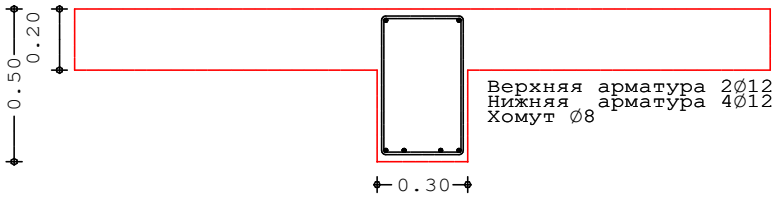

Пролет 1 схема армирования сечения с координатой x = 1.25
М = 1 :25



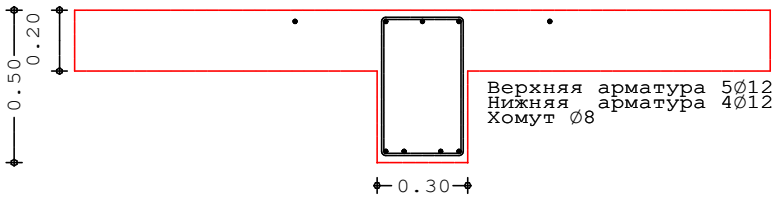

Пролет 1 схема армирования сечения с координатой x = 2.50
М = 1 :25



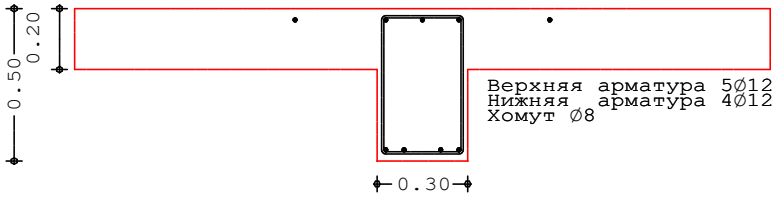

Пролет 1 схема армирования сечения с координатой x = 3.10
М = 1 :25



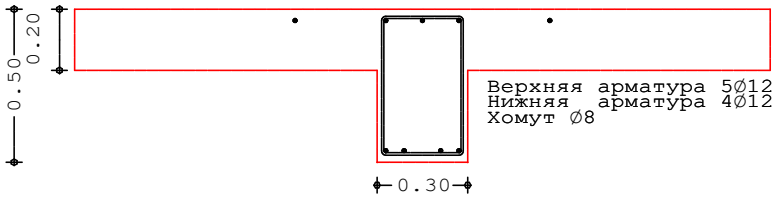

Пролет 1 схема армирования сечения с координатой x = 3.75
М = 1 :25



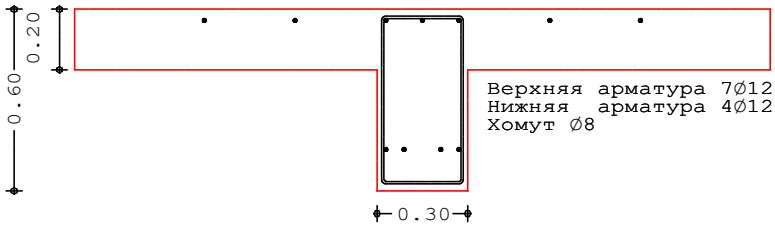
Пролет 1 схема армирования сечения с координатой x = 3.84
M = 1 :25



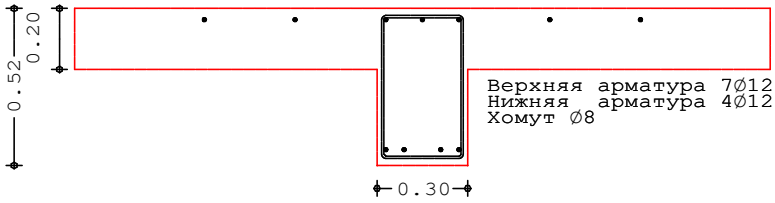

Пролет 1 схема армирования сечения с координатой x = 3.86
M = 1 :25



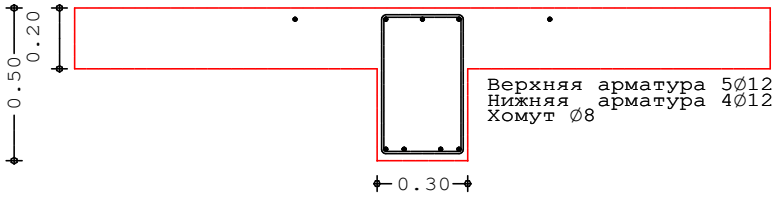

Пролет 1 схема армирования сечения с координатой x = 4.85
M = 1 :25



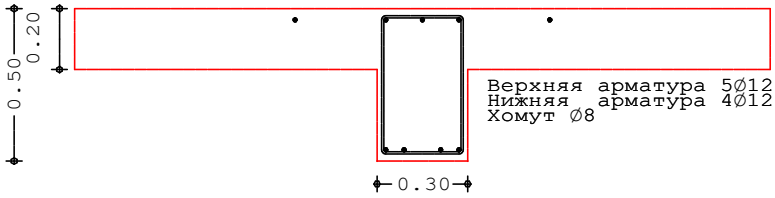

Пролет 2 схема армирования сечения с координатой x = 1.00
M = 1 :25



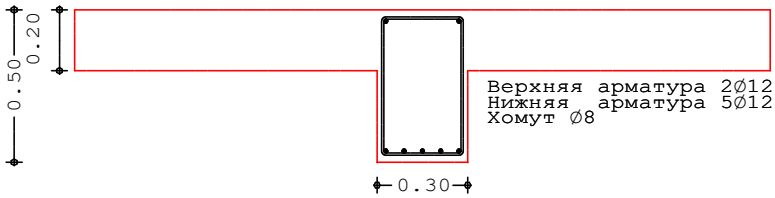

Пролет 2 схема армирования сечения с координатой x = 1.14
M = 1 :25



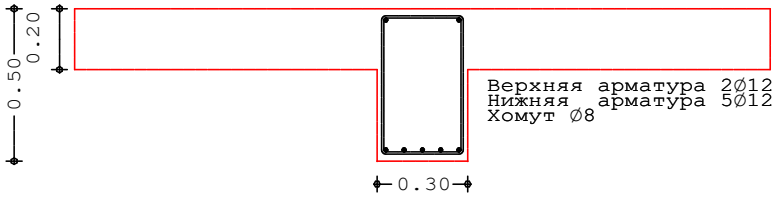
Пролет 2 схема армирования сечения с координатой x = 1.16
M = 1 :25



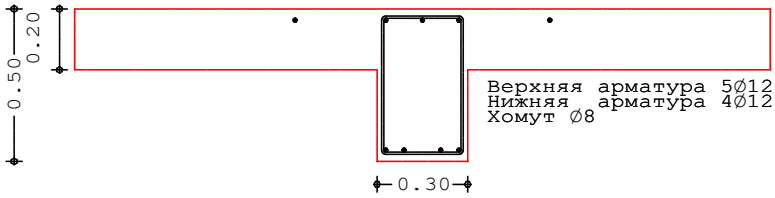

Пролет 2 схема армирования сечения с координатой x = 1.57
M = 1 :25



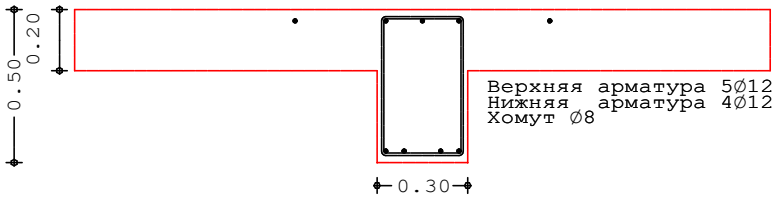

Пролет 2 схема армирования сечения с координатой x = 2.00
M = 1 :25



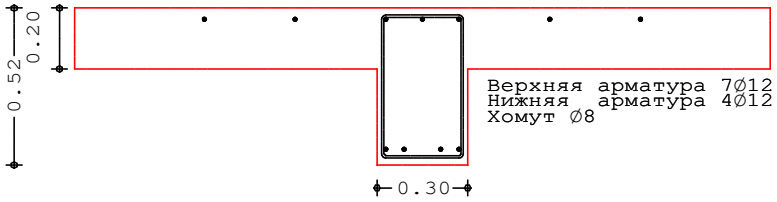

Пролет 2 схема армирования сечения с координатой x = 2.84
M = 1 :25



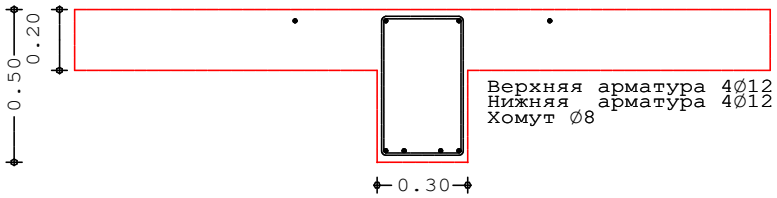

Пролет 2 схема армирования сечения с координатой x = 2.86
M = 1 :25



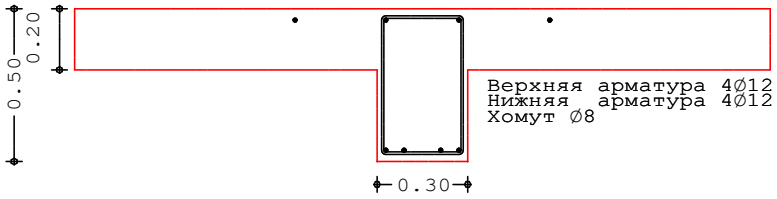
Пролет 2 схема армирования сечения с координатой x = 3.00
M = 1 :25



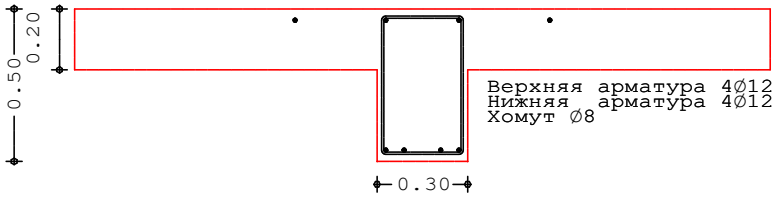

Пролет 3 схема армирования сечения с координатой x = 1.14
M = 1 :25



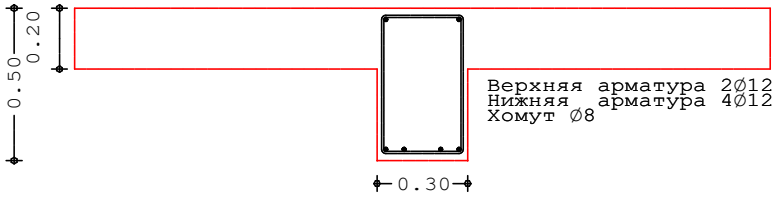

Пролет 3 схема армирования сечения с координатой x = 1.16
M = 1 :25



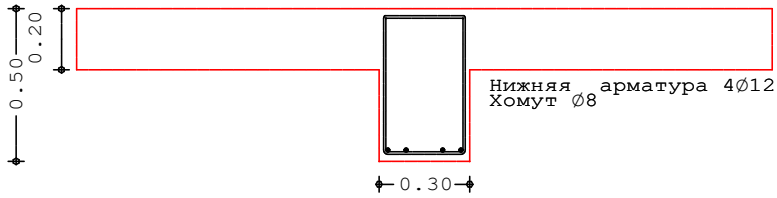

Пролет 3 схема армирования сечения с координатой x = 1.25
M = 1 :25



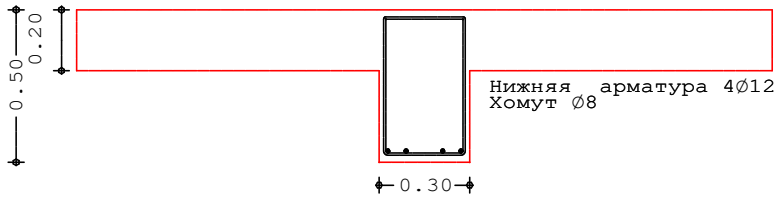

Пролет 3 схема армирования сечения с координатой x = 1.90
M = 1 :25



Пролет 3 схема армирования сечения с координатой x = 2.50
М = 1 :25




Пролет 3 схема армирования сечения с координатой x = 3.75
М = 1 :25




Продольн. арм.

| пролёт | тип | кол. | ds | ряд опора | Asl | a [мм] | l [ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 2 | н | 4 | 12 | 1 | 4.52 | -5.20 | 14.40 |
| 2 | н | 1 | 12 | 1 | 5.65 | 1.14 | 1.73 |
| ! | в | 2 | 12 | 1 | 2.26 | 2.54 | 8.92 |
| ! | в | 2 | 12 | 1 | 4.52 | 3.23 | 3.45 |
| ! | в | 1 | 12 | 1 | 5.65 | 3.53 | 2.90 |
| ! | в | 2 | 12 | 1 | 7.92 | 3.82 | 2.45 |
| " | в | 2 | 12 | 1 | 4.52 | 2.19 | 3.43 |
| " | в | 1 | 12 | 1 | 5.65 | 2.52 | 2.76 |
| " | в | 2 | 12 | 1 | 7.92 | 2.73 | 2.45 |

Длины приведены с учетом анкеровки

Хомуты

| Пролёт | кол. | срез. | ds [мм] | s [см] | Asw/s [см2/м] | a [м] | l [м] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 24 | 2 | 8 | 23 | 4.47 | 0.00 | 5.17 |
| 2 | 18 | 2 | 8 | 23 | 4.47 | 0.18 | 4.05 |
| 3 | 23 | 2 | 8 | 23 | 4.47 | 0.23 | 5.18 |

| Тип арматуры | d [мм] | длина [м] | кол. | вес [кН] |
|---|---|---|---|---|
| стержневая арматура | 12 | 106.40 | | 0.93 |
| хомуты | 8 | | 65 | |

Трещиностойкость

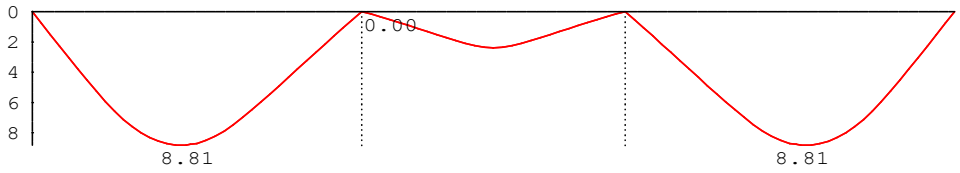
Предельно допустимая ширина раскрытия трещин принимается из условия обеспечения сохранности арматуры acrc1=0.40мм acrc2=0.30мм

Нормальные трещины

| Про-лет | x [м] | | Образование M [кНм] | Mcrc [кНм] | Продолжительные M [кНм] | acrc2 [мм] | Непрод. acrc1 [мм] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | | 0.0 | 55.3 | | | |
| | 0.15 | o | 10.6 | 55.3 | | | |
| | 1.25 | | 64.2 | 55.3 | 49.6 | 0.04 | 0.11 |
| | 2.10 | * | 76.6 | 55.3 | 58.8 | 0.10 | 0.18 |
| | 2.50 | | 73.7 | 55.3 | 56.3 | 0.08 | 0.16 |
| | 3.10 | | 58.8 | 55.4 | 44.1 | 0.00 | 0.07 |
| | 3.75 | | 28.6 | 55.6 | | | |
| | 3.84 | | 23.2 | 55.6 | | | |
| | 3.86 | | 22.0 | 55.7 | | | |
| | 4.85 | o | -104.4 | 221.5 | | | |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 5.00 | | -120.8 | 221.5 | | | |
| 2 | 0.00 | | -120.8 | 221.5 | | | |
| | 0.15 | o | -101.7 | 221.5 | | | |
| | 1.00 | | 13.3 | 57.8 | | | |
| | 1.14 | | 24.8 | 55.7 | | | |
| | 1.16 | | 26.4 | 55.6 | | | |
| | 2.00 | * | 80.8 | 56.6 | 36.6 | 0.00 | 0.14 |
| | 2.84 | | 26.4 | 55.6 | | | |
| | 2.86 | | 24.8 | 55.7 | | | |
| | 3.00 | | 13.3 | 57.8 | | | |
| | 3.85 | o | -101.7 | 221.5 | | | |
| | 4.00 | | -120.8 | 221.5 | | | |
| 3 | 0.00 | | -120.8 | 221.5 | | | |
| | 0.15 | o | -104.4 | 221.5 | | | |
| | 1.14 | | 22.0 | 55.7 | | | |
| | 1.16 | | 23.2 | 55.5 | | | |
| | 1.25 | | 28.6 | 55.5 | | | |
| | 1.90 | | 58.9 | 55.4 | 44.2 | 0.00 | 0.07 |
| | 2.50 | | 73.7 | 55.3 | 56.3 | 0.08 | 0.16 |
| | 2.90 | * | 76.6 | 55.3 | 58.8 | 0.10 | 0.18 |
| | 3.75 | | 64.2 | 55.3 | 49.6 | 0.04 | 0.11 |
| | 4.85 | o | 10.6 | 55.3 | | | |
| | 5.00 | | 0.0 | 55.3 | | | |

Прогибы [мм]
М = 1 :115




Прогибы

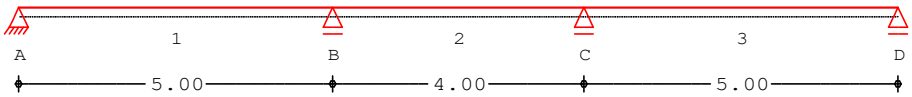
| Пролет | x [м] | | M [кНм] | Мдл. [кНм] | 100/r [1/м] | w [мм] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| | 0.00 | | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| | 1.25 | | 64.2 | 49.6 | 0.38 | 6.57 |
| | 2.33 | * | 75.6 | 57.8 | 0.45 | 8.81 |
| | 2.50 | | 73.7 | 56.3 | 0.43 | 8.70 |
| | 3.10 | | 58.8 | 44.1 | 0.26 | 7.30 |
| | 3.10 | | 58.8 | 44.1 | 0.26 | 7.30 |
| | 3.75 | | 28.6 | 19.9 | 0.03 | 4.89 |
| | 3.84 | | 23.1 | 15.6 | 0.03 | 4.54 |
| | 3.86 | | 21.9 | 14.6 | 0.02 | 4.46 |
| | 5.00 | | -71.3 | -59.4 | -0.05 | 0.00 |
| 2 | 0.00 | * | -71.3 | -59.4 | -0.05 | 0.00 |
| | 1.00 | | 13.3 | -2.1 | 0.01 | 1.32 |
| | 1.14 | | 24.8 | 5.0 | 0.02 | 1.52 |
| | 1.16 | | 26.4 | 5.9 | 0.02 | 1.54 |
| | 2.00 | | 80.8 | 36.6 | 0.38 | 2.39 |
| | 2.84 | | 26.4 | 5.9 | 0.02 | 1.54 |
| | 2.86 | | 24.8 | 5.0 | 0.02 | 1.52 |
| | 3.00 | | 13.3 | -2.1 | 0.01 | 1.32 |
| | 4.00 | | -71.3 | -59.4 | -0.05 | 0.00 |
| 3 | 0.00 | | -71.3 | -59.4 | -0.05 | 0.00 |
| | 1.14 | | 21.9 | 14.6 | 0.02 | 4.46 |
| | 1.16 | | 23.1 | 15.6 | 0.03 | 4.54 |
| | 1.25 | | 28.6 | 19.9 | 0.03 | 4.89 |
| | 1.90 | | 58.7 | 44.1 | 0.26 | 7.30 |
| | 1.90 | | 58.8 | 44.1 | 0.27 | 7.31 |
| | 2.50 | | 73.7 | 56.3 | 0.43 | 8.70 |
| | 2.67 | * | 75.6 | 57.8 | 0.45 | 8.81 |
| | 3.75 | | 64.2 | 49.6 | 0.38 | 6.57 |
| | 5.00 | | 0.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |

Расчет выполнен модулем 301 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

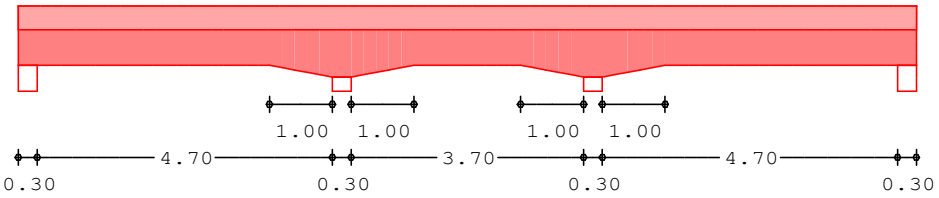
## Поз. t304 Трехпролетная балка

Расчётная схема

М = 1 :120




М = 1 :120




Размеры

| Пролёт | l [м] | x [м] | $b_f$ [см] | $h_f$ [см] | b [см] | h [см] | I [см4] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 5.00 | 0.00 | 155.0 | 20.0 | 30.0 | 50.0 | 606771 |
| | | 3.85 | 155.0 | 20.0 | 30.0 | 50.0 | 606771 |
| | | 5.00 | 84.0 | 20.0 | 30.0 | 60.0 | 846000 |
| 2 | 4.00 | 0.00 | 84.0 | 20.0 | 30.0 | 60.0 | 846000 |
| | | 1.15 | 126.0 | 20.0 | 30.0 | 50.0 | 565974 |
| | | 2.85 | 126.0 | 20.0 | 30.0 | 50.0 | 565974 |
| | | 4.00 | 84.0 | 20.0 | 30.0 | 60.0 | 846000 |
| 3 | 5.00 | 0.00 | 84.0 | 20.0 | 30.0 | 60.0 | 846000 |
| | | 1.15 | 155.0 | 20.0 | 30.0 | 50.0 | 606771 |
| | | 5.00 | 155.0 | 20.0 | 30.0 | 50.0 | 606771 |

Опоры

| Опора | t [см] | Опора | t [см] |
|---|---|---|---|
| A | 30.0 | B | 30.0 |
| C | 30.0 | D | 30.0 |

Модуль упругости бетона E =31000.0 МПа

Воздействия

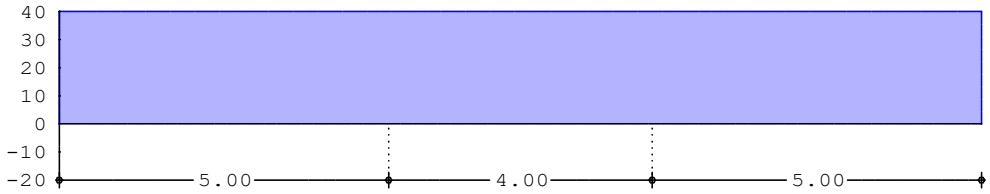
| № | Тип воздействия | Описание |
|---|---|---|
| 1 | Постоянное | Постоянное воздействие постоянное - |
| 2 | Переменное | Категория A: жилые здания переменное Категория-A |

Характеристики

| № | $\gamma_F$ | $\psi_0$ $\xi$ | $\psi_1$ | $\psi_2$ | группа несоч. | знак | распред по прол |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1.35 | 0.85 | | | | | |
| 2 | 1.50 | 0.70 | 0.50 | 0.30 | | | заданн. |

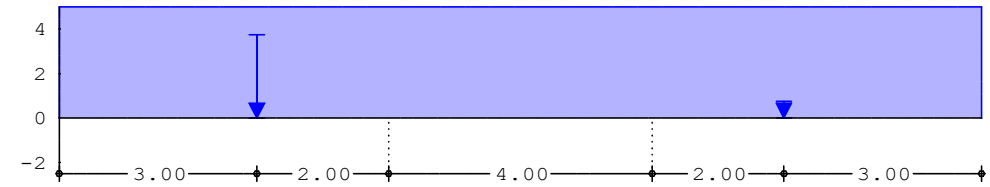
Коэффициент управления надежностью конструкции $K_{FI}$= 1.00
Сочетание воздейст. по формуле (6.10) EN 1990

Нагружение
Нагружение 1 постоянное - $\gamma_f$ = 1.35
M = 1 :115




| | N. | Пролёт опора | a [м] | s [м] | $p_л$/P [кН/м,кН,кНм] | $p_п$/M |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Равномерн. | 1 | 1-3 | | | 40.00 | |

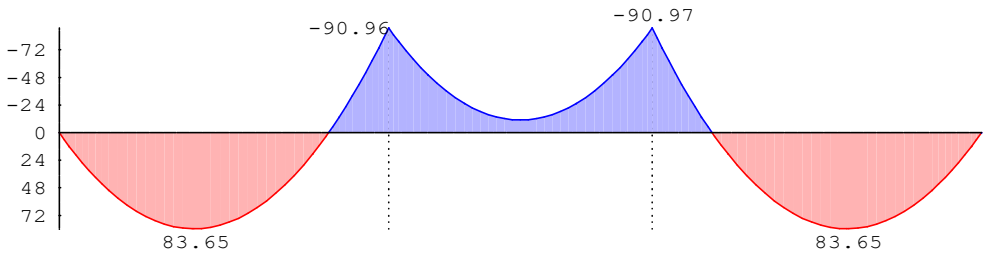
Нагружение 2 переменное Категория-А $\gamma_f$ = 1.50
M = 1 :115



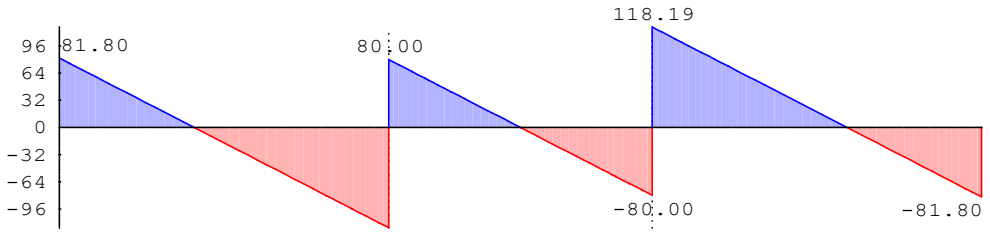

| | N. | Пролёт опора | a [м] | s [м] | $p_л$/P [кН/м,кН,кНм] | $p_п$/M |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Равномерн. | 1 | 1-3 | | | 5.00 | |
| Сосредот. | 1 | 1 | 3.00 | | 100.00 | |
| | 2 | 3 | 2.00 | | 20.00 | |

Усилия в сечении по линейно упругой теории

Нагружение 1 моменты $M_{упр}$ [кНм]
M = 1 :115



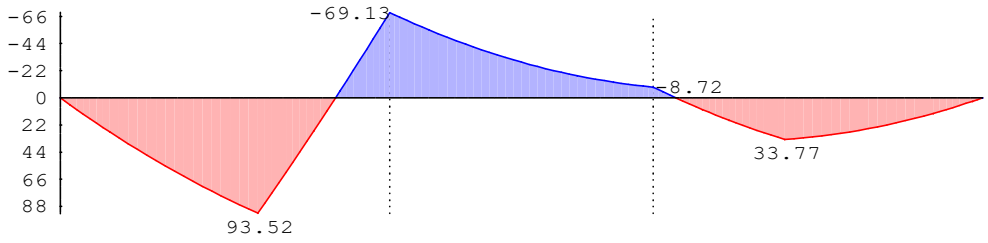

Нагружение 1 поперечные силы $Q_{упр}$ [кН]
M = 1 :115



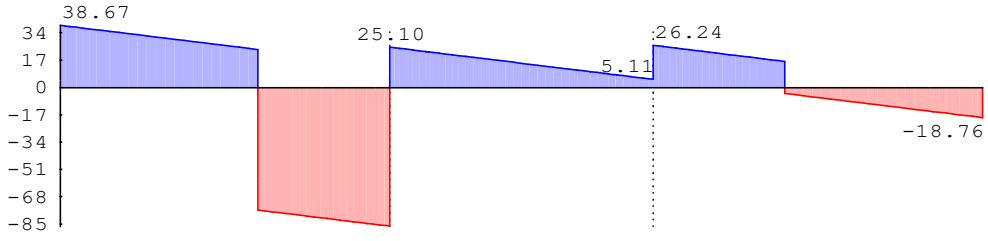
Нагружение 1

| Пролёт | x [м] | | max $M_{упр}$ [кНм] | min $M_{упр}$ [кНм] | max $Q_{упр}$ [кН] | min $Q_{упр}$ [кН] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | | 0.00 | 0.00 | 81.81 | 81.81 |
| | 0.15 | o | 11.82 | 11.82 | 75.81 | 75.81 |
| | 0.62 | h0 | 42.93 | 42.93 | 57.05 | 57.05 |
| | 1.00 | | 61.74 | 61.74 | 41.81 | 41.81 |
| | 2.00 | | 83.57 | 83.57 | 1.81 | 1.81 |
| | 2.05 | * | 83.65 | 83.65 | -0.00 | -0.00 |
| | 3.00 | | 65.40 | 65.40 | -38.19 | -38.19 |
| | 4.00 | | 7.17 | 7.17 | -78.19 | -78.19 |
| | 4.28 | h0 | -16.37 | -16.37 | -89.43 | -89.43 |
| | 4.85 | o | -73.69 | -73.69 | -112.19 | -112.19 |
| | 5.00 | | -90.97 | -90.97 | -118.19 | -118.19 |
| 2 | 0.00 | | -90.97 | -90.97 | 80.00 | 80.00 |
| | 0.15 | o | -79.42 | -79.42 | 74.00 | 74.00 |
| | 0.72 | h0 | -43.84 | -43.84 | 51.24 | 51.24 |
| | 1.00 | | -31.00 | -31.00 | 40.00 | 40.00 |
| | 2.00 | | -10.97 | -10.97 | 0.00 | 0.00 |
| | 3.00 | | -31.00 | -31.00 | -40.00 | -40.00 |
| | 3.28 | h0 | -43.84 | -43.84 | -51.24 | -51.24 |
| | 3.85 | o | -79.42 | -79.42 | -74.00 | -74.00 |
| | 4.00 | | -90.97 | -90.97 | -80.00 | -80.00 |
| 3 | 0.00 | | -90.97 | -90.97 | 118.19 | 118.19 |
| | 0.15 | o | -73.69 | -73.69 | 112.19 | 112.19 |
| | 0.72 | h0 | -16.37 | -16.37 | 89.43 | 89.43 |
| | 1.00 | | 7.17 | 7.17 | 78.19 | 78.19 |
| | 2.00 | | 65.40 | 65.40 | 38.19 | 38.19 |
| | 2.95 | * | 83.65 | 83.65 | -0.00 | -0.00 |
| | 3.00 | | 83.57 | 83.57 | -1.81 | -1.81 |
| | 4.00 | | 61.74 | 61.74 | -41.81 | -41.81 |
| | 4.38 | h0 | 42.93 | 42.93 | -57.05 | -57.05 |
| | 4.85 | o | 11.82 | 11.82 | -75.81 | -75.81 |
| | 5.00 | | 0.00 | 0.00 | -81.81 | -81.81 |

Нагружение 2 моменты $M_{упр}$ [кНм]
M = 1 :115




Нагружение 2 поперечные силы $Q_{упр}$ [кН]
M = 1 :115




Нагружение 2

| Пролёт | x [м] | | max $M_{упр}$ [кНм] | min $M_{упр}$ [кНм] | max $Q_{упр}$ [кН] | min $Q_{упр}$ [кН] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | | 0.00 | 0.00 | 38.67 | 38.67 |
| | 0.15 | o | 5.74 | 5.74 | 37.92 | 37.92 |
| | 0.62 | h0 | 22.98 | 22.98 | 35.58 | 35.58 |
| | 1.00 | | 36.16 | 36.16 | 33.67 | 33.67 |
| | 2.00 | | 67.34 | 67.34 | 28.67 | 28.67 |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | 3.00 | * | 93.52 | 93.52 | 23.67 | 23.67 |
| | 4.00 | | 14.68 | 14.68 | -81.33 | -81.33 |
| | 4.28 | h0 | -8.37 | -8.37 | -82.73 | -82.73 |
| | 4.85 | o | -56.24 | -56.24 | -85.58 | -85.58 |
| | 5.00 | | -69.14 | -69.14 | -86.33 | -86.33 |
| 2 | 0.00 | | -69.14 | -69.14 | 25.11 | 25.11 |
| | 0.15 | o | -65.43 | -65.43 | 24.36 | 24.36 |
| | 0.72 | h0 | -52.38 | -52.38 | 21.51 | 21.51 |
| | 1.00 | | -46.54 | -46.54 | 20.11 | 20.11 |
| | 2.00 | | -28.93 | -28.93 | 15.11 | 15.11 |
| | 3.00 | | -16.33 | -16.33 | 10.11 | 10.11 |
| | 3.28 | h0 | -13.69 | -13.69 | 8.70 | 8.70 |
| | 3.85 | o | -9.54 | -9.54 | 5.86 | 5.86 |
| | 4.00 | | -8.72 | -8.72 | 5.11 | 5.11 |
| 3 | 0.00 | | -8.72 | -8.72 | 26.24 | 26.24 |
| | 0.15 | o | -4.84 | -4.84 | 25.49 | 25.49 |
| | 0.72 | h0 | 8.85 | 8.85 | 22.65 | 22.65 |
| | 1.00 | | 15.02 | 15.02 | 21.24 | 21.24 |
| | 2.00 | * | 33.77 | 33.77 | -3.76 | -3.76 |
| | 3.00 | | 27.51 | 27.51 | -8.76 | -8.76 |
| | 4.00 | | 16.25 | 16.25 | -13.76 | -13.76 |
| | 4.38 | h0 | 10.65 | 10.65 | -15.66 | -15.66 |
| | 4.85 | o | 2.76 | 2.76 | -18.01 | -18.01 |
| | 5.00 | | 0.00 | 0.00 | -18.76 | -18.76 |

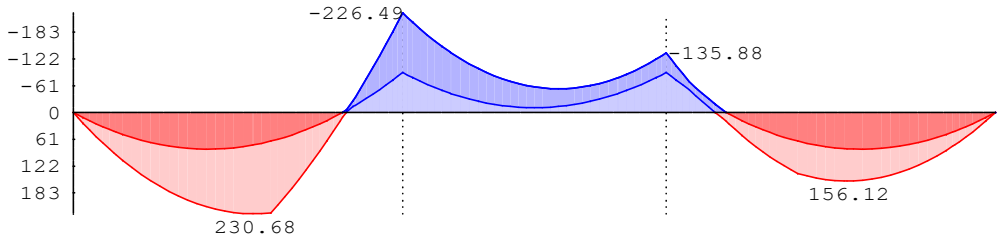
Реакции опор

| Нагружение | опора | max [кН] | min [кН] |
|---|---|---|---|
| 1 | A | 81.81 | 81.81 |
| | B | 198.19 | 198.19 |
| | C | 198.19 | 198.19 |
| | D | 81.81 | 81.81 |
| 2 | A | 38.67 | 38.67 |
| | B | 111.43 | 111.43 |
| | C | 21.14 | 21.14 |
| | D | 18.76 | 18.76 |

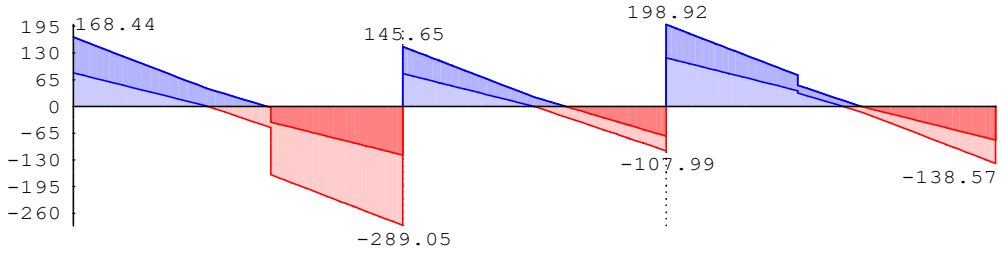
РСУ

Сочетания усилий согласно п.6.4.3 ТКП EN 1990-2011 Основы проектирования несущих конструкций.
основные сочетания усилий

Момент M [кНм]
M = 1 :115




Попер. сила Q [кН] основные сочетания усилий
M = 1 :115



Основные сочетания усилий

| Пролёт | x [м] | | max $M_{pcy}$ [кНм] | min $M_{pcy}$ [кНм] | max $Q_{pcy}$ [кН] | min $Q_{pcy}$ [кН] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | | 0.00 | 0.00 | 168.45 | 81.81 |
| | 0.15 | o | 24.58 | 11.82 | 159.22 | 75.81 |
| | 0.62 | h0 | 92.49 | 42.97 | 130.38 | 57.05 |
| | 1.00 | | 137.59 | 61.74 | 106.95 | 41.81 |
| | 2.00 | | 213.83 | 83.57 | 45.45 | 1.81 |
| | 2.74 | * | 230.68 | 74.02 | 9.71 | -37.47 |
| | 3.00 | | 228.59 | 65.42 | -2.69 | -51.56 |
| | 4.00 | | 31.71 | 7.17 | -78.19 | -227.55 |
| | 4.28 | h0 | -16.33 | -34.59 | -89.43 | -244.84 |
| | 4.85 | o | -73.69 | -183.85 | -112.19 | -279.83 |
| | 5.00 | | -90.97 | -226.52 | -118.19 | -289.05 |
| 2 | 0.00 | | -90.97 | -226.52 | 145.66 | 80.00 |
| | 0.15 | o | -79.42 | -205.36 | 136.43 | 74.00 |
| | 0.72 | h0 | -43.79 | -137.69 | 101.44 | 51.24 |
| | 1.00 | | -31.00 | -111.66 | 84.16 | 40.00 |
| | 2.00 | | -10.97 | -58.20 | 22.66 | 0.00 |
| | 3.00 | | -31.00 | -66.34 | -24.84 | -54.00 |
| | 3.28 | h0 | -43.79 | -79.64 | -38.19 | -69.17 |
| | 3.85 | o | -79.42 | -121.53 | -65.22 | -99.90 |
| | 4.00 | | -90.97 | -135.89 | -72.34 | -108.00 |
| 3 | 0.00 | | -90.97 | -135.89 | 198.93 | 118.19 |
| | 0.15 | o | -73.69 | -106.74 | 189.70 | 112.19 |
| | 0.72 | h0 | -3.04 | -22.05 | 154.71 | 89.43 |
| | 1.00 | | 32.21 | 7.17 | 137.43 | 78.19 |
| | 2.00 | | 138.97 | 65.42 | 75.93 | 38.19 |
| | 2.75 | * | 156.12 | 82.79 | 11.24 | -2.91 |
| | 3.00 | | 154.08 | 83.57 | -1.81 | -15.57 |
| | 4.00 | | 107.72 | 61.74 | -41.81 | -77.07 |
| | 4.38 | h0 | 73.99 | 42.97 | -57.05 | -100.50 |
| | 4.85 | o | 20.09 | 11.82 | -75.81 | -129.35 |
| | 5.00 | | 0.00 | 0.00 | -81.81 | -138.57 |

Сочетания реакций в опорах

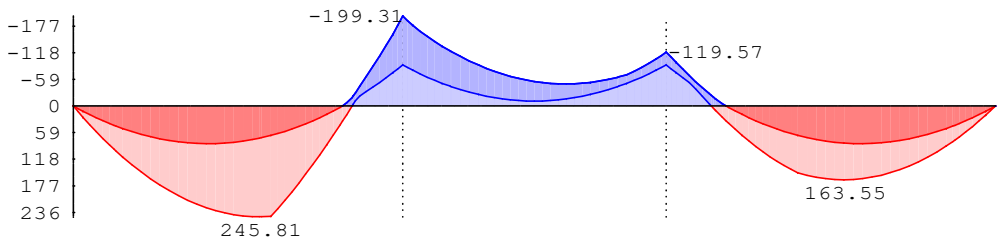
| Сочетание | опора | max [кН] | min [кН] |
|---|---|---|---|
| основные РСУ | A | 168.45 | 81.81 |
| | B | 434.71 | 198.19 |
| | C | 299.27 | 198.19 |
| | D | 138.57 | 81.81 |
| особые РСУ | A | 120.48 | 81.81 |
| | B | 309.63 | 198.19 |
| | C | 219.33 | 198.19 |
| | D | 100.56 | 81.81 |

Перераспр. моментов

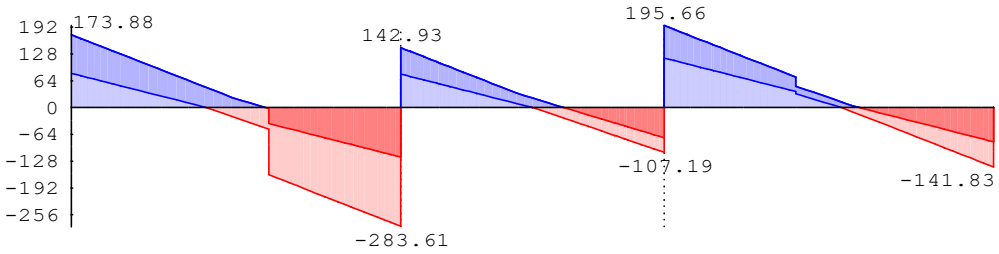
| B | C |
|---|---|
| 12.0% | 12.0% |

Результаты после перераспределения моментов.
основные сочетания усилий

Момент M [кНм]
M = 1 :115



Попер. сила Q [кН] основные сочетания усилий
М = 1 :115




Основные сочетания усилий

| Пролёт | x [м] | | max $M_{рсу}$ [кНм] | min $M_{рсу}$ [кНм] | max $Q_{рсу}$ [кН] | min $Q_{рсу}$ [кН] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | | 0.00 | 0.00 | 173.88 | 81.81 |
| | 0.15 | o | 25.39 | 11.82 | 164.66 | 75.81 |
| | 0.56 | h0 | 88.26 | 39.76 | 139.20 | 59.25 |
| | 1.00 | | 143.03 | 61.74 | 112.38 | 41.81 |
| | 2.00 | | 224.70 | 83.57 | 50.88 | 1.81 |
| | 2.83 | * | 245.81 | 71.41 | 5.52 | -42.24 |
| | 3.00 | | 244.90 | 65.42 | -2.69 | -51.56 |
| | 4.00 | | 53.45 | 7.17 | -78.19 | -222.13 |
| | 4.28 | h0 | -11.81 | -29.52 | -89.55 | -239.58 |
| | 4.85 | o | -73.69 | -158.06 | -112.19 | -274.36 |
| | 5.00 | | -90.97 | -199.34 | -118.19 | -283.62 |
| 2 | 0.00 | | -90.97 | -199.34 | 142.94 | 80.00 |
| | 0.15 | o | -79.42 | -178.59 | 133.71 | 74.00 |
| | 0.72 | h0 | -43.95 | -122.62 | 98.88 | 51.36 |
| | 1.00 | | -31.00 | -100.81 | 81.42 | 40.00 |
| | 2.00 | | -10.97 | -54.36 | 22.66 | 0.00 |
| | 3.00 | | -31.00 | -55.49 | -24.84 | -53.18 |
| | 3.28 | h0 | -43.95 | -64.43 | -38.33 | -68.52 |
| | 3.85 | o | -79.42 | -104.82 | -65.22 | -99.07 |
| | 4.00 | | -90.97 | -119.58 | -72.34 | -107.19 |
| 3 | 0.00 | | -90.97 | -119.58 | 195.67 | 118.19 |
| | 0.15 | o | -73.69 | -96.35 | 186.44 | 112.19 |
| | 0.72 | h0 | 4.75 | -19.64 | 151.63 | 89.55 |
| | 1.00 | | 45.26 | 7.17 | 134.18 | 78.19 |
| | 2.00 | | 148.75 | 65.42 | 72.67 | 38.19 |
| | 2.69 | * | 163.55 | 82.29 | 13.45 | -0.39 |
| | 3.00 | | 160.61 | 83.57 | -1.81 | -18.83 |
| | 4.00 | | 110.98 | 61.74 | -41.81 | -80.33 |
| | 4.43 | h0 | 70.40 | 39.88 | -59.17 | -107.02 |
| | 4.85 | o | 20.58 | 11.82 | -75.81 | -132.61 |
| | 5.00 | | 0.00 | 0.00 | -81.81 | -141.83 |

Сочетания реакций в опорах

| Сочетание | опора | max [кН] | min [кН] |
|---|---|---|---|
| основные РСУ | A | 173.88 | 81.81 |
| | B | 426.56 | 198.19 |
| | C | 298.73 | 198.19 |
| | D | 141.83 | 81.81 |
| особые РСУ | A | 120.48 | 81.81 |
| | B | 309.63 | 198.19 |
| | C | 219.33 | 198.19 |
| | D | 100.56 | 81.81 |

Расчёт по прочности Согласно ТКП EN 1992-1-1: Проект. ж/б конструкций
**Бетон C25/30, хомуты S400 fyk=400МПа**
**верхняя S500 fyk=500МПа ftk=525МПа**
**нижняя S500 fyk=500МПа ftk=525МПа**

Защитный слой

| Пролёт | $a_{з,н}$ [мм] | $a_{з,в}$ [мм] | $a_{з,б}$ [мм] | $a_н$ [см] | $a_в$ [см] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 28 | 28 | 15 | 3.6 | 3.4 |
| 2 | 28 | 28 | 15 | | 3.4 |
| 3 | 28 | 28 | 15 | 3.4 | 3.4 |

Пролёт 1

| x [м] | | max M [кНм] | min M [кНм] | $A_{sн}$(I) [см2] | $A_{sв}$(I) [см2] | $A_{sн}$ [см2] | $A_{sв}$ [см2] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.00 | | 0.0 | 0.0 | 2.82 | 0.00 | 2.82 | 0.00 |
| 0.15 | o | 25.4 | 11.8 | 2.82 | 0.00 | 2.82 | 0.00 |
| 1.00 | | 143.0 | 61.7 | 6.92 | 0.00 | 6.92 | 0.00 |
| 2.00 | | 224.7 | 83.6 | 10.94 | 0.00 | 10.94 | 0.00 |
| 2.83 | * | 245.8 | 71.4 | 11.99 | 0.00 | 11.99 | 0.00 |
| 3.00 | | 244.9 | 65.4 | 11.94 | 0.00 | 11.94 | 0.00 |
| 3.84 | | 88.3 | 19.2 | 4.25 | 0.00 | 4.25 | 0.00 |
| 3.86 | | 84.0 | 17.8 | 4.06 | 0.00 | 4.06 | 0.00 |
| 4.00 | | 53.5 | 7.2 | 2.89 | 0.00 | 2.89 | 0.00 |
| 4.09 | | 33.3 | 0.0 | 2.72 | 0.00 | 2.72 | 4.79 |
| 4.85 | o | -73.7 | -158.1 | 0.00 | 6.50 | 0.00 | 6.50 |
| 5.00 | | -91.0 | -199.3 | 0.00 | 8.41 | 0.00 | 8.41 |

| x [м] | | $V_{ed}$ [кН] | $V_{rdc}$ [кН] | $V_{rds}$ [кН] | $V_{rdmax}$ [кН] | $A_{sw}/s$ [см2/м] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.00 | | | | | | |
| 0.15 | o | 164.7 | 67.4 | 164.7 | 410.2 | 3.64 |
| 0.56 | h0 | 139.2 | 67.4 | 139.2 | 410.0 | 3.64 |
| 1.00 | | 112.4 | 77.1 | 114.8 | 405.4 | 3.03 |
| 2.00 | | 50.9 | 77.1 | | | 3.00 |
| 3.00 | | 51.6 | 77.1 | | | 3.00 |
| 3.84 | | 212.3 | 77.1 | 212.3 | 405.9 | 5.60 |
| 3.86 | | 213.5 | 77.2 | 213.5 | 406.8 | 5.62 |
| 4.00 | | 222.1 | 73.3 | 222.1 | 421.7 | 5.64 |
| 4.09 | | 227.6 | 67.5 | 227.7 | 427.0 | 5.71 |
| 4.28 | h0 | 239.6 | 73.2 | 239.6 | 432.6 | 5.93 |
| 4.85 | o | 274.4 | 77.0 | 274.4 | 475.6 | 4.77 |
| 5.00 | | | | | | |

Пролёт 2

| x [м] | | max M [кНм] | min M [кНм] | $A_{sн}$(I) [см2] | $A_{sв}$(I) [см2] | $A_{sн}$ [см2] | $A_{sв}$ [см2] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.00 | | -91.0 | -199.3 | 0.00 | 8.41 | 0.00 | 8.41 |
| 0.15 | o | -79.4 | -178.6 | 0.00 | 7.43 | 0.00 | 7.43 |
| 1.00 | | -31.0 | -100.8 | 0.00 | 4.84 | 0.00 | 4.84 |
| 1.14 | | -25.8 | -91.4 | 0.00 | 4.52 | 0.00 | 4.52 |
| 1.16 | | -25.1 | -90.2 | 0.00 | 4.46 | 0.00 | 4.46 |
| 2.00 | | -11.0 | -54.4 | 0.00 | 4.04 | 0.00 | 4.04 |
| 2.84 | | -25.1 | -52.1 | 0.00 | 4.04 | 0.00 | 4.04 |
| 2.86 | | -25.8 | -52.5 | 0.00 | 4.05 | 0.00 | 4.05 |
| 3.00 | | -31.0 | -55.5 | 0.00 | 4.11 | 0.00 | 4.11 |
| 3.85 | o | -79.4 | -104.8 | 0.00 | 4.23 | 0.00 | 4.23 |
| 4.00 | | -90.9 | -119.5 | 0.00 | 4.85 | 0.00 | 5.68 |

| x [м] | | $V_{ed}$ [кН] | $V_{rdc}$ [кН] | $V_{rds}$ [кН] | $V_{rdmax}$ [кН] | $A_{sw}/s$ [см2/м] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.00 | | | | | | |
| 0.15 | o | 133.7 | 77.0 | 133.7 | 472.0 | 4.16 |
| 0.72 | h0 | 98.9 | 73.2 | 118.6 | 423.5 | 3.00 |
| 1.00 | | 81.4 | 64.8 | 113.3 | 404.4 | 3.00 |
| 1.14 | | 72.8 | 63.9 | 109.9 | 392.2 | 3.00 |
| 1.16 | | 71.6 | 63.8 | 109.7 | 391.3 | 3.00 |
| 2.00 | | 22.7 | 55.7 | | | 3.00 |
| 2.84 | | 44.6 | 55.7 | | | 3.00 |
| 2.86 | | 45.6 | 55.8 | | | 3.00 |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 3.00 | | 53.2 | 56.6 | | | 3.00 |
| 3.28 | h0 | 68.5 | 58.1 | 121.8 | 434.5 | 3.00 |
| 3.85 | o | 99.1 | 70.0 | 133.5 | 476.4 | 3.29 |
| 4.00 | | | | | | |

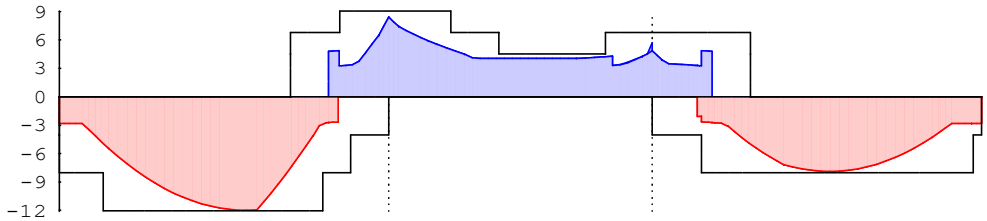
Пролёт 3

| x [м] | | max M [кНм] | min M [кНм] | $A_{sн}$(I) [см2] | $A_{sв}$(I) [см2] | $A_{sн}$ [см2] | $A_{sв}$ [см2] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| -0.00 | | -91.0 | -119.6 | 0.00 | 4.85 | 0.00 | 5.68 |
| 0.00 | | -91.0 | -119.6 | 0.00 | 4.85 | 0.00 | 4.85 |
| 0.15 | o | -73.7 | -96.4 | 0.00 | 3.88 | 0.00 | 3.88 |
| 0.91 | | 32.8 | -0.1 | 2.72 | 4.79 | 2.72 | 4.79 |
| 0.91 | | 33.1 | 0.1 | 2.72 | 0.00 | 2.72 | 0.00 |
| 1.00 | | 45.3 | 7.2 | 2.76 | 0.00 | 2.76 | 0.00 |
| 1.14 | | 63.5 | 17.8 | 3.08 | 0.00 | 3.08 | 0.00 |
| 1.16 | | 66.0 | 19.2 | 3.16 | 0.00 | 3.16 | 0.00 |
| 2.00 | | 148.7 | 65.4 | 7.17 | 0.00 | 7.17 | 0.00 |
| 2.69 | * | 163.6 | 82.3 | 7.89 | 0.00 | 7.89 | 0.00 |
| 3.00 | | 160.6 | 83.6 | 7.74 | 0.00 | 7.74 | 0.00 |
| 4.00 | | 111.0 | 61.7 | 5.33 | 0.00 | 5.33 | 0.00 |
| 4.85 | o | 20.6 | 11.8 | 2.82 | 0.00 | 2.82 | 0.00 |
| 5.00 | | 0.0 | 0.0 | 2.82 | 0.00 | 2.82 | 0.00 |

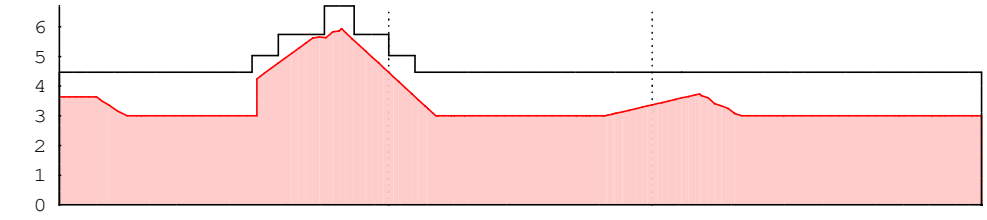
| x [м] | | $V_{ed}$ [кН] | $V_{rdc}$ [кН] | $V_{rds}$ [кН] | $V_{rdmax}$ [кН] | $A_{sw}/s$ [см2/м] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| -0.00 | | | | | | |
| 0.00 | | | | | | |
| 0.15 | o | 186.4 | 70.0 | 186.4 | 483.8 | 3.45 |
| 0.72 | h0 | 151.6 | 66.5 | 151.6 | 434.5 | 3.74 |
| 0.91 | | 139.8 | 67.6 | 139.8 | 428.4 | 3.49 |
| 0.91 | | 139.7 | 67.6 | 139.7 | 428.4 | 3.49 |
| 1.00 | | 134.2 | 68.5 | 134.2 | 425.6 | 3.37 |
| 1.14 | | 125.6 | 67.6 | 125.6 | 412.9 | 3.26 |
| 1.16 | | 124.3 | 67.5 | 124.3 | 411.9 | 3.23 |
| 2.00 | | 72.7 | 67.5 | 115.3 | 411.6 | 3.00 |
| 3.00 | | 18.8 | 67.5 | | | 3.00 |
| 4.00 | | 80.3 | 67.5 | 115.3 | 411.3 | 3.00 |
| 4.43 | h0 | 107.0 | 67.5 | 115.3 | 411.6 | 3.00 |
| 4.85 | o | 132.6 | 67.5 | 132.6 | 411.9 | 3.00 |
| 5.00 | | | | | | |

Констр. арматуры

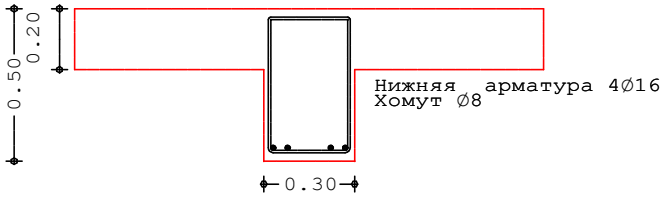
Продольная арматура $A_s$ [см2]
M = 1 :115



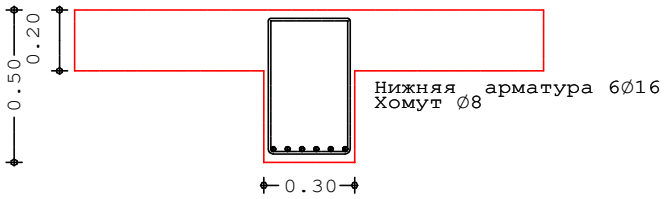

Поперечная арматура $A_{sw}/s$ [см2/м]
M = 1 :115



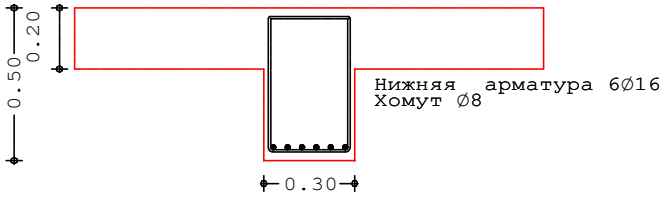
Пролет 1 схема армирования сечения с координатой x = 0.00
M = 1 :25



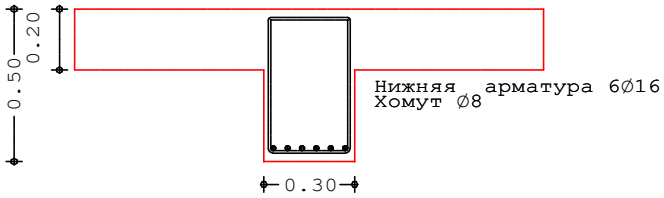

Пролет 1 схема армирования сечения с координатой x = 1.00
M = 1 :25



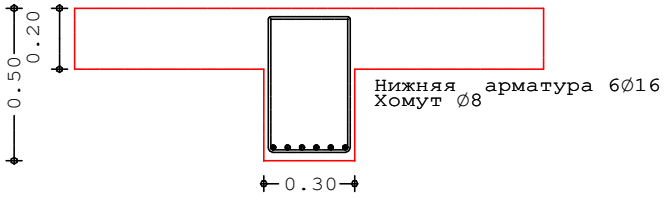

Пролет 1 схема армирования сечения с координатой x = 2.00
M = 1 :25



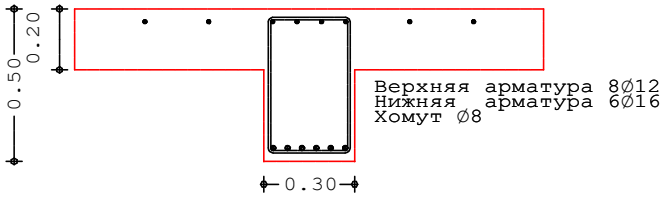

Пролет 1 схема армирования сечения с координатой x = 2.83
M = 1 :25



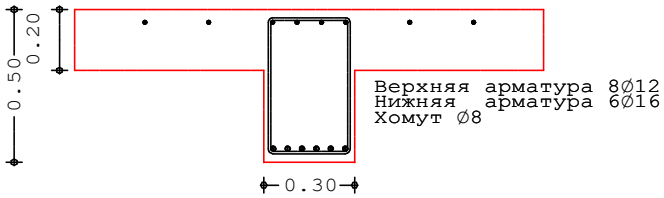

Пролет 1 схема армирования сечения с координатой x = 3.00
M = 1 :25



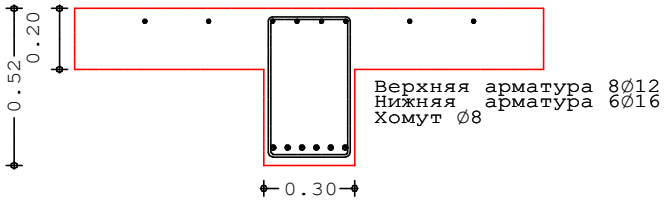
Пролет 1 схема армирования сечения с координатой x = 3.84
М = 1 :25



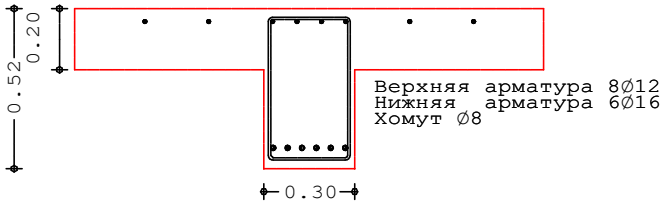

Пролет 1 схема армирования сечения с координатой x = 3.86
М = 1 :25



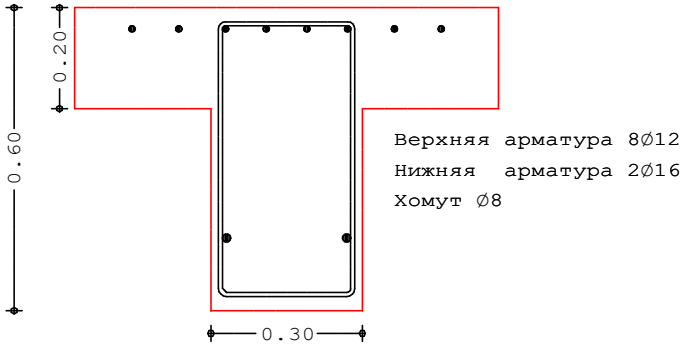

Пролет 1 схема армирования сечения с координатой x = 4.00
М = 1 :25



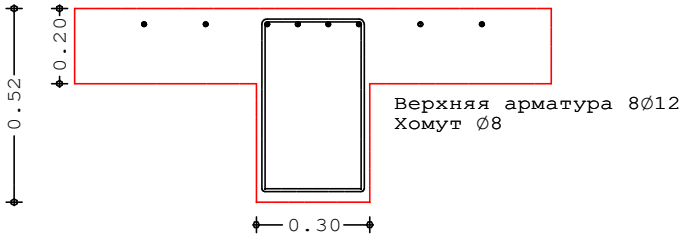

Пролет 1 схема армирования сечения с координатой x = 4.09
М = 1 :25



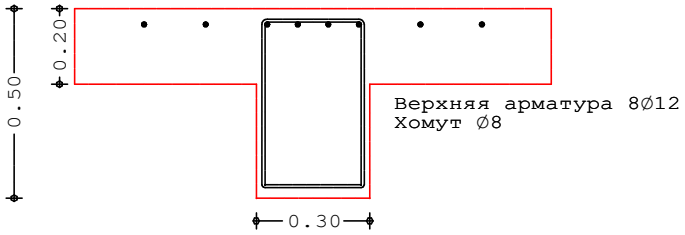

Пролет 2 схема армирования сечения с координатой x = 0.15
М = 1 :15



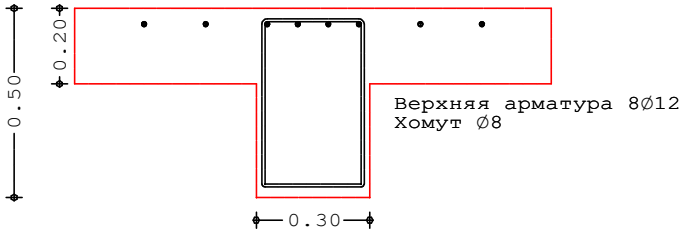
Пролет 2 схема армирования сечения с координатой x = 1.00
M = 1 :20



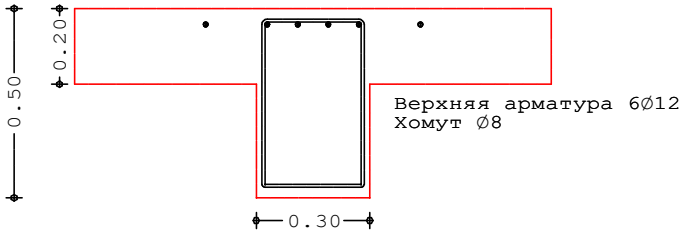

Пролет 2 схема армирования сечения с координатой x = 1.14
M = 1 :20



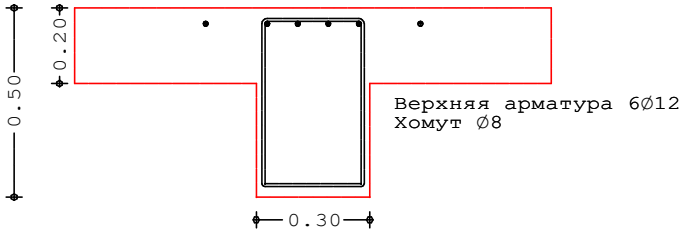

Пролет 2 схема армирования сечения с координатой x = 1.16
M = 1 :20



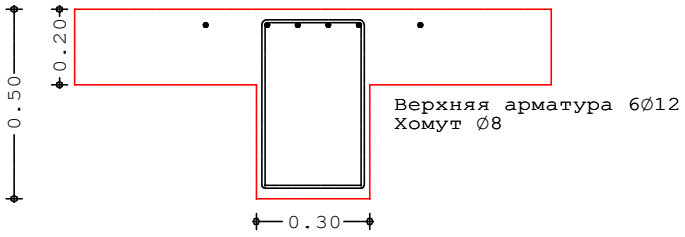

Пролет 2 схема армирования сечения с координатой x = 2.00
M = 1 :20



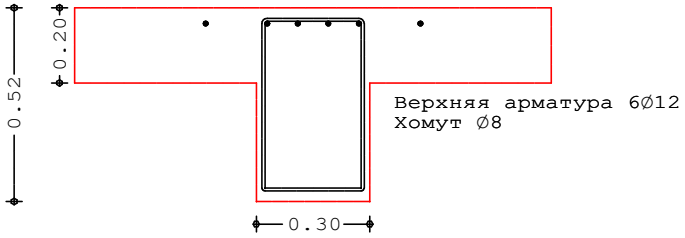

Пролет 2 схема армирования сечения с координатой x = 2.84
M = 1 :20



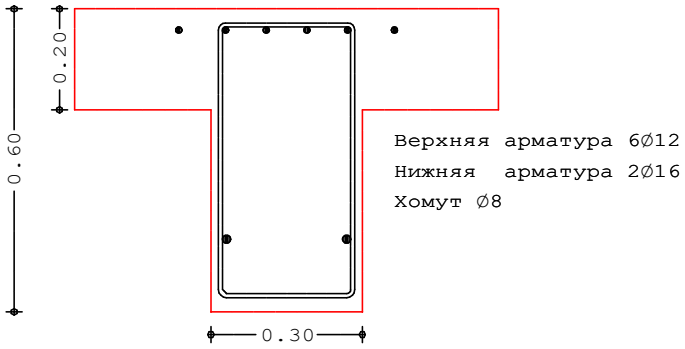
Пролет 2 схема армирования сечения с координатой x = 2.86
M = 1 :20



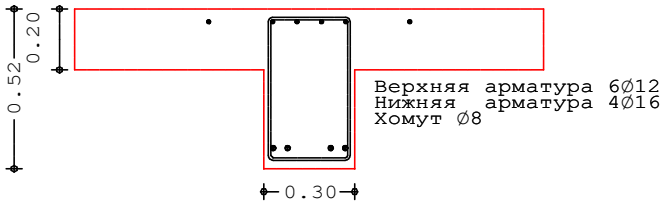

Пролет 2 схема армирования сечения с координатой x = 3.00
M = 1 :20



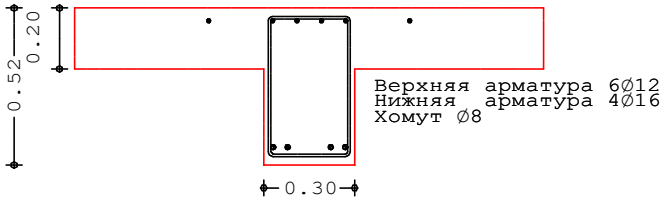

Пролет 2 схема армирования сечения с координатой x = 4.00
M = 1 :15



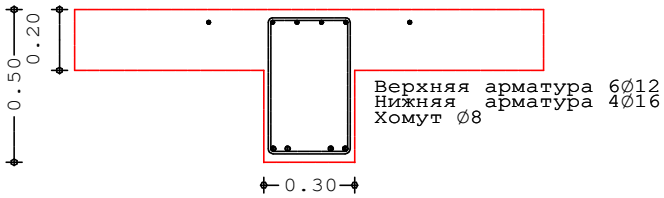

Пролет 3 схема армирования сечения с координатой x = 0.91
M = 1 :25



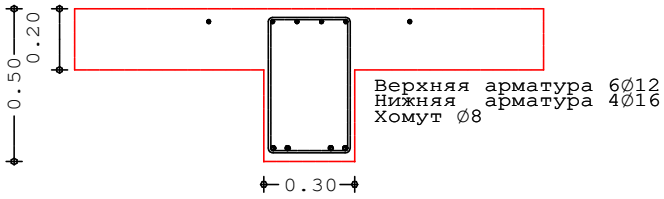
Пролет 3 схема армирования сечения с координатой x = 1.00
M = 1 :25



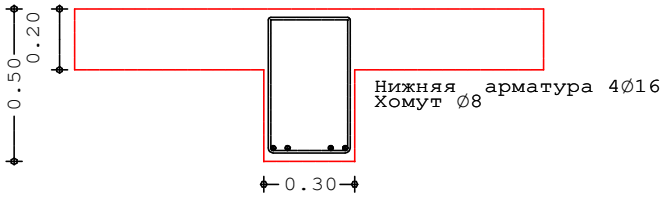

Пролет 3 схема армирования сечения с координатой x = 1.14
M = 1 :25



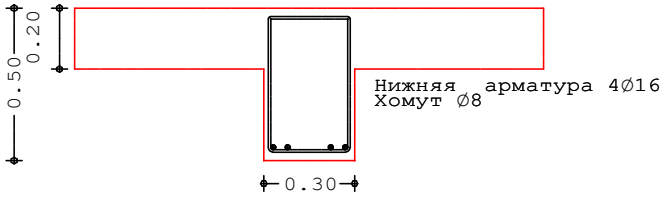

Пролет 3 схема армирования сечения с координатой x = 1.16
M = 1 :25



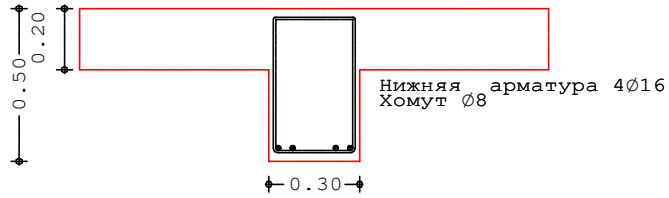

Пролет 3 схема армирования сечения с координатой x = 2.00
M = 1 :25




Пролет 3 схема армирования сечения с координатой x = 3.00
M = 1 :25



Пролет 3 схема армирования сечения с координатой x = 4.00
М = 1 :25




Продольн. арм.

| пролёт опора | тип | кол. | $d_s$ [мм] | ряд | $A_{sl}$ [см2] | a [м] | l [м] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | н | 2 | 16 | 1 | 4.02 | -0.31 | 5.93 |
| 1 | н | 2 | 16 | 1 | 8.04 | -0.31 | 5.35 |
| 1 | н | 2 | 16 | 1 | 12.06 | 0.36 | 3.96 |
| 3 | н | 2 | 16 | 1 | 4.02 | -0.62 | 5.93 |
| 3 | н | 2 | 16 | 1 | 8.04 | 0.44 | 4.75 |

Продольн. арм.

| пролёт опора | тип | кол. | $d_s$ [мм] | ряд | $A_{sl}$ [см2] | a [м] | l [м] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| B | в | 2 | 12 | 1 | 6.79 | 3.28 | 3.86 |
| C | в | 4 | 12 | 1 | 4.52 | -1.72 | 7.45 |
| B | в | 2 | 12 | 1 | 9.05 | 3.79 | 2.62 |
| C | в | 2 | 12 | 1 | 6.79 | 2.83 | 2.90 |

Длины приведены с учетом анкеровки

Хомуты

| Пролёт | кол. | срез. | $d_s$ [мм] | s [см] | $A_{sw}/s$ [см2/м] | a [м] | l [м] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 14 | 2 | 8 | 23 | 4.47 | 0.00 | 2.93 |
| 1 | 2 | 2 | 8 | 20 | 5.03 | 2.93 | 0.40 |
| 1 | 4 | 2 | 8 | 18 | 5.74 | 3.33 | 0.70 |
| 1 | 3 | 2 | 8 | 15 | 6.70 | 4.03 | 0.45 |
| 1 | 3 | 2 | 8 | 18 | 5.74 | 4.48 | 0.53 |
| 1 | 2 | 2 | 8 | 20 | 5.03 | 5.00 | 0.40 |
| 2 | 18 | 2 | 8 | 23 | 4.47 | 0.40 | 4.05 |
| 3 | 21 | 2 | 8 | 23 | 4.47 | 0.45 | 4.72 |

| Тип арматуры | d [мм] | длина м | кол. | вес [кН] |
|---|---|---|---|---|
| стержневая арматура | 12 | 48.56 | | 0.42 |
| стержневая арматура | 16 | 51.84 | | 0.80 |
| хомуты | 8 | | 68 | |

Поперечная арматура препятствующая срезу между полкой и стенкой
$V_{rdc}$ = 0.48МПа, $V_{rdmax}$ = 4.50МПа, d = 8мм

| Про-лет | x [м] | $V_{ed}$ [МПа] | $A_{sw}/S$ [см2/м] | S [см] | n | $A_{sw}/S$ [см2/м] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 0.75 | 4.29 | 22 | 1x2 | 4.57 |
| | 0.22 | 0.69 | 3.99 | 24 | 1x2 | 4.19 |
| | 0.46 | 0.49 | 2.53 | 38 | 1x2 | 2.65 |
| | 3.11 | 0.44 | 0.00 | 20 | 1x2 | 5.03 |
| | 3.31 | 0.86 | 4.92 | 18 | 2x2 | 5.59 |
| | 3.67 | 0.95 | 5.44 | 16 | 3x2 | 6.28 |
| | 4.15 | 0.93 | 5.32 | 6 | 4x2 | 16.76 |
| | 4.39 | 2.18 | 12.55 | 8 | 1x2 | 12.57 |
| | 4.47 | 2.07 | 11.88 | 6 | 9x2 | 16.76 |
| 2 | 0.01 | 1.32 | 7.59 | 12 | 1x2 | 8.38 |
| | 0.13 | 1.23 | 7.10 | 14 | 5x2 | 7.18 |
| | 0.83 | 1.06 | 6.10 | 16 | 2x2 | 6.28 |
| | 1.15 | 0.88 | 5.09 | 18 | 1x2 | 5.59 |
| | 1.33 | 0.73 | 4.19 | 22 | 1x2 | 4.57 |
| | 1.55 | 0.22 | 0.80 | 32 | 1x2 | 3.14 |
| | 2.99 | 0.44 | 0.00 | 28 | 1x2 | 3.59 |
| | 3.27 | 0.60 | 3.45 | 24 | 1x2 | 4.19 |

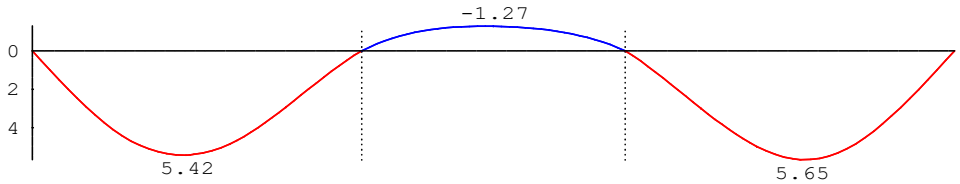
| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | 3.51 | 0.71 | 4.09 | 20 | 1x2 | 5.03 |
| | 3.71 | 0.81 | 4.65 | 18 | 1x2 | 5.59 |
| | 3.89 | 0.90 | 5.18 | 10 | 1x2 | 10.05 |
| | 3.99 | 0.96 | 5.52 | 8 | 3x2 | 12.57 |
| 3 | 0.23 | 1.69 | 9.74 | 10 | 4x2 | 10.05 |
| | 0.63 | 1.12 | 6.43 | 14 | 1x2 | 7.18 |
| | 0.77 | 0.93 | 5.35 | 18 | 1x2 | 5.59 |
| | 0.95 | 0.60 | 3.45 | 28 | 1x2 | 3.59 |
| | 1.23 | 0.55 | 3.18 | 30 | 1x2 | 3.35 |
| | 1.53 | 0.47 | 1.26 | 40 | 1x2 | 2.51 |
| | 4.55 | 0.28 | 0.00 | 30 | 1x2 | 3.35 |
| | 4.85 | 0.58 | 3.33 | 15 | 1x2 | 6.70 |

Трещиностойкость допустимая ширина раскрытия трещин $w_{lim}$=0.30 мм

Нормальные трещины

| Про-лет | x [м] | | M [кНм] | $M_{crc}$ [кНм] | $\sigma_s$ [МПа] | $A_{c,eff}$ [см2] | $w_k$ [мм] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | | 0.0 | 48.1 | | | |
| | 0.15 | o | 13.5 | 48.1 | | | |
| | 1.00 | | 72.6 | 48.1 | 14.9 | 270.00 | 0.15 |
| | 2.00 | | 103.8 | 50.2 | 14.9 | 270.00 | 0.13 |
| | 2.83 | * | 98.2 | 50.2 | 14.9 | 270.00 | 0.12 |
| | 3.00 | | 93.5 | 50.2 | 14.9 | 270.00 | 0.11 |
| | 3.84 | | 27.5 | 48.1 | | | |
| | 3.86 | | 25.6 | 48.3 | | | |
| | 4.00 | | 11.6 | 51.1 | | | |
| | 4.09 | | 2.2 | 50.6 | | | |
| | 4.85 | o | -90.6 | -96.9 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| | 5.00 | | -111.7 | -96.9 | 14.0 | 714.00 | 0.19 |
| 2 | 0.00 | | -111.7 | -96.9 | 14.0 | 714.00 | 0.19 |
| | 0.15 | o | -99.1 | -96.9 | 14.0 | 714.00 | 0.16 |
| | 1.00 | | -45.0 | -88.4 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| | 1.14 | | -38.9 | -83.5 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| | 1.16 | | -38.1 | -83.2 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| | 2.00 | | -19.7 | -82.4 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| | 2.84 | | -30.5 | -82.4 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| | 2.86 | | -31.1 | -82.8 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| | 3.00 | | -35.9 | -87.6 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| | 3.85 | o | -82.3 | -96.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| | 4.00 | | -93.5 | -96.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 0.00 | | -93.6 | -96.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| | 0.15 | o | -75.1 | -96.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| | 0.91 | | 4.0 | 50.5 | | | |
| | 1.00 | | 11.7 | 48.9 | | | |
| | 1.14 | | 23.1 | 46.2 | | | |
| | 1.16 | | 24.7 | 46.1 | | | |
| | 2.00 | | 75.5 | 48.1 | 14.9 | 270.00 | 0.16 |
| | 2.69 | * | 91.3 | 48.1 | 14.9 | 270.00 | 0.20 |
| | 3.00 | | 91.8 | 48.1 | 14.9 | 270.00 | 0.20 |
| | 4.00 | | 66.6 | 48.1 | 14.9 | 270.00 | 0.14 |
| | 4.85 | o | 12.6 | 48.1 | | | |
| | 5.00 | | 0.0 | 48.1 | | | |

Прогибы [мм]
M = 1 :115



Прогибы

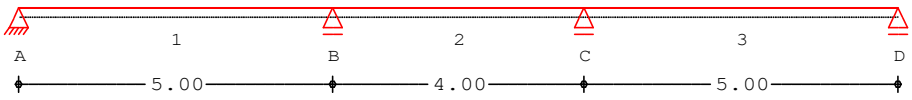
| Пролет | x [м] | | M [кНм] | 100/$\rho_I$ [1/m] | 100/$\rho_{II}$ [1/m] | 100/$\rho$ [1/m] | w [мм] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| | 0.00 | | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| | 0.00 | | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| | 1.00 | | 72.6 | 0.14 | 0.25 | 0.20 | 3.47 |
| | 2.00 | | 103.7 | 0.20 | 0.25 | 0.23 | 5.30 |
| | 2.33 | * | 105.0 | 0.20 | 0.25 | 0.24 | 5.42 |
| | 3.00 | | 93.5 | 0.18 | 0.22 | 0.21 | 4.84 |
| | 3.84 | | 27.5 | 0.05 | 0.00 | 0.05 | 2.95 |
| | 3.86 | | 25.6 | 0.05 | 0.00 | 0.05 | 2.90 |
| | 4.00 | | 11.6 | 0.02 | 0.00 | 0.02 | 2.52 |
| | 4.09 | | 2.2 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 2.28 |
| | 4.09 | | 2.1 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 2.27 |
| | 5.00 | | -111.7 | -0.16 | 0.00 | -0.16 | 0.00 |
| 2 | 0.00 | | -111.7 | -0.16 | 0.00 | -0.16 | -0.00 |
| | 1.00 | | -45.0 | -0.09 | 0.00 | -0.09 | -1.07 |
| | 1.14 | | -38.9 | -0.08 | 0.00 | -0.08 | -1.14 |
| | 1.16 | | -38.1 | -0.08 | 0.00 | -0.08 | -1.14 |
| | 2.00 | * | -19.7 | -0.04 | 0.00 | -0.04 | -1.27 |
| | 2.84 | | -30.5 | -0.06 | 0.00 | -0.06 | -1.07 |
| | 2.86 | | -31.1 | -0.06 | 0.00 | -0.06 | -1.06 |
| | 3.00 | | -35.9 | -0.07 | 0.00 | -0.07 | -0.99 |
| | 4.00 | | -93.5 | -0.13 | 0.00 | -0.13 | -0.00 |
| | 4.00 | | -93.6 | -0.13 | 0.00 | -0.13 | -0.00 |
| 3 | 0.00 | | -93.6 | -0.13 | 0.00 | -0.13 | 0.00 |
| | 0.00 | | -93.5 | -0.13 | 0.00 | -0.13 | 0.00 |
| | 0.91 | | 3.8 | 0.01 | 0.00 | 0.01 | 2.33 |
| | 0.91 | | 4.0 | 0.01 | 0.00 | 0.01 | 2.34 |
| | 1.00 | | 11.7 | 0.02 | 0.00 | 0.02 | 2.59 |
| | 1.14 | | 23.1 | 0.04 | 0.00 | 0.04 | 2.97 |
| | 1.16 | | 24.7 | 0.05 | 0.00 | 0.05 | 3.02 |
| | 2.00 | | 75.5 | 0.15 | 0.26 | 0.21 | 4.98 |
| | 2.67 | * | 91.0 | 0.18 | 0.31 | 0.27 | 5.65 |
| | 3.00 | | 91.8 | 0.18 | 0.32 | 0.27 | 5.54 |
| | 4.00 | | 66.6 | 0.13 | 0.00 | 0.13 | 3.52 |
| | 5.00 | | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |

Расчет выполнен модулем 304 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

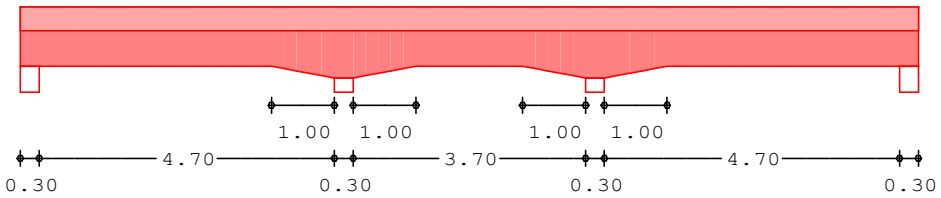
## Поз. t305 Трехпролетная балка

Расчётная схема

M = 1 :120



M = 1 :120




Воздействия

| № | Тип воздействия | Описание |
|---|---|---|
| 1 | Постоянное | Постоянное воздействие постоянное - |
| 2 | Переменное | Категория А: жилые здания переменное Категория-А |

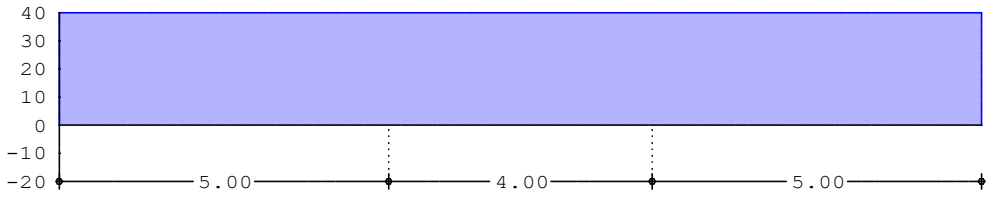
Характеристики

| № | $\gamma_F$ | $\psi_0$ $\xi$ | $\psi_1$ | $\psi_2$ | группа несоч. | знак | распред по прол |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1.35 | 0.85 | | | | | |
| 2 | 1.50 | 0.70 | 0.50 | 0.30 | | | заданн. |

Коэффициент управления надежностью конструкции $K_{FI}$= 1.00
Сочетание воздейст. по формуле (6.10) EN 1990

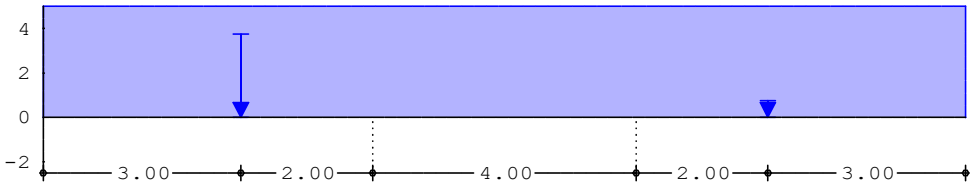
Нагружение

Нагружение 1 постоянное - $\gamma_f$ = 1.35
M = 1 :115




| | N. | Пролёт опора | a [м] | s [м] | $p_л$/P [кН/м,кН,кНм] | $p_п$/M |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Равномерн. | 1 | 1-3 | | | 40.00 | |

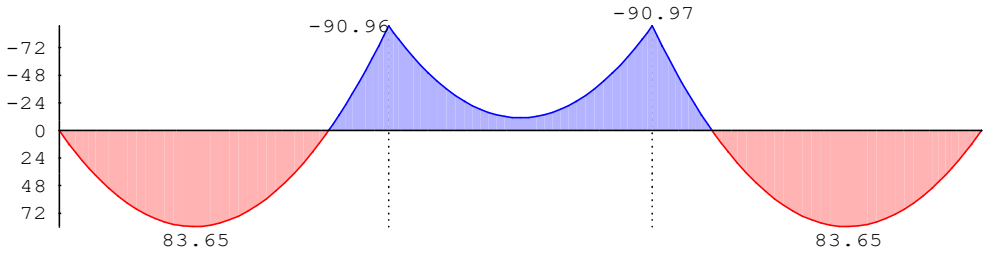
Нагружение 2 переменное Категория-А $\gamma_f$ = 1.50
M = 1 :115



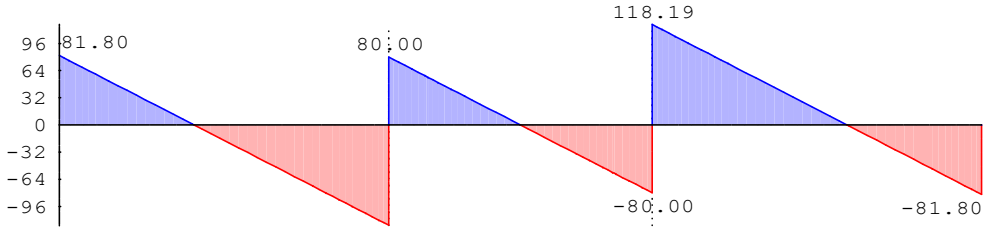

| | N. | Пролёт опора | a [м] | s [м] | $p_л$/P [кН/м,кН,кНм] | $p_п$/M |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Равномерн. | 1 | 1-3 | | | 5.00 | |
| Сосредот. | 1 | 1 | 3.00 | | 100.00 | |
| | 2 | 3 | 2.00 | | 20.00 | |

Усилия в сечении по линейно упругой теории

Нагружение 1 моменты $M_{упр}$ [кНм]
M = 1 :115



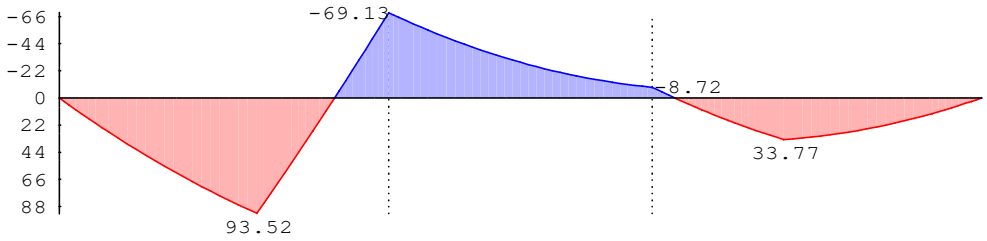

Нагружение 1 поперечные силы $Q_{упр}$ [кН]
M = 1 :115



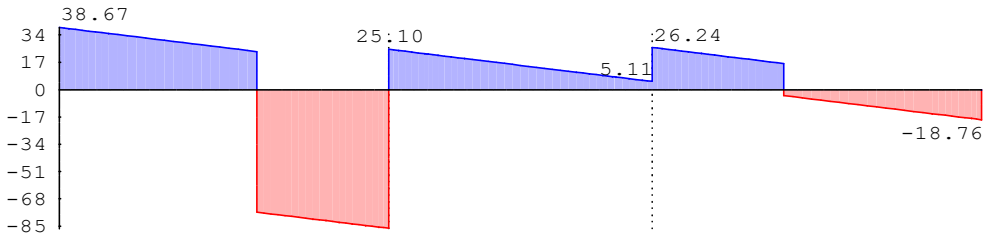

Нагружение 1

| Пролёт | x [м] | | max Mупр [кНм] | min Mупр [кНм] | max Qупр [кН] | min Qупр [кН] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | | 0.00 | 0.00 | 81.81 | 81.81 |
| | 0.15 | o | 11.82 | 11.82 | 75.81 | 75.81 |
| | 0.62 | h0 | 42.93 | 42.93 | 57.05 | 57.05 |
| | 1.00 | | 61.74 | 61.74 | 41.81 | 41.81 |
| | 2.00 | | 83.57 | 83.57 | 1.81 | 1.81 |
| | 2.05 | * | 83.65 | 83.65 | -0.00 | -0.00 |
| | 3.00 | | 65.40 | 65.40 | -38.19 | -38.19 |
| | 4.00 | | 7.17 | 7.17 | -78.19 | -78.19 |
| | 4.28 | h0 | -16.37 | -16.37 | -89.43 | -89.43 |
| | 4.85 | o | -73.69 | -73.69 | -112.19 | -112.19 |
| | 5.00 | | -90.97 | -90.97 | -118.19 | -118.19 |
| 2 | 0.00 | | -90.97 | -90.97 | 80.00 | 80.00 |
| | 0.15 | o | -79.42 | -79.42 | 74.00 | 74.00 |
| | 0.72 | h0 | -43.84 | -43.84 | 51.24 | 51.24 |
| | 1.00 | | -31.00 | -31.00 | 40.00 | 40.00 |
| | 2.00 | | -10.97 | -10.97 | 0.00 | 0.00 |
| | 3.00 | | -31.00 | -31.00 | -40.00 | -40.00 |
| | 3.28 | h0 | -43.84 | -43.84 | -51.24 | -51.24 |
| | 3.85 | o | -79.42 | -79.42 | -74.00 | -74.00 |
| | 4.00 | | -90.97 | -90.97 | -80.00 | -80.00 |
| 3 | 0.00 | | -90.97 | -90.97 | 118.19 | 118.19 |
| | 0.15 | o | -73.69 | -73.69 | 112.19 | 112.19 |
| | 0.72 | h0 | -16.37 | -16.37 | 89.43 | 89.43 |
| | 1.00 | | 7.17 | 7.17 | 78.19 | 78.19 |
| | 2.00 | | 65.40 | 65.40 | 38.19 | 38.19 |
| | 2.95 | * | 83.65 | 83.65 | -0.00 | -0.00 |
| | 3.00 | | 83.57 | 83.57 | -1.81 | -1.81 |
| | 4.00 | | 61.74 | 61.74 | -41.81 | -41.81 |
| | 4.38 | h0 | 42.93 | 42.93 | -57.05 | -57.05 |
| | 4.85 | o | 11.82 | 11.82 | -75.81 | -75.81 |
| | 5.00 | | 0.00 | 0.00 | -81.81 | -81.81 |

Нагружение 2 моменты $M_{упр}$ [кНм]
M = 1 :115




Нагружение 2 поперечные силы $Q_{упр}$ [кН]
M = 1 :115




Нагружение 2

| Пролёт | x [м] | | max Mупр [кНм] | min Mупр [кНм] | max Qупр [кН] | min Qупр [кН] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | | 0.00 | 0.00 | 38.67 | 38.67 |
| | 0.15 | o | 5.74 | 5.74 | 37.92 | 37.92 |
| | 0.62 | h0 | 22.98 | 22.98 | 35.58 | 35.58 |
| | 1.00 | | 36.16 | 36.16 | 33.67 | 33.67 |
| | 2.00 | | 67.34 | 67.34 | 28.67 | 28.67 |
| | 3.00 | * | 93.52 | 93.52 | 23.67 | 23.67 |
| | 4.00 | | 14.68 | 14.68 | -81.33 | -81.33 |
| | 4.28 | h0 | -8.37 | -8.37 | -82.73 | -82.73 |
| | 4.85 | o | -56.24 | -56.24 | -85.58 | -85.58 |
| | 5.00 | | -69.14 | -69.14 | -86.33 | -86.33 |
| 2 | 0.00 | | -69.14 | -69.14 | 25.11 | 25.11 |
| | 0.15 | o | -65.43 | -65.43 | 24.36 | 24.36 |
| | 0.72 | h0 | -52.38 | -52.38 | 21.51 | 21.51 |
| | 1.00 | | -46.54 | -46.54 | 20.11 | 20.11 |
| | 2.00 | | -28.93 | -28.93 | 15.11 | 15.11 |
| | 3.00 | | -16.33 | -16.33 | 10.11 | 10.11 |
| | 3.28 | h0 | -13.69 | -13.69 | 8.70 | 8.70 |
| | 3.85 | o | -9.54 | -9.54 | 5.86 | 5.86 |
| | 4.00 | | -8.72 | -8.72 | 5.11 | 5.11 |
| 3 | 0.00 | | -8.72 | -8.72 | 26.24 | 26.24 |
| | 0.15 | o | -4.84 | -4.84 | 25.49 | 25.49 |
| | 0.72 | h0 | 8.85 | 8.85 | 22.65 | 22.65 |
| | 1.00 | | 15.02 | 15.02 | 21.24 | 21.24 |
| | 2.00 | * | 33.77 | 33.77 | -3.76 | -3.76 |
| | 3.00 | | 27.51 | 27.51 | -8.76 | -8.76 |
| | 4.00 | | 16.25 | 16.25 | -13.76 | -13.76 |
| | 4.38 | h0 | 10.65 | 10.65 | -15.66 | -15.66 |
| | 4.85 | o | 2.76 | 2.76 | -18.01 | -18.01 |
| | 5.00 | | 0.00 | 0.00 | -18.76 | -18.76 |

Реакции опор

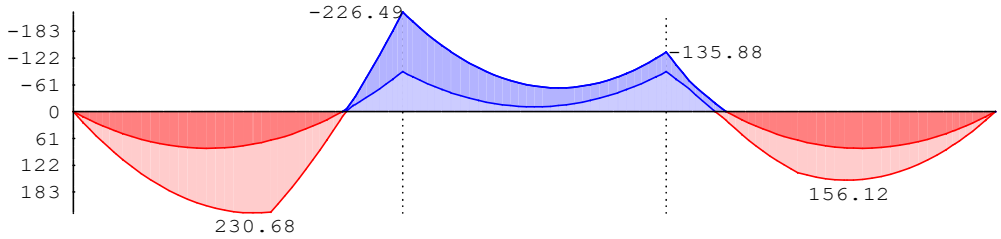
| Воздействие | опора | max [кН] | min [кН] |
|---|---|---|---|
| 1 | A | 81.81 | 81.81 |
| | B | 198.19 | 198.19 |
| | C | 198.19 | 198.19 |
| | D | 81.81 | 81.81 |
| 2 | A | 38.67 | 38.67 |
| | B | 111.43 | 111.43 |
| | C | 21.14 | 21.14 |

| | | |
|---|---|---|
| D | 18.76 | 18.76 |

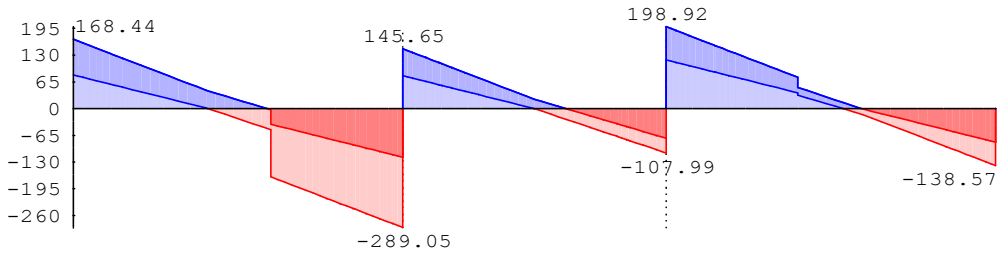
РСУ

Сочетания усилий согласно п.6.4.3 MSZ EN 1990:2011
Основы проектирования несущих конструкций.
основные сочетания усилий

Момент M [кНм]
M = 1 :115




Попер. сила Q [кН] основные сочетания усилий
M = 1 :115




| Пролёт | x [м] | | max Mpcy [кНм] | min Mpcy [кНм] | max Qpcy [кН] | min Qpcy [кН] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | | 0.00 | 0.00 | 168.45 | 81.81 |
| | 0.15 | o | 24.58 | 11.82 | 159.22 | 75.81 |
| | 0.62 | h0 | 92.49 | 42.97 | 130.38 | 57.05 |
| | 1.00 | | 137.59 | 61.74 | 106.95 | 41.81 |
| | 2.00 | | 213.83 | 83.57 | 45.45 | 1.81 |
| | 2.74 | * | 230.68 | 74.02 | 9.71 | -37.47 |
| | 3.00 | | 228.59 | 65.42 | -2.69 | -51.56 |
| | 4.00 | | 31.71 | 7.17 | -78.19 | -227.55 |
| | 4.28 | h0 | -16.33 | -34.59 | -89.43 | -244.84 |
| | 4.85 | o | -73.69 | -183.85 | -112.19 | -279.83 |
| | 5.00 | | -90.97 | -226.52 | -118.19 | -289.05 |
| 2 | 0.00 | | -90.97 | -226.52 | 145.66 | 80.00 |
| | 0.15 | o | -79.42 | -205.36 | 136.43 | 74.00 |
| | 0.72 | h0 | -43.79 | -137.69 | 101.44 | 51.24 |
| | 1.00 | | -31.00 | -111.66 | 84.16 | 40.00 |
| | 2.00 | | -10.97 | -58.20 | 22.66 | 0.00 |
| | 3.00 | | -31.00 | -66.34 | -24.84 | -54.00 |
| | 3.28 | h0 | -43.79 | -79.64 | -38.19 | -69.17 |
| | 3.85 | o | -79.42 | -121.53 | -65.22 | -99.90 |
| | 4.00 | | -90.97 | -135.89 | -72.34 | -108.00 |
| 3 | 0.00 | | -90.97 | -135.89 | 198.93 | 118.19 |
| | 0.15 | o | -73.69 | -106.74 | 189.70 | 112.19 |
| | 0.72 | h0 | -3.04 | -22.05 | 154.71 | 89.43 |
| | 1.00 | | 32.21 | 7.17 | 137.43 | 78.19 |
| | 2.00 | | 138.97 | 65.42 | 75.93 | 38.19 |
| | 2.75 | * | 156.12 | 82.79 | 11.24 | -2.91 |
| | 3.00 | | 154.08 | 83.57 | -1.81 | -15.57 |
| | 4.00 | | 107.72 | 61.74 | -41.81 | -77.07 |
| | 4.38 | h0 | 73.99 | 42.97 | -57.05 | -100.50 |
| | 4.85 | o | 20.09 | 11.82 | -75.81 | -129.35 |
| | 5.00 | | 0.00 | 0.00 | -81.81 | -138.57 |

Сочетания реакций в опорах

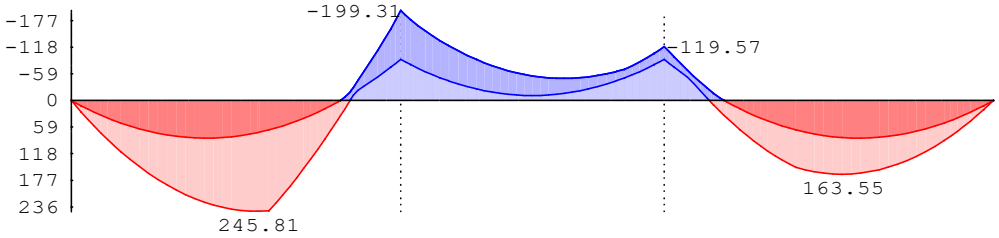
| Сочетание | опора | max [кН] | min [кН] |
|---|---|---|---|
| основные РСУ | A | 168.45 | 81.81 |
| | B | 434.71 | 198.19 |
| | C | 299.27 | 198.19 |
| | D | 138.57 | 81.81 |

Перераспр. моментов

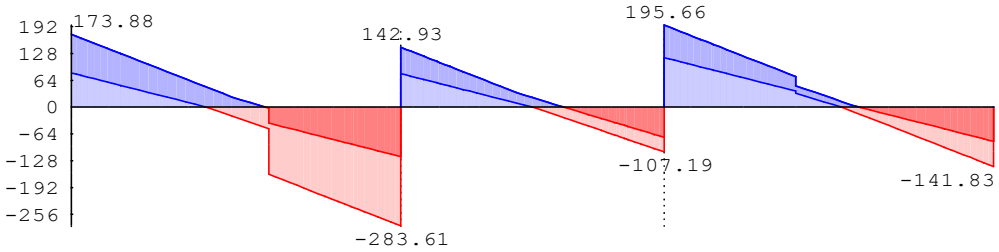
| B | C |
|---|---|
| 12.0% | 12.0% |

Результаты после перераспределения моментов.
основные сочетания усилий

Момент M [кНм]
M = 1 :115




Попер. сила Q [кН] основные сочетания усилий
M = 1 :115




| Пролёт | x [м] | | max Mpcy [кНм] | min Mpcy [кНм] | max Qpcy [кН] | min Qpcy [кН] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | | 0.00 | 0.00 | 173.88 | 81.81 |
| | 0.15 | o | 25.39 | 11.82 | 164.66 | 75.81 |
| | 0.56 | h0 | 88.26 | 39.76 | 139.20 | 59.25 |
| | 1.00 | | 143.03 | 61.74 | 112.38 | 41.81 |
| | 2.00 | | 224.70 | 83.57 | 50.88 | 1.81 |
| | 2.83 | * | 245.81 | 71.41 | 5.52 | -42.24 |
| | 3.00 | | 244.90 | 65.42 | -2.69 | -51.56 |
| | 4.00 | | 53.45 | 7.17 | -78.19 | -222.13 |
| | 4.28 | h0 | -11.81 | -29.52 | -89.55 | -239.58 |
| | 4.85 | o | -73.69 | -158.06 | -112.19 | -274.36 |
| | 5.00 | | -90.97 | -199.34 | -118.19 | -283.62 |
| 2 | 0.00 | | -90.97 | -199.34 | 142.94 | 80.00 |
| | 0.15 | o | -79.42 | -178.59 | 133.71 | 74.00 |
| | 0.72 | h0 | -43.95 | -122.62 | 98.88 | 51.36 |
| | 1.00 | | -31.00 | -100.81 | 81.42 | 40.00 |
| | 2.00 | | -10.97 | -54.36 | 22.66 | 0.00 |
| | 3.00 | | -31.00 | -55.49 | -24.84 | -53.18 |
| | 3.28 | h0 | -43.95 | -64.43 | -38.33 | -68.52 |
| | 3.85 | o | -79.42 | -104.82 | -65.22 | -99.07 |
| | 4.00 | | -90.97 | -119.58 | -72.34 | -107.19 |
| 3 | 0.00 | | -90.97 | -119.58 | 195.67 | 118.19 |
| | 0.15 | o | -73.69 | -96.35 | 186.44 | 112.19 |
| | 0.72 | h0 | 4.75 | -19.64 | 151.63 | 89.55 |
| | 1.00 | | 45.26 | 7.17 | 134.18 | 78.19 |
| | 2.00 | | 148.75 | 65.42 | 72.67 | 38.19 |
| | 2.69 | * | 163.55 | 82.29 | 13.45 | -0.39 |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| 3.00 | 160.61 | 83.57 | -1.81 | -18.83 |
| 4.00 | 110.98 | 61.74 | -41.81 | -80.33 |
| 4.43 h0 | 70.40 | 39.88 | -59.17 | -107.02 |
| 4.85 o | 20.58 | 11.82 | -75.81 | -132.61 |
| 5.00 | 0.00 | 0.00 | -81.81 | -141.83 |

Сочетания реакций в опорах

| Сочетание | опора | max [кН] | min [кН] |
|---|---|---|---|
| основные РСУ | A | 173.88 | 81.81 |
| | B | 426.56 | 198.19 |
| | C | 298.73 | 198.19 |
| | D | 141.83 | 81.81 |

Расчёт по прочности Согласно MSZ EN 1992-1-1: Проект. бетонных констр.
**Бетон C25/30, хомуты S400** **fyk=400МПа**
**верхняя S500** **fyk=500МПа ftk=525МПа**
**нижняя S500** **fyk=500МПа ftk=525МПа**

Защитный слой

| Пролёт | аз н [мм] | аз в [мм] | аз б [мм] | а н [см] | а в [см] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 28 | 28 | 15 | 3.6 | 3.4 |
| 2 | 28 | 28 | 15 | | 3.4 |
| 3 | 28 | 28 | 15 | 3.4 | 3.4 |

Пролёт 1

| x [м] | max M [кНм] | min M [кНм] | Ash(I) [см$^2$] | Asв(I) [см$^2$] | Ash [см$^2$] | Asв [см$^2$] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.00 | 0.0 | 0.0 | 2.82 | 0.00 | 2.82 | 0.00 |
| 0.15 o | 25.4 | 11.8 | 2.82 | 0.00 | 2.82 | 0.00 |
| 1.00 | 143.0 | 61.7 | 6.92 | 0.00 | 6.92 | 0.00 |
| 2.00 | 224.7 | 83.6 | 10.94 | 0.00 | 10.94 | 0.00 |
| 2.83 * | 245.8 | 71.4 | 11.99 | 0.00 | 11.99 | 0.00 |
| 3.00 | 244.9 | 65.4 | 11.94 | 0.00 | 11.94 | 0.00 |
| 3.84 | 88.3 | 19.2 | 4.25 | 0.00 | 4.25 | 0.00 |
| 3.86 | 84.0 | 17.8 | 4.06 | 0.00 | 4.06 | 0.00 |
| 4.00 | 53.5 | 7.2 | 2.89 | 0.00 | 2.89 | 0.00 |
| 4.09 | 33.3 | 0.0 | 2.72 | 0.00 | 2.72 | 5.32 |
| 4.85 o | -73.7 | -158.1 | 0.00 | 6.50 | 0.00 | 6.50 |
| 5.00 | -91.0 | -199.3 | 0.00 | 8.41 | 0.00 | 8.41 |

| x [м] | $V_{Ed}$ [кН] | $V_{rdc}$ [кН] | $V_{rds}$ [кН] | $V_{rdmax}$ [кН] | $A_{sw}/s$ [см$^2$/м] |
|---|---|---|---|---|---|
| 0.00 | | | | | |
| 0.15 o | 164.7 | 67.4 | 164.7 | 410.2 | 3.64 |
| 0.56 h0 | 139.2 | 67.4 | 139.2 | 410.0 | 3.64 |
| 1.00 | 112.4 | 77.1 | 114.8 | 405.4 | 3.03 |
| 2.00 | 50.9 | 77.1 | | | 3.00 |
| 3.00 | 51.6 | 77.1 | | | 3.00 |
| 3.84 | 212.3 | 77.1 | 212.3 | 405.9 | 5.60 |
| 3.86 | 213.5 | 77.2 | 213.5 | 406.8 | 5.62 |
| 4.00 | 222.1 | 73.3 | 222.1 | 421.7 | 5.64 |
| 4.09 | 227.6 | 67.5 | 227.7 | 427.0 | 5.71 |
| 4.28 h0 | 239.6 | 73.2 | 239.6 | 432.6 | 5.93 |
| 4.85 o | 274.4 | 77.0 | 274.4 | 475.6 | 4.77 |
| 5.00 | | | | | |

Пролёт 2

| x [м] | max M [кНм] | min M [кНм] | Ash(I) [см$^2$] | Asв(I) [см$^2$] | Ash [см$^2$] | Asв [см$^2$] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.00 | -91.0 | -199.3 | 0.00 | 8.41 | 0.00 | 8.41 |
| 0.15 o | -79.4 | -178.6 | 0.00 | 7.43 | 0.00 | 7.43 |
| 1.00 | -31.0 | -100.8 | 0.00 | 4.84 | 0.00 | 4.84 |
| 1.14 | -25.8 | -91.4 | 0.00 | 4.52 | 0.00 | 4.52 |
| 1.16 | -25.1 | -90.2 | 0.00 | 4.49 | 0.00 | 4.49 |
| 2.00 | -11.0 | -54.4 | 0.00 | 4.49 | 0.00 | 4.49 |
| 2.84 | -25.1 | -52.1 | 0.00 | 4.49 | 0.00 | 4.49 |
| 2.86 | -25.8 | -52.5 | 0.00 | 4.49 | 0.00 | 4.49 |
| 3.00 | -31.0 | -55.5 | 0.00 | 4.55 | 0.00 | 4.55 |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 3.85 | o | -79.4 | -104.8 | 0.00 | 4.23 | 0.00 | 4.23 |
| 4.00 | | -90.9 | -119.5 | 0.00 | 4.85 | 0.00 | 5.68 |

| x [м] | | $V_{Ed}$ [кН] | $V_{rdc}$ [кН] | $V_{rds}$ [кН] | $V_{rdmax}$ [кН] | $A_{sw}/s$ [см$^2$/м] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.00 | | | | | | |
| 0.15 | o | 133.7 | 77.0 | 133.7 | 472.0 | 4.16 |
| 0.72 | h0 | 98.9 | 73.2 | 118.6 | 423.5 | 3.00 |
| 1.00 | | 81.4 | 64.8 | 113.3 | 404.4 | 3.00 |
| 1.14 | | 72.8 | 63.9 | 109.9 | 392.2 | 3.00 |
| 1.16 | | 71.6 | 63.8 | 109.7 | 391.3 | 3.00 |
| 2.00 | | 22.7 | 55.7 | | | 3.00 |
| 2.84 | | 44.6 | 63.8 | | | 3.00 |
| 2.86 | | 45.6 | 63.9 | | | 3.00 |
| 3.00 | | 53.2 | 64.8 | | | 3.00 |
| 3.28 | h0 | 68.5 | 66.5 | 119.8 | 427.6 | 3.00 |
| 3.85 | o | 99.1 | 70.0 | 133.5 | 476.4 | 3.29 |
| 4.00 | | | | | | |

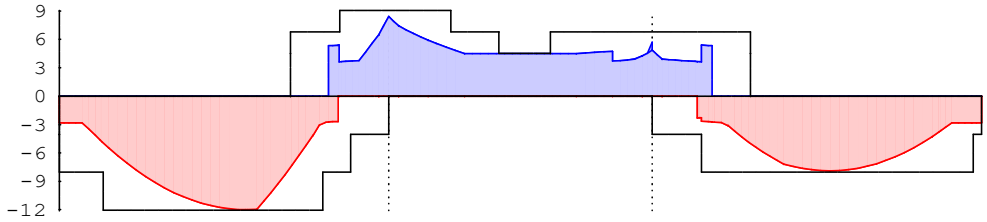
Пролёт 3

| x [м] | | max M [кНм] | min M [кНм] | Ash(I) [см$^2$] | Asв(I) [см$^2$] | Ash [см$^2$] | Asв [см$^2$] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| -0.00 | | -91.0 | -119.6 | 0.00 | 4.85 | 0.00 | 5.68 |
| 0.00 | | -91.0 | -119.6 | 0.00 | 4.85 | 0.00 | 4.85 |
| 0.15 | o | -73.7 | -96.4 | 0.00 | 3.89 | 0.00 | 3.89 |
| 0.91 | | 32.8 | -0.1 | 2.72 | 5.32 | 2.72 | 5.32 |
| 0.91 | | 33.1 | 0.1 | 2.72 | 0.00 | 2.72 | 0.00 |
| 1.00 | | 45.3 | 7.2 | 2.76 | 0.00 | 2.76 | 0.00 |
| 1.14 | | 63.5 | 17.8 | 3.08 | 0.00 | 3.08 | 0.00 |
| 1.16 | | 66.0 | 19.2 | 3.16 | 0.00 | 3.16 | 0.00 |
| 2.00 | | 148.7 | 65.4 | 7.17 | 0.00 | 7.17 | 0.00 |
| 2.69 | * | 163.6 | 82.3 | 7.89 | 0.00 | 7.89 | 0.00 |
| 3.00 | | 160.6 | 83.6 | 7.74 | 0.00 | 7.74 | 0.00 |
| 4.00 | | 111.0 | 61.7 | 5.33 | 0.00 | 5.33 | 0.00 |
| 4.85 | o | 20.6 | 11.8 | 2.82 | 0.00 | 2.82 | 0.00 |
| 5.00 | | 0.0 | 0.0 | 2.82 | 0.00 | 2.82 | 0.00 |

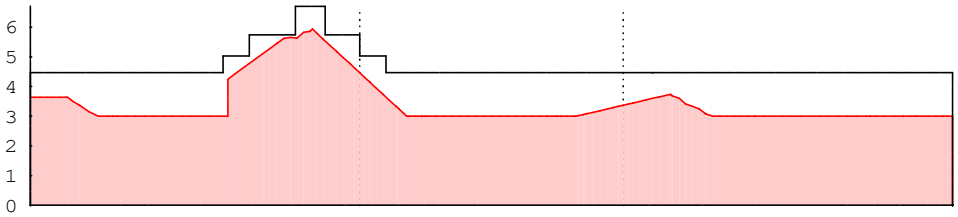
| x [м] | | $V_{Ed}$ [кН] | $V_{rdc}$ [кН] | $V_{rds}$ [кН] | $V_{rdmax}$ [кН] | $A_{sw}/s$ [см$^2$/м] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| -0.00 | | | | | | |
| 0.00 | | | | | | |
| 0.15 | o | 186.4 | 70.0 | 186.4 | 483.8 | 3.45 |
| 0.72 | h0 | 151.6 | 66.5 | 151.6 | 434.5 | 3.74 |
| 0.91 | | 139.8 | 67.6 | 139.8 | 428.4 | 3.49 |
| 0.91 | | 139.7 | 67.6 | 139.7 | 428.4 | 3.49 |
| 1.00 | | 134.2 | 68.5 | 134.2 | 425.6 | 3.37 |
| 1.14 | | 125.6 | 67.6 | 125.6 | 412.9 | 3.26 |
| 1.16 | | 124.3 | 67.5 | 124.3 | 411.9 | 3.23 |
| 2.00 | | 72.7 | 67.5 | 115.3 | 411.6 | 3.00 |
| 3.00 | | 18.8 | 67.5 | | | 3.00 |
| 4.00 | | 80.3 | 67.5 | 115.3 | 411.3 | 3.00 |
| 4.43 | h0 | 107.0 | 67.5 | 115.3 | 411.6 | 3.00 |
| 4.85 | o | 132.6 | 67.5 | 132.6 | 411.9 | 3.00 |
| 5.00 | | | | | | |

Констр. арматуры

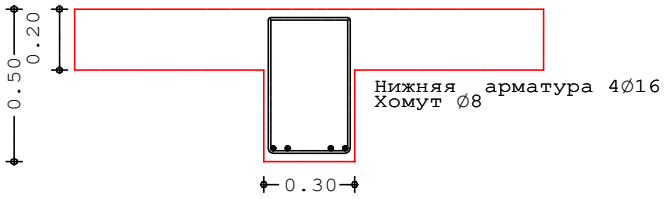
Продольная арматура $A_s$ [см$^2$]
М = 1 :115



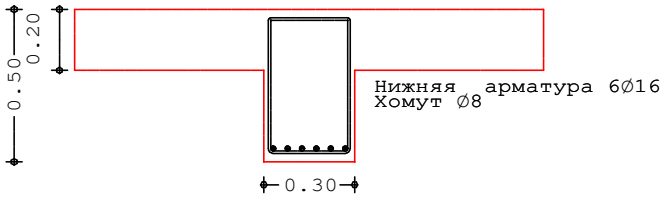

Поперечная арматура $A_{sw}/s$ [см$^2$/м]
М = 1 :115



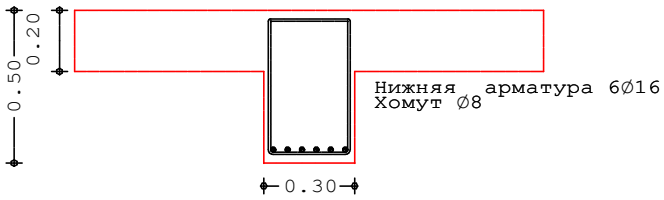

Пролет 1 схема армирования сечения с координатой x = 0.00
М = 1 :25



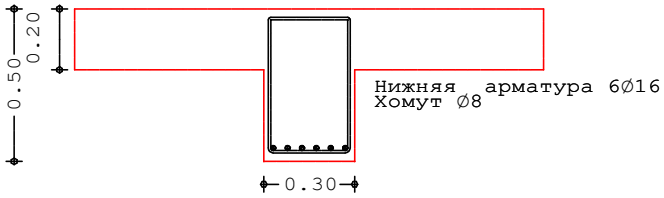

Пролет 1 схема армирования сечения с координатой x = 1.00
М = 1 :25



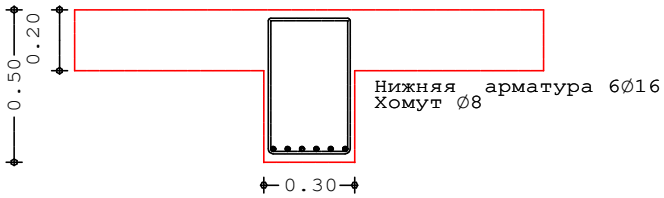

Пролет 1 схема армирования сечения с координатой x = 2.00
М = 1 :25



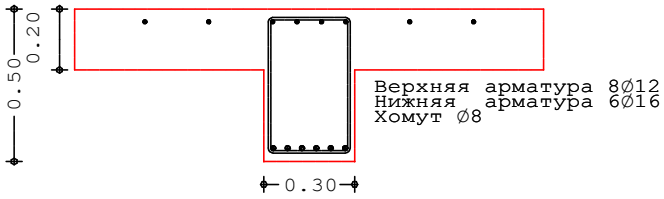
Пролет 1 схема армирования сечения с координатой x = 2.83
М = 1 :25



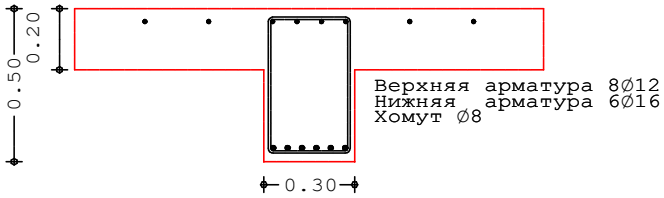

Пролет 1 схема армирования сечения с координатой x = 3.00
М = 1 :25



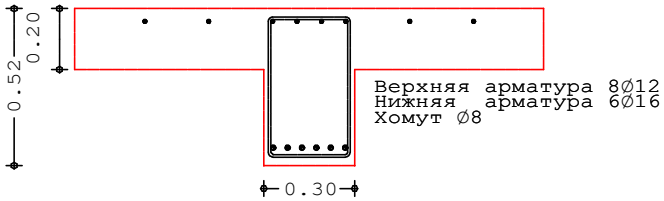

Пролет 1 схема армирования сечения с координатой x = 3.84
М = 1 :25



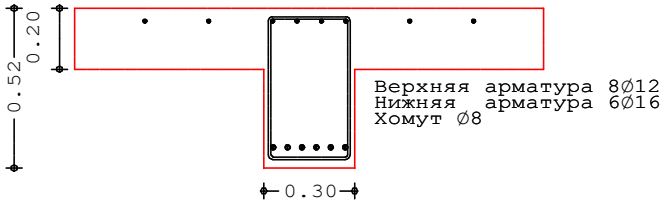

Пролет 1 схема армирования сечения с координатой x = 3.86
М = 1 :25



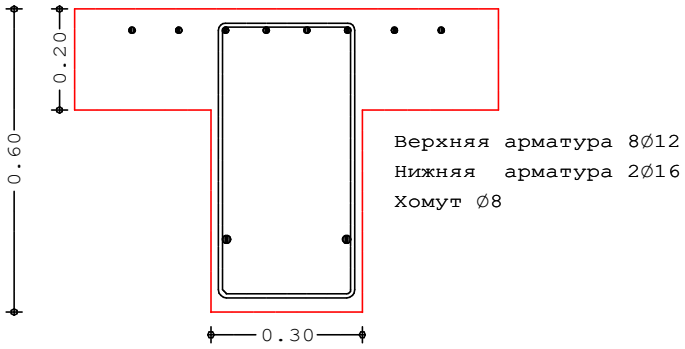

Пролет 1 схема армирования сечения с координатой x = 4.00
М = 1 :25



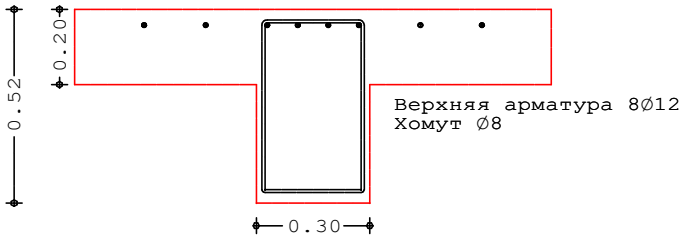
Пролет 1 схема армирования сечения с координатой x = 4.09
M = 1 :25



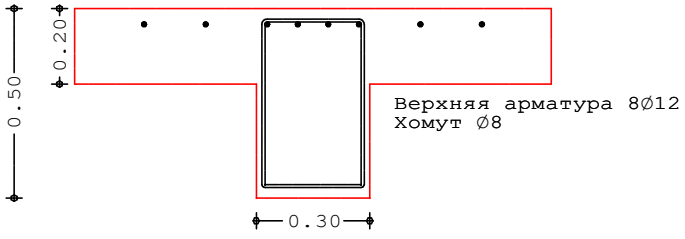

Пролет 2 схема армирования сечения с координатой x = 0.15
M = 1 :15



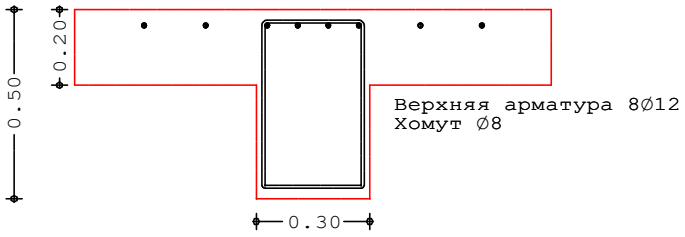

Пролет 2 схема армирования сечения с координатой x = 1.00
M = 1 :20



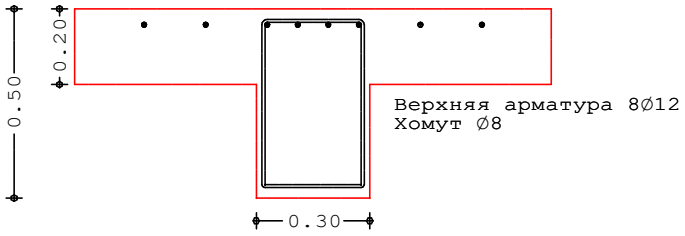

Пролет 2 схема армирования сечения с координатой x = 1.14
M = 1 :20



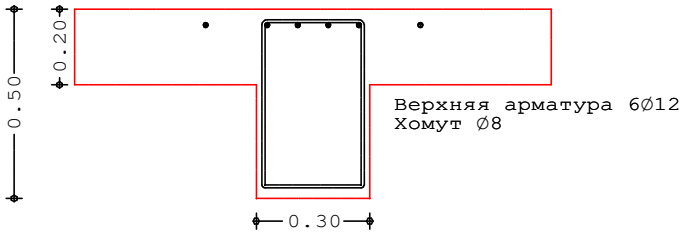
Пролет 2 схема армирования сечения с координатой x = 1.16
М = 1 :20



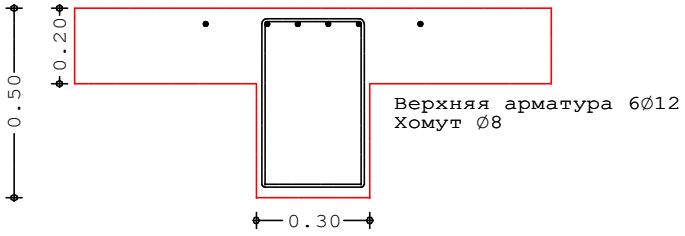

Пролет 2 схема армирования сечения с координатой x = 2.00
М = 1 :20



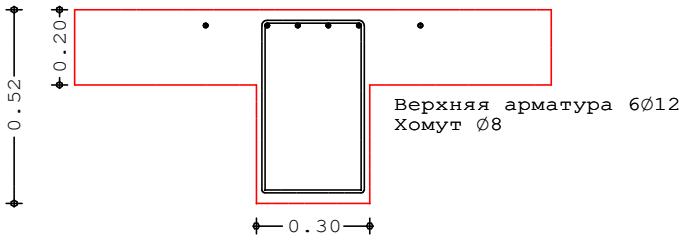

Пролет 2 схема армирования сечения с координатой x = 2.84
М = 1 :20



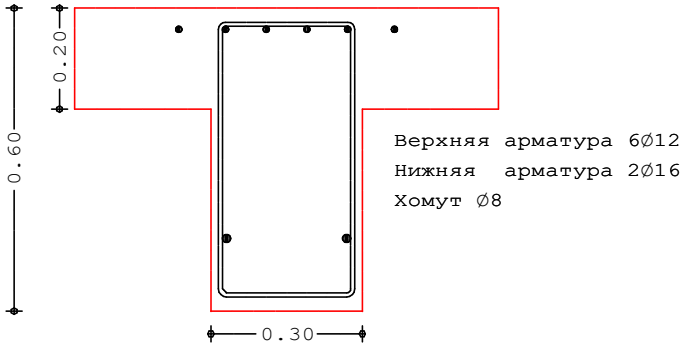

Пролет 2 схема армирования сечения с координатой x = 2.86
М = 1 :20



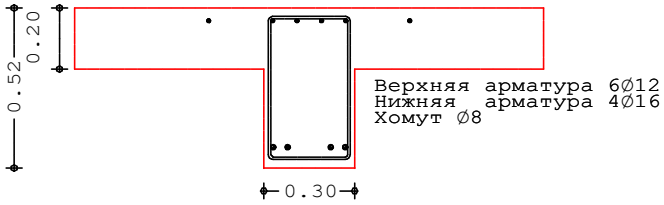

Пролет 2 схема армирования сечения с координатой x = 3.00
М = 1 :20



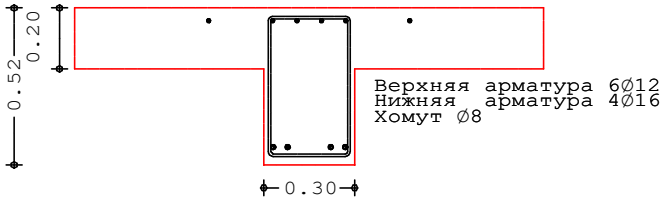
Пролет 2 схема армирования сечения с координатой x = 4.00
M = 1 :15



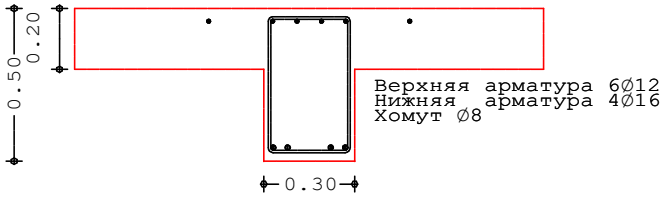

Пролет 3 схема армирования сечения с координатой x = 0.91
M = 1 :25



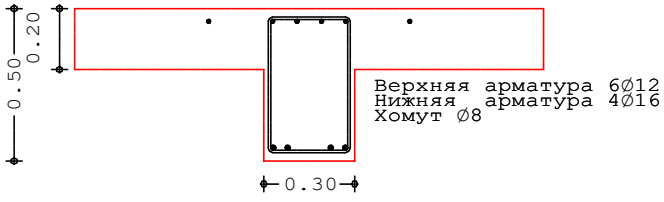

Пролет 3 схема армирования сечения с координатой x = 1.00
M = 1 :25



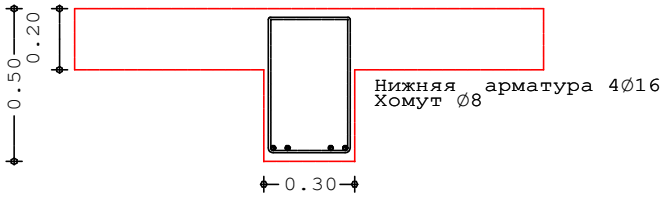

Пролет 3 схема армирования сечения с координатой x = 1.14
M = 1 :25



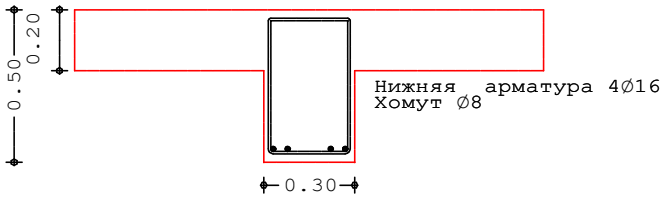

Пролет 3 схема армирования сечения с координатой x = 1.16
M = 1 :25



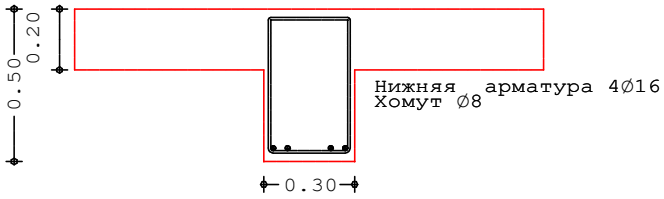
Пролет 3 схема армирования сечения с координатой x = 2.00
M = 1 :25




Пролет 3 схема армирования сечения с координатой x = 3.00
M = 1 :25




Пролет 3 схема армирования сечения с координатой x = 4.00
M = 1 :25




Продольн. арм.

| пролёт опора | тип | кол. | $d_s$ [мм] | ряд | $A_{sl}$ [см$^2$] | a [м] | l [м] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | н | 2 | 16 | 1 | 4.02 | -0.31 | 5.93 |
| 1 | н | 2 | 16 | 1 | 8.04 | -0.31 | 5.35 |
| 1 | н | 2 | 16 | 1 | 12.06 | 0.36 | 3.96 |
| 3 | н | 2 | 16 | 1 | 4.02 | -0.62 | 5.93 |
| 3 | н | 2 | 16 | 1 | 8.04 | 0.44 | 4.75 |

Продольн. арм.

| пролёт опора | тип | кол. | $d_s$ [мм] | ряд | $A_{sl}$ [см$^2$] | a [м] | l [м] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| B | в | 2 | 12 | 1 | 6.79 | 3.28 | 3.86 |
| C | в | 4 | 12 | 1 | 4.52 | -1.72 | 7.45 |
| B | в | 2 | 12 | 1 | 9.05 | 3.79 | 2.62 |
| C | в | 2 | 12 | 1 | 6.79 | 1.99 | 3.73 |

Длины приведены с учетом анкеровки

Хомуты

| Пролёт | кол. | срез. | ds [мм] | s [см] | $A_{sw}/s$ [см$^2$/м] | a [м] | l [м] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 14 | 2 | 8 | 23 | 4.47 | 0.00 | 2.93 |
| 1 | 2 | 2 | 8 | 20 | 5.03 | 2.93 | 0.40 |
| 1 | 4 | 2 | 8 | 18 | 5.74 | 3.33 | 0.70 |
| 1 | 3 | 2 | 8 | 15 | 6.70 | 4.03 | 0.45 |
| 1 | 3 | 2 | 8 | 18 | 5.74 | 4.48 | 0.53 |
| 1 | 2 | 2 | 8 | 20 | 5.03 | 5.00 | 0.40 |
| 2 | 18 | 2 | 8 | 23 | 4.47 | 0.40 | 4.05 |
| 3 | 21 | 2 | 8 | 23 | 4.47 | 0.45 | 4.72 |

| Тип арматуры | d [мм] | длина [м] | кол. | вес [кН] |
|---|---|---|---|---|
| стержневая арматура | 12 | 50.22 | | 0.44 |
| стержневая арматура | 16 | 51.84 | | 0.80 |
| хомуты | 8 | | 68 | |

Поперечная арматура препятствующая срезу между полкой и стенкой
$V_{rdc}$ = 0.48МПа, $V_{rdmax}$ = 4.50МПа, d = 8мм

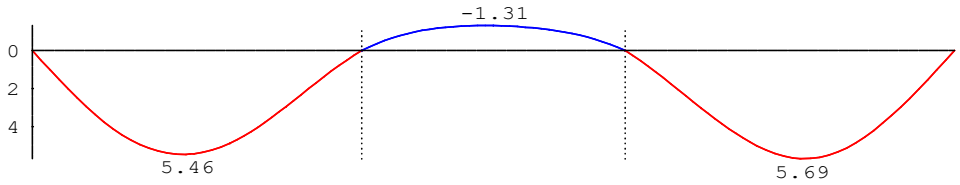
| Про-лет | x [м] | $V_{Ed}$ [МПа] | $A_{sw}/s$ [см$^2$/м] | s [см] | n | $A_{sw}/S$ [см$^2$/м] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 0.75 | 4.34 | 22 | 1x2 | 4.57 |
| | 0.22 | 0.69 | 3.99 | 24 | 1x2 | 4.19 |
| | 0.46 | 0.49 | 2.53 | 38 | 1x2 | 2.65 |
| | 3.11 | 0.44 | 0.00 | 20 | 1x2 | 5.03 |
| | 3.31 | 0.86 | 4.92 | 18 | 2x2 | 5.59 |
| | 3.67 | 0.95 | 5.44 | 16 | 4x2 | 6.28 |
| | 4.31 | 0.83 | 4.80 | 20 | 2x2 | 5.03 |
| | 4.71 | 0.84 | 4.86 | 18 | 2x2 | 5.59 |
| 2 | 0.07 | 0.47 | 0.33 | 40 | 1x2 | 2.51 |
| | 4.00 | 0.31 | 0.00 | 28 | 1x2 | 3.59 |
| 3 | 0.28 | 0.28 | 0.97 | 30 | 1x2 | 3.35 |
| | 0.58 | 0.47 | 2.18 | 28 | 2x2 | 3.59 |
| | 1.14 | 0.57 | 3.30 | 30 | 1x2 | 3.35 |
| | 1.44 | 0.50 | 2.86 | 34 | 1x2 | 2.96 |
| | 4.55 | 0.28 | 0.00 | 30 | 1x2 | 3.35 |
| | 4.85 | 0.58 | 3.33 | 15 | 1x2 | 6.70 |

Трещиностойкость допустимая ширина раскрытия трещин $w_{lim}$=0.30 мм

Нормальные трещины

| Про-лет | x [м] | | M [кНм] | $M_{crc}$ [кНм] | $\sigma_s$ [МПа] | $A_{c,eff}$ [см2] | $w_k$ [мм] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | | 0.0 | 48.1 | | | |
| | 0.15 | o | 13.5 | 48.1 | | | |
| | 1.00 | | 72.6 | 48.1 | 14.9 | 270.00 | 0.15 |
| | 2.00 | | 103.8 | 50.2 | 14.9 | 270.00 | 0.13 |
| | 2.83 | * | 98.2 | 50.2 | 14.9 | 270.00 | 0.12 |
| | 3.00 | | 93.5 | 50.2 | 14.9 | 270.00 | 0.11 |
| | 3.84 | | 27.5 | 48.1 | | | |
| | 3.86 | | 25.6 | 48.3 | | | |
| | 4.00 | | 11.6 | 51.1 | | | |
| | 4.09 | | 2.2 | 50.6 | | | |
| | 4.85 | o | -90.6 | -96.9 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| | 5.00 | | -111.7 | -96.9 | 14.0 | 714.00 | 0.19 |
| 2 | 0.00 | | -111.7 | -96.9 | 14.0 | 714.00 | 0.19 |
| | 0.15 | o | -99.1 | -96.9 | 14.0 | 714.00 | 0.16 |
| | 1.00 | | -45.0 | -88.4 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| | 1.14 | | -38.9 | -83.5 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| | 1.16 | | -38.1 | -83.2 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| | 2.00 | | -19.7 | -82.4 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| | 2.84 | | -30.5 | -83.2 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| | 2.86 | | -31.1 | -83.5 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| | 3.00 | | -35.9 | -88.4 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| | 3.85 | o | -82.3 | -96.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| | 4.00 | | -93.5 | -96.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 0.00 | | -93.6 | -96.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| | 0.15 | o | -75.1 | -96.0 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| | 0.91 | | 4.0 | 50.5 | | | |
| | 1.00 | | 11.7 | 48.9 | | | |
| | 1.14 | | 23.1 | 46.2 | | | |
| | 1.16 | | 24.7 | 46.1 | | | |
| | 2.00 | | 75.5 | 48.1 | 14.9 | 270.00 | 0.16 |
| | 2.69 | * | 91.3 | 48.1 | 14.9 | 270.00 | 0.20 |
| | 3.00 | | 91.8 | 48.1 | 14.9 | 270.00 | 0.20 |
| | 4.00 | | 66.6 | 48.1 | 14.9 | 270.00 | 0.14 |
| | 4.85 | o | 12.6 | 48.1 | | | |
| | 5.00 | | 0.0 | 48.1 | | | |

Прогибы [мм]
М = 1 :115




Прогибы

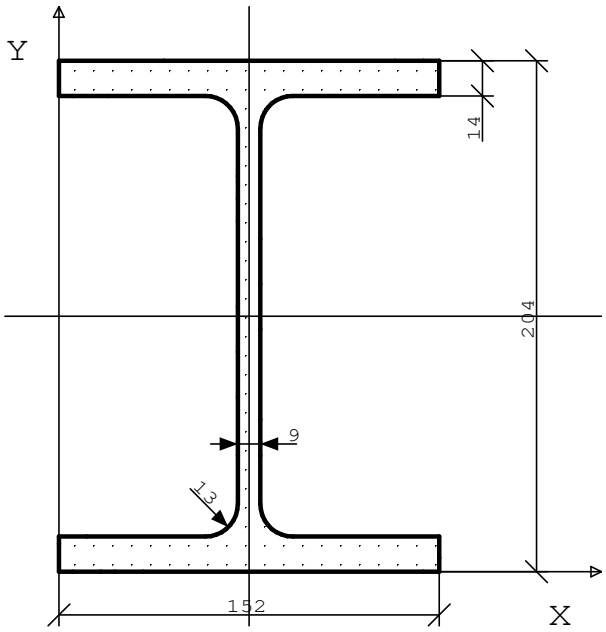
| Пролет | x [м] | | M [кНм] | 100/$\rho_I$ [1/м] | 100/$\rho_{II}$ [1/м] | 100/$\rho$ [1/м] | w [мм] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| | 1.00 | | 72.6 | 0.15 | 0.00 | 0.15 | 3.50 |
| | 2.00 | | 103.7 | 0.21 | 0.25 | 0.24 | 5.35 |
| | 2.33 | * | 105.0 | 0.21 | 0.25 | 0.24 | 5.46 |
| | 3.00 | | 93.5 | 0.19 | 0.22 | 0.21 | 4.89 |
| | 4.00 | | 11.6 | 0.02 | 0.00 | 0.02 | 2.55 |
| | 5.00 | | -111.7 | -0.16 | 0.00 | -0.16 | 0.00 |
| 2 | 0.00 | | -111.7 | -0.16 | 0.00 | -0.16 | -0.00 |
| | 1.00 | | -45.0 | -0.09 | 0.00 | -0.09 | -1.10 |
| | 2.00 | * | -19.7 | -0.04 | 0.00 | -0.04 | -1.31 |
| | 3.00 | | -35.9 | -0.07 | 0.00 | -0.07 | -1.01 |
| | 4.00 | | -93.6 | -0.13 | 0.00 | -0.13 | -0.00 |
| 3 | 0.00 | | -93.6 | -0.13 | 0.00 | -0.13 | 0.00 |
| | 1.00 | | 11.7 | 0.02 | 0.00 | 0.02 | 2.61 |
| | 2.00 | | 75.5 | 0.15 | 0.26 | 0.21 | 5.02 |
| | 2.67 | * | 91.0 | 0.18 | 0.31 | 0.27 | 5.69 |
| | 3.00 | | 91.8 | 0.18 | 0.32 | 0.28 | 5.58 |
| | 4.00 | | 66.6 | 0.13 | 0.00 | 0.13 | 3.55 |
| | 5.00 | | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |

Расчет выполнен модулем 305 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t308 Предельные кривые стального сечения

Сечение

Профиль 20Ш3 двутавр широкополочный, ГОСТ Р 57837—2017
М = 1 : 3




Параметры сечения

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| высота | h = | 204мм | ширина | b = | 152мм |
| толщ.полки | t = | 14.0мм | толщ.стенки | $t_w$ = | 9.0мм |
| Площадь | A = | 59.9см$^2$ | | | |
| Моменты инерции | | | | | |
| | $I_x$ = | 4362см$^4$ | | | |
| | $I_y$ = | 821см$^4$ | | | |
| Моменты сопротивления | | | | | |
| | $W_x$ = | 428см$^3$ | | $W_y$ = | 108см$^3$ |
| | $W_{plx}$ = | 486см$^3$ | | $W_{ply}$ = | 166см$^3$ |

Материал сечения **сталь С255 ГОСТ 27772-2015**
мод.упруг. E = 206 ГПА расч.сопр. $R_y$ = 250МПа

Диаграмма деформирования стали.

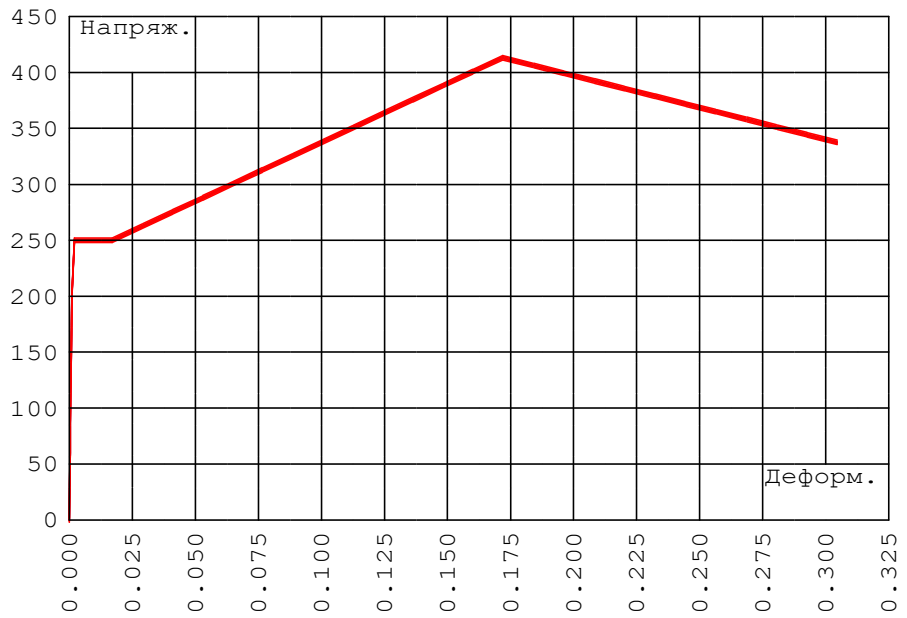


Диаграмма Mx - N  область допустимых значений при My = 0.0 кН*м.

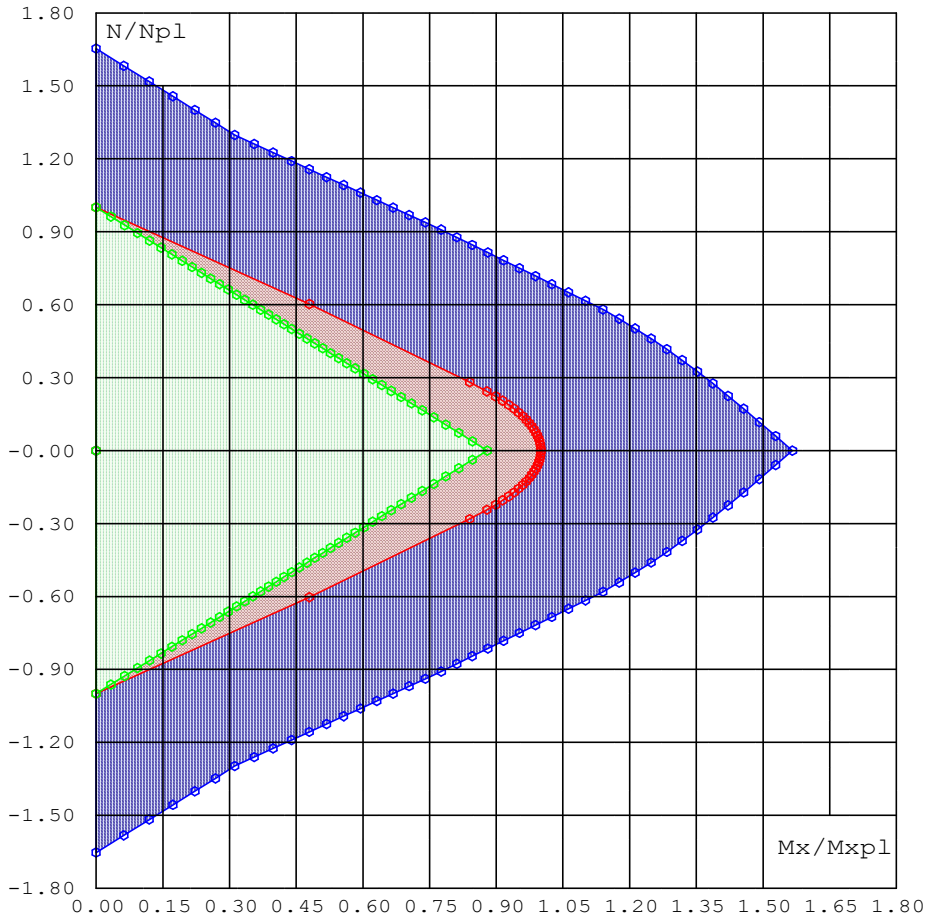



Таблица Mx - N

| $M_x$ / $M_{xpl}$ | $N_{el}$ / $R_yA$ | $N_{pl}$ / $R_yA$ | $N_{dg}$ / $R_yA$ | $M_x$ / $M_{xpl}$ | $N_{el}$ / $R_yA$ | $N_{pl}$ / $R_yA$ | $N_{dg}$ / $R_yA$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.00 | -1.00 | -1.00 | -1.65 | 0.00 | 1.00 | 1.00 | 1.65 |
| 0.16 | -0.82 | -0.87 | -1.48 | 0.16 | 0.82 | 0.87 | 1.48 |
| 0.31 | -0.64 | -0.74 | -1.30 | 0.31 | 0.64 | 0.74 | 1.30 |
| 0.47 | -0.47 | -0.61 | -1.17 | 0.47 | 0.47 | 0.61 | 1.17 |
| 0.63 | -0.29 | -0.47 | -1.03 | 0.63 | 0.29 | 0.47 | 1.03 |
| 0.78 | -0.11 | -0.33 | -0.90 | 0.78 | 0.11 | 0.33 | 0.90 |
| 0.94 | | -0.17 | -0.76 | 0.94 | | 0.17 | 0.76 |
| 1.10 | | | -0.62 | 1.10 | | | 0.62 |
| 1.25 | | | -0.45 | 1.25 | | | 0.45 |
| 1.41 | | | -0.24 | 1.41 | | | 0.24 |
| 1.57 | | | 0.00 | 1.57 | | | 0.00 |

Диаграмма My - N область допустимых значений при Mx = 0.0 кН*м.

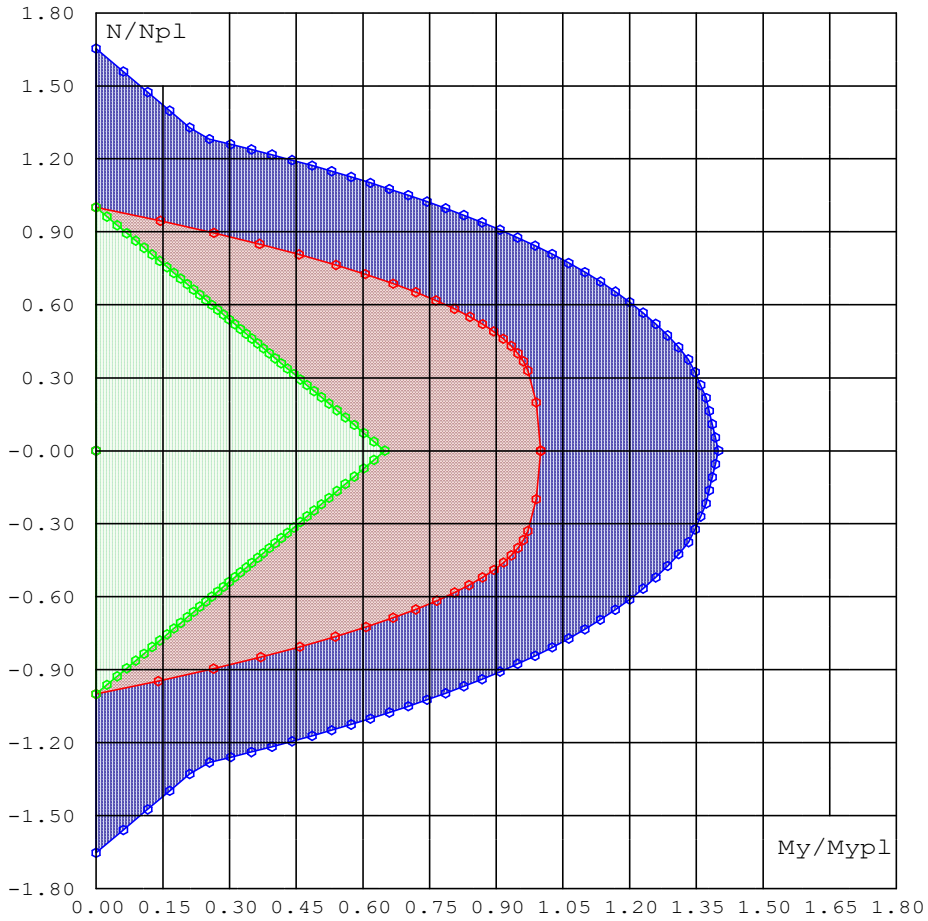



Таблица My - N

| $M_y$ / $M_{ypl}$ | $N_{el}$ / $R_yA$ | $N_{pl}$ / $R_yA$ | $N_{dg}$ / $R_yA$ | $M_y$ / $M_{ypl}$ | $N_{el}$ / $R_yA$ | $N_{pl}$ / $R_yA$ | $N_{dg}$ / $R_yA$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.00 | -1.00 | -1.00 | -1.65 | 0.00 | 1.00 | 1.00 | 1.65 |
| 0.14 | -0.78 | -0.95 | -1.44 | 0.14 | 0.78 | 0.95 | 1.44 |
| 0.28 | -0.57 | -0.89 | -1.27 | 0.28 | 0.57 | 0.89 | 1.27 |
| 0.42 | -0.35 | -0.82 | -1.21 | 0.42 | 0.35 | 0.82 | 1.21 |
| 0.56 | -0.14 | -0.75 | -1.13 | 0.56 | 0.14 | 0.75 | 1.13 |
| 0.70 | | -0.67 | -1.05 | 0.70 | | 0.67 | 1.05 |
| 0.84 | | -0.55 | -0.96 | 0.84 | | 0.55 | 0.96 |
| 0.98 | | -0.27 | -0.85 | 0.98 | | 0.27 | 0.85 |
| 1.12 | | | -0.71 | 1.12 | | | 0.71 |
| 1.26 | | | -0.52 | 1.26 | | | 0.52 |
| 1.40 | | | 0.00 | 1.40 | | | 0.00 |

Диаграмма My - Mx область допустимых значений при N = 0.0 кН.

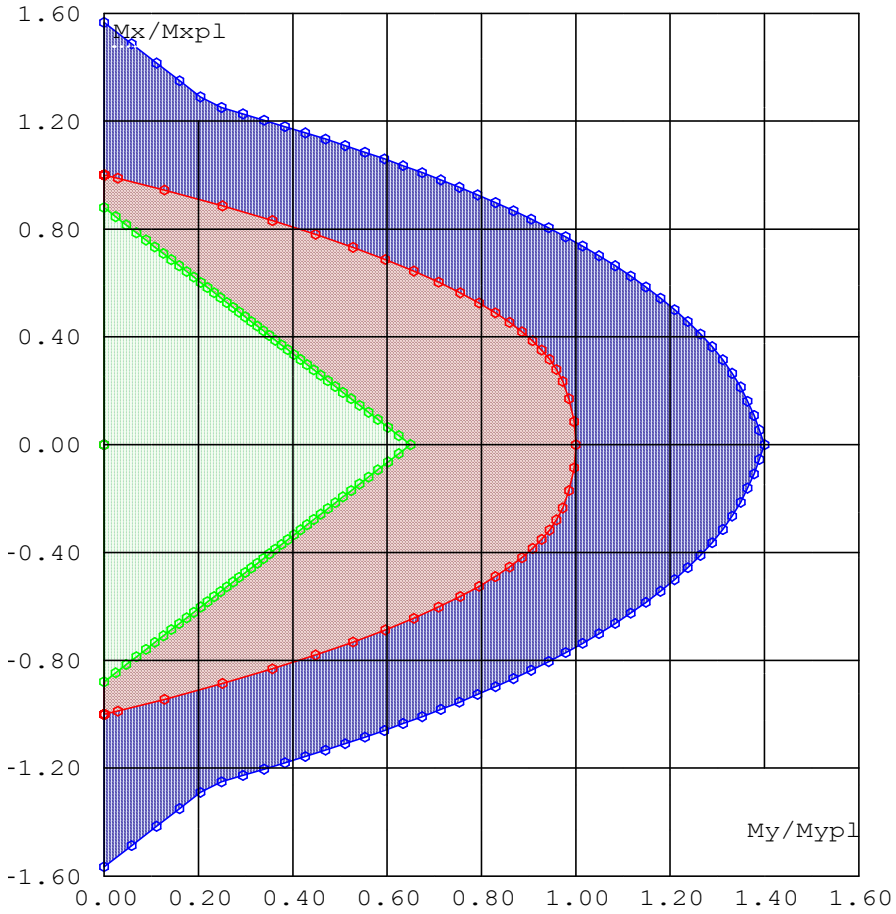



Таблица My - Mx

| $M_y$ / $M_{ypl}$ | $M_{xel}$ / $M_{xpl}$ | $M_{xpl}$ / $M_{xpl}$ | $M_{xdg}$ / $M_{xpl}$ | $M_y$ / $M_{ypl}$ | $M_{xel}$ / $M_{xpl}$ | $M_{xpl}$ / $M_{xpl}$ | $M_{xdg}$ / $M_{xpl}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.00 | -0.88 | -nan(ind) | -1.57 | 0.00 | 0.88 | 1.00 | 1 |
| 0.14 | -0.69 | -0.94 | -1.38 | 0.14 | 0.69 | 0.94 | 1.38 |
| 0.28 | -0.50 | -0.87 | -1.23 | 0.28 | 0.50 | 0.87 | 1.23 |
| 0.42 | -0.31 | -0.80 | -1.16 | 0.42 | 0.31 | 0.80 | 1.16 |
| 0.56 | -0.12 | -0.71 | -1.08 | 0.56 | 0.12 | 0.71 | 1.08 |
| 0.70 | | -0.61 | -0.99 | 0.70 | | 0.61 | 0.99 |
| 0.84 | | -0.48 | -0.89 | 0.84 | | 0.48 | 0.89 |
| 0.98 | | -0.20 | -0.77 | 0.98 | | 0.20 | 0.77 |
| 1.12 | | | -0.62 | 1.12 | | | 0.62 |
| 1.26 | | | -0.42 | 1.26 | | | 0.42 |
| 1.40 | | | | 1.40 | | | |

Примечание: штриховка областей допустимых значений

сечение 3-го класса

сечение 1-го класса

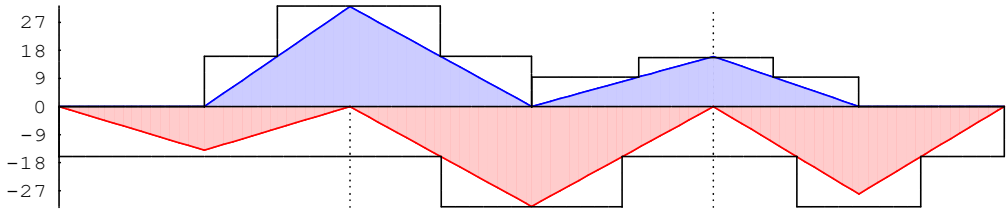
обобщённая диаграмма деформирования

Расчет выполнен модулем 308 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t309 Конструирование арматуры в балке

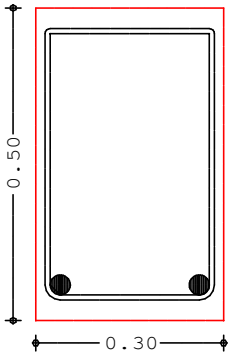
Констр. арматуры

As [см2] Продольная арматура
M = 1 :104




Asw/s [см2/м] Поперечная арматура
M = 1 :104

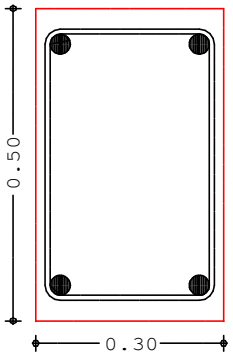
Пролет 1 схема армирования сечения с координатой x = 0.00
M = 1 :12




Нижняя арматура 2Ø32

Хомут Ø8

Пролет 1 схема армирования сечения с координатой x = 2.00
M = 1 :12

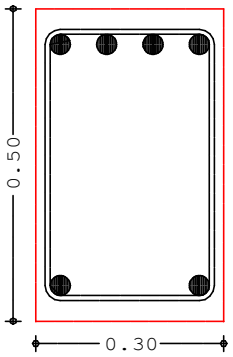



Верхняя арматура 2Ø32

Нижняя арматура 2Ø32

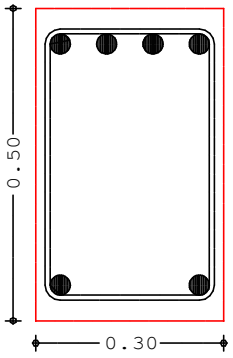
Хомут Ø8

Пролет 2 схема армирования сечения с координатой x = 0.00
М = 1 :12



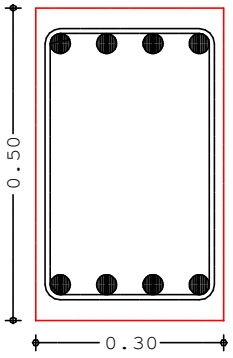

Верхняя арматура 4Ø32
Нижняя арматура 2Ø32
Хомут Ø8

Пролет 2 схема армирования сечения с координатой x = 0.15
М = 1 :12



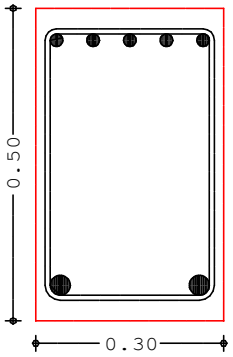

Верхняя арматура 4Ø32
Нижняя арматура 2Ø32
Хомут Ø8

Пролет 2 схема армирования сечения с координатой x = 2.50
М = 1 :12



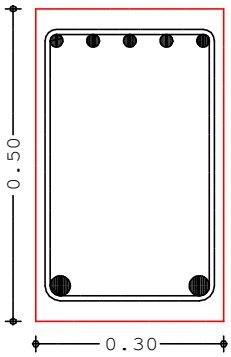

Верхняя арматура 4Ø32
Нижняя арматура 4Ø32
Хомут Ø8

Пролет 2 схема армирования сечения с координатой x = 4.85
М = 1 :12




Верхняя арматура 5Ø20
Нижняя арматура 2Ø32
Хомут Ø8

Пролет 3 схема армирования сечения с координатой x = 0.00
М = 1 :12

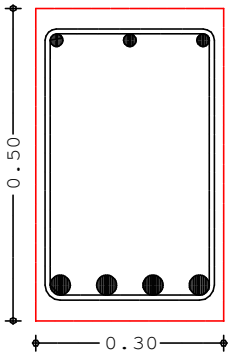



Верхняя арматура 5Ø20

Нижняя арматура 2Ø32

Хомут Ø8

Пролет 3 схема армирования сечения с координатой x = 2.00
М = 1 :12

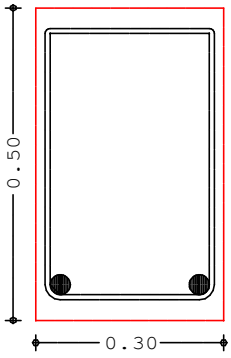



Верхняя арматура 3Ø20

Нижняя арматура 4Ø32

Хомут Ø8

Пролет 3 схема армирования сечения с координатой x = 4.00
М = 1 :12




Нижняя арматура 2Ø32

Хомут Ø8

Продольн. арм.

| пролёт опора | тип | кол. | ds [мм] | ряд | Asl [см2] | a [м] | l [м] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 2 | н | 2 | 32 | 1 | 16.08 | -4.48 | 13.96 |
| 2 | н | 2 | 32 | 1 | 32.17 | 0.65 | 3.70 |
| 3 | н | 2 | 32 | 1 | 32.17 | 0.54 | 2.91 |
| B | в | 2 | 32 | 1 | 16.08 | 1.52 | 5.46 |
| B | в | 2 | 32 | 1 | 32.17 | 2.40 | 3.45 |
| C | в | 3 | 20 | 1 | 9.42 | 2.20 | 5.10 |
| C | в | 2 | 20 | 1 | 15.71 | 3.52 | 2.76 |

Длины приведены с учетом анкеровки

Хомуты

| Пролёт | кол. | срез. | ds [мм] | s [см] | Asw/s [см2/м] | a [м] | l [м] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 35 | 2 | 8 | 12 | 8.38 | 0.00 | 4.08 |
| 2 | 42 | 2 | 8 | 12 | 8.38 | 0.08 | 5.04 |
| 3 | 33 | 2 | 8 | 12 | 8.38 | 0.12 | 3.96 |

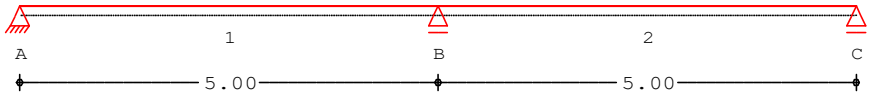
| Тип арматуры | d [мм] | длина [м] | кол. | вес [кН] |
|---|---|---|---|---|
| стержневая арматура | 32 | 58.96 | | 3.65 |
| стержневая арматура | 20 | 20.81 | | 0.50 |
| хомуты | 8 | | 111 | |

Расчет выполнен модулем 309 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

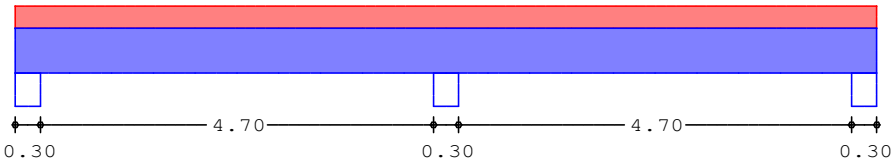
## Поз. t310 Двухпролетная балка

Расчётная схема

М = 1 :90




М = 1 :90




Размеры

| Пролёт опора | l [м] | $b_п$ [см] | $h_п$ [см] | $b_р$ [см] | $h_р$ [см] | EI [кН*м$^2$] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 5.00 | 122.2 | 20.0 | 0.0 | 0.0 | 223514 |
| 2 | 5.00 | 122.2 | 20.0 | 0.0 | 0.0 | 223514 |
| A | | 95.7 | 20.0 | 0.0 | 0.0 | 209816 |
| B | | 78.5 | 20.0 | 0.0 | 0.0 | 198853 |
| C | | 95.7 | 20.0 | 0.0 | 0.0 | 209816 |

Опоры

| Опора | t [см] | Опора | t [см] |
|---|---|---|---|
| A | 30.0 | B | 30.0 |
| C | 30.0 | | |

Модуль упругости бетона E =30000.0 МПа

Воздействия

| № | Тип воздействия | Описание |
|---|---|---|
| 1 | Постоянное | Собственный вес ж/б конструкций |
| 2 | Кратковременное | Равномерно распределенная нагрузка - жилые помещения |

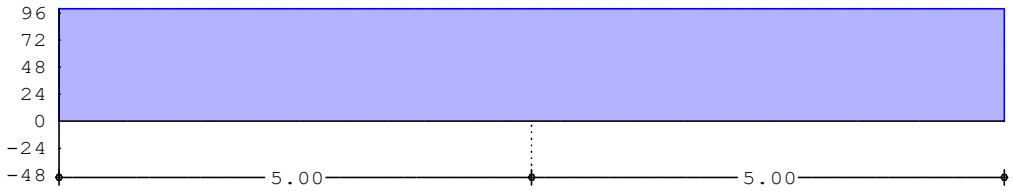
Характеристики воздействий

| № | $\gamma_f$ | $k_1$ | учет С | учет О | группа несоч. | знак | распред по прол |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1.10 | | | | | | |
| 2 | 1.30 | 0.35 | + | + | | | неблаг. |

учет С - кратковр. нагрузка учитывают в сейсм. РСН
учет О - кратковр. нагрузка учитывают в особом РСН

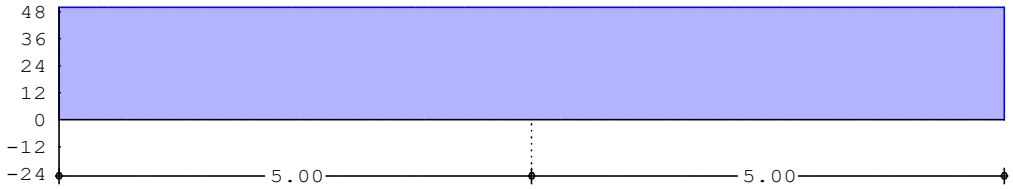
Нагружение

Нагружение 1 постоянные нагрузки $\gamma_f$ = 1.10
М = 1 :80




| | N. | Пролёт опора | a [м] | s [м] | $p_л$/P $p_п$/M [кН/м, кН, кНм] |
|---|---|---|---|---|---|
| Равномерн. | 1 | 1-2 | | | 100.00 |

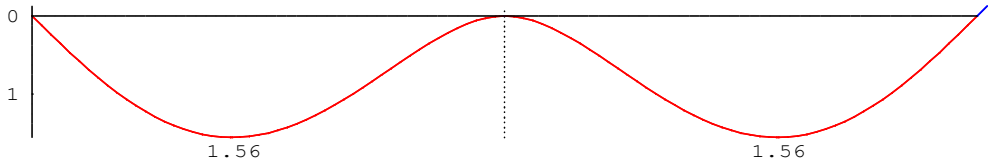
Нагружение 2 кратковременные нагрузки $\gamma_f$ = 1.30
М = 1 :80



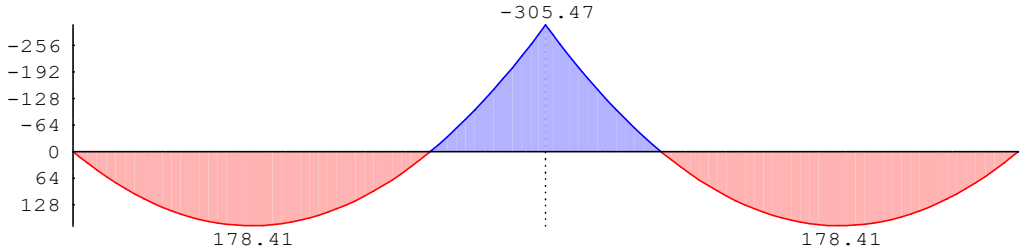

| | N. | Пролёт опора | a [м] | s [м] | $p_л$/P $p_п$/M [кН/м, кН, кНм] |
|---|---|---|---|---|---|
| Равномерн. | 1 | 1-2 | | | 50.00 |

Усилия в сечении по линейно упругой теории

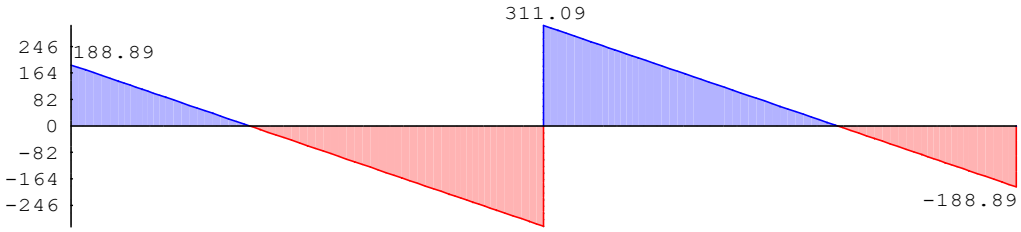
Нагружение 1 прогибы fупр [мм]
М = 1 :80




Нагружение 1 моменты Mупр [кНм]
М = 1 :80



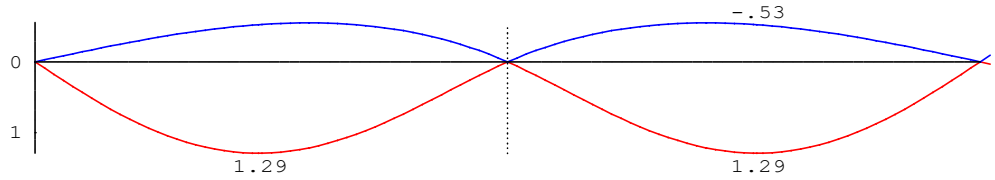
Нагружение 1 поперечные силы Qупр [кН]
М = 1 :80



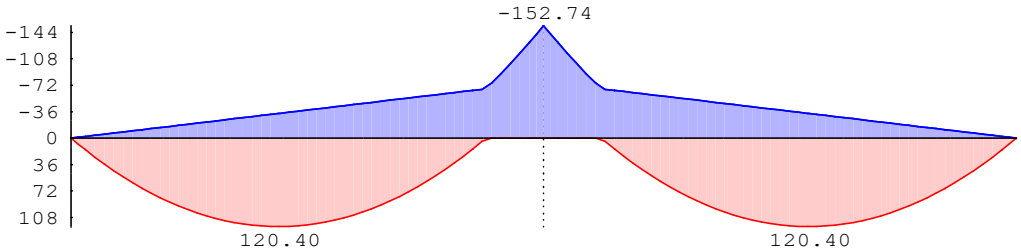

Нагружение 1

| Пролёт | x [м] | | max $M_{упр}$ [кНм] | min $M_{упр}$ [кНм] | max $Q_{упр}$ [кН] | min $Q_{упр}$ [кН] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | | 0.00 | 0.00 | 188.90 | 188.90 |
| | 0.15 | o | 27.21 | 27.21 | 173.90 | 173.90 |
| | 1.25 | | 157.94 | 157.94 | 63.90 | 63.90 |
| | 1.89 | * | 178.41 | 178.41 | -0.00 | -0.00 |
| | 2.50 | | 159.75 | 159.75 | -61.10 | -61.10 |
| | 3.75 | | 5.19 | 5.19 | -186.10 | -186.10 |
| | 4.85 | o | -259.96 | -259.96 | -296.10 | -296.10 |
| | 5.00 | | -305.50 | -305.50 | -311.10 | -311.10 |
| | 5.00 | * | -305.50 | -305.50 | -311.10 | -311.10 |
| 2 | 0.00 | | -305.50 | -305.50 | 311.10 | 311.10 |
| | 0.15 | o | -259.96 | -259.96 | 296.10 | 296.10 |
| | 1.25 | | 5.19 | 5.19 | 186.10 | 186.10 |
| | 2.50 | | 159.75 | 159.75 | 61.10 | 61.10 |
| | 3.11 | * | 178.41 | 178.41 | 0.00 | 0.00 |
| | 3.75 | | 157.94 | 157.94 | -63.90 | -63.90 |
| | 4.85 | o | 27.21 | 27.21 | -173.90 | -173.90 |

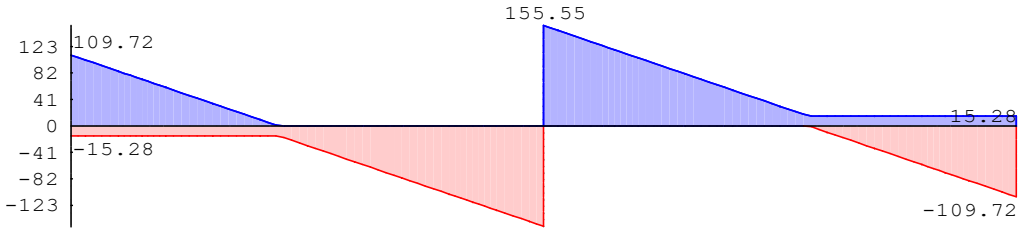
Нагружение 2 огибающая прогибов fупр [мм]
М = 1 :80




Нагружение 2 огибающая моментов Мупр [кНм]
М = 1 :80



Нагружение 2 огибающая поперечных сил Qупр [кН]
M = 1 :80



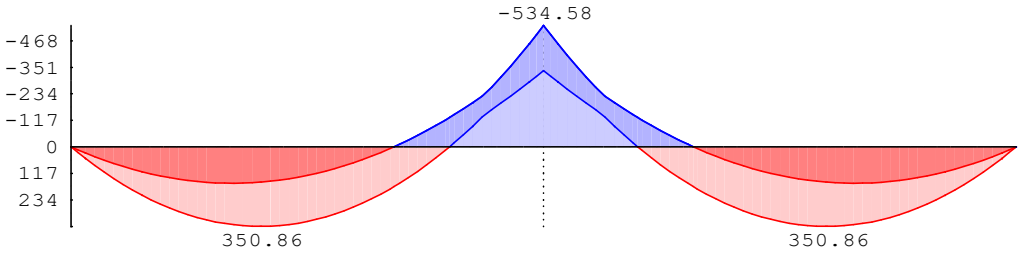

Нагружение 2

| Пролёт | x [м] | | max $M_{упр}$ [кНм] | min $M_{упр}$ [кНм] | max $Q_{упр}$ [кН] | min $Q_{упр}$ [кН] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | | 0.00 | -0.00 | 109.72 | -15.28 |
| | 0.15 | o | 15.90 | -2.29 | 102.22 | -15.28 |
| | 1.25 | | 98.06 | -19.09 | 47.22 | -15.28 |
| | 2.19 | * | 120.40 | -33.52 | 0.93 | -16.20 |
| | 2.50 | | 118.06 | -38.19 | 0.00 | -30.55 |
| | 3.75 | | 59.88 | -57.28 | 0.00 | -93.05 |
| | 4.85 | o | 0.00 | -129.98 | 0.00 | -148.05 |
| | 5.00 | | 0.00 | -152.75 | 0.00 | -155.55 |
| 2 | 0.00 | | 0.00 | -152.75 | 155.55 | 0.00 |
| | 0.15 | o | 0.00 | -129.98 | 148.05 | 0.00 |
| | 1.25 | | 59.88 | -57.28 | 93.05 | 0.00 |
| | 2.50 | | 118.06 | -38.19 | 30.55 | 0.00 |
| | 2.81 | * | 120.40 | -33.52 | 16.20 | -0.93 |
| | 3.75 | | 98.06 | -19.09 | 15.28 | -47.22 |
| | 4.85 | o | 15.90 | -2.29 | 15.28 | -102.22 |

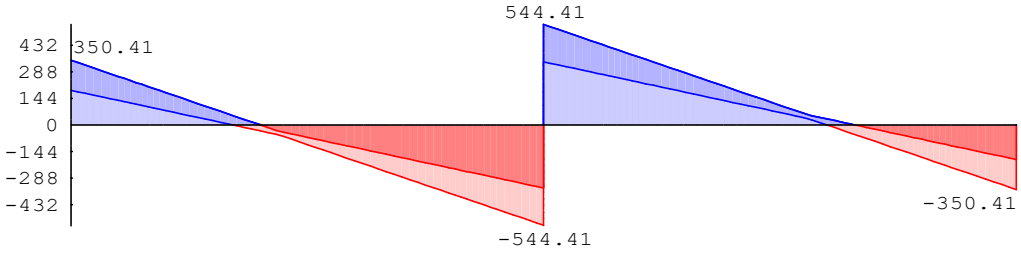
Реакции опор

| Нагружение | опора | max [кН] | min [кН] |
|---|---|---|---|
| 1 | A | 188.90 | 188.90 |
| | B | 622.20 | 622.20 |
| | C | 188.90 | 188.90 |
| 2 | A | 109.72 | -15.28 |
| | B | 311.10 | 0.00 |
| | C | 109.72 | -15.28 |

РСУ Сочетания усилий согласно СП 20.13330.2016
Момент M [кНм] основные сочетания усилий
M = 1 :80




Попер. сила Q [кН] основные сочетания усилий
M = 1 :80



| Пролёт | x [м] | | max $M_{рсу}$ [кНм] | min $M_{рсу}$ [кНм] | max $Q_{рсу}$ [кН] | min $Q_{рсу}$ [кН] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | | 0.00 | 0.00 | 350.43 | 187.93 |
| | 0.15 | o | 50.60 | 26.95 | 324.18 | 171.43 |
| | 1.25 | | 301.22 | 148.91 | 131.68 | 50.43 |
| | 2.00 | * | 350.86 | 155.78 | -0.00 | -32.34 |
| | 2.50 | | 329.20 | 126.08 | -67.21 | -106.93 |
| | 3.75 | | 83.55 | -68.76 | -204.71 | -325.68 |
| | 4.85 | o | -285.96 | -454.94 | -325.71 | -518.18 |
| | 5.00 | | -336.05 | -534.62 | -342.21 | -544.42 |
| 2 | 0.00 | | -336.05 | -534.62 | 544.42 | 342.21 |
| | 0.15 | o | -285.96 | -454.94 | 518.18 | 325.71 |
| | 1.25 | | 83.55 | -68.76 | 325.68 | 204.71 |
| | 2.50 | | 329.20 | 126.08 | 106.93 | 67.21 |
| | 3.00 | * | 350.86 | 155.78 | 32.34 | 0.00 |
| | 3.75 | | 301.22 | 148.91 | -50.43 | -131.68 |
| | 4.85 | o | 50.60 | 26.95 | -171.43 | -324.18 |

Сочетания реакций в опорах

| Сочетание | опора | max [кН] | min [кН] |
|---|---|---|---|
| основные РСУ | A | 350.43 | 187.93 |
| | B | 1088.85 | 684.42 |
| | C | 350.43 | 187.93 |

Расчёт по прочности

По СП 63.13330.2018 с использованием трехлинейной диаграммы состояния бетона и СП 266.1325800.2016.

**Бетон B 25 (тяжелый). Арматурная сталь A500.**
**Коэффициент условий работы бетона $\gamma_b$ = 0.90**
**Профиль: сварной двутавр h = 400 мм**
**b = 200 мм**
**t = 14 мм**
**Сталь C 255 s = 12 мм**
**Коэффициент условий работы стали $\gamma_c$ = 1.00**

Нижняя арматура

| Пролёт | | x [м] | M [кНм] | $h_0$ [мм] | d [мм] | s/n [мм] | As [$см^2$] | $M_{пред}$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | п | 2.00 | 351 | 179 | 12 | 295 | 4.5 | 691 |
| 2 | п | 3.00 | 351 | 179 | 12 | 295 | 4.5 | 691 |

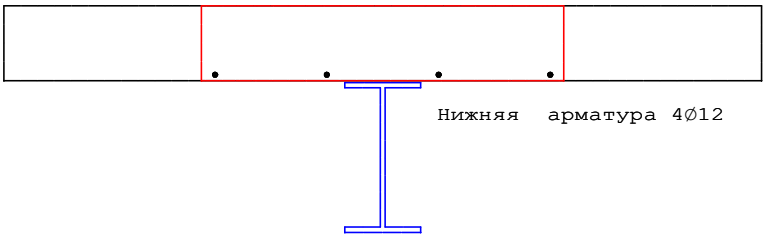
Верхняя арматура

| Опора | x [м] | l [м] | M [кНм] | $h_0$ [мм] | d [мм] | s [мм] | As [$см^2$] | $M_{пред}$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| B | -1.88 | 3.75 | 535 | 179 | 12 | 62 | 13.6 | 538 |

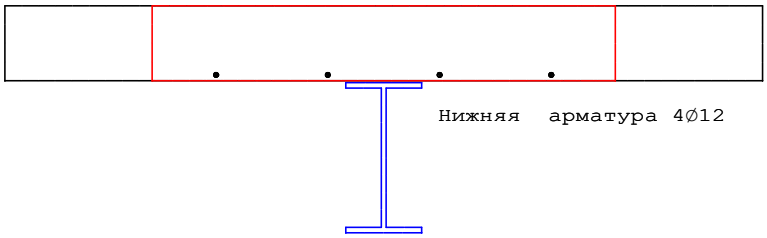
Длина стержней приведена с учетом анкеровки.

Опора A
M = 1 :20

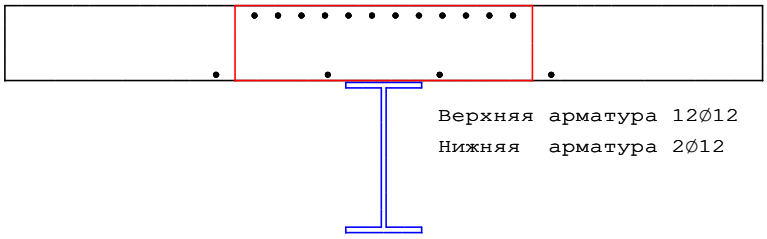
схема армирования сечения



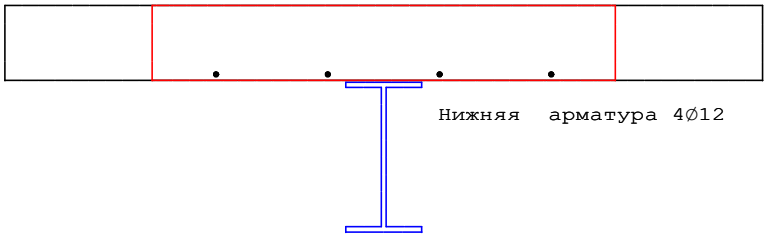
Пролет 1 схема армирования сечения с координатой x = 2.00
M = 1 :20



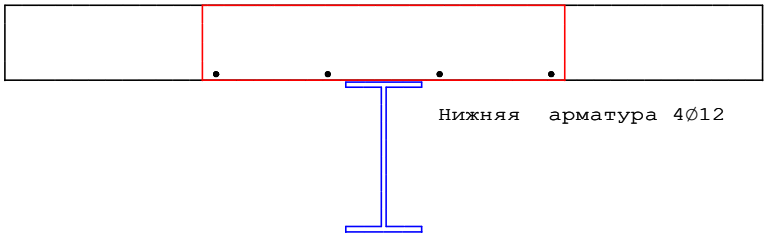

Опора B схема армирования сечения
M = 1 :20




Пролет 2 схема армирования сечения с координатой x = 3.00
M = 1 :20




Опора C схема армирования сечения
M = 1 :20




Проверка прочности

| Коорд. x [м] | Усилия My [кНм] | Qz [кН] | Плита M [кНм] | N [кН] | Профиль M [кНм] | Коэфф. использ. нор. | кас. |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.00 | 0.0 | 350.4 | -0.0 | 0.0 | -0.0 | 0.00 | 0.57 |
| 1.25 | 301.2 | 131.7 | 30.3 | 661.8 | 72.4 | 0.44 | 0.21 |
| 2.00 | 350.9 | -32.3 | 35.3 | 770.8 | 84.3 | 0.51 | 0.05 |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 2.50 | 329.2 | -106.9 | 33.1 | 723.2 | 79.1 | 0.48 | 0.17 |
| 3.75 | -68.8 | -325.7 | -14.1 | -79.2 | -40.6 | 0.13 | 0.53 |
| 5.00 | -534.6 | -544.4 | -143.7 | -645.7 | -298.6 | 0.99 | 0.88 |
| 5.00 | -534.6 | 544.4 | -143.7 | -645.7 | -298.6 | 0.99 | 0.88 |
| 6.25 | -68.8 | 325.7 | -14.1 | -79.2 | -40.6 | 0.13 | 0.53 |
| 7.50 | 329.2 | 106.9 | 33.1 | 723.2 | 79.1 | 0.48 | 0.17 |
| 8.00 | 350.9 | 32.3 | 35.3 | 770.8 | 84.3 | 0.51 | 0.05 |
| 8.75 | 301.2 | -131.7 | 30.3 | 661.8 | 72.4 | 0.44 | 0.21 |
| 10.00 | 0.0 | -350.4 | -0.0 | 0.0 | -0.0 | 0.00 | 0.57 |

Трещиностойкость

Предельно допустимая ширина раскрытия трещин принимается из условия обеспечения сохранности арматуры $a_{crc1}$=0.40мм $a_{crc2}$=0.30мм

Нормальные трещины

| Пролет опора | x [м] | Образование M [кНм] | $M_{crc}$ [кНм] | Продолжительные M [кНм] | $a_{crc2}$ [мм] | Непрод. $a_{crc1}$ [мм] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 2.00 | 297.2 | 678.2 | 219.8 | 0.000 | 0.000 |
| 2 | 3.00 | 297.2 | 678.2 | 219.8 | 0.000 | 0.000 |
| B | | 458.2 | 113.6 | 359.0 | 0.242 | 0.314 |

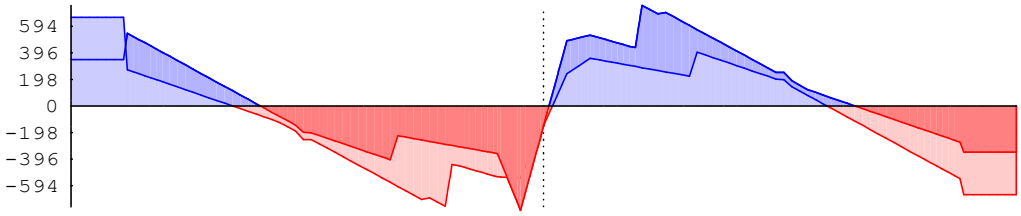
Соединение плиты

со стальным профилем с помощью гибких упоров диаметром 10мм и длиной 120мм по 3 упора в ряду.
Расчетное сопротивление стали упоров $R_y$ = 200 МПа
Несущая способность одного упора $P_{rd}$ = 11.42 кН

| Пролет | x [м] | S [кН/м] | s [мм] | n | P [кН/м] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 661.1 | 40 | 15 | 856.8 |
| | 0.60 | 539.6 | 60 | 5 | 571.2 |
| | 0.90 | 425.1 | 80 | 3 | 428.4 |
| | 1.14 | 333.1 | 100 | 2 | 342.7 |
| | 1.34 | 254.7 | 120 | 1 | 285.6 |
| | 1.46 | 208.6 | 160 | 1 | 214.2 |
| | 1.62 | 147.0 | 220 | 1 | 155.8 |
| | 1.84 | 104.6 | 300 | 1 | 114.2 |
| | 2.14 | 165.7 | 180 | 1 | 190.4 |
| | 2.32 | 256.9 | 120 | 2 | 285.6 |
| | 2.56 | 333.4 | 100 | 2 | 342.7 |
| | 2.76 | 425.3 | 80 | 3 | 428.4 |
| | 3.00 | 563.1 | 60 | 6 | 571.2 |
| | 3.36 | 741.0 | 40 | 16 | 856.8 |
| | 4.00 | 570.6 | 60 | 10 | 571.2 |
| | 4.60 | 764.6 | 40 | 6 | 856.8 |
| | 4.84 | 558.5 | 60 | 1 | 571.2 |
| | 4.90 | 404.0 | 80 | 1 | 428.4 |
| | 4.98 | 214.1 | 160 | 1 | 214.2 |
| 2 | 0.14 | 420.1 | 80 | 1 | 428.4 |
| | 0.22 | 570.6 | 60 | 13 | 571.2 |
| | 1.00 | 741.0 | 40 | 16 | 856.8 |
| | 1.64 | 563.1 | 60 | 6 | 571.2 |
| | 2.00 | 425.3 | 80 | 3 | 428.4 |
| | 2.24 | 333.4 | 100 | 2 | 342.7 |
| | 2.44 | 256.9 | 120 | 1 | 285.6 |
| | 2.56 | 236.3 | 140 | 1 | 244.8 |
| | 2.70 | 158.0 | 200 | 1 | 171.4 |
| | 2.90 | 94.6 | 340 | 1 | 100.8 |
| | 3.24 | 170.1 | 200 | 1 | 171.4 |
| | 3.44 | 223.9 | 140 | 1 | 244.8 |
| | 3.58 | 270.1 | 120 | 1 | 285.6 |
| | 3.70 | 310.1 | 100 | 1 | 342.7 |
| | 3.80 | 402.1 | 80 | 3 | 428.4 |
| | 4.04 | 539.6 | 60 | 6 | 571.2 |
| | 4.40 | 661.1 | 40 | 14 | 856.8 |

Общее количество гибких упоров 450 штук

Погонная сдвиг. сила S [кН/м], основные сочетания усилий
M = 1 :80




Несущая способность гибких упоров P [кН/м]
M = 1 :80

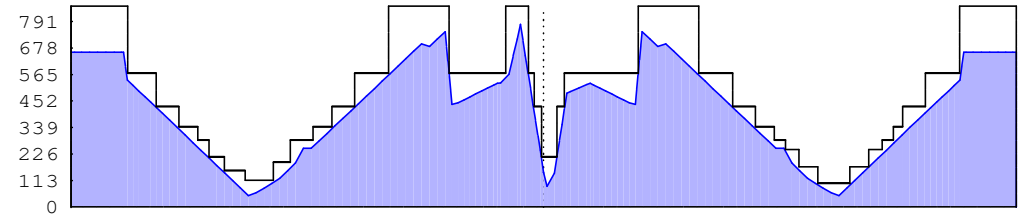
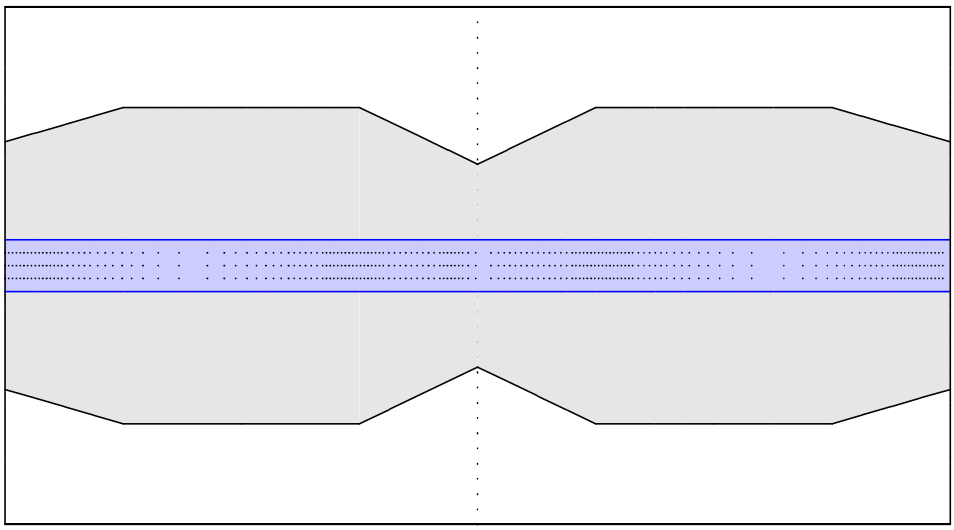
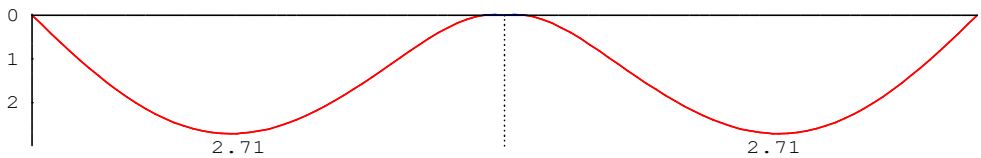



Схема установки гибких упоров и эффективная ширина плиты
M = 1 :80



Прогибы [мм]
M = 1 :80




Прогибы

| Пролет | x [м] | | $w_0$ [мм] | M [кНм] | 1000/r [1/м] | $w_1$ [мм] | w [мм] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | | 0.00 | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| | 1.25 | | 0.00 | 192.2 | 1.24 | 2.20 | 2.20 |
| | 2.17 | * | 0.00 | 294.9 | 1.39 | 2.71 | 2.71 |

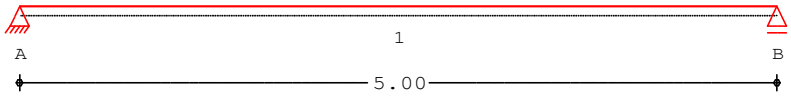
| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 2.50 | | 0.00 | 201.1 | 1.30 | 2.61 | 2.61 |
| | 3.75 | | 0.00 | 26.1 | 0.16 | 1.19 | 1.19 |
| | 5.00 | | 0.00 | -332.2 | -3.71 | -0.00 | -0.00 |
| 2 | 0.00 | | 0.00 | -332.2 | -3.71 | -0.00 | -0.00 |
| | 1.25 | | 0.00 | 26.1 | 0.16 | 1.19 | 1.19 |
| | 2.50 | | 0.00 | 201.1 | 1.30 | 2.61 | 2.61 |
| | 2.83 | * | 0.00 | 294.9 | 1.39 | 2.71 | 2.71 |
| | 3.75 | | 0.00 | 192.2 | 1.24 | 2.20 | 2.20 |
| | 5.00 | | 0.00 | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |

Расчет выполнен модулем 310 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

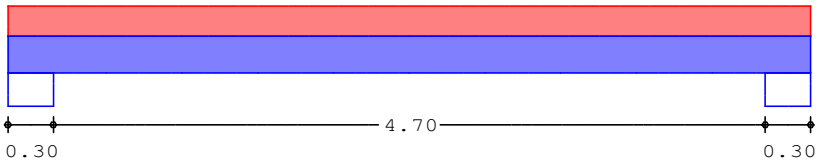
## Поз. t311 Двухпролетная балка

Расчётная схема

M = 1 :50




M = 1 :50




Размеры

| Пролёт опора | l [м] | $b_п$ [см] | $h_п$ [см] | $b_р$ [см] | $h_р$ [см] | EI [кН*м$^2$] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 5.00 | 138.5 | 20.0 | 0.0 | 0.0 | 85604 |
| A | | 107.2 | 20.0 | 0.0 | 0.0 | 78304 |
| B | | 107.2 | 20.0 | 0.0 | 0.0 | 78304 |

Опоры

| Опора | t [см] | Опора | t [см] |
|---|---|---|---|
| A | 30.0 | B | 30.0 |

Модуль упругости бетона E =25833.3 МПа

Воздействия

| № | Тип воздействия | Описание |
|---|---|---|
| 1 | Постоянное | Постоянное воздействие постоянное - |
| 2 | Переменное | Категория B: офисные здания временная |

Характеристики

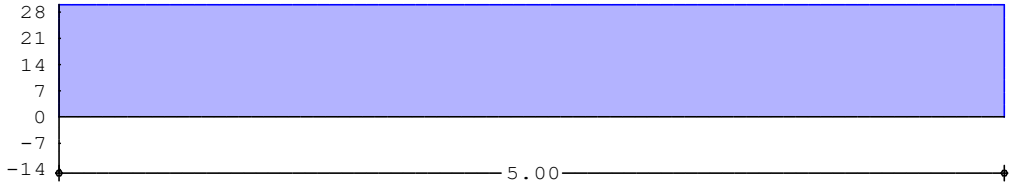
| № | $\gamma_F$ | ξ | $\psi_0$ | $\psi_1$ | $\psi_2$ | группа несоч. | знак |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1.35 | 0.85 | | | | | |
| 2 | 1.50 | | 0.70 | 0.50 | 0.30 | | |

Коэффициент управления надежностью конструкции $K_{FI}$= 1.00
Сочетание воздейст. по формуле (6.10) EN 1990

Нагружение

Нагружение 1 постоянные нагрузки $\gamma_f$ = 1.35

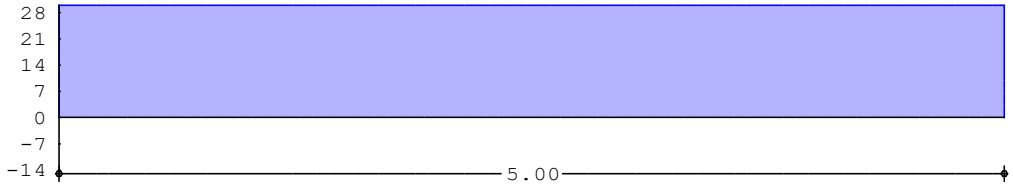
М = 1 :40




| | N. опора | Пролёт | a [м] | s [м] | $p_л$/P [кН/м,кН, | $p_п$/M кНм] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Равномерн. | 1 | 1 | | | 30.00 | |

Нагружение 2 кратковременные нагрузки $\gamma_f$ = 1.50

М = 1 :40

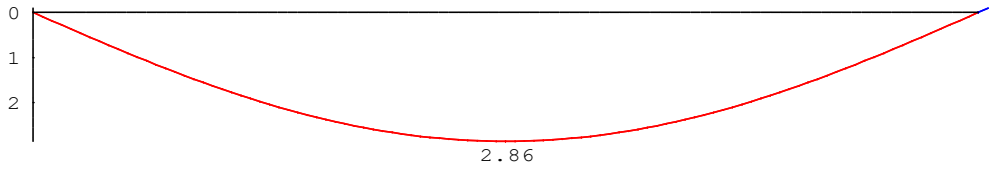



| | N. опора | Пролёт | a [м] | s [м] | $p_л$/P [кН/м,кН, | $p_п$/M кНм] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Равномерн. | 1 | 1 | | | 30.00 | |

Усилия в сечении по линейно упругой теории

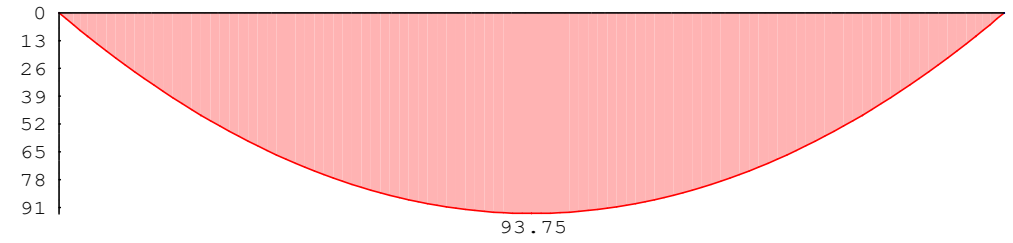
Нагружение 1 прогибы fупр [мм]

М = 1 :40

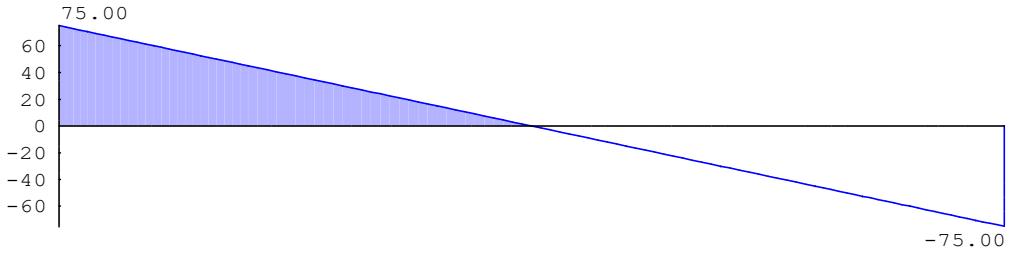



Нагружение 1 моменты Мупр [кНм]

М = 1 :40



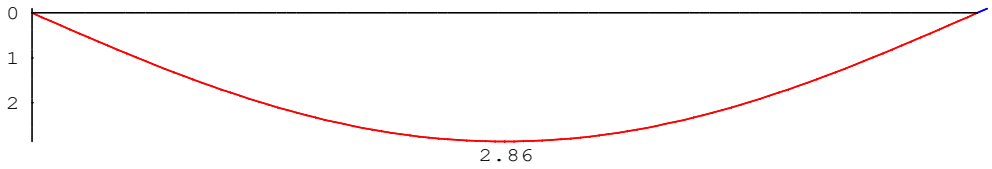
Нагружение 1 поперечные силы Qупр [кН]
М = 1 :40



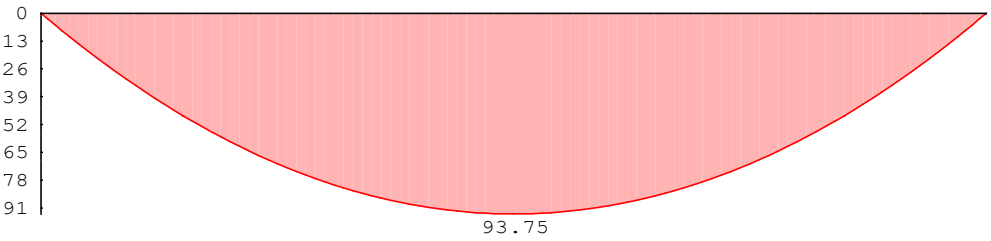

Нагружение 1

| Пролёт | x [м] | | max $M_{упр}$ [кНм] | min $M_{упр}$ [кНм] | max $Q_{упр}$ [кН] | min $Q_{упр}$ [кН] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | | 0.00 | 0.00 | 75.00 | 75.00 |
| | 0.15 | o | 10.91 | 10.91 | 70.50 | 70.50 |
| | 1.25 | | 70.31 | 70.31 | 37.50 | 37.50 |
| | 2.50 | | 93.75 | 93.75 | 0.00 | 0.00 |
| | 3.75 | | 70.31 | 70.31 | -37.50 | -37.50 |
| | 4.85 | o | 10.91 | 10.91 | -70.50 | -70.50 |

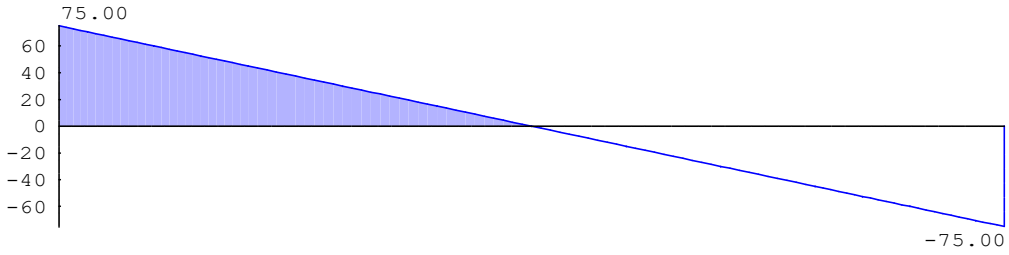
Нагружение 2 огибающая прогибов fупр [мм]
М = 1 :40




Нагружение 2 огибающая моментов Мупр [кНм]
М = 1 :40




Нагружение 2 огибающая поперечных сил Qупр [кН]
М = 1 :40




Нагружение 2

| Пролёт | x [м] | | max $M_{упр}$ [кНм] | min $M_{упр}$ [кНм] | max $Q_{упр}$ [кН] | min $Q_{упр}$ [кН] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | | 0.00 | 0.00 | 75.00 | 75.00 |
| | 0.15 | o | 10.91 | 10.91 | 70.50 | 70.50 |
| | 1.25 | | 70.31 | 70.31 | 37.50 | 37.50 |
| | 2.50 | | 93.75 | 93.75 | 0.00 | 0.00 |
| | 3.75 | | 70.31 | 70.31 | -37.50 | -37.50 |
| | 4.85 | o | 10.91 | 10.91 | -70.50 | -70.50 |

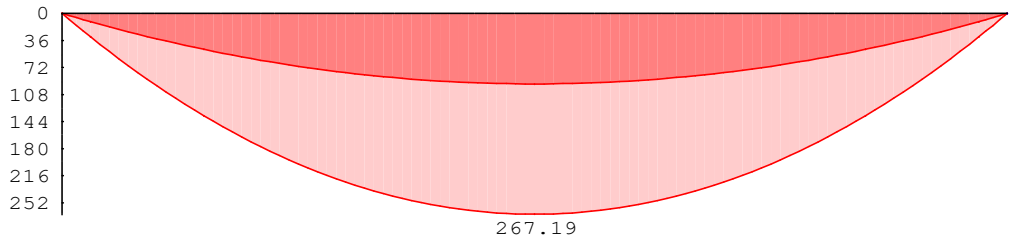
Реакции опор

| Нагружение | опора | max [кН] | min [кН] |
|---|---|---|---|
| 1 | A | 75.00 | 75.00 |
| | B | 75.00 | 75.00 |
| 2 | A | 75.00 | 75.00 |
| | B | 75.00 | 75.00 |

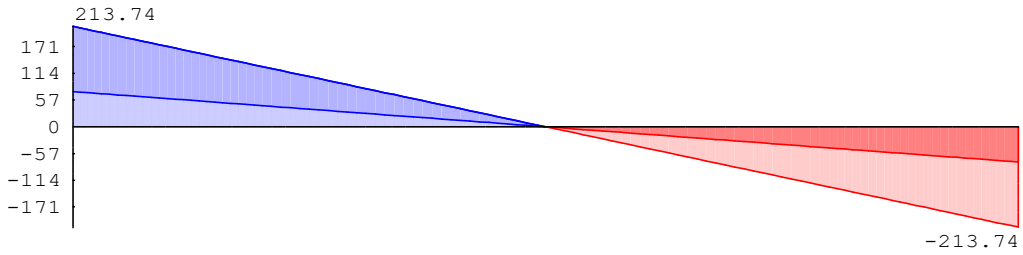
РСУ

Сочетания усилий согласно п.6.4.3 EN 1990-2002
Основы проектирования несущих конструкций.
основные сочетания усилий

Момент M [кНм]
M = 1 :40




Попер. сила Q [кН] основные сочетания усилий
M = 1 :40



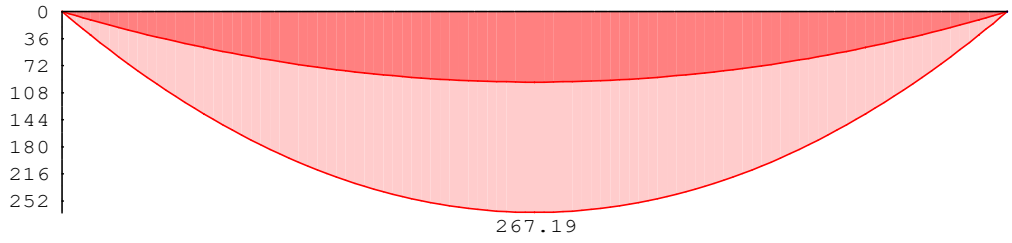

| Пролёт | x [м] | | max $M_{pcy}$ [кНм] | min $M_{pcy}$ [кНм] | max $Q_{pcy}$ [кН] | min $Q_{pcy}$ [кН] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | | 0.00 | 0.00 | 213.75 | 75.00 |
| | 0.15 | o | 31.10 | 10.91 | 200.93 | 70.50 |
| | 1.25 | | 200.39 | 70.31 | 106.88 | 37.50 |
| | 2.50 | * | 267.19 | 93.75 | -0.00 | -0.00 |
| | 3.75 | | 200.39 | 70.31 | -37.50 | -106.87 |
| | 4.85 | o | 31.10 | 10.91 | -70.50 | -200.92 |

Сочетания реакций в опорах

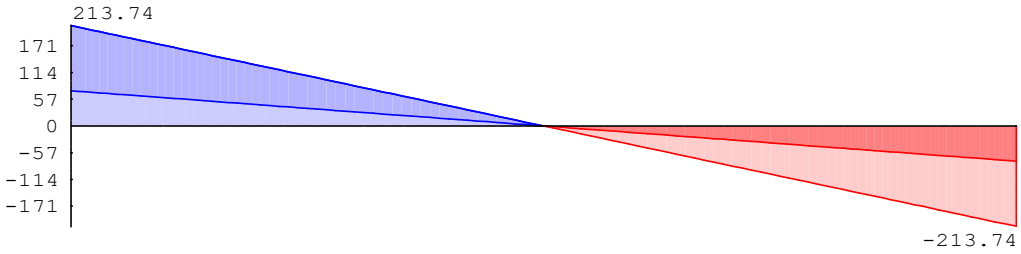
| Сочетание | опора | max [кН] | min [кН] |
|---|---|---|---|
| основные РСУ | A | 213.75 | 75.00 |
| | B | 213.75 | 75.00 |

Результаты после перераспределения моментов.
основные сочетания усилий

Момент M [кНм]
M = 1 :40



Попер. сила Q [кН] основные сочетания усилий
M = 1 :40




| Пролёт | x [м] | | max $M_{рсу}$ [кНм] | min $M_{рсу}$ [кНм] | max $Q_{рсу}$ [кН] | min $Q_{рсу}$ [кН] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | | 0.00 | 0.00 | 213.75 | 75.00 |
| | 0.15 | o | 31.10 | 10.91 | 200.93 | 70.50 |
| | 1.25 | | 200.39 | 70.31 | 106.88 | 37.50 |
| | 2.50 | * | 267.19 | 93.75 | -0.00 | -0.00 |
| | 3.75 | | 200.39 | 70.31 | -37.50 | -106.87 |
| | 4.85 | o | 31.10 | 10.91 | -70.50 | -200.92 |

Сочетания реакций в опорах

| Сочетание | опора | max [кН] | min [кН] |
|---|---|---|---|
| основные РСУ | A | 213.75 | 75.00 |
| | B | 213.75 | 75.00 |

Расчёт по прочности По EN 1992-1-1 с использованием параболической диаграммы состояния бетона и EN 1994-1-1.

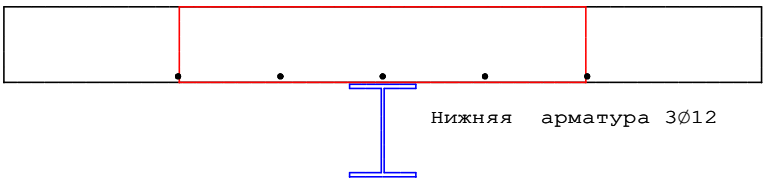
**Бетон C25/30. Арматурная сталь S400.**
**Частный коэффициент для бетона $\gamma_c$ = 1.50**
**Частный коэффициент для арматуры $\gamma_s$ = 1.15**
**Профиль: двутавр широкополочный, ГОСТ Р 57837—2017 25Ш1 Сталь С 255.**
**Частный коэффициент для стали $\gamma_м$ = 1.00**

Нижняя арматура

| Пролёт | x [м] | M [кНм] | $h_0$ [мм] | d [мм] | s/n [мм] | As [$см^2$] | $M_{пред}$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 п | 2.50 | 267 | 179 | 12 | 270 | 5.7 | 353 |

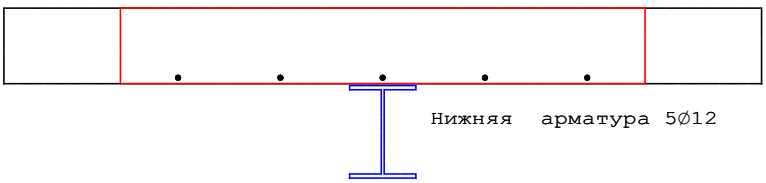
Опора A
M = 1 :20

схема армирования сечения



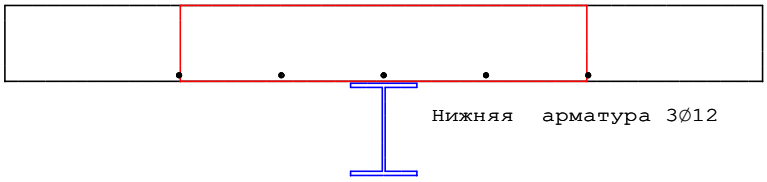

Пролет 1
M = 1 :20

схема армирования сечения с координатой x = 2.50



Опора B
M = 1 :20

схема армирования сечения




Проверка прочности

| Коорд. x [м] | Усилия My [кНм] | Qz [кН] | Плита M [кНм] | N [кН] | Профиль M [кНм] | Коэфф. использ. нор. | кас. |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.00 | 0.0 | 213.7 | 0.0 | 0.0 | -0.0 | 0.00 | 0.99 |
| 1.25 | 200.4 | 106.9 | 33.8 | 594.5 | 35.3 | 0.57 | 0.50 |
| 2.50 | 267.2 | -0.0 | 44.4 | 793.7 | 47.4 | 0.76 | 0.00 |
| 3.75 | 200.4 | -106.9 | 33.8 | 594.5 | 35.3 | 0.57 | 0.50 |
| 5.00 | 0.0 | -213.7 | 0.0 | 0.0 | -0.0 | 0.00 | 0.99 |

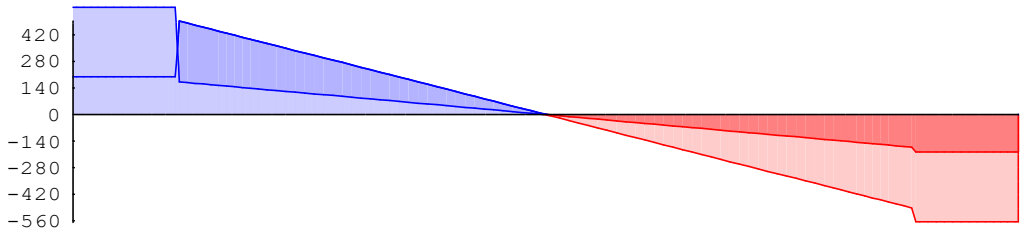
Соединение плиты

со стальным профилем с помощью гибких упоров
диаметром 10мм и длиной 120мм по 3 упора в ряду.
Расчетное сопротивление стали упоров $R_y$ = 200 МПа
Несущая способность одного упора $P_{rd}$ = 10.05 кН

| Пролет | x [м] | S [кН/м] | s [мм] | n | P [кН/м] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 565.3 | 40 | 15 | 754.0 |
| | 0.60 | 482.2 | 60 | 7 | 502.7 |
| | 1.02 | 375.4 | 80 | 4 | 377.0 |
| | 1.34 | 295.5 | 100 | 2 | 301.6 |
| | 1.54 | 244.7 | 120 | 1 | 251.3 |
| | 1.66 | 214.2 | 140 | 1 | 215.4 |
| | 1.80 | 178.6 | 160 | 1 | 188.5 |
| | 1.96 | 137.8 | 200 | 1 | 150.8 |
| | 2.16 | 86.8 | 340 | 1 | 88.7 |
| | 2.50 | 86.8 | 340 | 1 | 88.7 |
| | 2.84 | 137.8 | 200 | 1 | 150.8 |
| | 3.04 | 178.6 | 160 | 1 | 188.5 |
| | 3.20 | 214.2 | 140 | 1 | 215.4 |
| | 3.34 | 244.7 | 120 | 1 | 251.3 |
| | 3.46 | 295.5 | 100 | 2 | 301.6 |
| | 3.66 | 375.4 | 80 | 4 | 377.0 |
| | 3.98 | 482.2 | 60 | 7 | 502.7 |
| | 4.40 | 565.3 | 40 | 14 | 754.0 |

Общее количество гибких упоров 195 штук

Погонная сдвиг. сила S [кН/м], основные сочетания усилий
M = 1 :40



Несущая способность гибких упоров P [кН/м]
M = 1 :40

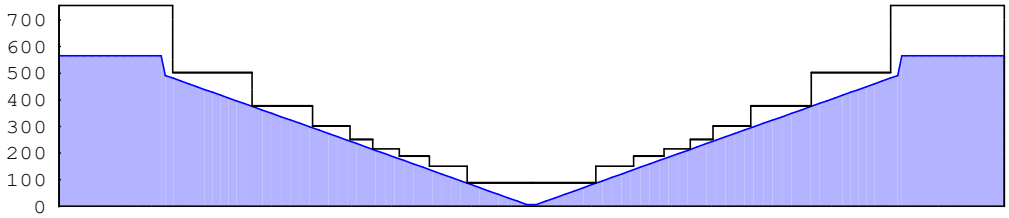
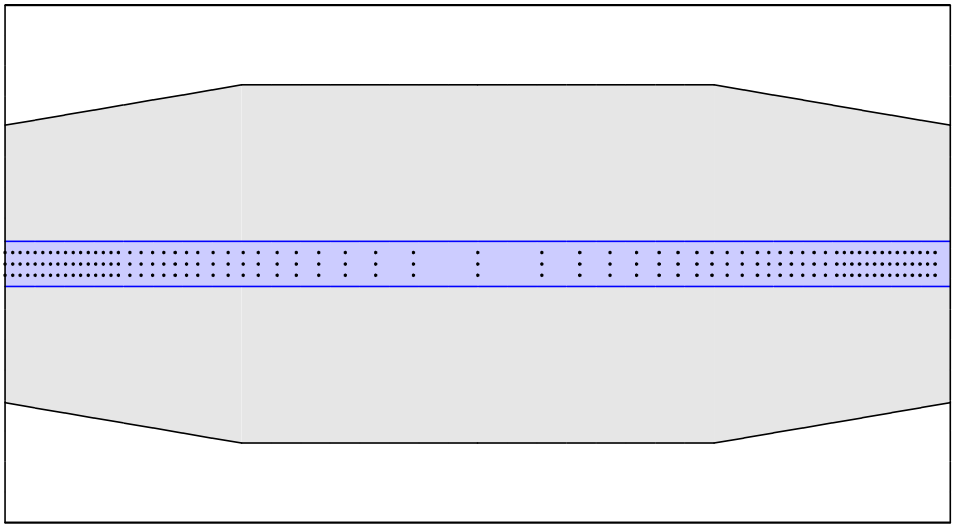
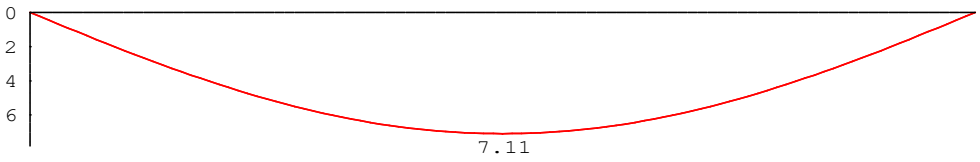



Схема установки гибких упоров и эффективная ширина плиты
M = 1 :40



Прогибы [мм]
M = 1 :40




Прогибы

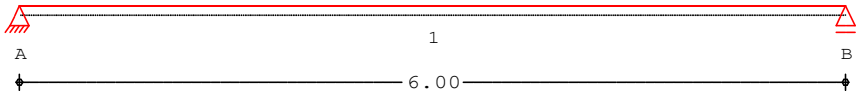
| Пролет | x [м] | | $w_0$ [мм] | M [кНм] | 1000/r [1/м] | $w_1$ [мм] | w [мм] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | | 0.00 | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| | 1.25 | | 0.00 | 140.6 | 2.03 | 5.06 | 5.06 |
| | 2.50 | * | 0.00 | 187.5 | 2.73 | 7.11 | 7.11 |
| | 3.75 | | 0.00 | 140.6 | 2.03 | 5.06 | 5.06 |
| | 5.00 | | 0.00 | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |

Расчет выполнен модулем 311 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t312 Балка с листовой арматурой

Расчётная схема

M = 1 :55




Размеры

| Пролёт | l [м] | Железобетон $b_б$ [см] | Железобетон $h_б$ [см] | Сталь $t_{ниж}$ [мм] | Сталь $t_{вер}$ [мм] | EI [кН*м$^2$] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 6.00 | 100.0 | 40.0 | 4.0 | 4.0 | 227247 |

Опоры

| Опора | t [см] | Опора | t [см] |
|---|---|---|---|
| A | 30.0 | B | 30.0 |

Модуль упругости бетона E =30000.0 МПа

Воздействия

| № | Тип воздействия | Описание |
|---|---|---|
| 1 | Постоянное | Собственный вес ж/б конструкций |

Характеристики воздействий

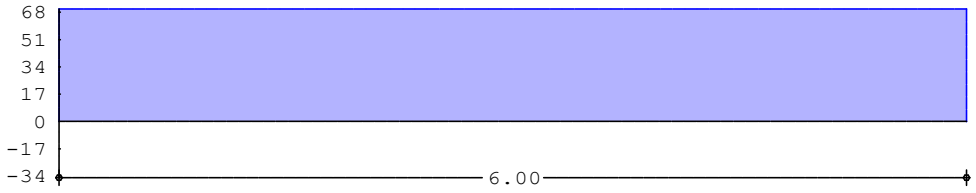
| № | $\gamma_f$ | $k_1$ | учет С | учет О | группа несоч. | знак | распред по прол |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1.10 | | | | | | |

учет С - кратковр. нагрузка учитывают в сейсм. РСН
учет О - кратковр. нагрузка учитывают в особом РСН

Нагружение

Нагружение 1 постоянные нагрузки $\gamma_f$ = 1.10

M = 1 :50

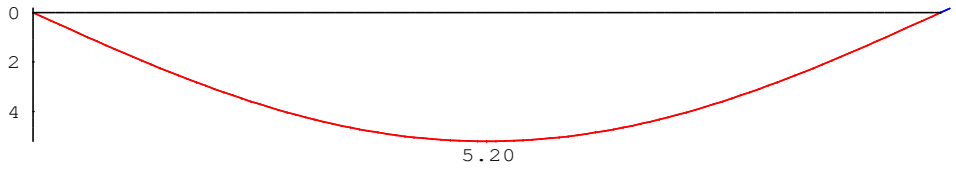



| | N. опора | Пролёт | a [м] | s [м] | $p_л$/P [кН/м,кН,кНм] | $p_п$/M |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Равномерн. | 1 | 1 | | | 70.00 | |

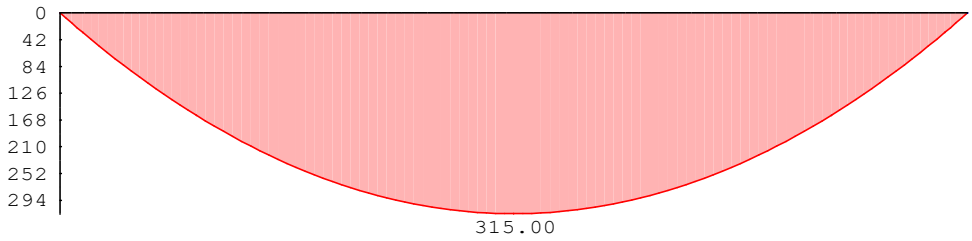
Усилия в сечении по линейно упругой теории

Нагружение 1 прогибы fупр [мм]

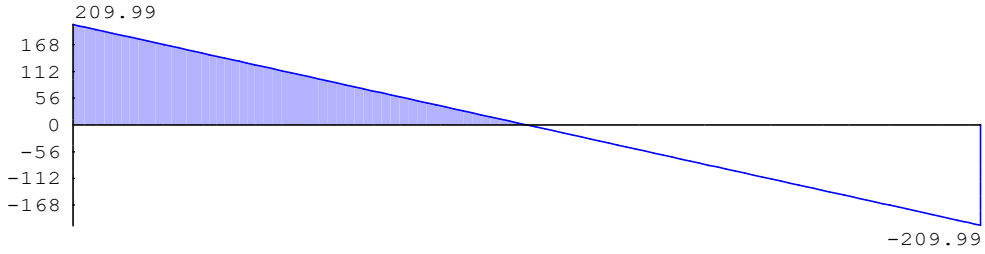
M = 1 :50



Нагружение 1 моменты Мупр [кНм]
М = 1 :50




Нагружение 1 поперечные силы Qупр [кН]
М = 1 :50



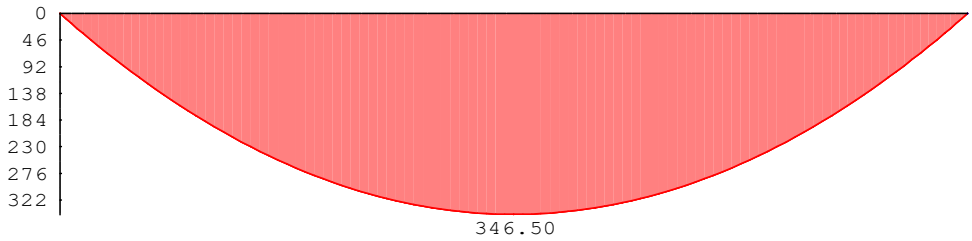

Нагружение 1

| Пролёт | x [м] | | max $M_{упр}$ [кНм] | min $M_{упр}$ [кНм] | max $Q_{упр}$ [кН] | min $Q_{упр}$ [кН] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | | 0.00 | 0.00 | 210.00 | 210.00 |
| | 0.15 | o | 30.71 | 30.71 | 199.50 | 199.50 |
| | 1.50 | | 236.25 | 236.25 | 105.00 | 105.00 |
| | 3.00 | | 315.00 | 315.00 | 0.00 | 0.00 |
| | 4.50 | | 236.25 | 236.25 | -105.00 | -105.00 |
| | 5.85 | o | 30.71 | 30.71 | -199.50 | -199.50 |

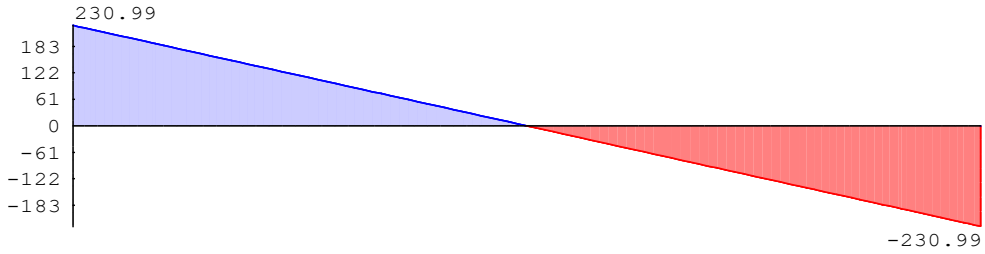
Реакции опор

| Нагружение | опора | max [кН] | min [кН] |
|---|---|---|---|
| 1 | A | 210.00 | 210.00 |
| | B | 210.00 | 210.00 |

РСУ Сочетания усилий согласно СП 20.13330.2016
Момент М [кНм] основные сочетания усилий
М = 1 :50




Попер. сила Q [кН] основные сочетания усилий
М = 1 :50



| Пролёт | x [м] | max $M_{рсу}$ [кНм] | min $M_{рсу}$ [кНм] | max $Q_{рсу}$ [кН] | min $Q_{рсу}$ [кН] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 231.00 | 231.00 |
| | 0.15 o | 33.78 | 33.78 | 219.45 | 219.45 |
| | 1.50 | 259.87 | 259.87 | 115.50 | 115.50 |
| | 3.00 | 346.50 | 346.50 | 0.00 | 0.00 |
| | 4.50 | 259.87 | 259.87 | -115.50 | -115.50 |
| | 5.85 o | 33.78 | 33.78 | -219.45 | -219.45 |

Сочетания реакций в опорах

| Сочетание | опора | max [кН] | min [кН] |
|---|---|---|---|
| основные РСУ | A | 231.00 | 231.00 |
| | B | 231.00 | 231.00 |

Расчёт по прочности

По СП 63.13330.2018 с использованием трехлинейной диаграммы состояния бетона и СП 20XX-XX-XX.
**Бетон B 25 (тяжелый). Арматурная сталь A500.**
**Коэффициенты условий работы: бетона $\gamma_b$ = 1.00**
**стальных листов $\gamma_c$ = 1.00**

Пролёт 1

| x [m] | max M [kNm] | min M [kNm] | Ash [cm2] | Asв [cm2] | Мпрн [kNm] | Мпрв [kNm] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.00 | 0.00 | 0.00 | 40.00 | 40.00 | 0.00 | 0.00 |
| 0.15 | 33.78 | 33.78 | 40.00 | 40.00 | 370.89 | 370.89 |
| 3.00 | 346.50 | 346.50 | 40.00 | 40.00 | 370.89 | 370.89 |
| 5.85 | 33.78 | 33.78 | 40.00 | 40.00 | 370.89 | 370.89 |
| 6.00 | 0.00 | 0.00 | 40.00 | 40.00 | 0.00 | 0.00 |

Опора A
M = 1 :10

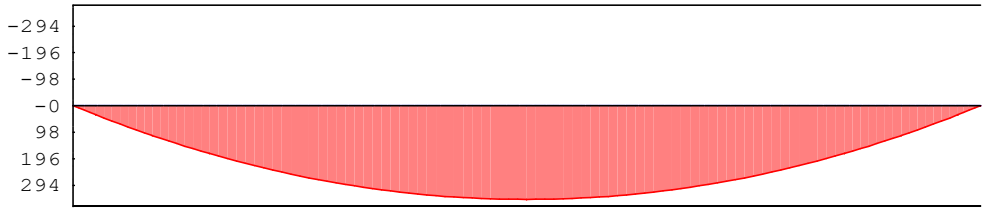
схема армирования сечения

Пролет 1
M = 1 :10

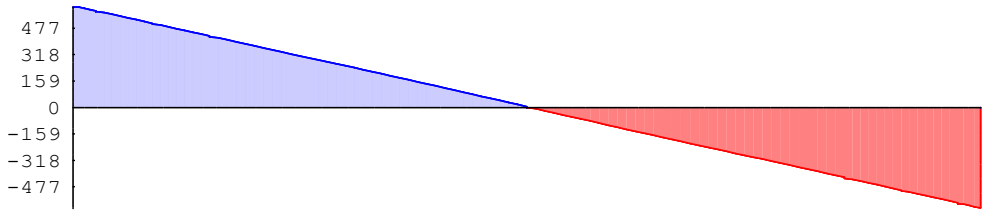
схема армирования сечения с координатой x = 3.00

Опора B схема армирования сечения
M = 1 :10

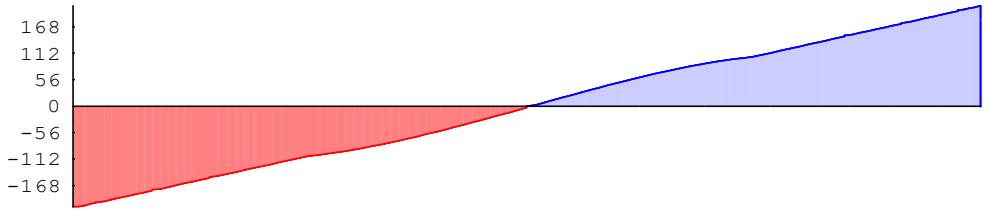
Момент M [кНм] расчётные сочетания усилий и предельные моменты
M = 1 :50




Погонная сдвиг. сила S [кН/м], верхняя плита
M = 1 :50




Погонная сдвиг. сила S [кН/м], нижняя плита
M = 1 :50



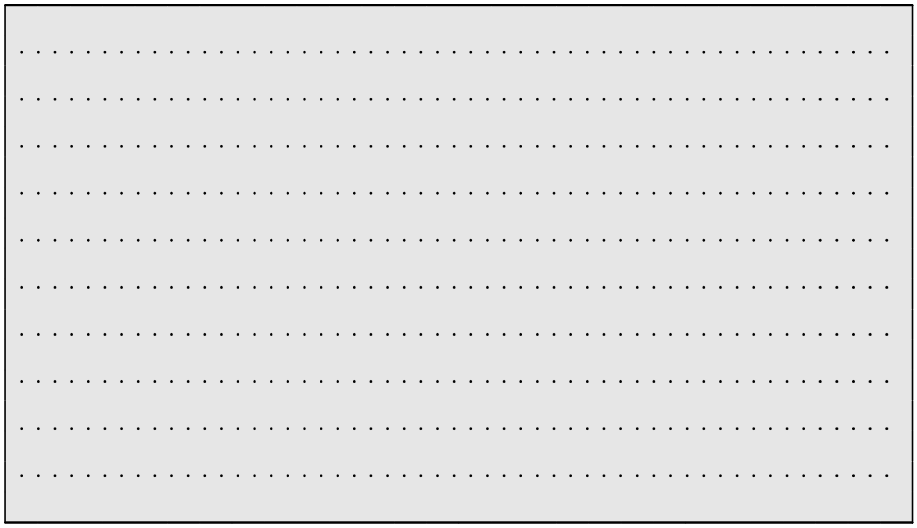
Соединение плит — стальных с железобетонной с помощью гибких упоров диаметром 10мм и длиной 120мм по 10 упоров в ряду
Расчетное сопротивление стали упоров $R_y$ = 200 МПа

Верхняя плита

| Пролет | x [м] | S [кН/м] | s [мм] | n | P [кН/м] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.11 | 588.8 | 110 | 53 | 1153.5 |

Общее количество гибких упоров 530 штук

Схема установки гибких упоров в верхней плите
М = 1 :50

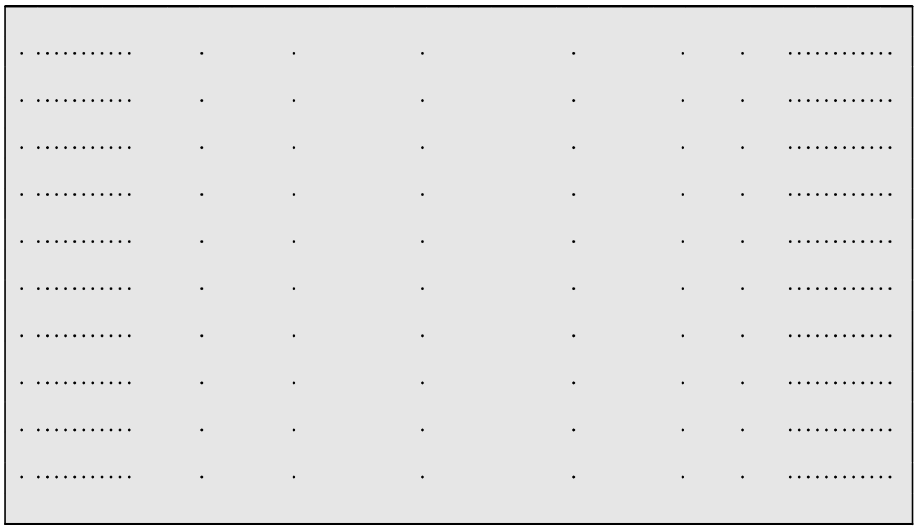


Нижняя плита

| Пролет | x [м] | S [кН/м] | s [мм] | n | P [кН/м] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.11 | -207.2 | 110 | 1 | 1153.5 |
| | 0.22 | -199.9 | 60 | 10 | 1268.8 |
| | 0.82 | -157.2 | 480 | 1 | 158.6 |
| | 1.30 | -123.2 | 610 | 1 | 124.8 |
| | 1.91 | -88.6 | 850 | 1 | 89.6 |
| | 2.76 | -23.8 | 1000 | 1 | 76.1 |
| | 3.76 | 61.9 | 722 | 1 | 105.5 |
| | 4.48 | 104.2 | 395 | 1 | 192.7 |
| | 4.88 | 131.5 | 315 | 1 | 241.7 |
| | 5.19 | 154.2 | 60 | 12 | 1268.8 |

Общее количество гибких упоров 300 штук

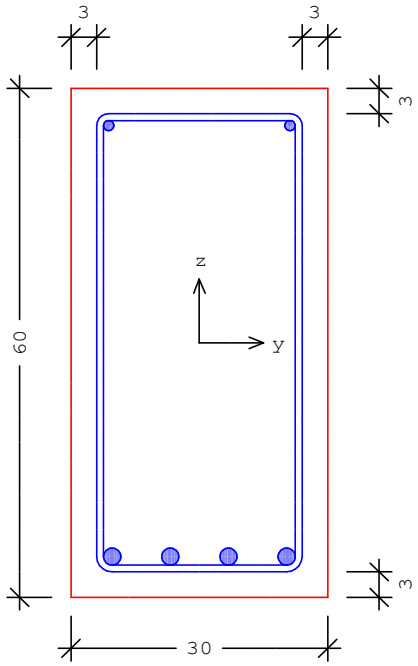
Схема установки гибких упоров в нижней плите
М = 1 :50



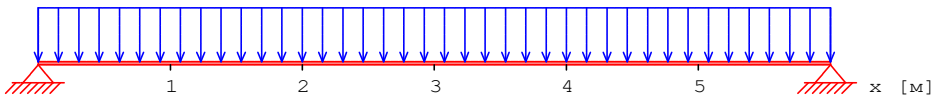
Расчет выполнен модулем 312 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t313 Расчет ж/б балки по огнестойкости

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Расчётная схема | Длина балки | $l$ | = | 6.00 | м |
| | Закрепление краёв балки | | | шарнирное | |
| Сечение | Ширина | $b$ | = | 30.0 | см |
| | Высота | $h$ | = | 60.0 | см |
| Верхняя арматура | Диаметр крайних стержней | $d_{s,kp}$ | = | 12 | мм |
| Нижняя арматура | Диаметр крайних стержней | $d_{s,kp}$ | = | 20 | мм |
| | Диаметр промежут. стержней | $d_{s,np}$ | = | 20 | мм |
| | Число промежут. стержней | $n_{np}$ | = | 2 | - |
| Поперечная арматура | Диаметр | $d_{sw}$ | = | 8 | мм |
| | Число ветвей | $n_w$ | = | 2 | - |
| | Шаг | $s_w$ | = | 15 | см |
| | Погонная площадь $A_{sw}$ / | $s_w$ | = | 6.70 | см2/м |
| | Защитный слой сверху | $a_{зв}$ | = | 30 | мм |
| | снизу | $a_{зн}$ | = | 30 | мм |
| | сбоку | $a_{зб}$ | = | 30 | мм |




Нагрузки — Распределённая нагрузка q = 30.00 кН/м




Расчёт — Согласно СП 468.1325800.2019, СП 63.13330.2018
Изменение температуры среды при пожаре принимается согласно ГОСТ 30247.0-94

Бетон **В 30 (тяжелый)**
на силикатном заполнителе
Плотность бетона ρ = 2400 кг/м3
Бетон сухой

Продольная арматура **A500**
Поперечная арматура **A240**

Сопротивления при нормальной температуре

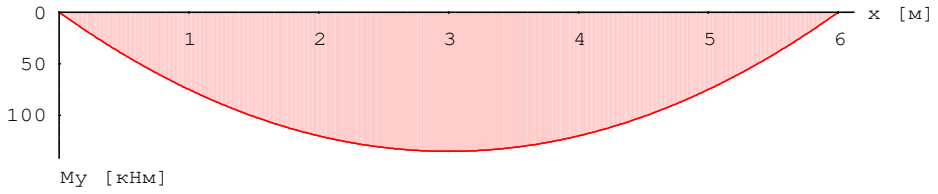
| | | |
|---|---|---|
| $R_{bn}$ | = 22.00 | МПа |
| $R_{btn}$ | = 1.75 | МПа |
| $R_{sn}$ | = 500 | МПа |
| $R_{sc}$ | = 400 | МПа |
| $R_{sw}$ | = 170 | МПа |

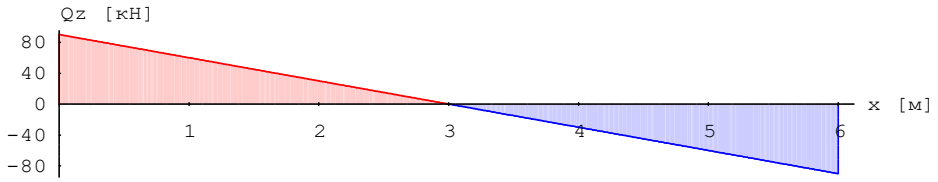
**Линейный расчёт усилий в балке при нормальной температуре**

Усилия

| x [м] | My [кНм] | Qz [кН] |
|---|---|---|
| 0.00 | 0.0 | 90.0 |
| 0.50 | 41.2 | 75.0 |
| 1.00 | 75.0 | 60.0 |
| 1.50 | 101.2 | 45.0 |
| 2.00 | 120.0 | 30.0 |
| 2.50 | 131.2 | 15.0 |
| 3.00 | 135.0 | 0.0 |
| 3.50 | 131.2 | -15.0 |

| | | |
|---|---|---|
| 4.00 | 120.0 | -30.0 |
| 4.50 | 101.3 | -45.0 |
| 5.00 | 75.0 | -60.0 |
| 5.50 | 41.3 | -75.0 |
| 6.00 | 0.0 | -90.0 |




**Проверка прочности балки при пожаре**

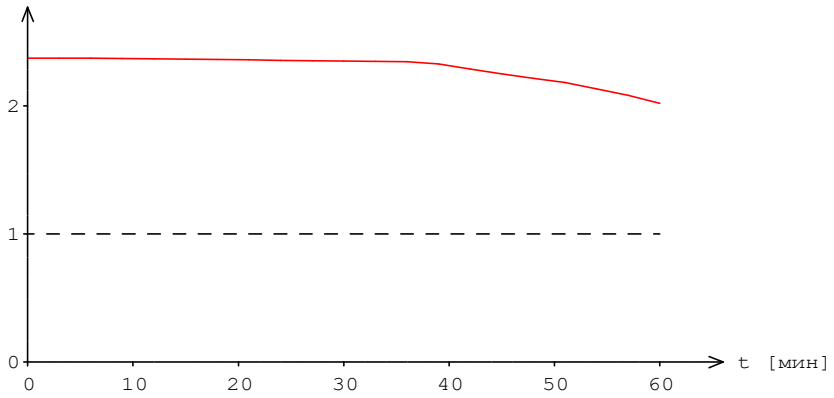
Рассматривается трёхсторонний нагрев балки

Коэффициент запаса прочности

| t [мин] | T среды [°C] | $x_d$ [м] | $M_y$ [кНм] | $\gamma_u$ |
|---|---|---|---|---|
| 0 | 20 | 3.00 | 135.0 | 2.373 |
| 3 | 502 | 3.00 | 135.0 | 2.373 |
| 6 | 603 | 3.00 | 135.0 | 2.372 |
| 9 | 663 | 3.00 | 135.0 | 2.369 |
| 12 | 705 | 3.00 | 135.0 | 2.366 |
| 15 | 739 | 3.00 | 135.0 | 2.363 |
| 18 | 766 | 3.00 | 135.0 | 2.360 |
| 21 | 789 | 3.00 | 135.0 | 2.357 |
| 24 | 809 | 3.00 | 135.0 | 2.355 |
| 27 | 826 | 3.00 | 135.0 | 2.352 |
| 30 | 842 | 3.00 | 135.0 | 2.349 |
| 33 | 856 | 3.00 | 135.0 | 2.347 |
| 36 | 869 | 3.00 | 135.0 | 2.344 |
| 39 | 881 | 3.00 | 135.0 | 2.325 |
| 42 | 892 | 3.00 | 135.0 | 2.286 |
| 45 | 902 | 3.00 | 135.0 | 2.249 |
| 48 | 912 | 3.00 | 135.0 | 2.214 |
| 51 | 921 | 3.00 | 135.0 | 2.181 |
| 54 | 930 | 3.00 | 135.0 | 2.132 |
| 57 | 938 | 3.00 | 135.0 | 2.082 |
| 60 | 945 | 3.00 | 135.0 | 2.019 |

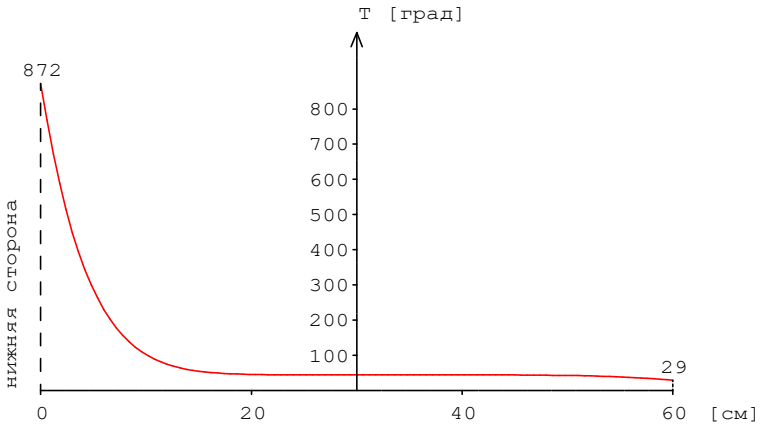
$x_d$ - координата наиболее опасного сечения балки

Коэффициент запаса прочности $\gamma_u$

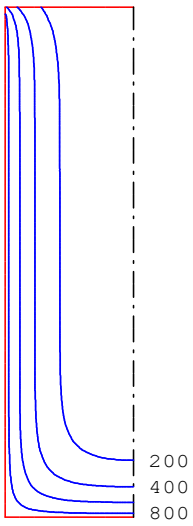



**Температурное поле при t = 60 мин**

Температура T на вертикальной оси




Изотермы




Температура верхней арматуры

| y [см] | z [см] | T [°C] |
|---|---|---|
| -10.60 | 25.60 | 293 |
| 10.60 | 25.60 | 293 |

Температура нижней арматуры

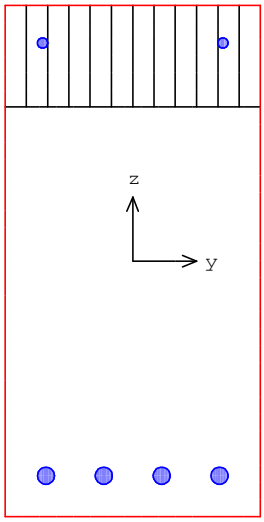
| y [см] | z [см] | T [°C] |
|---|---|---|
| -10.20 | -25.20 | 451 |
| -3.40 | -25.20 | 310 |
| 3.40 | -25.20 | 310 |
| 10.20 | -25.20 | 451 |

**Проверка прочности при действии изгибающего момента при t = 60 мин**

Расчётный момент $M_1$ = 135.0 кНм

Условие прочности $M_1 / M_{u1}$ = 135.0 / 272.5 = **0.495** <= 1
$\gamma_u$ = 2.019 -

Сжатая зона при действии $M_{u1}$= 272.5 кНм




Высота сжатой зоны x = 11.9 см

Кривизна $\kappa_y$ =-0.03031 1/м

Деформация $\varepsilon(z) = -0.3031z + 5.490$, %.

Предельная деформация бетона

| y [см] | z [см] | T [°C] | $\varepsilon_{b2}$ [%.] |
|---|---|---|---|
| 0.00 | 30.00 | 29 | -3.60 |

y, z - координаты точки, в которой достигается предельная деформация с учётом температуры

Деформации бетона в углах сечения

| Максимальная деформация | | | Минимальная деформация | | |
|---|---|---|---|---|---|
| ε [%.] | σ [МПа] | T [°C] | ε [%.] | σ [МПа] | T [°C] |
| 14.58 | 0.00 | 918 | -3.60 | -3.41 | 635 |

Деформации арматуры

| Максимальная деформация | | | Минимальная деформация | | |
|---|---|---|---|---|---|
| ε [%.] | σ [МПа] | T [°C] | ε [%.] | σ [МПа] | T [°C] |
| 13.13 | 361.1 | 451 | -2.27 | -400.0 | 293 |

**Проверка прочности при действии поперечной силы при t = 60 мин**

Глубина прогрева снизу $a_{tн}$ = 2.54 см
сбоку $a_{tб}$ = 2.50 см
Критическая температура $T_{b,cr}$ = 500 °C

Примечание. Значение $a_{tб}$ определяется на уровне середины высоты сечения

Расчётная ширина сечения $b_t$ = 25.0 см

Рабочая высота при M < 0 $h_{0-}$ = 53.1 см
при M > 0 $h_{0+}$ = 55.2 см

Температура хомутов T = 596.9 °C
Расчётное сопротивление $R_{sw}\gamma_{st}$ = 64 МПа

Условие прочности бетонной полосы между наклонными сечениями

$Q_{max} / \varphi_{b1}R_{bn}b_th_0$ = 90.0 / 910.9 = **0.099** <= 1
при $h_0$ = 55.2 см

Условие прочности по наклонному сечению в левой приопорной части

$Q / (Q_b + Q_{sw})$ = 57.0 / ( 181.8 + 0.0) = **0.314** <= 1
при x = 1.10 м, c = 110.0 см, $h_0$ = 55.2 см
Арматура не учитывается согласно СП 63, 8.1.33

Условие прочности по наклонному сечению в правой приопорной части

$Q / (Q_b + Q_{sw})$ = 57.0 / ( 181.8 + 0.0) = **0.314** <= 1
при x = 4.90 м, c = 110.0 см, $h_0$ = 55.2 см
Арматура не учитывается согласно СП 63, 8.1.33

**Огнестойкость балки обеспечена**

**Проверка прочности по п.8.13 СП 468 при t = 60 мин**

Предельный момент определяется по формулам (8.10), (8.11)

Расчётный момент M = 135.0 кНм

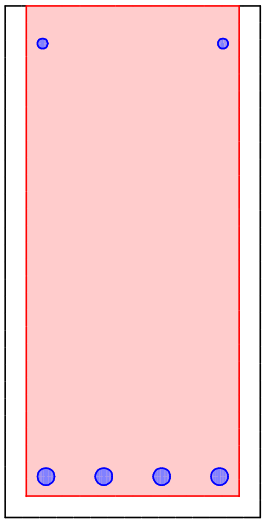
Сопротивление арматуры

| $A_s$ [см2] | $A_{sc}$ [см2] | $T_s$ [°C] | $T_{sc}$ [°C] | $\gamma_{st}$ [-] | $\gamma_{sct}$ [-] | $R_{st}$ [МПа] | $R_{sct}$ [МПа] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 12.57 | 2.26 | 381 | 293 | 0.879 | 1.000 | 439.6 | 400.0 |

$T_s$, $T_{sc}$ - средние значения температуры растянутой и сжатой арматуры

Глубина прогрева снизу $a_{tн}$ = 2.54 см
сбоку $a_{tб}$ = 2.50 см
Рабочая ширина сечения $b_t$ = 25.00 см

Редукция сечения



Предельный момент

| $T_b$ [°C] | $\gamma_{bt}$ [-] | $R_{bt}$ [МПа] | $x_t$ [см] | $h_{0t}$ [см] | $h_0$ [см] | a' [см] | $M_u$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 140 | 0.987 | 21.71 | 8.51 | 55.20 | 55.20 | 4.40 | 281.3 |

$T_b$ - средняя температура бетона в пределах высоты сжатой зоны $x_t$
$x_t = (R_{st}A_s - R_{sct}A_{sc}) / R_{bt}b_t$
$M_u = R_{bt}b_t x_t(h_{0t} - 0.5x_t) + R_{sct}A_{sc}(h_0 - a')$

Условие прочности $M / M_u = 135.0 / 281.3 = \mathbf{0.480} <= 1$
$\gamma_u = 2.084$ -

Расчет выполнен модулем 313 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t314 Расчёт статически неопределимой ж/б балки по огнес

Расчётная схема — Длина балки L = 6.00 м

Закрепление

| Слева | Справа |
|---|---|
| жёсткое | шарнирное |

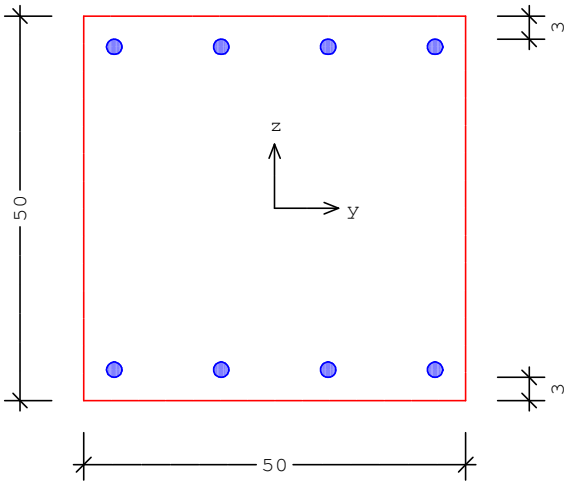
Сечение — Ширина b = 50.0 см; Высота h = 50.0 см

| | | Верхняя арматура | | | | | Нижняя арматура | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| от x [м] | до x [м] | $d_s$ [мм] | $d_{sn}$ [мм] | n [-] | $a_з$ [мм] | $a_{зб}$ [мм] | $d_s$ [мм] | $d_{sn}$ [мм] | n [-] | $a_з$ [мм] | $a_{зб}$ [мм] |
| 0.00 | 6.00 | 20 | 20 | 2 | 30 | 30 | 20 | 20 | 2 | 30 | 30 |

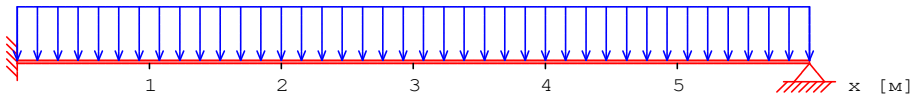
Изгибная жёсткость приведённого сечения

| от x [м] | до x [м] | $EI_y$ [МНм2] |
|---|---|---|
| 0.00 | 6.00 | 191.438 |

Участок армирования 1



Нагрузки — Распределённая нагрузка q = 30.00 кН/м




Расчёт — Согласно СП 468.1325800.2019, СП 63.13330.2018
Изменение температуры среды при пожаре принимается согласно ГОСТ 30247.0-94

Бетон **В 30 (тяжелый)**
на силикатном заполнителе
Плотность бетона $\rho$ = 2400 кг/м3
Бетон сухой

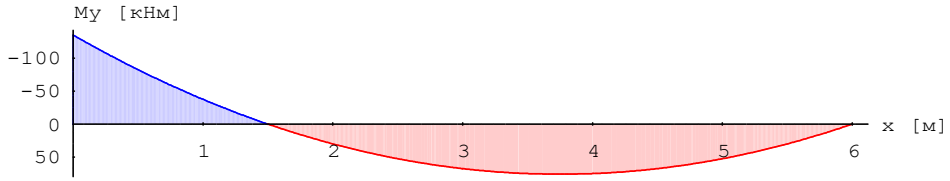
Арматура **А500**

Сопротивления при нормальной температуре
$R_{bn}$ = 22.00 МПа
$R_{sn}$ = 500 МПа
$R_{sc}$ = 400 МПа

**Расчёт усилий в балке при нормальной температуре**

Изгибающий момент

| x [м] | $M_y$ [кНм] |
|---|---|
| 0.00 | -135.0 |
| 0.50 | -82.5 |
| 1.00 | -37.5 |
| 1.50 | 0.0 |
| 2.00 | 30.0 |
| 2.50 | 52.5 |
| 3.00 | 67.5 |
| 3.50 | 75.0 |
| 4.00 | 75.0 |
| 4.50 | 67.5 |
| 5.00 | 52.5 |
| 5.50 | 30.0 |
| 6.00 | 0.0 |




**Проверка прочности балки при пожаре**

Рассматривается трёхсторонний нагрев балки

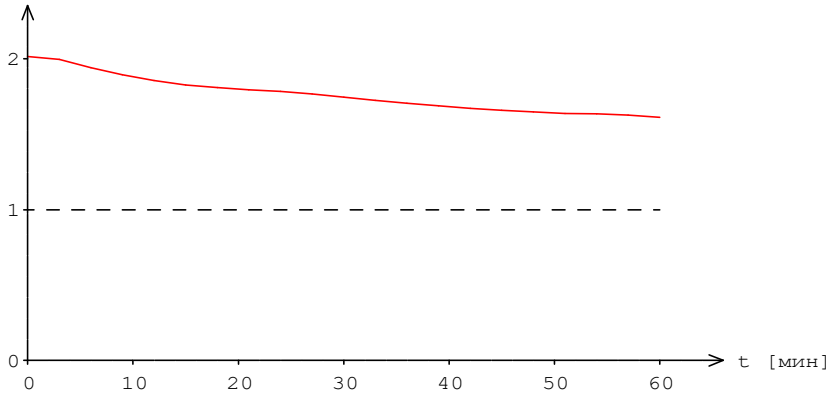
Коэффициент запаса прочности

| t [мин] | T среды [°C] | $x_d$ [м] | $M_y$ [кНм] | $\gamma_u$ |
|---|---|---|---|---|
| 0 | 20 | 0.00 | -135.0 | 2.017 |
| 3 | 502 | 0.00 | -136.4 | 1.997 |
| 6 | 603 | 0.00 | -140.1 | 1.942 |
| 9 | 663 | 0.00 | -143.3 | 1.894 |
| 12 | 705 | 0.00 | -145.6 | 1.856 |
| 15 | 739 | 0.00 | -147.2 | 1.829 |
| 18 | 766 | 0.00 | -148.4 | 1.809 |
| 21 | 789 | 0.00 | -149.1 | 1.795 |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| 24 | 809 | 0.00 | -149.6 | 1.785 |
| 27 | 826 | 0.00 | -150.9 | 1.766 |
| 30 | 842 | 0.00 | -152.5 | 1.745 |
| 33 | 856 | 0.00 | -154.1 | 1.725 |
| 36 | 869 | 0.00 | -155.5 | 1.706 |
| 39 | 881 | 0.00 | -156.9 | 1.689 |
| 42 | 892 | 0.00 | -158.3 | 1.673 |
| 45 | 902 | 0.00 | -159.5 | 1.659 |
| 48 | 912 | 0.00 | -160.3 | 1.649 |
| 51 | 921 | 0.00 | -161.0 | 1.640 |
| 54 | 930 | 0.00 | -161.1 | 1.637 |
| 57 | 938 | 0.00 | -161.0 | 1.627 |
| 60 | 945 | 0.00 | -160.8 | 1.612 |

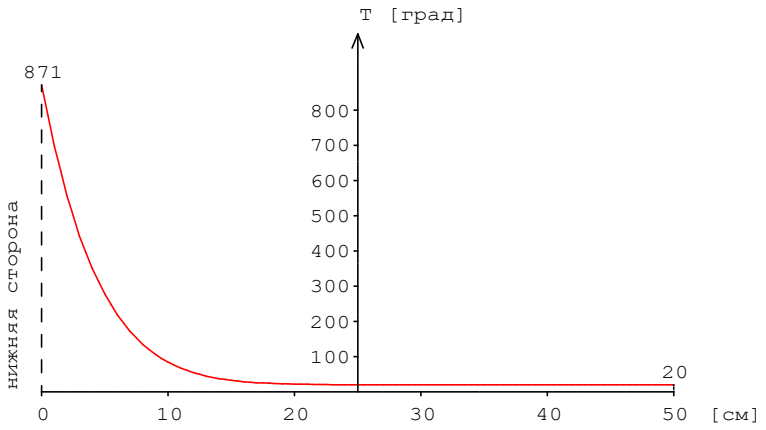
$x_d$ - координата наиболее опасного сечения балки

Коэффициент запаса прочности $\gamma_u$

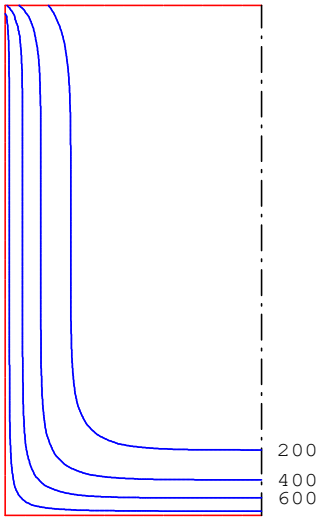



**Температурное поле при t = 60 мин**

Температура T на вертикальной оси



Изотермы



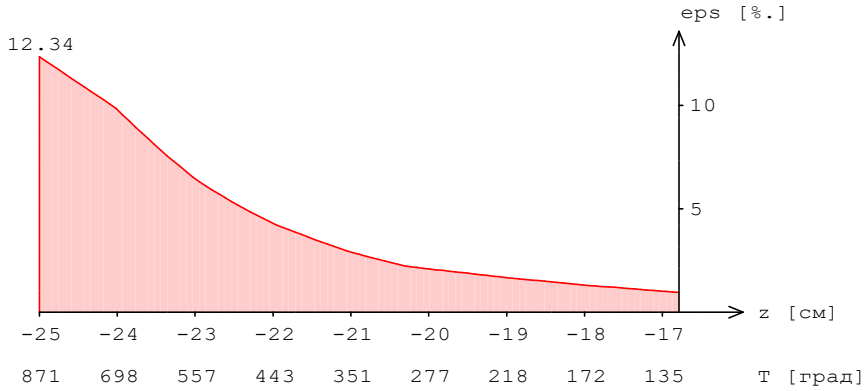

**Расчёт усилий в балке при t = 60 мин**

Определение температурной кривизны $(1/r)_t$ и температурного момента $M_t$

| $T_b$ [°C] | $T_s$ [°C] | $z_b$ [см] | $z_s$ [см] | $\alpha_{bt}\cdot10^6$ [1/°C] | $\alpha_{st}\cdot10^6$ [1/°C] | $(1/r)_t$ [1/м] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 466 | 170 | -21.8 | 21.0 | 10.48 | 12.35 | -0.006590 |

$T_b$, $T_s$ - средние температуры сжатого бетона и растянутой арматуры
$z_b$, $z_s$ - координаты центра тяжести эпюр температурных деформаций
$|(1/r)_t| = |\alpha_{bt}(T_b - 20) - \alpha_{st}(T_s - 20)| / |z_b - z_s|$

Температурная деформация сжатого бетона



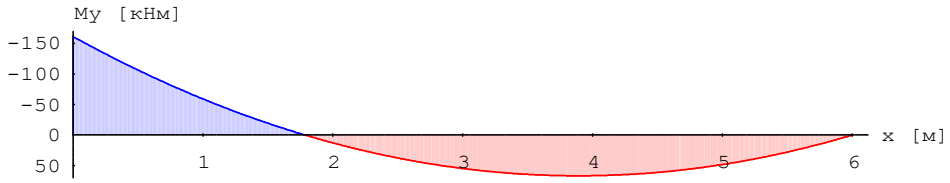

| $M_o$ [кНм] | $M_u$ [кНм] | $(1/r)_u$ [1/м] | D [МНм2] | $M_t$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|
| -135.0 | -259.2 | -0.066159 | 3.918 | -25.8 |

$M_o$ - опорный момент от нагрузки, $M_u$ - предельный опорный момент
$D = M_u / (1/r)_u$ - жёсткость сечения, $M_t = D(1/r)_t$ - температурный момент

Изгибающий момент с учётом температурного момента

| x [м] | $M_y$ [кНм] |
|---|---|
| 0.00 | -160.8 |
| 0.50 | -106.2 |
| 1.00 | -59.0 |
| 1.50 | -19.4 |

| | |
|---|---|
| 2.00 | 12.8 |
| 2.50 | 37.4 |
| 3.00 | 54.6 |
| 3.50 | 64.2 |
| 4.00 | 66.4 |
| 4.50 | 61.0 |
| 5.00 | 48.2 |
| 5.50 | 27.8 |
| 6.00 | 0.0 |

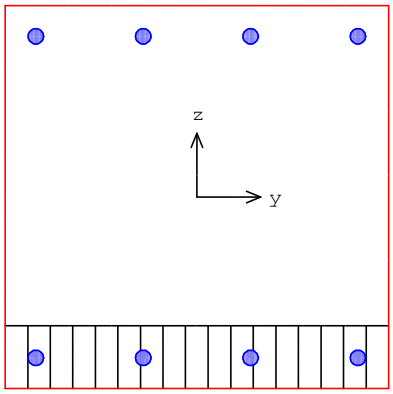



## Проверка прочности

Предельные усилия

| $x_d$ [м] | $M_y$ [кНм] | $M_{yu}$ [кНм] | $\gamma_u$ |
|---|---|---|---|
| 0.00 | -160.8 | -259.2 | **1.612** |

Сжатая зона




Высота сжатой зоны $h_c$ = 8.2 см

Кривизна $\kappa_y$ = 0.06616 1/м

Деформация $\varepsilon(z) = 0.6616z + 11.107$, %.

Деформации бетона в углах сечения

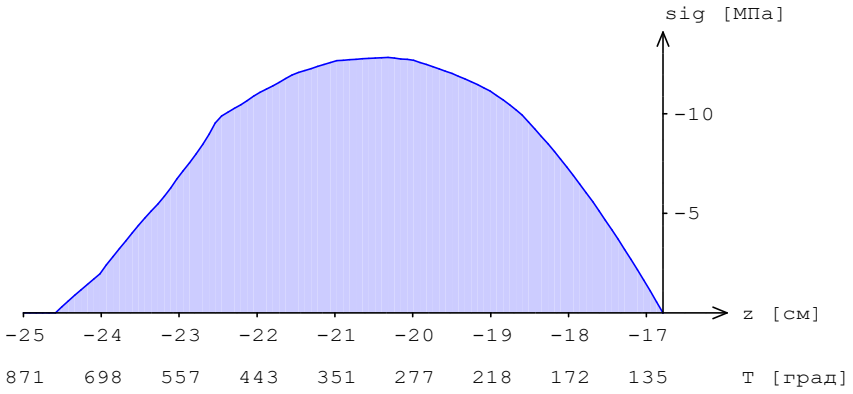
| Максимальная деформация | | | Минимальная деформация | | |
|---|---|---|---|---|---|
| $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] | T [°C] | $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] | T [°C] |
| 27.65 | 0.00 | 635 | -5.43 | -0.00 | 918 |

Деформации арматуры

| Максимальная деформация | | | Минимальная деформация | | |
|---|---|---|---|---|---|
| $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] | T [°C] | $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] | T [°C] |
| 25.00* | 486.9 | 23 | -2.79 | -213.8 | 528 |

* предельная деформация

Напряжение в сжатом бетоне




Усилия

| | N [кН] | $M_y$ [кНм] |
|---|---|---|
| в бетоне | 253.99 | -52.10 |
| в арматуре | -253.99 | -207.10 |
| суммарные | 0.00 | -259.20 |

**Проверка прочности согласно СП 468, 8.35 (рис.8.10г)**

Условие прочности $(M_o + 0.5M_t) / M_u$ = 147.9 / 259.2 = **0.571** <= 1

Условие прочности $M_n / M_u$ = 67.5 / 199.7 = **0.338** <= 1
при x = 3.00 м

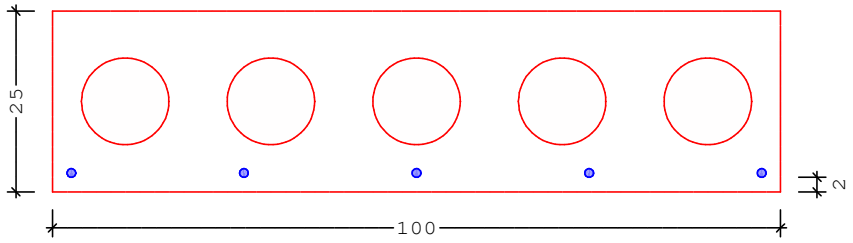
**Огнестойкость балки обеспечена**

Расчет выполнен модулем 314 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t315 Многопустотная плита

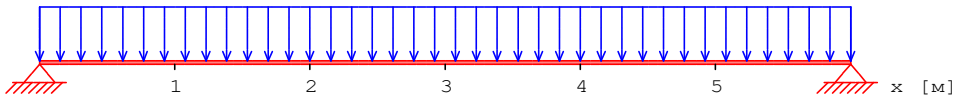
Сечение

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Ширина сечения | b | = | 100.0 | см |
| Высота сечения | h | = | 25.0 | см |
| Число полостей | n | = | 5 | - |
| Диаметр полостей | D | = | 12.0 | см |
| Диаметр арматуры | $d_{sн}$ | = | 12 | мм |
| Число стержней | $n_{sн}$ | = | 5 | - |
| Защитный слой | $a_{зн}$ | = | 20 | мм |
| Расстояние до ц.т. арматуры | $a_н$ | = | 2.60 | см |
| Площадь арматуры | $A_{sн}$ | = | 5.65 | $см^2$ |



| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Расчётная схема | Длина плиты | L | = | 6.00 | м |
| | Закрепление краёв плиты | | | шарнирное | |
| Распределённая нагрузка | расчётная | q | = | 10.00 | кН/м |
| | нормативная | $q_n$ | = | 8.00 | кН/м |
| | длительн.часть норм.нагрузки | $q_{nl}$ | = | 4.00 | кН/м |

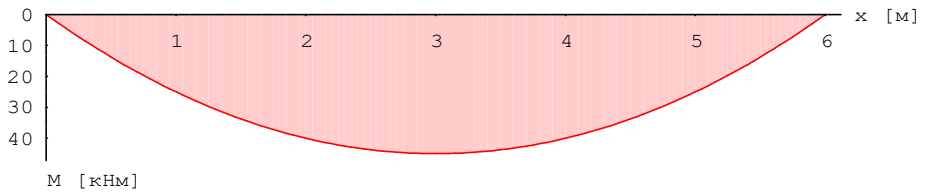
Расчётная нагрузка




| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Расчёт | Согласно СП 63.13330.2018 (с изменениями №1, №2) | | | | |
| | Расчёт на основе нелинейной деформационной модели | | | | |
| | Бетон | **В 25 (тяжелый)** | | | |
| | Коэффициент условий работы | $\gamma_b$ | = | 0.900 | - |
| | Влажность воздуха окружающей среды | | | от 40% до 75% | |
| | Коэффициент ползучести | $\varphi_{b,cr}$ | = | 2.50 | - |
| | Сопротивление бетона | $\gamma_b R_b$ | = | 13.05 | МПа |
| | Модуль упругости | $E_b$ | = | 30.00 | ГПа |
| | Для бетона применяется трёхлинейная диаграмма | | | | |
| | Арматура | **A500** | | | |
| | Сопротивление арматуры | $R_s$ | = | 435 | МПа |
| | | $R_{sc}$ | = | 400 | МПа |
| | Для арматуры применяется двухлинейная диаграмма | | | | |

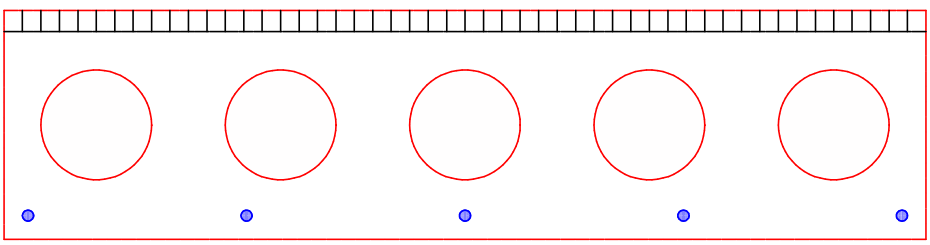
**Проверка прочности плиты**

Изгибающий момент от расчётной нагрузки




| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Изгибающий момент от расчётной нагрузки | | $M_+$ | = | 45.0 | кНм |
| Положительный предельный момент | | $M_{u+}$ | = | **52.6** | кНм |

Сжатая зона сечения при действии предельного момента



| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Расстояние от нижней стороны до нейтральной линии | | | = | 22.69 | см |

Деформация бетона

| Нижняя сторона | | Верхняя сторона | |
|---|---|---|---|
| ε [%.] | σ [МПа] | ε [%.] | σ [МПа] |
| 28.24 | 0.00 | -2.88 | -13.05 |

Деформация арматуры

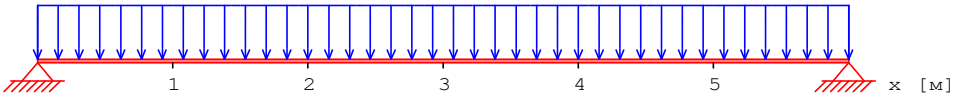
| Нижняя арматура | | Верхняя арматура | |
|---|---|---|---|
| ε [%.] | σ [МПа] | ε [%.] | σ [МПа] |
| 25.00 | 435.0 | | |

Условие прочности $M_+ / M_{u+} = 45.0 / 52.6 =$ **0.855** <= 1

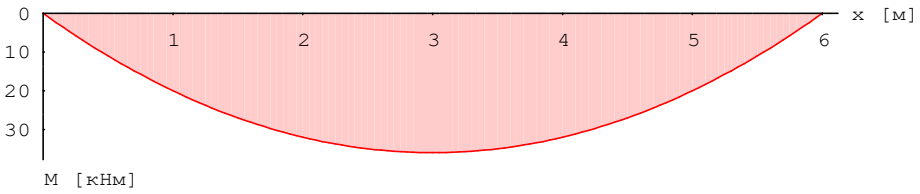
**Прочность плиты обеспечена**

**Проверка трещиностойкости плиты**

Нормативная нагрузка




Изгибающий момент от нормативной нагрузки

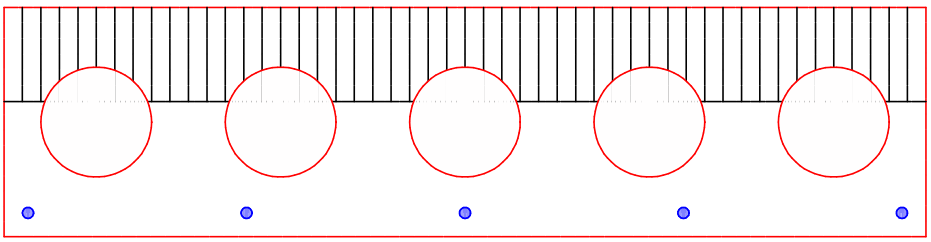



Изгибающий момент от нормативной нагрузки $M_{n+} = 36.0$ кНм

**Определение момента образования трещин**

Положительный момент образования трещин $M_{crc+} =$ **26.2** кНм

Сжатая зона сечения непосредственно перед образованием трещин



Деформация бетона

| Нижняя сторона | | Верхняя сторона | |
|---|---|---|---|
| ε [%.] | σ [МПа] | ε [%.] | σ [МПа] |
| 0.15 | 1.55 | -0.10 | -3.13 |

Деформация арматуры

| Нижняя арматура | | Верхняя арматура | |
|---|---|---|---|
| ε [%.] | σ [МПа] | ε [%.] | σ [МПа] |
| 0.12 | 24.7 | | |

Площадь растянутой зоны
$A_{bt} = 1250.0 - 280.9 = 969.1$ см$^2$
Площадь растянутой арматуры $A_{st} = 5.65$ см$^2$

## Определение ширины раскрытия трещин

Предельная ширина раскрытия трещин — Непродолжительное раскрытие $a_{c1,u}$ = 0.40 мм
Продолжительное раскрытие $a_{c2,u}$ = 0.30 мм

Момент от длительной части нормативной нагрузки $M_{nl+}$ = 18.0 кНм

Ширина раскрытия трещин на уровне нижней арматуры

| $\sigma_{s,crc}$ [МПа] | $\sigma_s$ [МПа] | $\sigma_{sl}$ [МПа] | $d_s$ [мм] | $l_s$ [см] | $a_{c1}$ [мм] | $a_{c2}$ [мм] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 219.4 | 301.0 | 150.5 | 12 | 40.0 | **0.125** | **0.000** |

**Трещиностойкость плиты обеспечена**

## Расчёт по прогибам согласно СП 63, 8.2.21

Жёсткости на участках без трещин
при непродолжительном действии нагрузки
$D = 0.85E_bI_{red}$ = 32.989 МНм$^2$
при продолжительном действии нагрузки
$D_l = E_bI_{red}/(1 + \varphi_{b,cr})$ = 11.762 МНм$^2$

На участках с трещинами кривизна вычисляется по формуле (8.141) на основе деформационной модели

Кривизны

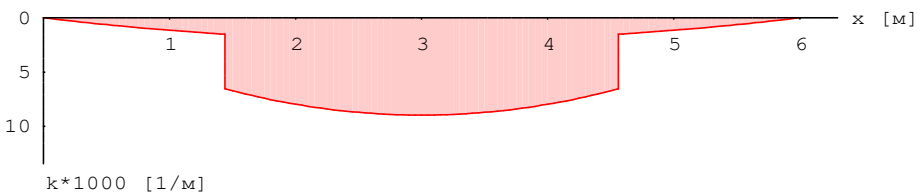
| | Кривизны (8.140) | | Кривизны (8.141) | | |
|---|---|---|---|---|---|
| x [м] | $k_1$ [1/м] | $k_2$ [1/м] | $k_1$ [1/м] | $k_2$ [1/м] | $k_3$ [1/м] |
| 0.00 | 0.00000 | 0.00000 | | | |
| 0.67 | 0.00022 | 0.00060 | | | |
| 1.33 | 0.00038 | 0.00106 | | | |
| 2.00* | | | 0.00717 | 0.00359 | 0.00439 |
| 2.67* | | | 0.00797 | 0.00398 | 0.00488 |
| 3.33* | | | 0.00797 | 0.00398 | 0.00488 |
| 4.00* | | | 0.00717 | 0.00359 | 0.00439 |
| 4.67 | 0.00038 | 0.00106 | | | |
| 5.33 | 0.00022 | 0.00060 | | | |
| 6.00 | 0.00000 | 0.00000 | | | |

* сечение с трещиной в растянутой зоне

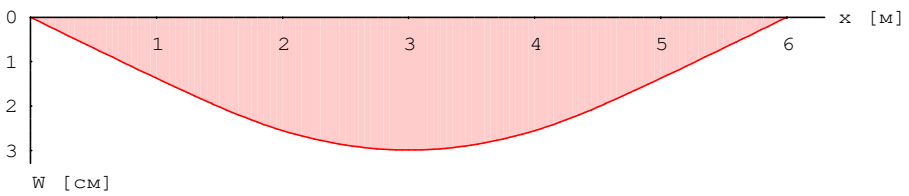
Момент, кривизна и прогиб

| x [м] | $M_n$ [кНм] | $M_{nl}$ [кНм] | k [1/м] | W [см] |
|---|---|---|---|---|
| 0.00 | 0.0 | 0.0 | 0.00000 | 0.000 |
| 0.67 | 14.2 | 7.1 | 0.00082 | 0.924 |
| 1.33 | 24.9 | 12.4 | 0.00144 | 1.811 |
| 2.00* | 32.0 | 16.0 | 0.00798 | 2.551 |
| 2.67* | 35.6 | 17.8 | 0.00886 | 2.941 |
| 3.33* | 35.6 | 17.8 | 0.00886 | 2.941 |
| 4.00* | 32.0 | 16.0 | 0.00798 | 2.551 |
| 4.67 | 24.9 | 12.4 | 0.00144 | 1.811 |
| 5.33 | 14.2 | 7.1 | 0.00082 | 0.924 |
| 6.00 | 0.0 | 0.0 | 0.00000 | 0.000 |

Кривизна



Прогиб




Условие проверки $W_{max}$ / $W_u$ = 2.99 / 4.00 = **0.748** <= 1

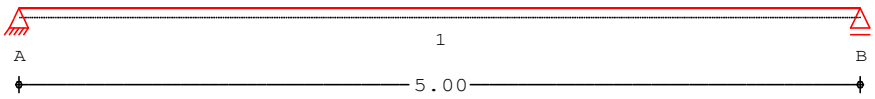
**Прогиб плиты не превышает предельный прогиб**

Расчет выполнен модулем 315 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t320_1 Однопролетная балка

Расчётная схема

М = 1 :45



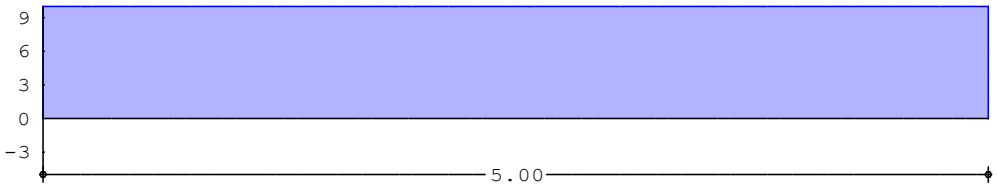

Воздействия

| № | Тип воздействия | Описание |
|---|---|---|
| 1 | Постоянное | Собственный вес металлических конструкций |
| 2 | Кратковременное | Равномерно распределенная нагрузка - жилые помещения |

Нагружение

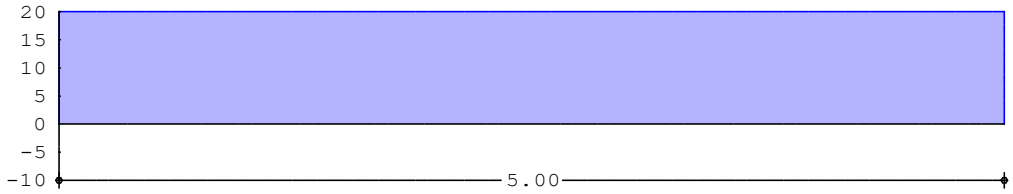
Нагружение 1 постоянные нагрузки $\gamma_f$ = 1.05

М = 1 :40




| | N. | Пролёт опора | a [м] | s [м] | $p_л$/P [кН/м, кН, | $p_п$/M кНм] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Равномерн. | 1 | 1 | | | 10.00 | |

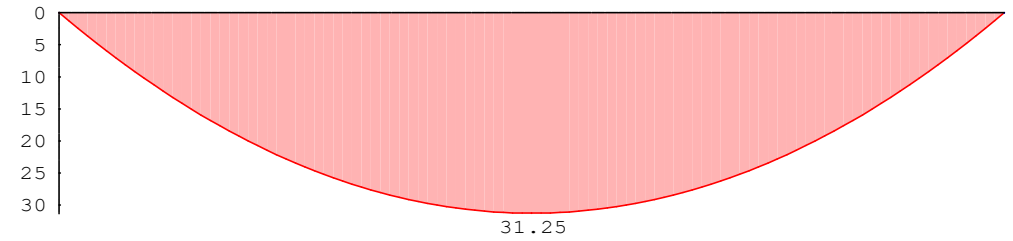
Нагружение 2 кратковременные нагрузки $\gamma_f$ = 1.30
М = 1 :40



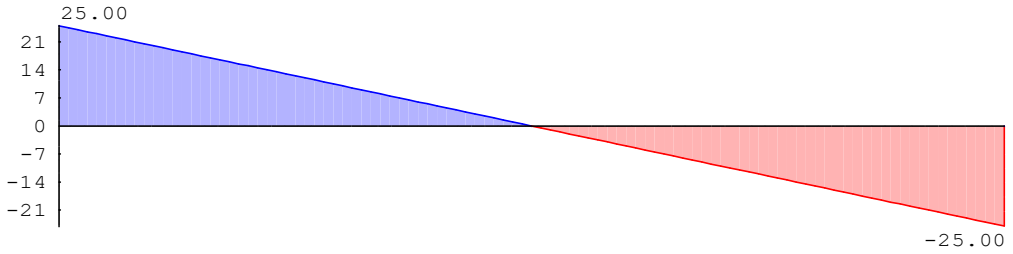

| | N. опора | Пролёт | a [м] | s [м] | $p_л$/P [кН/м,кН,кН] | $p_п$/M [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Равномерн. | 1 | 1 | | | 20.00 | |

Усилия в сечении по линейно упругой теории

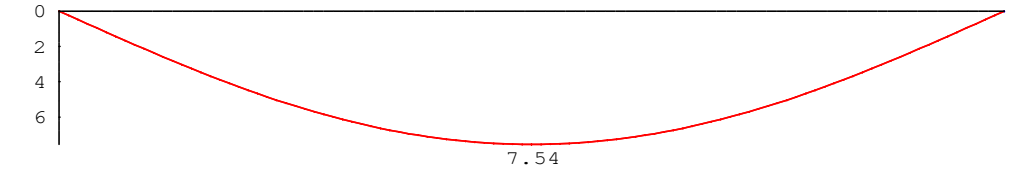
Нагружение 1 моменты $M_{упр}$ [кНм]
М = 1 :40




Нагружение 1 поперечные силы $Q_{упр}$ [кН]
М = 1 :40



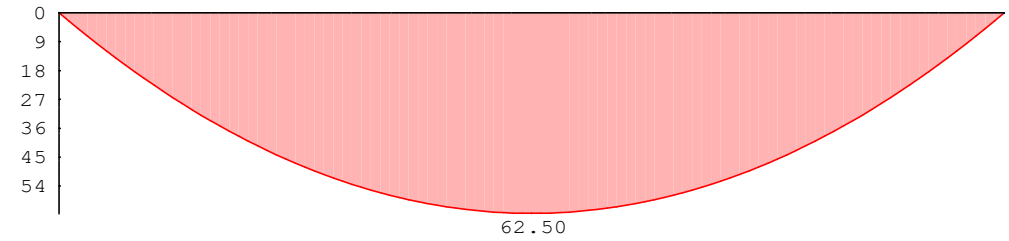

Нагружение 1 прогибы $f_{упр}$ [мм]
М = 1 :40



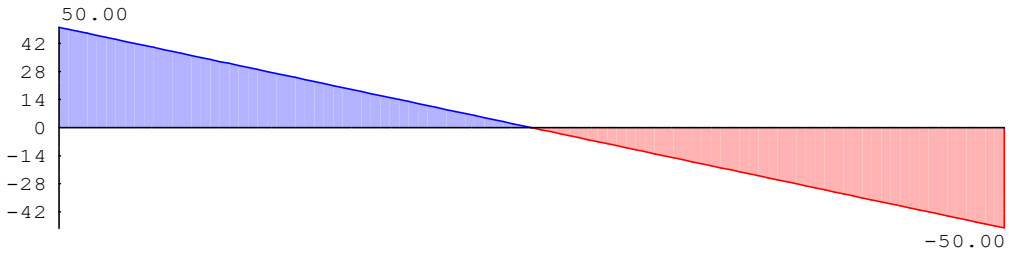

Нагружение 1

| | | max | | | min | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Пролет | x [м] | $M_1$ [кНм] | $Q_1$ [кН] | $w_1$ [мм] | $M_1$ [кНм] | $Q_1$ [кН] | $w_1$ [мм] |
| 1 | 0.00 | 0.00 | 25.00 | 0.00 | 0.00 | 25.00 | 0.00 |
| 1 | 1.25 | 23.44 | 12.50 | 5.37 | 23.44 | 12.50 | 5.37 |
| 1 | 2.50* | 31.25 | 0.00 | 7.54 | 31.25 | 0.00 | 7.54 |
| 1 | 3.75 | 23.44 | -12.50 | 5.37 | 23.44 | -12.50 | 5.37 |
| 1 | 5.00 | 0.00 | -25.00 | 0.00 | 0.00 | -25.00 | 0.00 |

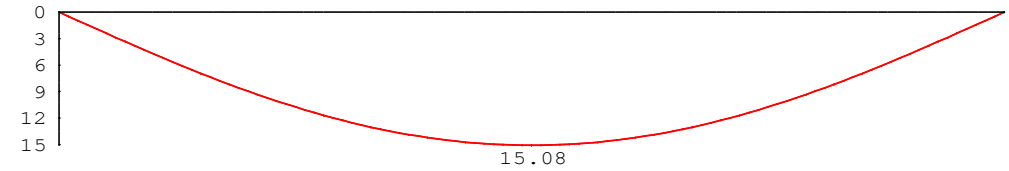
Нагружение 2 огибающая моментов $M_{упр}$ [кНм]
М = 1 :40




Нагружение 2 огибающая поперечных сил $Q_{упр}$ [кН]
М = 1 :40




Нагружение 2 огибающая прогибов $f_{упр}$ [мм]
М = 1 :40




Нагружение 2

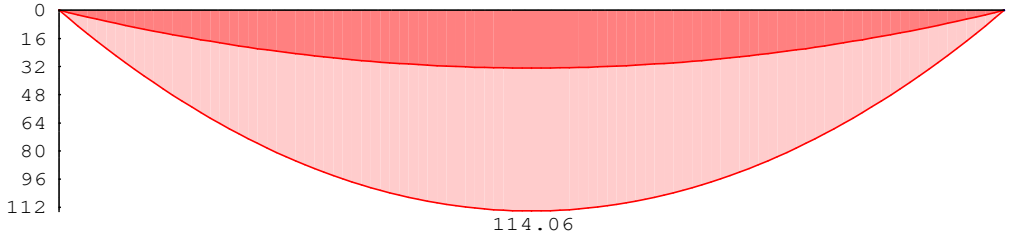
| | | max | | | min | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Пролет | x [м] | $M_2$ [кНм] | $Q_2$ [кН] | $w_2$ [мм] | $M_2$ [кНм] | $Q_2$ [кН] | $w_2$ [мм] |
| 1 | 0.00 | 0.00 | 50.00 | 0.00 | 0.00 | 50.00 | 0.00 |
| 1 | 1.25 | 46.88 | 25.00 | 10.75 | 46.88 | 25.00 | 10.75 |
| 1 | 2.50* | 62.50 | 0.00 | 15.08 | 62.50 | 0.00 | 15.08 |
| 1 | 3.75 | 46.88 | -25.00 | 10.75 | 46.88 | -25.00 | 10.75 |
| 1 | 5.00 | 0.00 | -50.00 | 0.00 | 0.00 | -50.00 | 0.00 |

Реакции опор

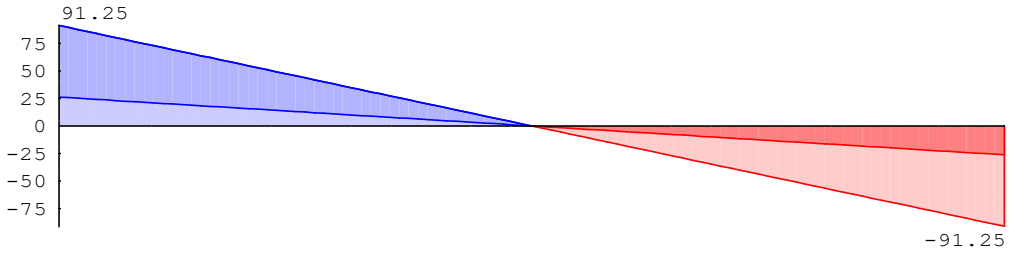
| Нагружение | опора | max [кН] | min [кН] |
|---|---|---|---|
| 1 | A | 25.00 | 25.00 |
| | B | 25.00 | 25.00 |
| 2 | A | 50.00 | 50.00 |
| | B | 50.00 | 50.00 |

РСУ
Момент М [кНм]
М = 1 :40

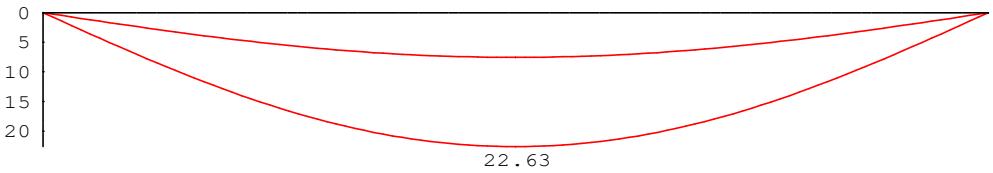
Сочетания усилий согласно СП 20.13330.2016
основные сочетания усилий



Попер. сила Q [кН] основные сочетания усилий
М = 1 :40




Прогибы [мм] основные сочетания усилий
М = 1 :40



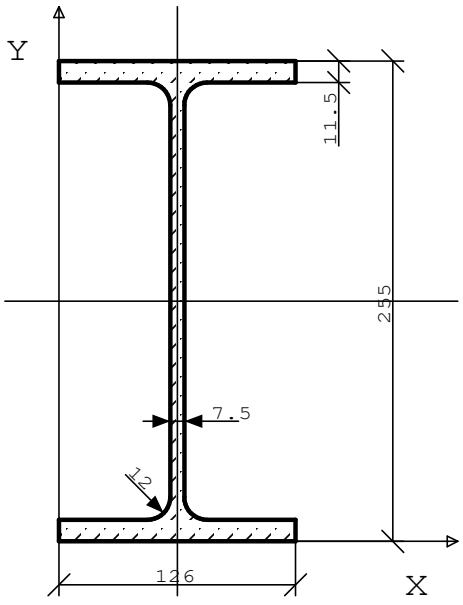

Расчетные сочетания усилий и перемещений

| | | max | | | min | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Про лет | x [м] | $M_{РСУ}$ [кНм] | $Q_{РСУ}$ [кН] | $w_{РСУ}$ [мм] | $M_{РСУ}$ [кНм] | $Q_{РСУ}$ [кН] | $w_{РСУ}$ [мм] |
| 1 | 0.00 | 0.0 | 91.2 | 0.00 | 0.0 | 26.2 | 0.00 |
| 1 | 1.25 | 85.5 | 45.6 | 16.12 | 24.6 | 13.1 | 5.37 |
| 1 | 2.50* | 114.1 | 0.0 | 22.63 | 32.8 | 0.0 | 7.54 |
| 1 | 3.75 | 85.5 | -13.1 | 16.12 | 24.6 | -45.6 | 5.37 |
| 1 | 5.00 | 0.0 | -26.2 | 0.00 | 0.0 | -91.2 | 0.00 |

Сочетания реакций в опорах

| Сочетание | опора | max [кН] | min [кН] |
|---|---|---|---|
| основные РСУ | A | 91.25 | 26.25 |
| | B | 91.25 | 26.25 |

Сечение балки
Профиль 25Б3 двутавр балочный, ГОСТ Р 57837—2017
М = 1 : 4




высота h = 255мм ширина b = 126мм
толщ.полки t = 11.5мм толщ.стенки $t_w$ = 7.5мм

Параметры сечения площадь A = 47.6см$^2$ мом.инерции $I_x$ = 5238 см$^4$
ст.момент $S_x$ = 234 см$^3$ мом.инерции $I_y$ = 384.8см$^4$
св.круч. $I_t$ = 18.4см$^4$ сект.момент $I_\omega$ =5.604e4см$^6$
момент сопротивления W = 410.8см$^3$

Материал балки **сталь С 255, С255 ГОСТ 27772-2015**
мод.упруг. E = 206 ГПА мод.сдвига G = 79.2 ГПа
сопр.изг. $R_y$ = 240 МПА сопр.сдвигу $R_s$ = 139 МПа

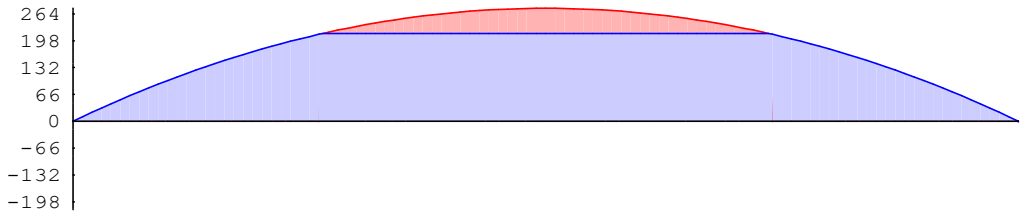
Результаты расчета балки 1 класса по СП 16.13330.2017, gamma_c=0.90

Критическое РСУ

| N | нагр | коэф. | пролеты |
|---|---|---|---|
| 1 | 1 | 1.05 | 1 |
| | 2 | 1.30 | 1 |

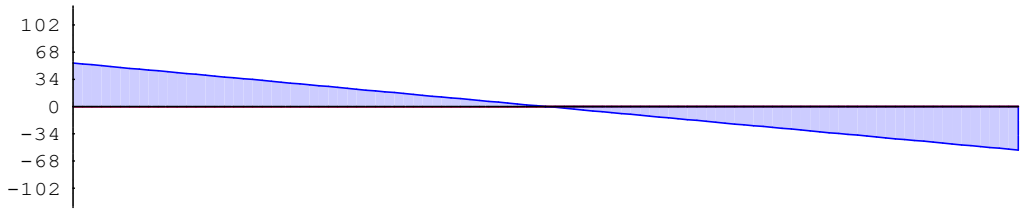
Расчет на прочность макс.момент M = 114кНм достигается в пролете 1
при РСУ N 1 в сечении с координатой x = 2.50м
условие (41) $M/(W*R_y*\gamma_c)$ = 1.29 **УСЛОВИЕ НЕ ВЫПОЛНЕНО!**

Напряжения нормальные sigma_x [МПа]
M = 1 :40



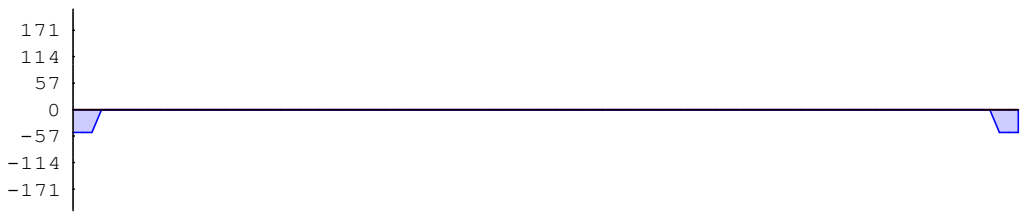

макс.попер.сила Q = 91.2кН в опоре A при РСУ N 1
условие (42) $Q*S/(I*t_w*R_s*\gamma_c)$ = 0.43 условие выполнено

Напряжения касательные tau_xy [МПа]
M = 1 :40



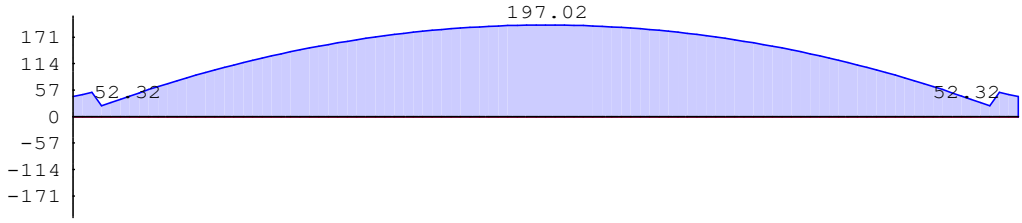

макс.лок.нагр. Q = 369кН/м в опоре A при РСУ N 1
условие (46) $\sigma_{loc}/(R_y*\gamma_c)$= 0.23 условие выполнено

Напряжения локальные sigma_loc [МПа]
M = 1 :40



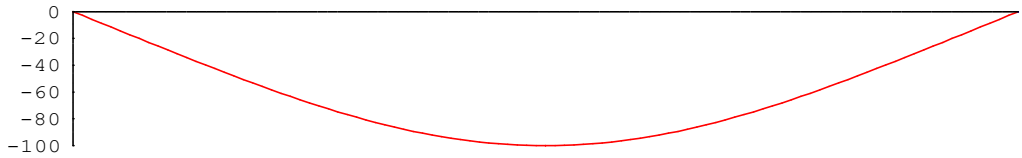
макс. эквивал. напряжения достигаются в пролете 1
при РСУ N 1 в сечении с координатой x = 2.50м
sigma_x= -226МПа sigma_y= -0МПа tau_xy= 0МПа
условие (44) $\sigma_{экв}*0.87/(R_y*\gamma_c)= 0.91$ условие выполнено

Напряжения эквивалентные sigma_экв [МПа]
M = 1 :40




Устойчивость балки наиболее опасное РСУ N 1 макс.момент M = 114кНм
коэффиц. $\psi$ = 3.75 коэф.устойч. $\varphi_b$ = 0.61
условие (69) $M/(\varphi_b*W_c*R_y*\gamma_c)$ = 2.09 **УСЛОВИЕ НЕ ВЫПОЛНЕНО!**

Форма потери устойчивости [условные единицы]
M = 1 :40

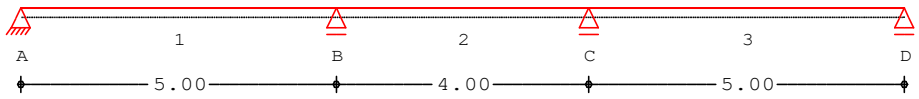



Расчет выполнен модулем 320 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t320_3 Трехпролетная балка

Расчётная схема

M = 1 :120



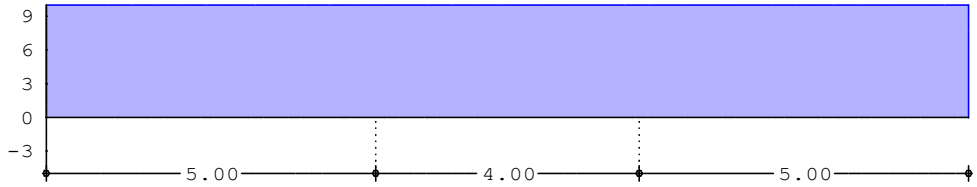

Воздействия

| № | Тип воздействия | Описание |
|---|---|---|
| 1 | Постоянное | Собственный вес металлических конструкций |
| 2 | Кратковременное | Равномерно распределенная нагрузка - жилые помещения |

Нагружение

Нагружение 1 постоянные нагрузки $\gamma_f = 1.05$

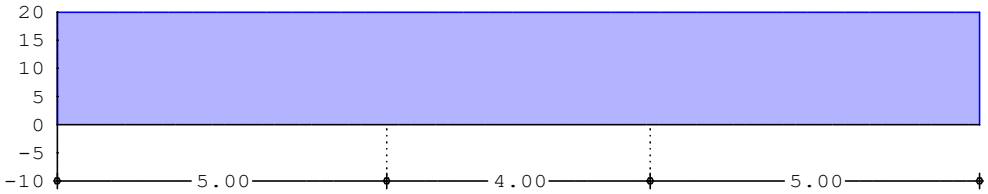
М = 1 :115




| | N. | Пролёт опора | a [м] | s [м] | $p_л$/P [кН/м, кН, кНм] | $p_п$/M |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Равномерн. | 1 | 1-3 | | | 10.00 | |

Нагружение 2 кратковременные нагрузки $\gamma_f = 1.30$

М = 1 :115

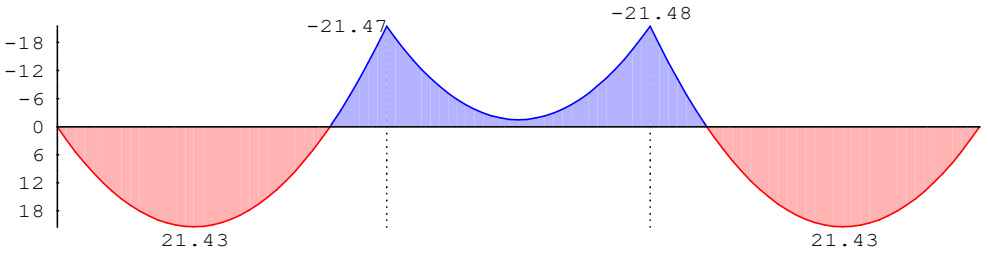



| | N. | Пролёт опора | a [м] | s [м] | $p_л$/P [кН/м, кН, кНм] | $p_п$/M |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Равномерн. | 1 | 1-3 | | | 20.00 | |

Усилия в сечении по линейно упругой теории

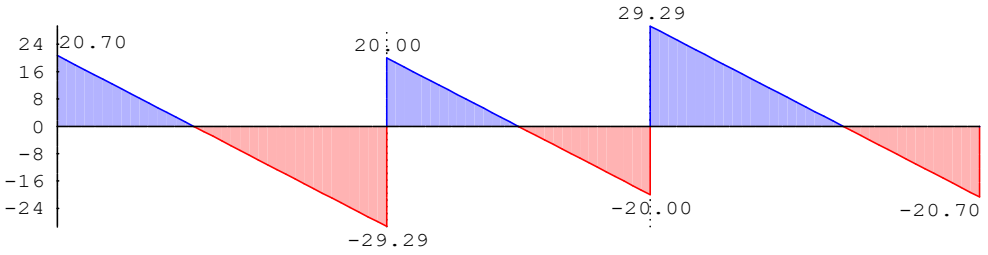
Нагружение 1 моменты $M_{упр}$ [кНм]

М = 1 :115

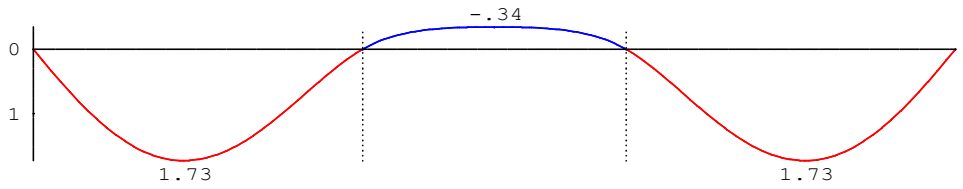



Нагружение 1 поперечные силы $Q_{упр}$ [кН]

М = 1 :115



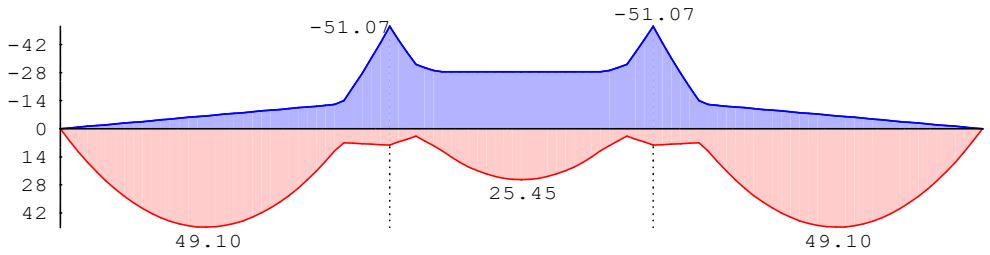
Нагружение 1 прогибы $f_{упр}$ [мм]
M = 1 :115



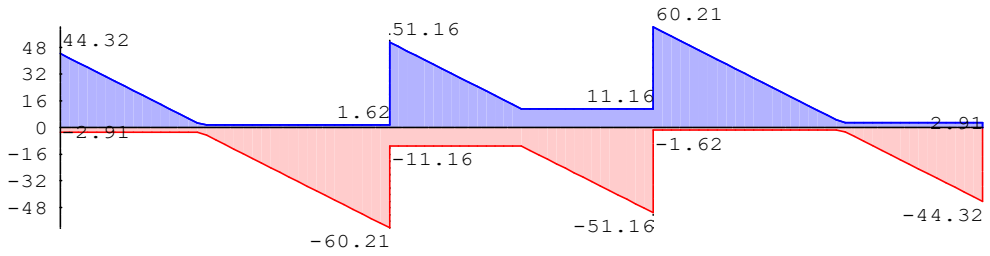

Нагружение 1

| | | max | | | min | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Пролет | x [м] | $M_1$ [кНм] | $Q_1$ [кН] | $w_1$ [мм] | $M_1$ [кНм] | $Q_1$ [кН] | $w_1$ [мм] |
| 1 | 0.00 | 0.00 | 20.70 | 0.00 | 0.00 | 20.70 | 0.00 |
| 1 | 1.25 | 18.07 | 8.20 | 1.33 | 18.07 | 8.20 | 1.33 |
| 1 | 2.07* | 21.43 | -0.00 | 1.71 | 21.43 | -0.00 | 1.71 |
| 1 | 2.29* | 21.18 | -2.15 | 1.73 | 21.18 | -2.15 | 1.73 |
| 1 | 2.50 | 20.51 | -4.30 | 1.71 | 20.51 | -4.30 | 1.71 |
| 1 | 3.75 | 7.33 | -16.80 | 1.02 | 7.33 | -16.80 | 1.02 |
| 1 | 5.00 | -21.48 | -29.30 | 0.00 | -21.48 | -29.30 | 0.00 |
| 2 | 0.00 | -21.48 | 20.00 | 0.00 | -21.48 | 20.00 | 0.00 |
| 2 | 1.00 | -6.50 | 10.00 | -0.30 | -6.50 | 10.00 | -0.30 |
| 2 | 2.00* | -1.48 | 0.00 | -0.34 | -1.48 | 0.00 | -0.34 |
| 2 | 3.00 | -6.50 | -10.00 | -0.30 | -6.50 | -10.00 | -0.30 |
| 2 | 4.00 | -21.48 | -20.00 | 0.00 | -21.48 | -20.00 | 0.00 |
| 3 | 0.00 | -21.48 | 29.30 | 0.00 | -21.48 | 29.30 | 0.00 |
| 3 | 1.25 | 7.33 | 16.80 | 1.02 | 7.33 | 16.80 | 1.02 |
| 3 | 2.50 | 20.51 | 4.30 | 1.71 | 20.51 | 4.30 | 1.71 |
| 3 | 2.71* | 21.18 | 2.15 | 1.73 | 21.18 | 2.15 | 1.73 |
| 3 | 2.93* | 21.43 | 0.00 | 1.71 | 21.43 | 0.00 | 1.71 |
| 3 | 3.75 | 18.07 | -8.20 | 1.33 | 18.07 | -8.20 | 1.33 |
| 3 | 5.00 | 0.00 | -20.70 | 0.00 | 0.00 | -20.70 | 0.00 |

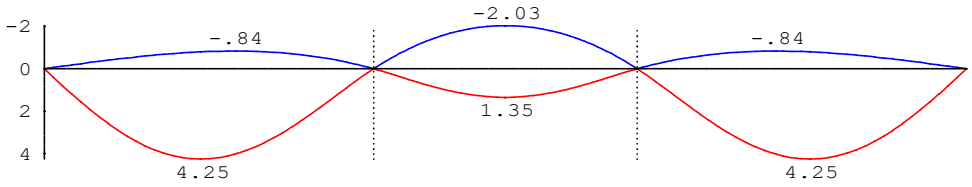
Нагружение 2 огибающая моментов $M_{упр}$ [кНм]
M = 1 :115




Нагружение 2 огибающая поперечных сил $Q_{упр}$ [кН]
M = 1 :115



Нагружение 2 огибающая прогибов $f_{упр}$ [мм]
М = 1 :115




Нагружение 2

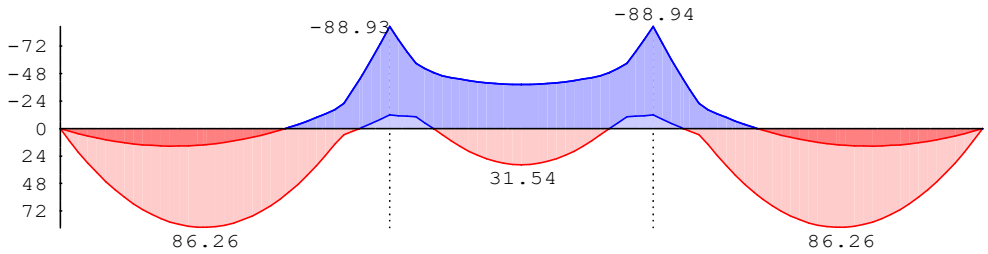
| Про лет | x [м] | max $M_2$ [кНм] | max $Q_2$ [кН] | max $w_2$ [мм] | min $M_2$ [кНм] | min $Q_2$ [кН] | min $w_2$ [мм] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 0.00 | 44.32 | 0.00 | 0.00 | -2.91 | 0.00 |
| 1 | 1.25 | 39.77 | 19.32 | 3.16 | -3.64 | -2.91 | -0.51 |
| 1 | 2.22* | 49.10 | 1.67 | 4.23 | -6.45 | -4.58 | -0.77 |
| 1 | 2.38* | 48.82 | 1.62 | 4.25 | -6.92 | -7.78 | -0.80 |
| 1 | 2.50 | 48.30 | 1.62 | 4.24 | -7.27 | -10.21 | -0.81 |
| 1 | 2.89* | 44.57 | 1.62 | 4.03 | -8.40 | -17.95 | -0.84 |
| 1 | 3.75 | 25.57 | 1.62 | 2.76 | -10.91 | -35.21 | -0.71 |
| 1 | 5.00 | 8.12 | 1.62 | 0.00 | -51.07 | -60.21 | 0.00 |
| 2 | 0.00 | 8.12 | 51.16 | 0.00 | -51.07 | -11.16 | 0.00 |
| 2 | 1.00 | 15.41 | 31.16 | 0.92 | -28.41 | -11.16 | -1.52 |
| 2 | 2.00* | 25.45 | 11.16 | 1.35 | -28.41 | -11.16 | -2.03 |
| 2 | 3.00 | 15.41 | 11.16 | 0.92 | -28.41 | -31.16 | -1.52 |
| 2 | 4.00 | 8.12 | 11.16 | 0.00 | -51.07 | -51.16 | 0.00 |
| 3 | 0.00 | 8.12 | 60.21 | 0.00 | -51.07 | -1.62 | 0.00 |
| 3 | 1.25 | 25.57 | 35.21 | 2.76 | -10.91 | -1.62 | -0.71 |
| 3 | 2.11* | 44.57 | 17.95 | 4.03 | -8.40 | -1.62 | -0.84 |
| 3 | 2.50 | 48.30 | 10.21 | 4.24 | -7.27 | -1.62 | -0.81 |
| 3 | 2.62* | 48.82 | 7.78 | 4.25 | -6.92 | -1.62 | -0.80 |
| 3 | 2.78* | 49.10 | 4.58 | 4.23 | -6.45 | -1.67 | -0.77 |
| 3 | 3.75 | 39.77 | 2.91 | 3.16 | -3.64 | -19.32 | -0.51 |
| 3 | 5.00 | 0.00 | 2.91 | 0.00 | 0.00 | -44.32 | 0.00 |

Реакции опор

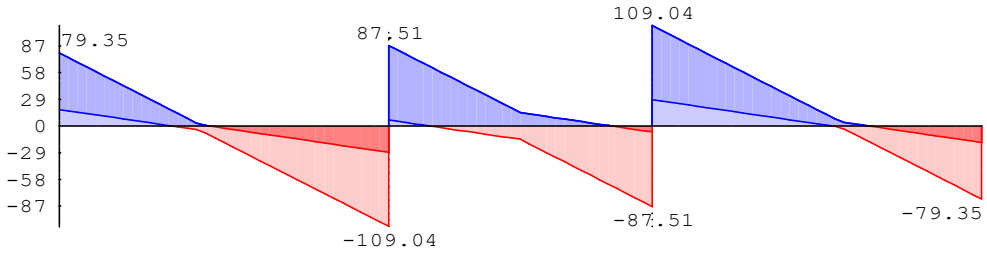
| Нагружение | опора | max [кН] | min [кН] |
|---|---|---|---|
| 1 | A | 20.70 | 20.70 |
| | B | 49.30 | 49.30 |
| | C | 49.30 | 49.30 |
| | D | 20.70 | 20.70 |
| 2 | A | 44.32 | -2.91 |
| | B | 111.37 | -12.78 |
| | C | 111.37 | -12.78 |
| | D | 44.32 | -2.91 |

РСУ
Момент М [кНм]
М = 1 :115

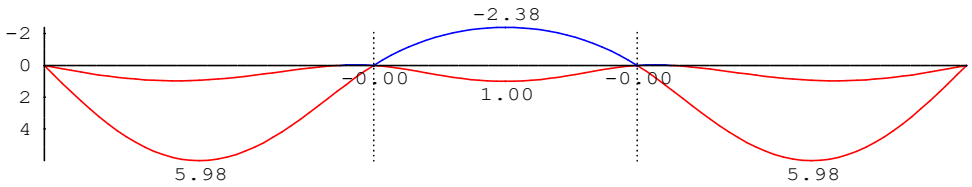
Сочетания усилий согласно СП 20.13330.2016
основные сочетания усилий



Попер. сила Q [кН] основные сочетания усилий
M = 1 :115




Прогибы [мм] основные сочетания усилий
M = 1 :115



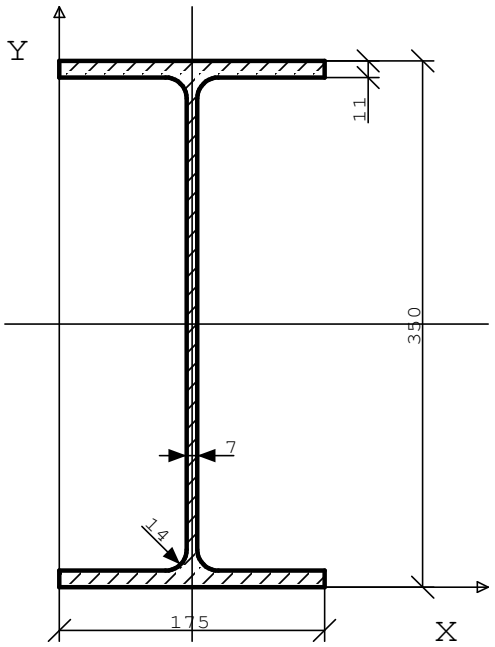

Расчетные сочетания усилий и перемещений

| | | max | | | min | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Пролет | x [м] | $M_{РСУ}$ [кНм] | $Q_{РСУ}$ [кН] | $w_{РСУ}$ [мм] | $M_{РСУ}$ [кНм] | $Q_{РСУ}$ [кН] | $w_{РСУ}$ [мм] |
| 1 | 0.00 | 0.00 | 79.35 | 0.00 | 0.00 | 17.96 | 0.00 |
| 1 | 1.25 | 70.68 | 33.73 | 4.48 | 14.24 | 4.83 | 0.82 |
| 1 | 2.17* | 86.26 | 1.49 | 5.93 | 14.23 | -6.36 | 0.96 |
| 1 | 2.35* | 85.67 | -0.83 | 5.98 | 13.20 | -12.33 | 0.93 |
| 1 | 2.50 | 84.32 | -2.40 | 5.95 | 12.08 | -17.79 | 0.90 |
| 1 | 3.75 | 40.93 | -15.52 | 3.79 | -6.49 | -63.41 | 0.31 |
| 1 | 5.00 | -12.00 | -28.65 | 0.00 | -88.94 | -109.04 | 0.00 |
| 2 | 0.00 | -12.00 | -28.65 | 0.00 | -88.94 | -109.04 | 0.00 |
| 2 | 1.00 | 13.21 | 51.01 | 0.62 | -43.76 | -4.01 | -1.83 |
| 2 | 2.00* | 31.54 | 14.51 | 1.00 | -38.48 | -14.51 | -2.38 |
| 2 | 3.00 | 13.21 | 4.01 | 0.62 | -43.76 | -51.01 | -1.83 |
| 2 | 4.00 | -12.00 | -6.49 | 0.00 | -88.94 | -87.51 | 0.00 |
| 3 | 0.00 | -12.00 | -6.49 | 0.00 | -88.94 | -87.51 | 0.00 |
| 3 | 1.25 | 40.93 | 63.41 | 3.79 | -6.49 | 15.52 | 0.31 |
| 3 | 2.50 | 84.32 | 17.79 | 5.95 | 12.08 | 2.40 | 0.90 |
| 3 | 2.65* | 85.67 | 12.33 | 5.98 | 13.20 | 0.83 | 0.93 |
| 3 | 2.83* | 86.26 | 6.36 | 5.93 | 14.23 | -1.49 | 0.96 |
| 3 | 3.75 | 70.68 | -4.83 | 4.48 | 14.24 | -33.73 | 0.82 |
| 3 | 5.00 | 0.00 | -17.96 | 0.00 | 0.00 | -79.35 | 0.00 |

Сочетания реакций в опорах

| Сочетание | опора | max [кН] | min [кН] |
|---|---|---|---|
| основные РСУ | A | 79.35 | 17.96 |
| | B | 196.55 | 35.14 |
| | C | 196.55 | 35.14 |
| | D | 79.35 | 17.96 |

Сечение балки
Профиль 35Б2 двутавр балочный, ГОСТ Р 57837—2017
М = 1 : 5




| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | высота | $h$ = 350мм | ширина | $b$ = 175мм | |
| | толщ.полки | $t$ = 11.0мм | толщ.стенки | $t_w$ = 7.0мм | |
| Параметры сечения | площадь | $A$ = 63.1см$^2$ | мом.инерции | $I_x$ = 1.356e4см$^4$ | |
| | ст.момент | $S_x$ = 434 см$^3$ | мом.инерции | $I_y$ = 984.3см$^4$ | |
| | св.круч. | $I_t$ = 22.1см$^4$ | сект.момент | $I_\omega$ = 2.797e5см$^6$ | |
| | | | момент сопротивления | $W$ = 774.8см$^3$ | |

Материал балки **сталь С 255, С255 ГОСТ 27772-2015**

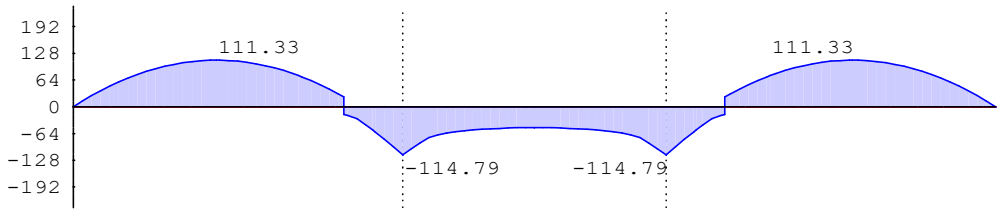
| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | мод.упруг. | $E$ = 206 ГПА | мод.сдвига | $G$ = 79.2 ГПа | |
| | сопр.изг. | $R_y$ = 240 МПА | сопр.сдвигу | $R_s$ = 139 МПа | |

Результаты расчета балки 1 класса по СП 16.13330.2017, gamma_c=1.00
Критические РСУ

| N | нагр | коэф. | пролеты | N | нагр | коэф. | пролеты |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1 | 1.05 | 123 | 2 | 1 | 1.05 | 123 |
| | 2 | 1.30 | 12 | | 2 | 1.30 | 23 |
| 3 | 1 | 1.05 | 123 | | | | |
| | 2 | 1.30 | 13 | | | | |

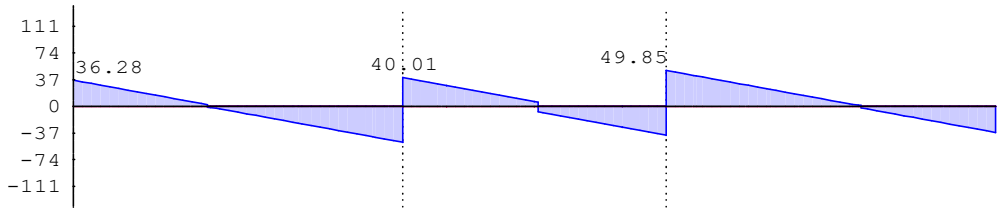
Расчет на прочность макс. момент $M$ = 88.9кНм в опоре B при РСУ N 1
условие (41) $M/(W*R_y*\gamma_c)$ = 0.48 условие выполнено

Напряжения нормальные sigma_x [МПа]
М = 1 :115



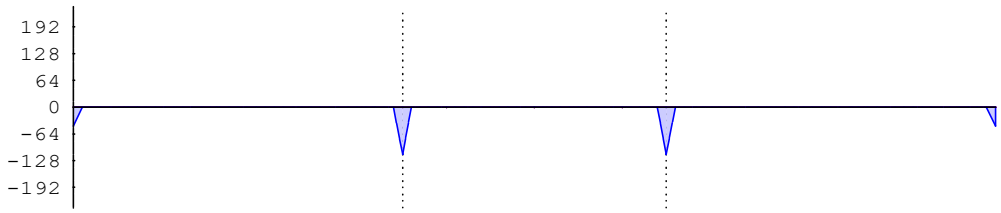

макс.попер.сила $Q$ = 109кН в опоре B при РСУ N 1
условие (42) $Q*S/(I*t_w*R_s*\gamma_c)$ = 0.36 условие выполнено

Напряжения касательные tau_xy [МПа]
M = 1 :115



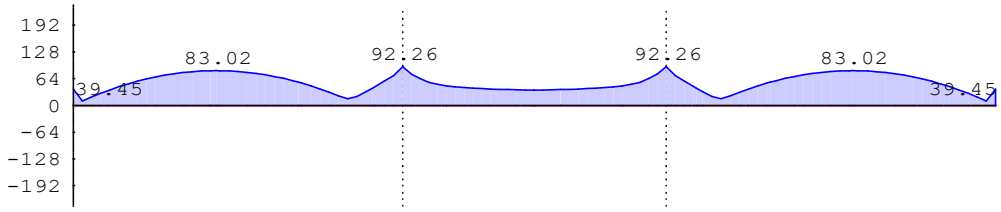

макс.лок.нагр. Q = 786кН/м в опоре C при РСУ N 2
условие (46) $\sigma_{loc}/(R_y*\gamma_c)$= 0.47 условие выполнено

Напряжения локальные sigma_loc [МПа]
M = 1 :115



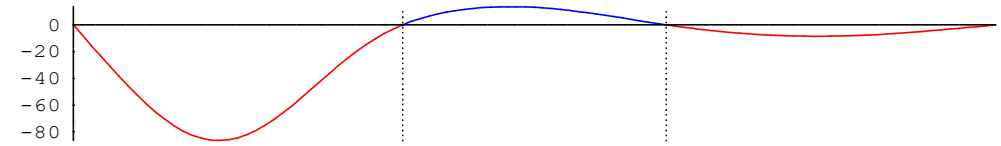

макс.эквивалентн. напряжения в опоре C при РСУ N 2
sigma_x= -98МПа sigma_y= -112МПа tau_xy= 41МПа
условие (44) $\sigma_{экв}*0.87/(R_y*\gamma_c)$= 0.38 условие выполнено

Напряжения эквивалентные sigma_экв [МПа]
M = 1 :115




Устойчивость балки наиболее опасное РСУ N 3 макс.момент M = 86.3кНм
коэффиц. $\psi$ = 2.58 коэф.устойч. $\varphi_b$ = 0.79
условие (69) $M/(\varphi_b*W_c*R_y*\gamma_c)$ = 0.59 условие выполнено

Форма потери устойчивости [условные единицы]
M = 1 :115

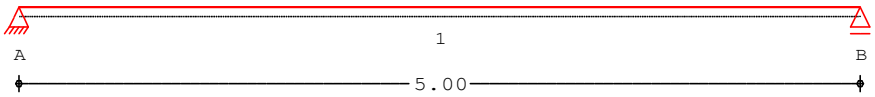


Расчет выполнен модулем 320 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t321 Однопролетная балка ТКП EN 1993-1-1

Расчётная схема

М = 1 :45




Опоры

| Опора | t [см] | Опора | t [см] |
|---|---|---|---|
| A | 20.0 | B | 20.0 |

Воздействия

| № | Тип воздействия | Описание |
|---|---|---|
| 1 | Постоянное | Постоянное воздействие постоянное - |
| 2 | Переменное | Категория А: жилые здания переменное Категория-А |

Характеристики

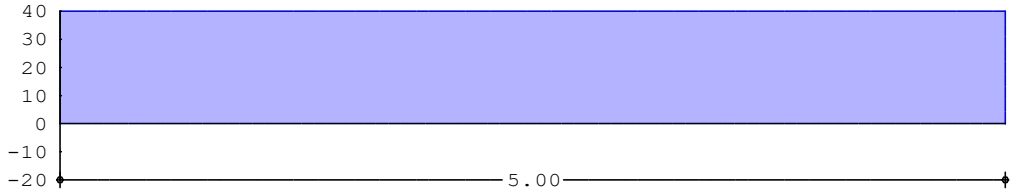
| № | $\gamma_F$ | $\psi_0$ / $\xi$ | $\psi_1$ | $\psi_2$ | группа несоч. | знак | распред по прол |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1.35 | 0.85 | | | | | |
| 2 | 1.50 | 0.70 | 0.50 | 0.30 | | | неблаг. |

Коэффициент управления надежностью конструкции $K_{FI}$= 1.00
Сочетание воздейст. по формуле (6.10) EN 1990

Нагружение

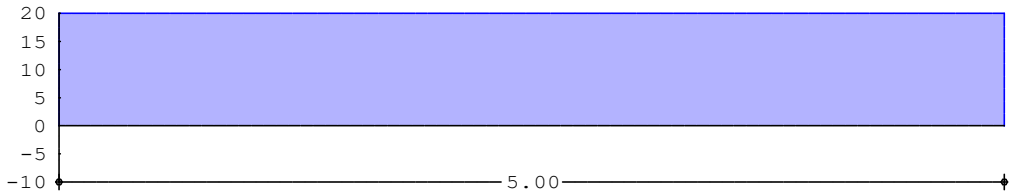
Нагружение 1 постоянное - $\gamma_f$ = 1.35

М = 1 :40




| | N. | Пролёт опора | a [м] | s [м] | $p_л$/P [кН/м,кН] | $p_п$/M [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Равномерн. | 1 | 1 | | | 40.00 | |

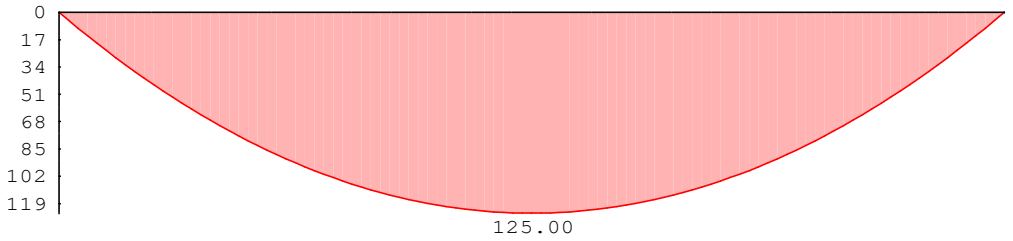
Нагружение 2 переменное Категория-А $\gamma_f$ = 1.50
M = 1 :40



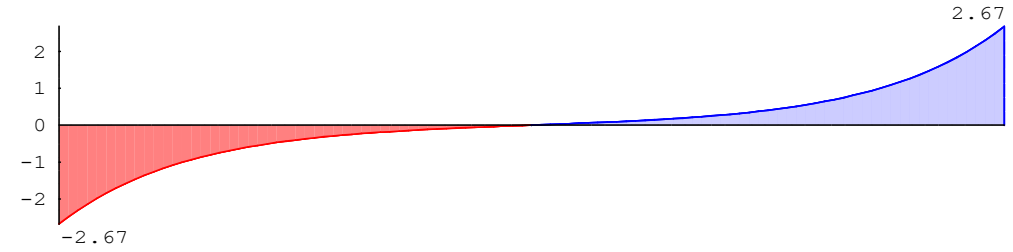

| | N. опора | Пролёт | a [м] | s [м] | $p_л$/P [кН/м,кН, | $p_п$/M кНм] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Равномерн. | 1 | 1 | | | 20.00 | |

Усилия в сечении по линейно упругой теории

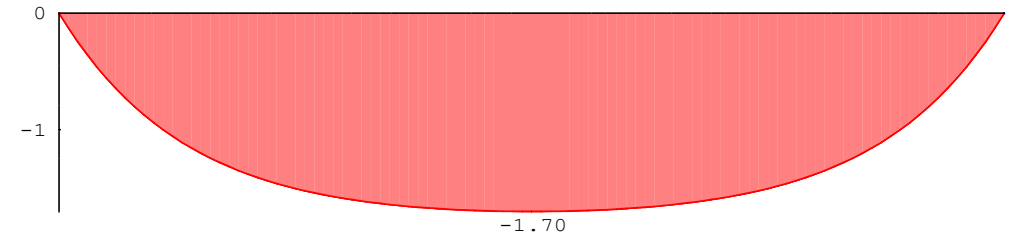
Нагружение 1 моменты $M_{упр}$ [кНм]
M = 1 :40



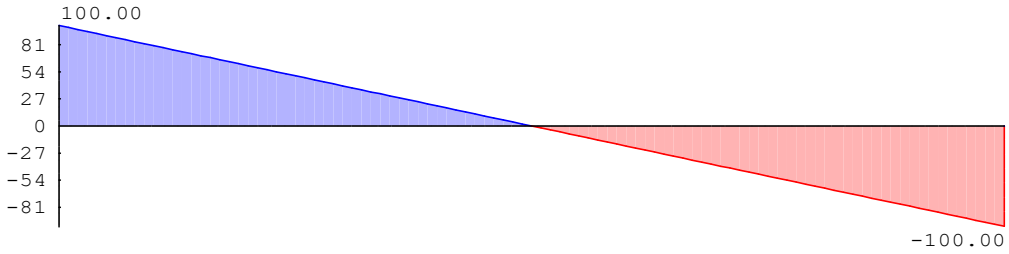

Нагружение 1 Моменты Mw, соответствующие моментам $M_{упр}$ [кНм]
M = 1 :40



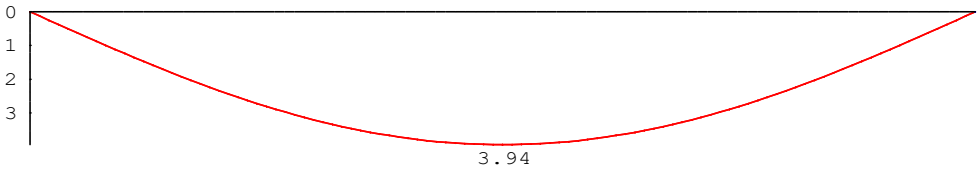

Нагружение 1 Бимоменты B, соответствующие моментам $M_{упр}$ [кНм2]
M = 1 :40



Нагружение 1 поперечные силы $Q_{упр}$ [кН]
М = 1 :40



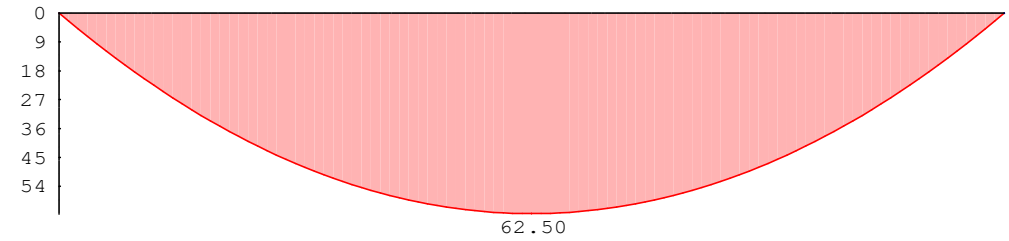

Нагружение 1 прогибы $f_{упр}$ [мм]
М = 1 :40



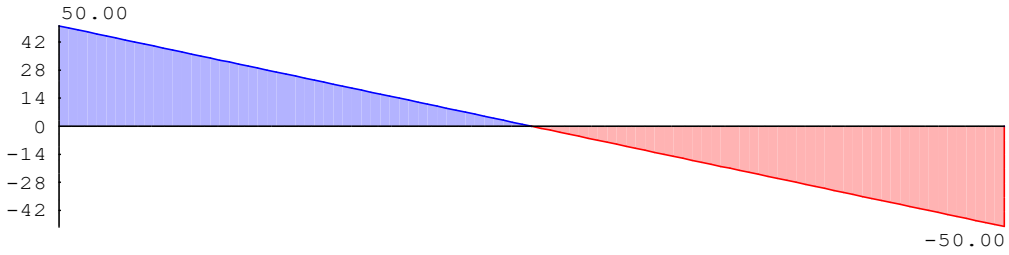

Нагружение 1

| | | max | | | min | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Про лет | x [м] | $M_1$ [кНм] | $Q_1$ [кН] | $w_1$ [мм] | $M_1$ [кНм] | $Q_1$ [кН] | $w_1$ [мм] |
| 1 | 0.00 | 0.0 | 100.0 | 0.00 | 0.0 | 100.0 | 0.00 |
| 1 | 1.25 | 93.8 | 50.0 | 2.81 | 93.8 | 50.0 | 2.81 |
| 1 | 2.50* | 125.0 | 0.0 | 3.94 | 125.0 | 0.0 | 3.94 |
| 1 | 3.75 | 93.8 | -50.0 | 2.81 | 93.8 | -50.0 | 2.81 |
| 1 | 5.00 | 0.0 | -100.0 | 0.00 | 0.0 | -100.0 | 0.00 |

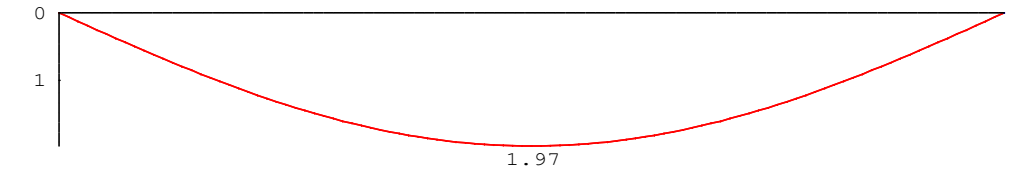
Нагружение 2 огибающая моментов $M_{упр}$ [кНм]
М = 1 :40




Нагружение 2 огибающая поперечных сил $Q_{упр}$ [кН]
М = 1 :40



Нагружение 2 огибающая прогибов $f_{упр}$ [мм]
М = 1 :40




Нагружение 2

| Прол | x [м] | max $M_2$ [кНм] | max $Q_2$ [кН] | max $w_2$ [мм] | min $M_2$ [кНм] | min $Q_2$ [кН] | min $w_2$ [мм] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 0.00 | 50.00 | 0.00 | 0.00 | 50.00 | 0.00 |
| 1 | 1.25 | 46.88 | 25.00 | 1.40 | 46.88 | 25.00 | 1.40 |
| 1 | 2.50* | 62.50 | 0.00 | 1.97 | 62.50 | 0.00 | 1.97 |
| 1 | 3.75 | 46.88 | -25.00 | 1.40 | 46.88 | -25.00 | 1.40 |
| 1 | 5.00 | 0.00 | -50.00 | 0.00 | 0.00 | -50.00 | 0.00 |

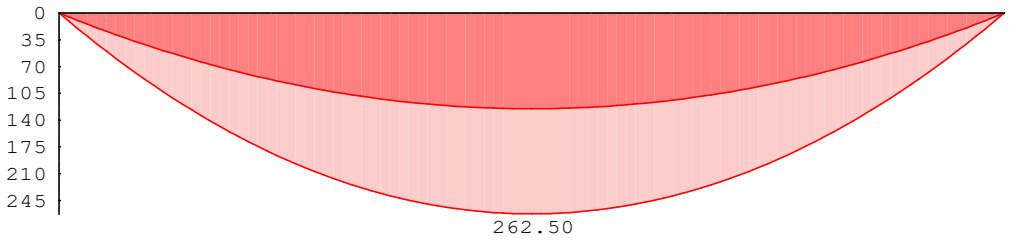
Реакции опор

| Нагружение | опора | max [кН] | min [кН] |
|---|---|---|---|
| 1 | A | 100.00 | 100.00 |
| | B | 100.00 | 100.00 |
| 2 | A | 50.00 | 50.00 |
| | B | 50.00 | 50.00 |

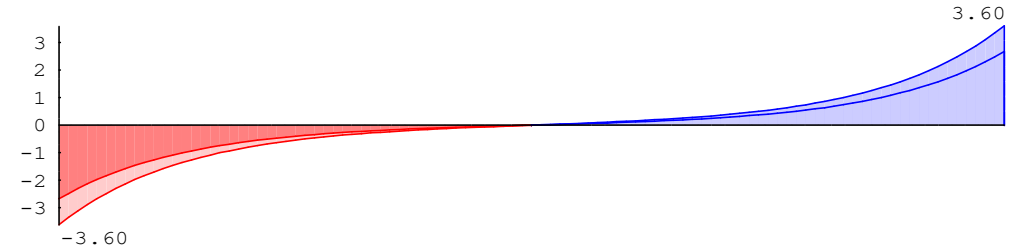
РСУ

Сочетания усилий согласно СТБ EN 1990-2007
Основы проектирования несущих конструкций.

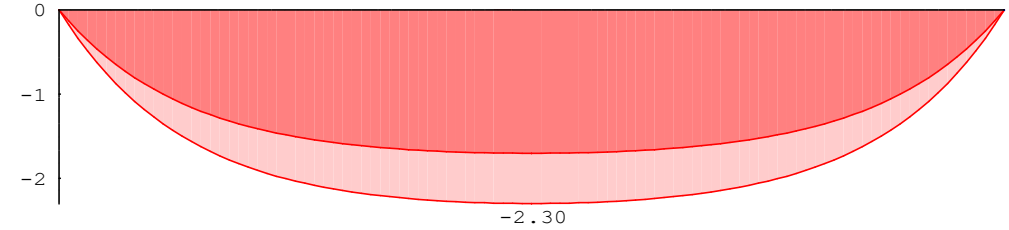
Момент M
М = 1 :40
основные сочетания усилий [кНм]



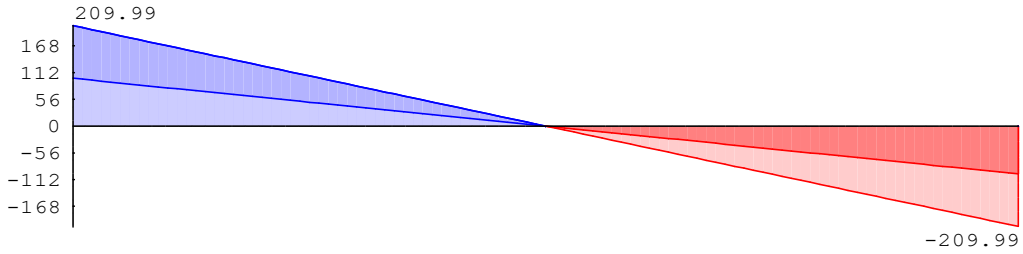

Момент Mw
М = 1 :40
соответствующий моментам M основных РСУ [кНм]



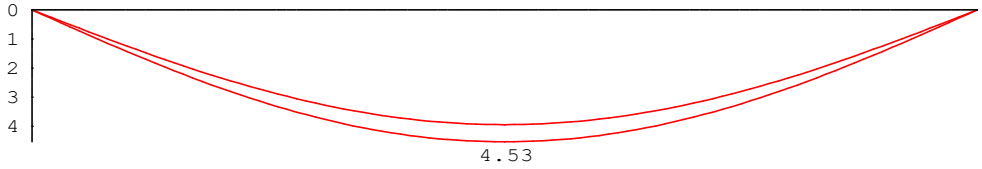

Бимомент B
М = 1 :40
соответствующий моментам M основных РСУ [кНм2]



Попер. сила Q [кН] основные сочетания усилий
M = 1 :40




Прогибы основные сочетания усилий [mm]
M = 1 :40



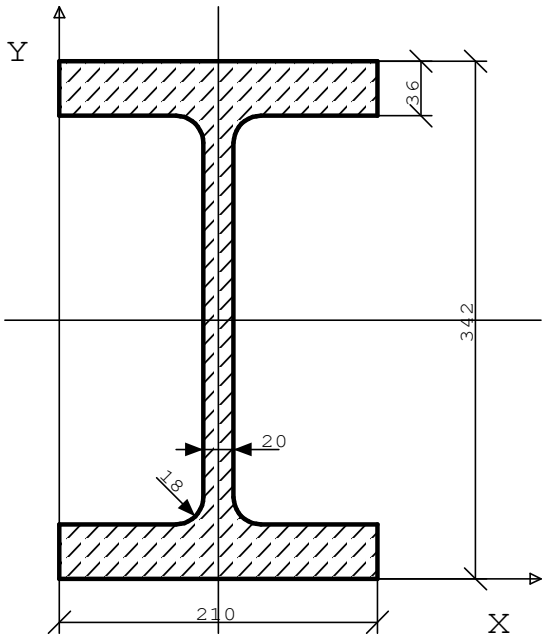

Расчетные сочетания усилий и перемещений

| | | max | | | min | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Пролет | x [м] | $M_{Ed}$ [кНм] | $Q_{Ed}$ [кН] | $w_{Ed}$ [мм] | $M_{Ed}$ [кНм] | $Q_{Ed}$ [кН] | $w_{Ed}$ [мм] |
| 1 | 0.00 | 0.0 | 210.0 | 0.00 | 0.0 | 100.0 | 0.00 |
| 1 | 1.25 | 196.9 | 105.0 | 3.23 | 93.8 | 50.0 | 2.81 |
| 1 | 2.50* | 262.5 | 0.0 | 4.53 | 125.0 | 0.0 | 3.94 |
| 1 | 3.75 | 196.9 | -50.0 | 3.23 | 93.8 | -105.0 | 2.81 |
| 1 | 5.00 | 0.0 | -100.0 | 0.00 | 0.0 | -210.0 | 0.00 |

Сочетания реакций в опорах

| Сочетание | опора | max [кН] | min [кН] |
|---|---|---|---|
| основные РСУ | A | 210.00 | 100.00 |
| | B | 210.00 | 100.00 |

Сечение балки
Профиль 30Ш6 двутавр широкополочный, ГОСТ Р 57837—2017
М = 1 : 5




| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Параметры сечения | высота | $h$ = 342мм | ширина | $b$ = 210мм |
| | толщ.полки | $t$ = 36.0мм | толщ.стенки | $t_w$ = 20.0мм |
| | площадь | $A$ = 208 $см^2$ | мом.инерции | $I_x$ = 3.932e4$см^4$ |
| | ст.момент | $S_x$ = 1.36e3$см^3$ | мом.инерции | $I_y$ = 5580 $см^4$ |
| | св.круч. | $I_t$ = 741 $см^4$ | сект.момент | $I_\omega$ = 1.274e6$см^6$ |
| | мом.сопр. | $W_{pl}$ = 2.71e3$см^3$ | сект. площ. | $\omega$ = 174.6$см^2$ |
| | пл.сдвига | $A_v$ = 76.9$см^2$ | | |

Материал балки **S 275**

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| | мод.упруг. | $E$ = 210 ГПа | мод.сдвига | $G$ = 80.8 ГПа |
| | сопр.изг. | $f_y$ = 275 МПа | сопр.сдвигу | $f_s$ = 159 МПа |
| Частные коэффициенты безопас. | | $\gamma_{M0}$ = 1 | | $\gamma_{M1}$ = 1 |

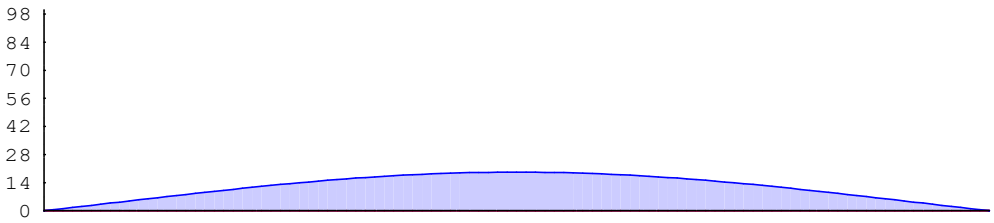
Результаты расчета балки 1-го класса по ТКП EN 1993-1-1-2015.

Критическое РСУ

| N | нагр | коэф. | пролеты |
|---|---|---|---|
| 1 | 1 | 1.35 | 1 |
| | 2 | 1.50 | 1 |

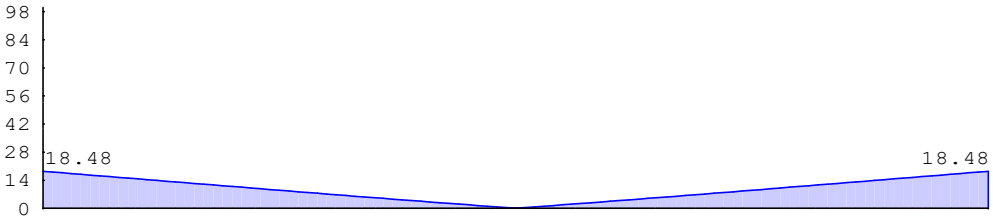
Расчет на прочность макс.момент $M$ = 262кНм достигается в пролете 1
бимомент $B$ = 2.3кНм$^2$
при РСУ N 1 в сечении с координатой x = 2.50м
условие прочности $B\omega/W_\omega/(f_y/\gamma_{M0})+(M/W/(f_y/\gamma_{M0}))^2$ =0.19 выполнено

Коэфф. использования по изгибающему моменту и бимоменту [%]
М = 1 :40



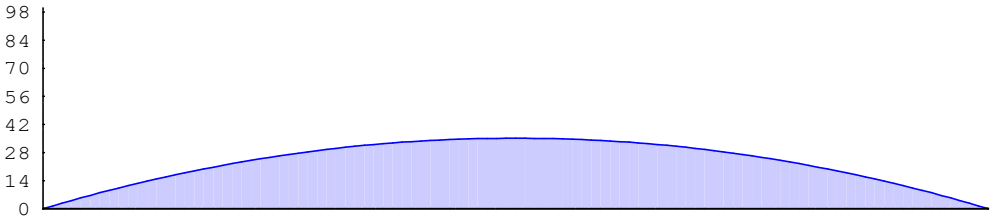

макс.попер.сила $Q$ = 210кН в опоре A при РСУ N 1
соотв. момент $M_\tau$ = 9.89кНм
условие (6.17) $Q/(A_v*f_s/\gamma_{M0})$ = 0.18 условие выполнено

Коэфф. использования по поперечной силе и крутящему моменту [%]
M = 1 :40



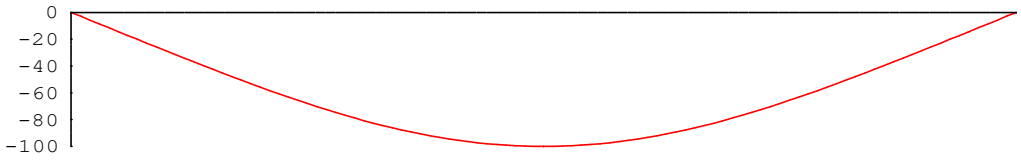

критич. расчетный случай возникает в пролете 1
при РСУ N 1 в сечении с координатой x = 2.50м
M= 262.5кНм Q= 0.0кН ρ=0.00 $W_{pl,y,v}$= 2714см$^3$
условие (6.12) $M/(W*f_y/\gamma_{M0})$ = 0.35 условие выполнено

Коэфф. использованияпо изгибающему моменту и поперечной силе [%]
M = 1 :40




Устойчивость балки наиболее опасное РСУ N 1 макс.момент M = 262кНм
$M_{cr}$ = 1671.8кНм $\lambda_{LT}$ = 0.67 $\chi_{LT}$ = 0.86
условие (6.54) $M/(\chi_{LT}*W*f_y/\gamma_{M1})$=0.41 условие выполнено

Форма потери устойчивости [условные единицы]
M = 1 :40

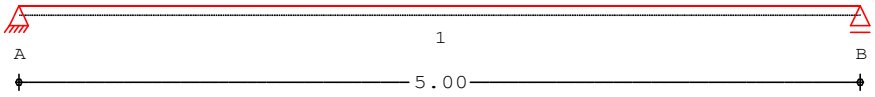



Расчет выполнен модулем 321 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t322 Однопролетная балка MSZ EN 1993-1-1

Расчётная схема

M = 1 :45




Опоры

| Опора | t [см] | Опора | t [см] |
|---|---|---|---|
| A | 20.0 | B | 20.0 |

Воздействия

| № | Тип воздействия | Описание |
|---|---|---|
| 1 | Постоянное | Постоянное воздействие постоянное - |
| 2 | Переменное | Категория A: жилые здания переменное Категория-A |

Характеристики

| № | $\gamma_F$ | $\psi_0$ | $\psi_1$ | $\psi_2$ | группа несоч. | знак | распред по прол |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | ξ | | | | | |
| 1 | 1.35 | 0.85 | | | | | |
| 2 | 1.50 | 0.70 | 0.50 | 0.30 | | | неблаг. |

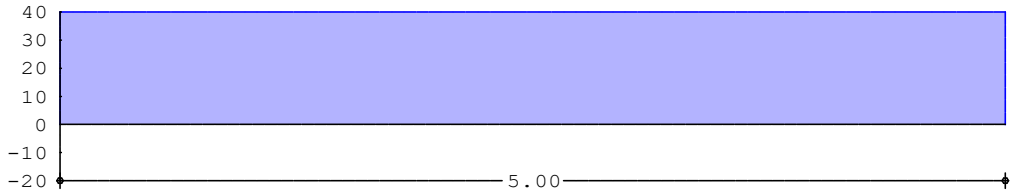
Коэффициент управления надежностью конструкции $K_{FI}$= 1.00

Сочетание воздейст. по формулам (6.10a)/(6.10б) EN 1990 без учета переменных воздействий в (6.10a)

Нагружение

Нагружение 1 постоянное - $\gamma_f$ = 1.35

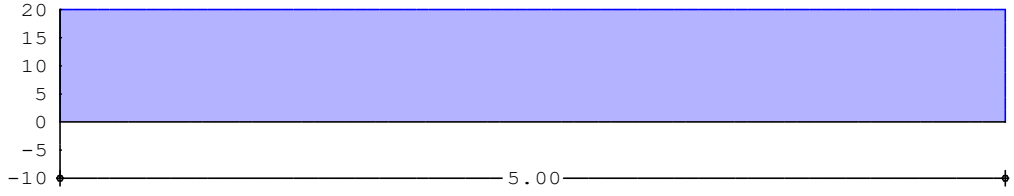
M = 1 :40




| | N. | Пролёт опора | a [м] | s [м] | $p_л$/P [кН/м, | $p_п$/M [кН, кНм] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Равномерн. | 1 | 1 | | | 40.00 | |

Нагружение 2 переменное Категория-A $\gamma_f$ = 1.50

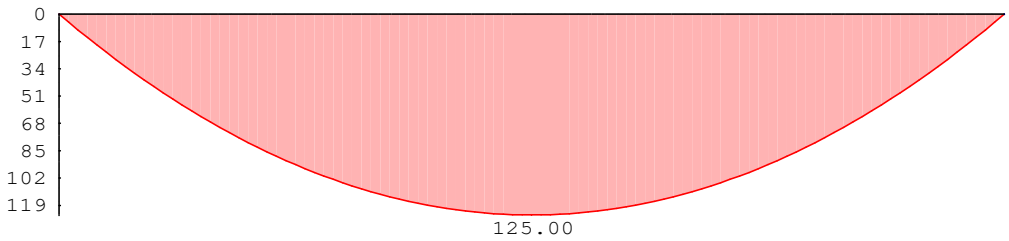
M = 1 :40



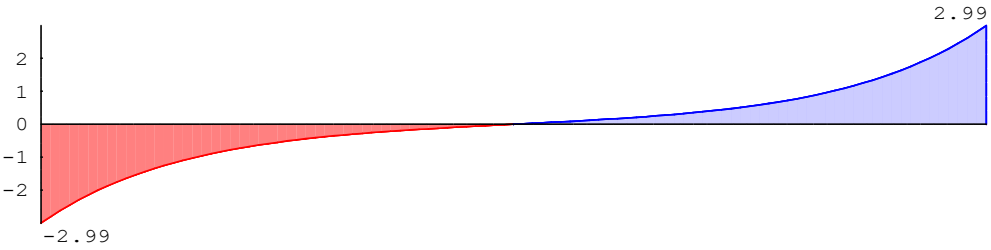
| | N. опора | Пролёт | a [м] | s [м] | $p_л$/P [кН/м,кН, | $p_п$/M кНм] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Равномерн. | 1 | 1 | | | 20.00 | |

Усилия в сечении по линейно упругой теории

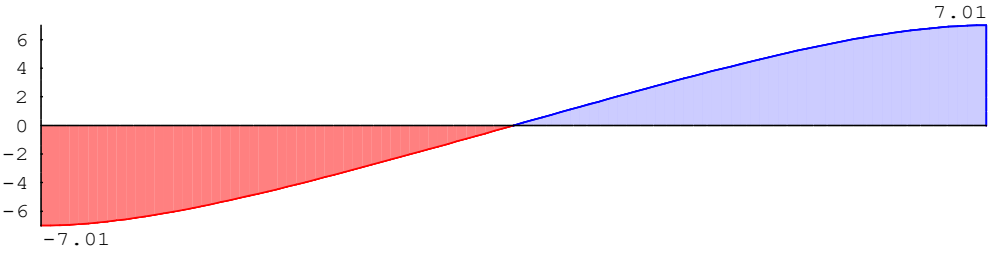
Нагружение 1 моменты $M_{упр}$ [кНм]
M = 1 :40



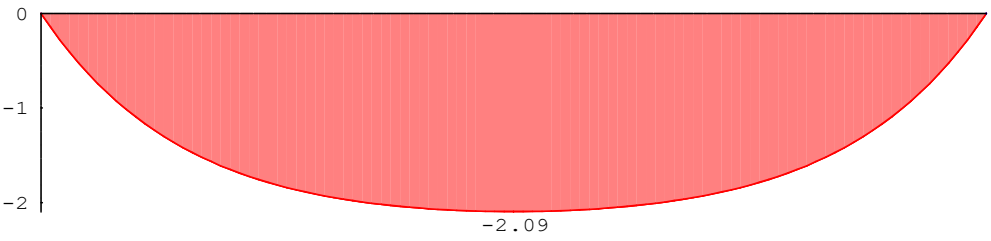

Нагружение 1 Моменты Mw, соответствующие моментам $M_{упр}$ [кНм]
M = 1 :40



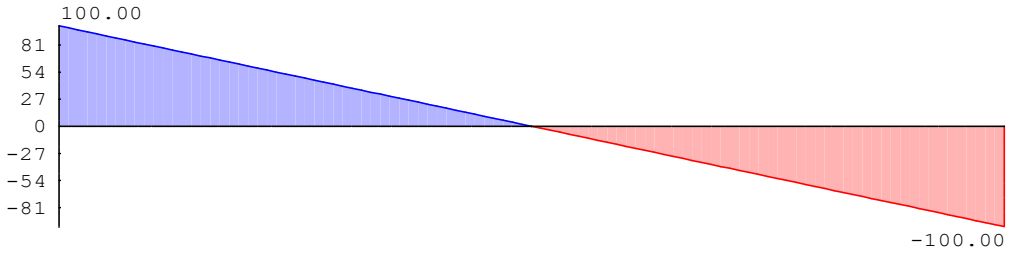

Нагружение 1 Моменты Mt, соответствующие моментам $M_{упр}$ [кНм]
M = 1 :40



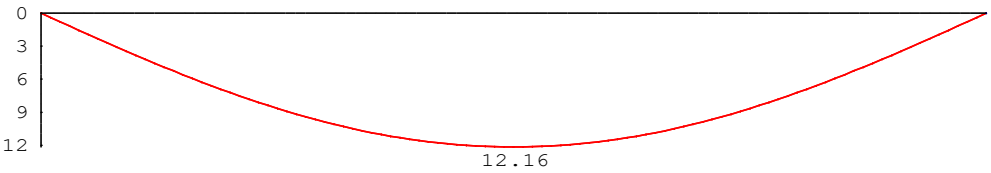

Нагружение 1 Бимоменты B, соответствующие моментам $M_{упр}$ [кНм2]
M = 1 :40



Нагружение 1 поперечные силы $Q_{упр}$ [кН]
М = 1 :40



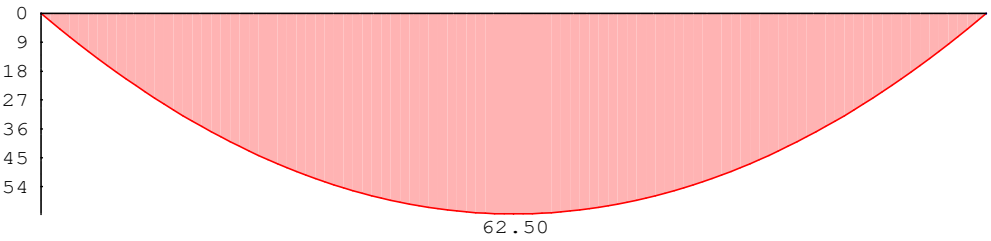

Нагружение 1 прогибы $f_{упр}$ [мм]
М = 1 :40



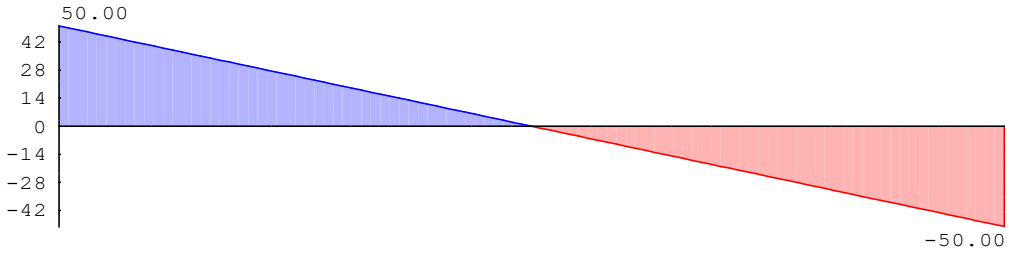

Нагружение 1

| | | max | | | min | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Про лет | x [м] | $M_1$ [кНм] | $Q_1$ [кН] | $w_1$ [мм] | $M_1$ [кНм] | $Q_1$ [кН] | $w_1$ [мм] |
| 1 | 0.00 | 0.0 | 100.0 | 0.00 | 0.0 | 100.0 | 0.00 |
| 1 | 1.25 | 93.8 | 50.0 | 8.66 | 93.8 | 50.0 | 8.66 |
| 1 | 2.50* | 125.0 | 0.0 | 12.16 | 125.0 | 0.0 | 12.16 |
| 1 | 3.75 | 93.8 | -50.0 | 8.66 | 93.8 | -50.0 | 8.66 |
| 1 | 5.00 | 0.0 | -100.0 | 0.00 | 0.0 | -100.0 | 0.00 |

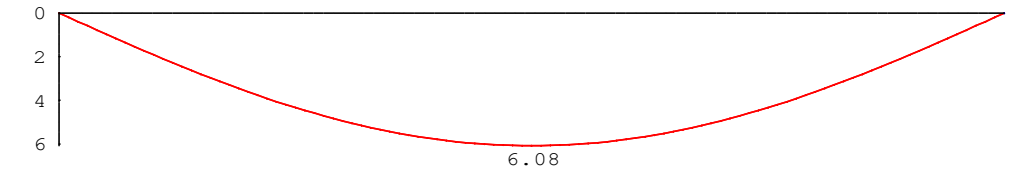
Нагружение 2 огибающая моментов $M_{упр}$ [кНм]
М = 1 :40




Нагружение 2 огибающая поперечных сил $Q_{упр}$ [кН]
М = 1 :40



Нагружение 2 огибающая прогибов $f_{упр}$ [мм]
M = 1 :40




Нагружение 2

| Прол | x [м] | max $M_2$ [кНм] | max $Q_2$ [кН] | max $w_2$ [мм] | min $M_2$ [кНм] | min $Q_2$ [кН] | min $w_2$ [мм] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 0.00 | 50.00 | 0.00 | 0.00 | 50.00 | 0.00 |
| 1 | 1.25 | 46.88 | 25.00 | 4.33 | 46.88 | 25.00 | 4.33 |
| 1 | 2.50* | 62.50 | 0.00 | 6.08 | 62.50 | 0.00 | 6.08 |
| 1 | 3.75 | 46.88 | -25.00 | 4.33 | 46.88 | -25.00 | 4.33 |
| 1 | 5.00 | 0.00 | -50.00 | 0.00 | 0.00 | -50.00 | 0.00 |

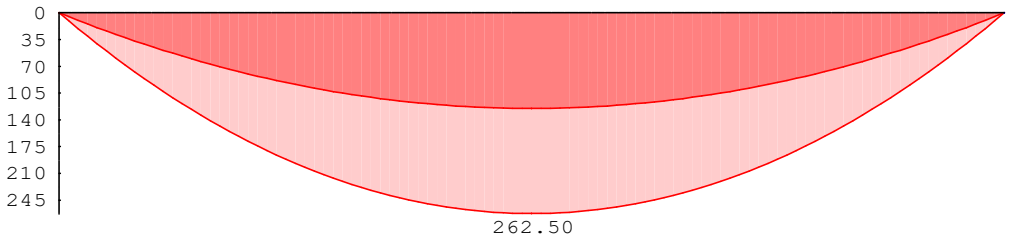
Реакции опор

| Нагружение | опора | max [кН] | min [кН] |
|---|---|---|---|
| 1 | A | 100.00 | 100.00 |
| | B | 100.00 | 100.00 |
| 2 | A | 50.00 | 50.00 |
| | B | 50.00 | 50.00 |

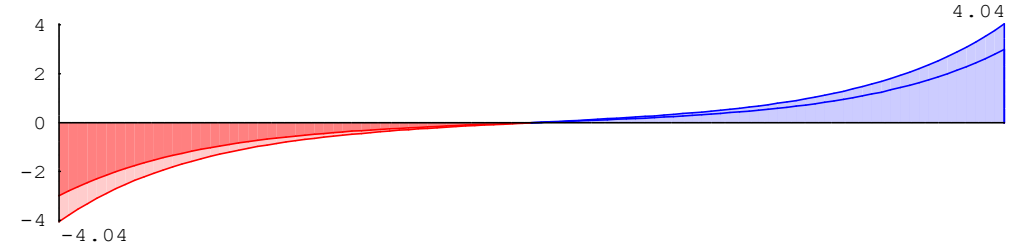
РСУ

Сочетания усилий согласно п.6.4.3 MSZ EN 1990:2011 Основы проектирования несущих конструкций.

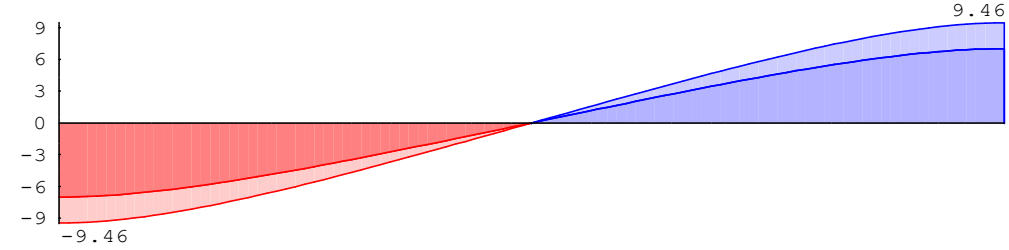
Момент M
M = 1 :40
основные сочетания усилий [кНм]



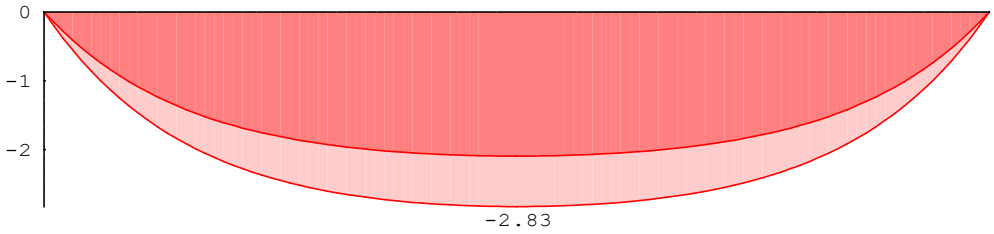

Момент Mw
M = 1 :40
соответствующий моментам M основных РСУ [кНм]



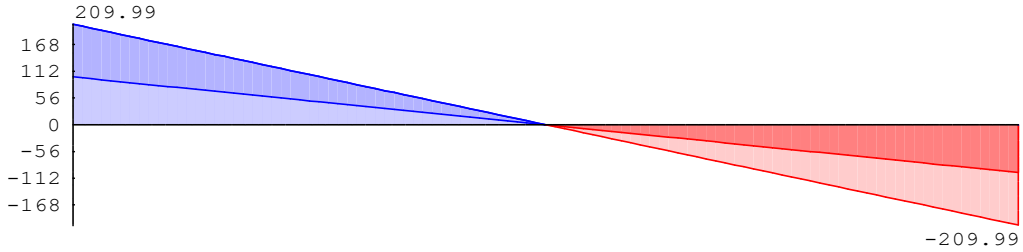

Момент Mt
M = 1 :40
соответствующий моментам M основных РСУ [кНм]



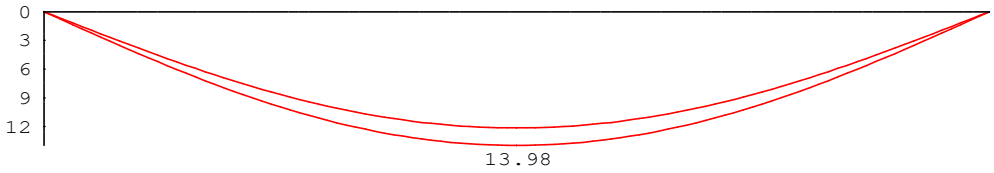
Бимомент B соответствующий моментам M основных РСУ [кНм2]
M = 1 :40




Попер. сила Q [кН] основные сочетания усилий
M = 1 :40




Прогибы основные сочетания усилий [mm]
M = 1 :40




Расчетные сочетания усилий и перемещений

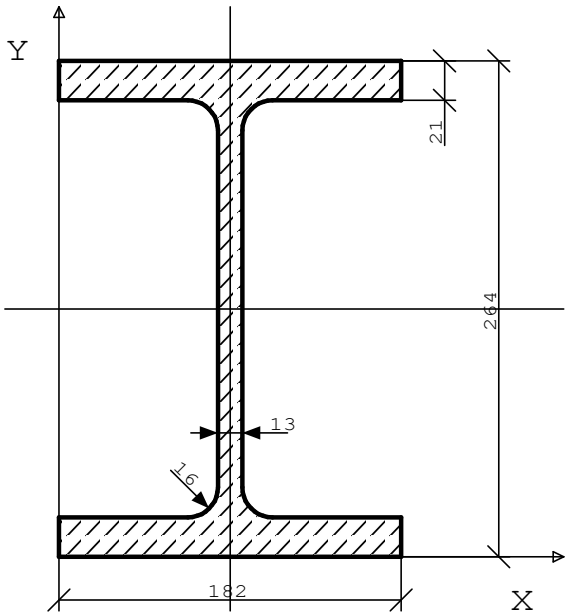
| | | max | | | min | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Пролет | x [м] | $M_{Ed}$ [кНм] | $Q_{Ed}$ [кН] | $w_{Ed}$ [мм] | $M_{Ed}$ [кНм] | $Q_{Ed}$ [кН] | $w_{Ed}$ [мм] |
| 1 | 0.00 | 0.0 | 210.0 | 0.00 | 0.0 | 100.0 | 0.00 |
| 1 | 1.25 | 196.9 | 105.0 | 9.96 | 93.8 | 50.0 | 8.66 |
| 1 | 2.50* | 262.5 | 0.0 | 13.98 | 125.0 | 0.0 | 12.16 |
| 1 | 3.75 | 196.9 | -50.0 | 9.96 | 93.8 | -105.0 | 8.66 |
| 1 | 5.00 | 0.0 | -100.0 | 0.00 | 0.0 | -210.0 | 0.00 |

**ПРЕДУПРЕЖДЕНИЕ** **Превышен допустимый прогиб в пролете 1**

Сочетания реакций в опорах

| Сочетание | опора | max [кН] | min [кН] |
|---|---|---|---|
| основные РСУ | A | 210.00 | 100.00 |
| | B | 210.00 | 100.00 |

Сечение балки
Профиль 25Ш4 двутавр широкополочный, ГОСТ Р 57837—2017
М = 1 : 4




Параметры сечения

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| высота | h = 264мм | ширина | b = 182мм |
| толщ.полки | t = 21.0мм | толщ.стенки | $t_w$ = 13.0мм |
| площадь | A = 107 $см^2$ | мом.инерции | $I_x$ = 1.275e4$см^4$ |
| ст.момент | $S_x$ = 556 $см^3$ | мом.инерции | $I_y$ = 2116 $см^4$ |
| св.круч. | $I_t$ = 141 $см^4$ | сект.момент | $I_\omega$ = 3.052e5$см^6$ |
| мом.сопр. | $W_{pl}$ = 1.11e3$см^3$ | сект. площ. | $\omega$ = 118.0$см^2$ |
| пл.сдвига | $A_v$ = 40.5$см^2$ | | |

Материал балки **S 275**

| | | | |
|---|---|---|---|
| мод.упруг. | E = 210 ГПа | мод.сдвига | G = 80.8 ГПа |
| сопр.изг. | $f_y$ = 275 МПа | сопр.сдвигу | $f_s$ = 159 МПа |

Частные коэффициенты безопас. $\gamma_{M0}$ = 1 $\gamma_{M1}$ = 1

Результаты расчета балки 1-го класса по MSZ EN 1993-1-1-2005.

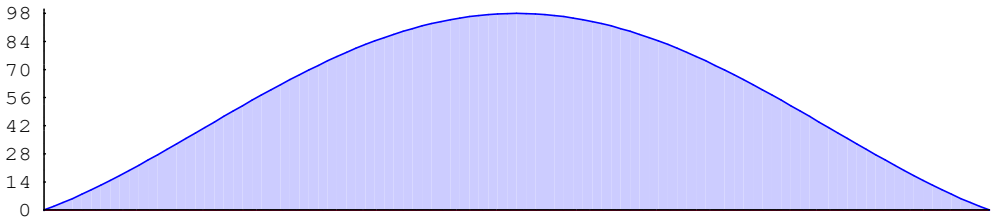
Критическое РСУ

| N | нагр | коэф. | пролеты |
|---|---|---|---|
| 1 | 1 | 1.35 | 1 |
| | 2 | 1.50 | 1 |

Расчет на прочность макс.момент M = 262кНм достигается в пролете 1
бимомент B = 2.83$кНм^2$
при РСУ N 1 в сечении с координатой x = 2.50м

условие прочности $B\omega/W_\omega/(f_y/\gamma_{M0})+(M/W/(f_y/\gamma_{M0}))^2$ =0.98 выполнено

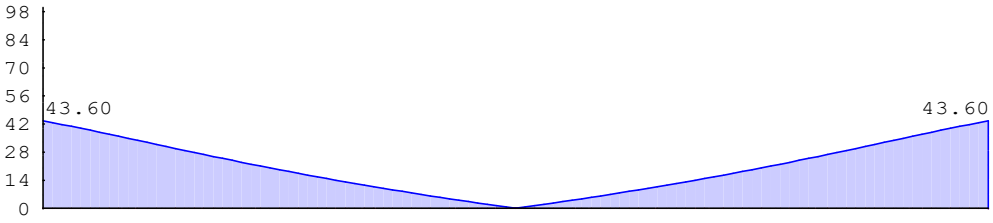
Коэфф. использования по изгибающему моменту и бимоменту [%]
М = 1 :40




макс.попер.сила Q = 210кН в опоре B при РСУ N 1
соотв. момент $M_\tau$ = 9.46кНм

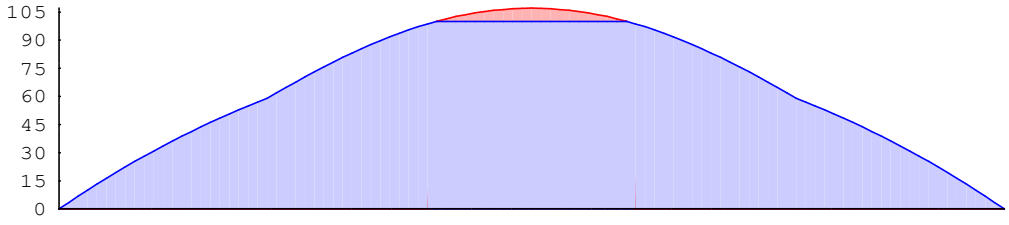
условие (6.17) $Q/(A_v*f_s/\gamma_{M0})$ = 0.44 условие выполнено

Коэфф. использования по поперечной силе и крутящему моменту [%]
M = 1 :40



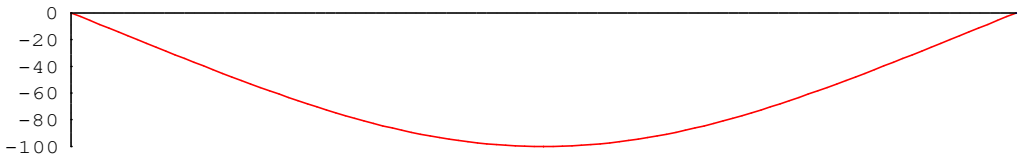

критич. расчетный случай возникает в пролете 1
при РСУ N 1 в сечении с координатой x = 2.50м
M = 262.5кНм Q= 0.0кН $M_\omega$= 0.0кНм B = 2.8кНм$^2$
Условие (6.32) $M_f$= 11.6кНм $N_f$= 956.0кН $\tau_f$= 0.00МПа $\rho$=0.00
для верхней полки $M_f/M_{fpl,Rd}+(N_f/N_{f,Rd})^2$=1.07 **УСЛОВИЕ НЕ ВЫПОЛНЕНО!**

Коэфф. использованияпо изгибающему моменту и поперечной силе [%]
M = 1 :40




Устойчивость балки наиболее опасное РСУ N 1 макс.момент M = 262кНм
$M_{cr}$ = 451.3кНм $\lambda_{LT}$ = 0.82 $\chi_{LT}$ = 0.78
условие (6.54) $M/(\chi_{LT}*W*f_y/\gamma_{M1})$=1.10 **УСЛОВИЕ НЕ ВЫПОЛНЕНО!**

Форма потери устойчивости [условные единицы]
M = 1 :40

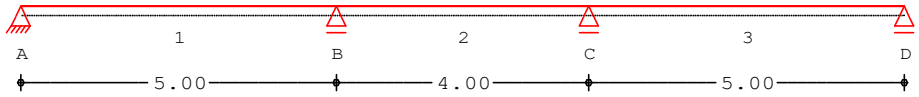



Расчет выполнен модулем 322 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

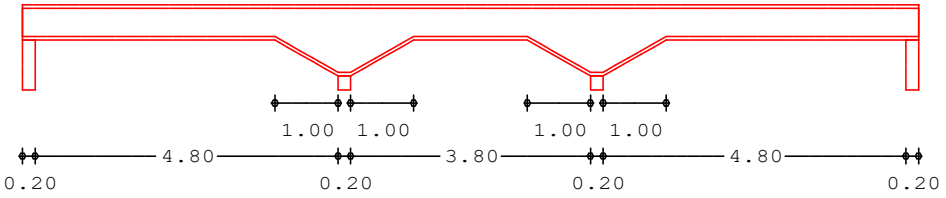
## Поз. t325 Трехпролетная балка

Расчётная схема

M = 1 :120




M = 1 :120




Опоры

| Опора | t [см] | Вут слева [m] | справа [m] | высота [см] |
|---|---|---|---|---|
| A | 20.0 | | | |
| B | 20.0 | 1.0 | 1.0 | 40.0 |
| C | 20.0 | 1.0 | 1.0 | 40.0 |
| D | 20.0 | | | |

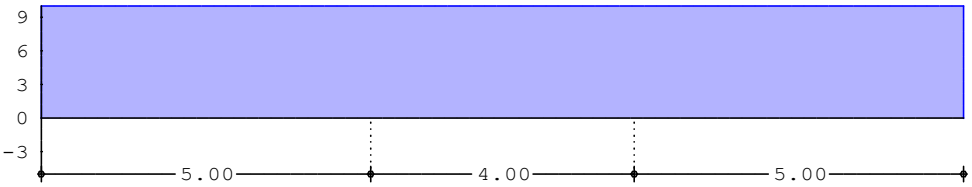
Воздействия

| № | Тип воздействия | Описание |
|---|---|---|
| 1 | Постоянное | Собственный вес металлических конструкций |
| 2 | Кратковременное | Равномерно распределенная нагрузка - жилые помещения |

Нагружение

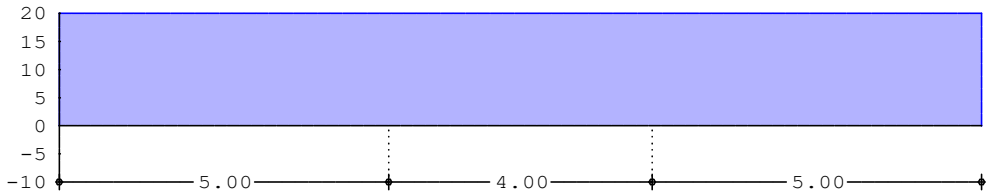
Нагружение 1 постоянные нагрузки $\gamma_f$ = 1.05

M = 1 :115




| | N. | Пролёт опора | a [м] | s [м] | $p_л$/P [кН/м, кН, | $p_п$/M кНм] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Равномерн. | 1 | 1-3 | | | 10.00 | |

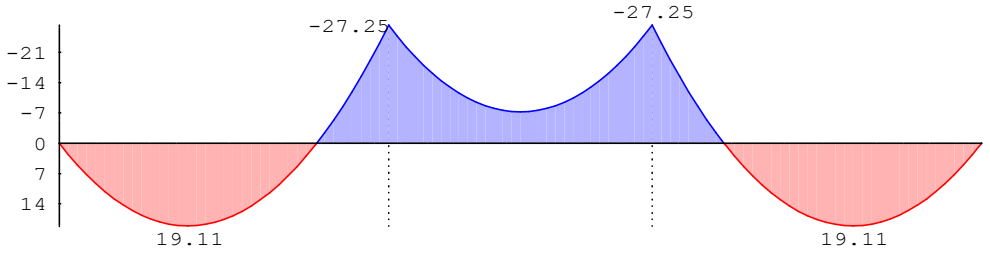
Нагружение 2 кратковременные нагрузки $\gamma_f$ = 1.30
M = 1 :115



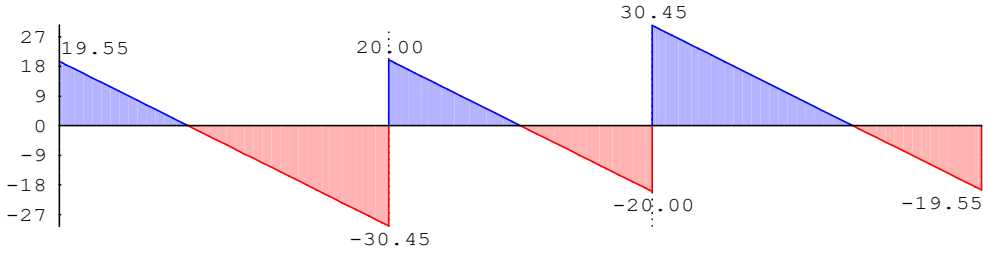

| | N. | Пролёт опора | a [м] | s [м] | $p_л$/P [кН/м,кН,кНм] | $p_п$/M |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Равномерн. | 1 | 1-3 | | | 20.00 | |

Усилия в сечении по линейно упругой теории

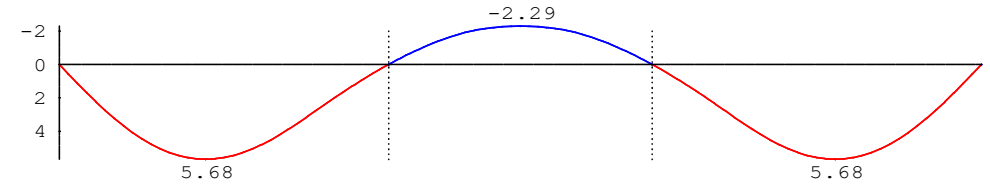
Нагружение 1 моменты $M_{упр}$ [кНм]
M = 1 :115




Нагружение 1 поперечные силы $Q_{упр}$ [кН]
M = 1 :115




Нагружение 1 прогибы $f_{упр}$ [мм]
M = 1 :115

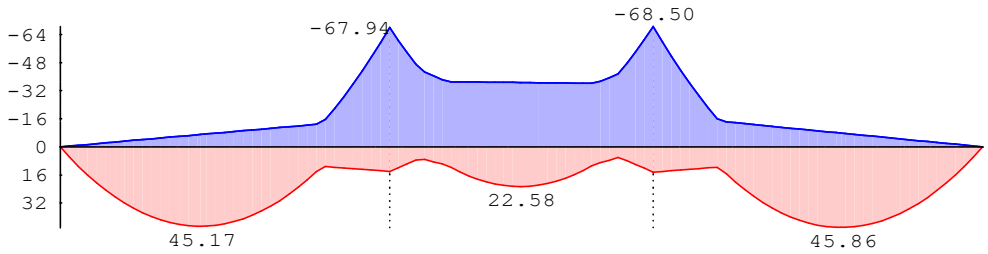



Нагружение 1

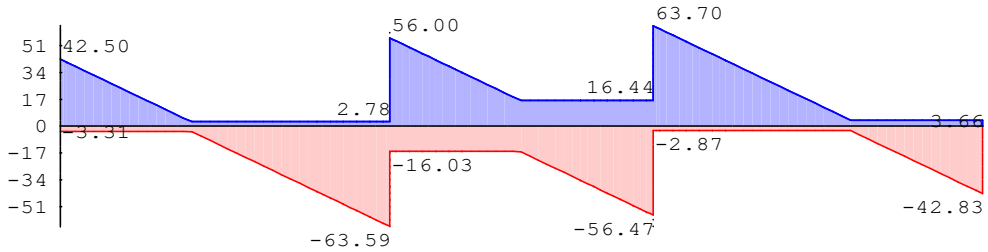
| | | max | | | min | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Пролет | x [м] | $M_1$ [кНм] | $Q_1$ [кН] | $w_1$ [мм] | $M_1$ [кНм] | $Q_1$ [кН] | $w_1$ [мм] |
| 1 | 0.00 | 0.00 | 19.55 | 0.00 | 0.00 | 19.55 | 0.00 |
| 1 | 1.25 | 16.62 | 7.05 | 4.45 | 16.62 | 7.05 | 4.45 |
| 1 | 1.95* | 19.11 | 0.00 | 5.59 | 19.11 | 0.00 | 5.59 |
| 1 | 2.22* | 18.75 | -2.66 | 5.68 | 18.75 | -2.66 | 5.68 |
| 1 | 2.50 | 17.62 | -5.45 | 5.58 | 17.62 | -5.45 | 5.58 |
| 1 | 3.75 | 3.00 | -17.95 | 3.17 | 3.00 | -17.95 | 3.17 |
| 1 | 5.00 | -27.25 | -30.45 | 0.00 | -27.25 | -30.45 | 0.00 |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 2 | 0.00 | -27.25 | 20.00 | 0.00 | -27.25 | 20.00 | 0.00 |
| 2 | 1.00 | -12.27 | 10.00 | -1.73 | -12.27 | 10.00 | -1.73 |
| 2 | 2.00* | -7.25 | -0.00 | -2.29 | -7.25 | -0.00 | -2.29 |
| 2 | 3.00 | -12.27 | -10.00 | -1.73 | -12.27 | -10.00 | -1.73 |
| 2 | 4.00 | -27.25 | -20.00 | 0.00 | -27.25 | -20.00 | 0.00 |
| 3 | 0.00 | -27.25 | 30.45 | 0.00 | -27.25 | 30.45 | 0.00 |
| 3 | 1.25 | 3.00 | 17.95 | 3.17 | 3.00 | 17.95 | 3.17 |
| 3 | 2.50 | 17.62 | 5.45 | 5.58 | 17.62 | 5.45 | 5.58 |
| 3 | 2.78* | 18.75 | 2.66 | 5.68 | 18.75 | 2.66 | 5.68 |
| 3 | 3.05* | 19.11 | 0.00 | 5.59 | 19.11 | 0.00 | 5.59 |
| 3 | 3.75 | 16.62 | -7.05 | 4.45 | 16.62 | -7.05 | 4.45 |
| 3 | 5.00 | 0.00 | -19.55 | 0.00 | 0.00 | -19.55 | 0.00 |

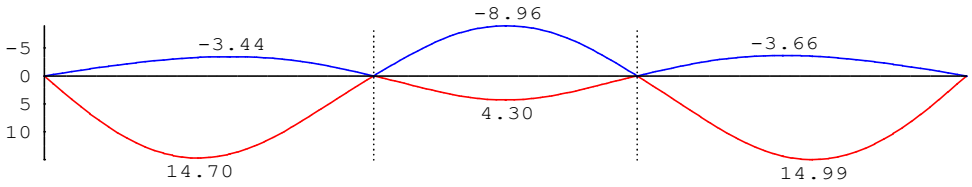
Нагружение 2 огибающая моментов $M_{упр}$ [кНм]
M = 1 :115




Нагружение 2 огибающая поперечных сил $Q_{упр}$ [кН]
M = 1 :115




Нагружение 2 огибающая прогибов $f_{упр}$ [мм]
M = 1 :115




Нагружение 2

| | | max | | | min | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Про лет | x [м] | $M_2$ [кНм] | $Q_2$ [кН] | $w_2$ [мм] | $M_2$ [кНм] | $Q_2$ [кН] | $w_2$ [мм] |
| 1 | 0.00 | 0.00 | 42.51 | 0.00 | 0.00 | -3.31 | 0.00 |
| 1 | 1.25 | 37.51 | 17.51 | 11.09 | -4.14 | -3.31 | -2.14 |
| 1 | 2.13* | 45.17 | 2.78 | 14.56 | -7.04 | -6.10 | -3.15 |
| 1 | 2.34* | 44.70 | 2.78 | 14.70 | -7.73 | -10.29 | -3.30 |
| 1 | 2.50 | 43.76 | 2.78 | 14.62 | -8.28 | -13.59 | -3.38 |
| 1 | 2.82* | 40.26 | 2.78 | 13.98 | -9.35 | -20.05 | -3.44 |
| 1 | 3.75 | 18.77 | 2.78 | 9.24 | -12.42 | -38.59 | -2.82 |
| 1 | 5.00 | 13.92 | 2.78 | 0.00 | -67.95 | -63.59 | 0.00 |
| 2 | 0.00 | 13.92 | 56.00 | 0.00 | -67.95 | -16.03 | 0.00 |
| 2 | 1.00 | 12.96 | 36.00 | 2.84 | -37.07 | -16.03 | -6.36 |
| 2 | 1.98* | 22.58 | 16.80 | 4.30 | -36.67 | -16.39 | -8.95 |
| 2 | 2.00 | 22.57 | 16.44 | 4.30 | -36.66 | -16.47 | -8.96 |
| 2 | 2.00* | 22.57 | 16.44 | 4.30 | -36.66 | -16.53 | -8.96 |
| 2 | 2.01* | 22.55 | 16.44 | 4.30 | -36.66 | -16.69 | -8.96 |

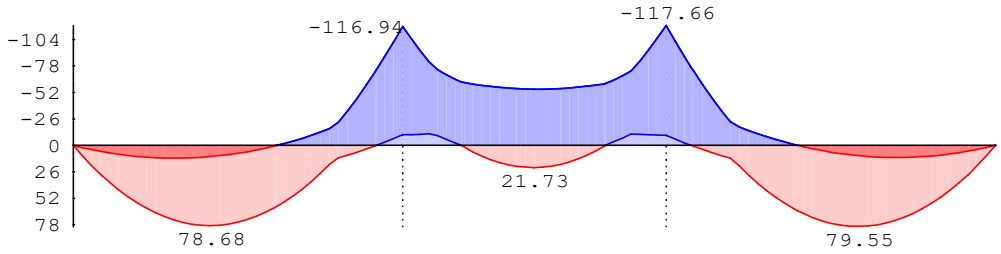
| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 2 | 3.00 | 12.09 | 16.44 | 2.87 | -36.25 | -36.47 | -6.48 |
| 2 | 4.00 | 14.36 | 16.44 | 0.00 | -68.50 | -56.47 | 0.00 |
| 3 | 0.00 | 14.36 | 63.70 | 0.00 | -68.50 | -2.87 | 0.00 |
| 3 | 1.25 | 19.99 | 38.70 | 9.46 | -13.72 | -2.87 | -2.93 |
| 3 | 2.21* | 41.68 | 19.44 | 14.38 | -10.20 | -2.87 | -3.66 |
| 3 | 2.50 | 44.58 | 13.70 | 14.92 | -9.15 | -2.87 | -3.60 |
| 3 | 2.66* | 45.44 | 10.54 | 14.99 | -8.57 | -2.87 | -3.53 |
| 3 | 2.86* | 45.86 | 6.53 | 14.86 | -7.84 | -2.87 | -3.39 |
| 3 | 3.75 | 37.91 | 3.66 | 11.28 | -4.57 | -17.83 | -2.30 |
| 3 | 5.00 | 0.00 | 3.66 | 0.00 | 0.00 | -42.83 | 0.00 |

Реакции опор

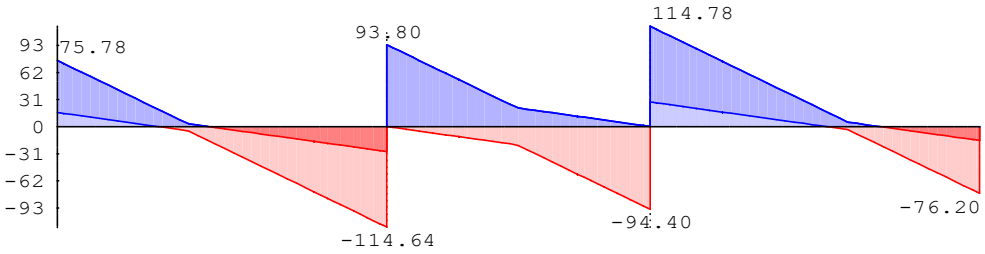
| Нагружение | опора | max [кН] | min [кН] |
|---|---|---|---|
| 1 | A | 19.55 | 19.55 |
| | B | 50.45 | 50.45 |
| | C | 50.45 | 50.45 |
| | D | 19.55 | 19.55 |
| 2 | A | 42.51 | -3.31 |
| | B | 119.59 | -18.82 |
| | C | 120.17 | -19.31 |
| | D | 42.83 | -3.66 |

РСУ
Момент M [кНм]
M = 1 :115

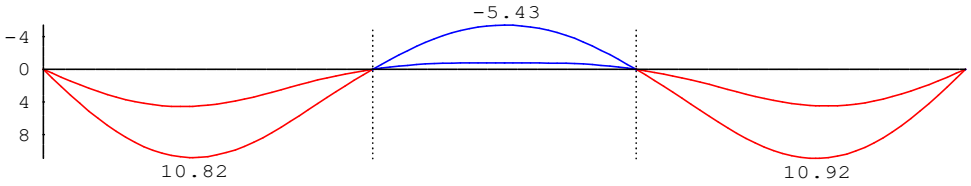
Сочетания усилий согласно СП 20.13330.2016
основные сочетания усилий




Попер. сила Q [кН] основные сочетания усилий
M = 1 :115




Прогибы [мм] основные сочетания усилий
M = 1 :115




Расчетные сочетания усилий и перемещений

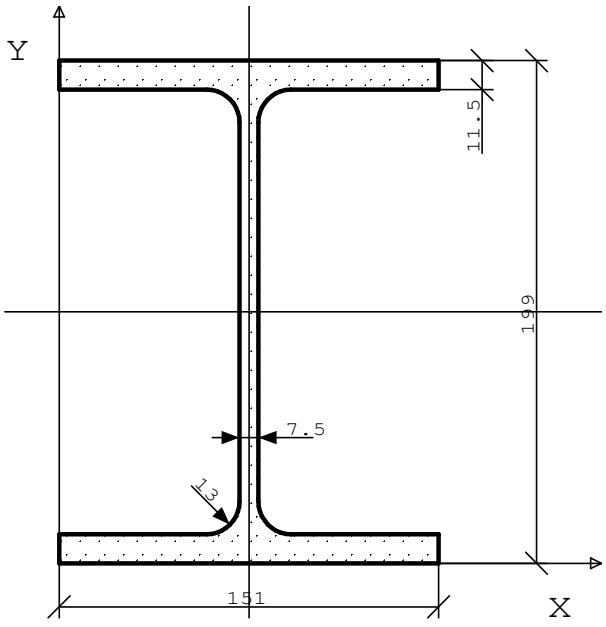
| | | max | | | min | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Прол | x [м] | $M_{РСУ}$ [кНм] | $Q_{РСУ}$ [кН] | $w_{РСУ}$ [мм] | $M_{РСУ}$ [кНм] | $Q_{РСУ}$ [кН] | $w_{РСУ}$ [мм] |
| 1 | 0.00 | 0.00 | 75.78 | 0.00 | 0.00 | 16.22 | 0.00 |
| 1 | 1.25 | 66.22 | 30.16 | 8.33 | 12.08 | 3.10 | 3.70 |
| 1 | 2.08* | 78.68 | 2.35 | 10.72 | 11.05 | -7.92 | 4.56 |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 2.27* | 77.89 | 0.28 | 10.82 | 9.73 | -15.11 | 4.53 |
| 1 | 2.50 | 75.40 | -2.10 | 10.70 | 7.74 | -23.39 | 4.40 |
| 1 | 3.75 | 27.55 | -15.23 | 6.41 | -12.99 | -69.01 | 2.19 |
| 1 | 5.00 | -10.52 | -28.35 | 0.00 | -116.95 | -114.64 | 0.00 |
| 2 | 0.00 | -10.52 | -28.35 | 0.00 | -116.95 | -114.64 | 0.00 |
| 2 | 1.00 | 3.97 | 57.30 | -0.74 | -61.07 | -10.34 | -3.95 |
| 2 | 1.98* | 21.73 | 21.87 | -0.79 | -55.28 | -21.18 | -5.43 |
| 2 | 2.00 | 21.73 | 21.37 | -0.79 | -55.27 | -21.41 | -5.43 |
| 2 | 2.01* | 21.71 | 21.29 | -0.79 | -55.27 | -21.66 | -5.43 |
| 2 | 3.00 | 2.83 | 10.87 | -0.73 | -60.02 | -57.91 | -4.00 |
| 2 | 4.00 | -9.95 | 0.37 | 0.00 | -117.67 | -94.41 | 0.00 |
| 3 | 0.00 | -9.95 | 0.37 | 0.00 | -117.67 | -94.41 | 0.00 |
| 3 | 1.25 | 29.13 | 69.16 | 6.49 | -14.69 | 15.12 | 2.15 |
| 3 | 2.50 | 76.45 | 23.53 | 10.80 | 6.61 | 1.99 | 4.32 |
| 3 | 2.72* | 78.82 | 15.38 | 10.92 | 8.67 | -0.36 | 4.45 |
| 3 | 2.91* | 79.55 | 8.49 | 10.83 | 10.04 | -2.34 | 4.48 |
| 3 | 3.75 | 66.74 | -2.64 | 8.40 | 11.51 | -30.58 | 3.64 |
| 3 | 5.00 | 0.00 | -15.77 | 0.00 | 0.00 | -76.21 | 0.00 |

Сочетания реакций в опорах

| Сочетание | опора | max [кН] | min [кН] |
|---|---|---|---|
| основные РСУ | A | 75.78 | 16.22 |
| | B | 208.44 | 28.51 |
| | C | 209.19 | 27.87 |
| | D | 76.21 | 15.77 |

Сечение балки
Профиль 20Ш2 двутавр широкополочный, ГОСТ Р 57837—2017
М = 1 : 3




Параметры сечения

| | | | |
|---|---|---|---|
| высота | h = 199мм | ширина | b = 151мм |
| толщ.полки | t = 11.5мм | толщ.стенки | $t_w$ = 7.5мм |
| площадь | A = 49.4см$^2$ | мом.инерции | $I_x$ = 3502 см$^4$ |
| ст.момент | $S_x$ = 198 см$^3$ | мом.инерции | $I_y$ = 661.2см$^4$ |
| св.круч. | $I_t$ = 20.8см$^4$ | сект.момент | $I_\omega$ =5.696e4см$^6$ |
| | | момент сопротивления | W = 352.0см$^3$ |

Материал балки **сталь С 255, С255 ГОСТ 27772-2015**
мод.упруг. E = 206 ГПА мод.сдвига G = 79.2 ГПа
сопр.изг. $R_y$ = 240 МПА сопр.сдвигу $R_s$ = 139 МПа

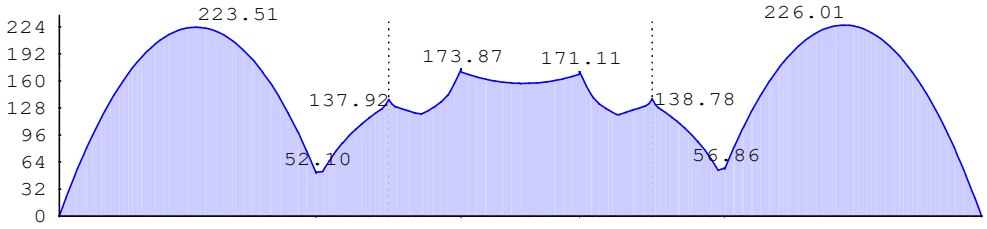
Результаты расчета балки 1 класса по СП 16.13330.2017, gamma_c=1.00

Критические РСУ

| N | нагр | коэф. | пролеты | N | нагр | коэф. | пролеты |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1 | 1.05 | 123 | 2 | 1 | 1.05 | 123 |
| | 2 | 1.30 | 13 | | 2 | 1.30 | 23 |

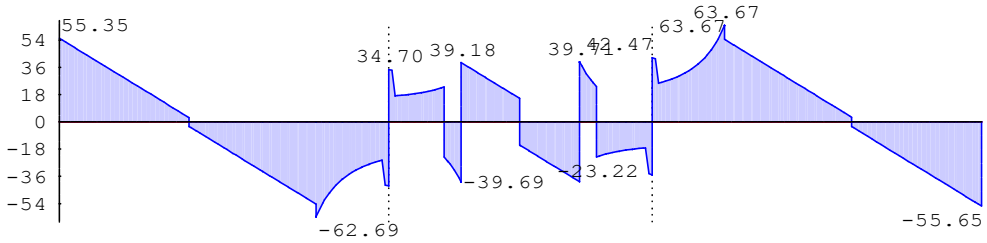
Расчет на прочность макс.момент M = 79.6кНм достигается в пролете 3
при РСУ N 1 в сечении с координатой x = 2.91м
условие (6.12) $M/(W*R_y*\gamma_{M0})$ = 0.94 условие выполнено

Напряжения нормальные sigma_x [МПа]
M = 1 :115



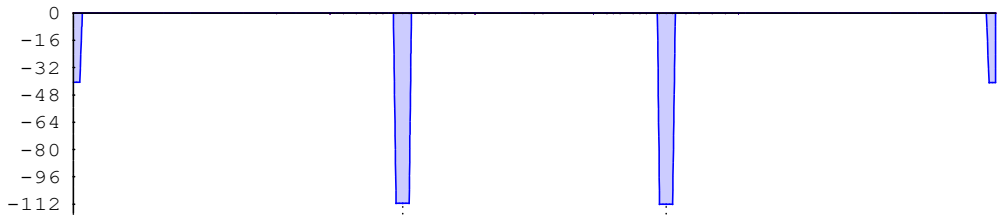

макс.поп.сила Q = 87.2кН достигается в пролете 3
при РСУ N 1 в сечении с координатой x = 1.10м
условие (42) $Q*S/(I*t_w*R_s*\gamma_c)$ = 0.46 условие выполнено

Напряжения касательные tau_xy [МПа]
M = 1 :115



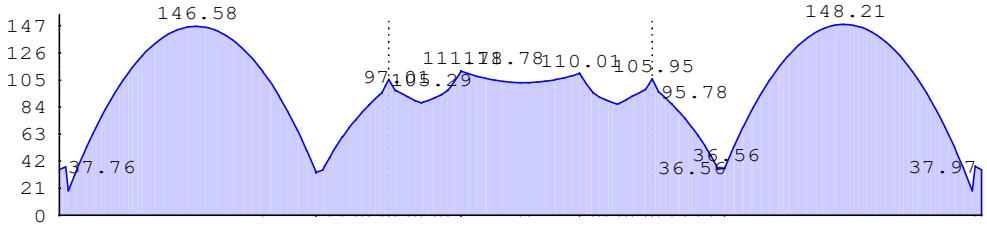

макс.лок.нагр. Q = 840кН/м в опоре C при РСУ N 2
условие (46) $\sigma_{loc}/(R_y*\gamma_c)$= 0.47 условие выполнено

Напряжения локальные sigma_loc [МПа]
M = 1 :115



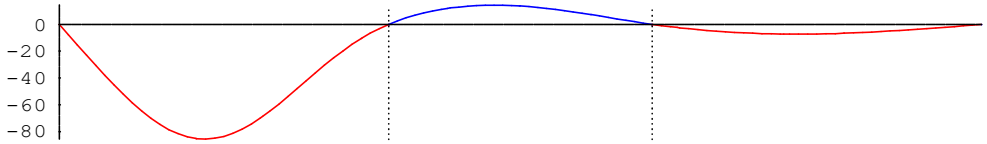

макс. эквивал. напряжения достигаются в пролете 3
при РСУ N 1 в сечении с координатой x = 2.91м
sigma_x= -170МПа sigma_y= -0МПа tau_xy= 0МПа
условие (44) $\sigma_{экв}*0.87/(R_y*\gamma_c)$= 0.62 условие выполнено

Напряжения эквивалентные sigma_экв [МПа]
M = 1 :115




Устойчивость балки наиболее опасное РСУ N 1 макс.момент M = 79.6кНм
критический момент M = 101кНм
коэффиц. $\psi$ = 4.07 коэф.устойч. $\varphi_b$ = 0.90
условие (69) $M/(\varphi_b * W_c * R_y * \gamma_c)$ = 1.05 **УСЛОВИЕ НЕ ВЫПОЛНЕНО!**

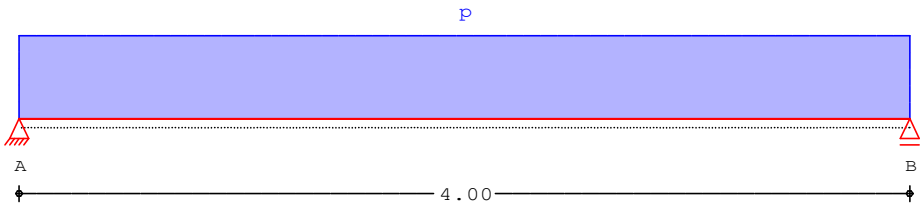
Форма потери устойчивости [условные единицы]
M = 1 :115




Расчет выполнен модулем 325 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t330 Два тонкостенных швеллера полками друг к другу

Расчётная схема
M = 1 :34

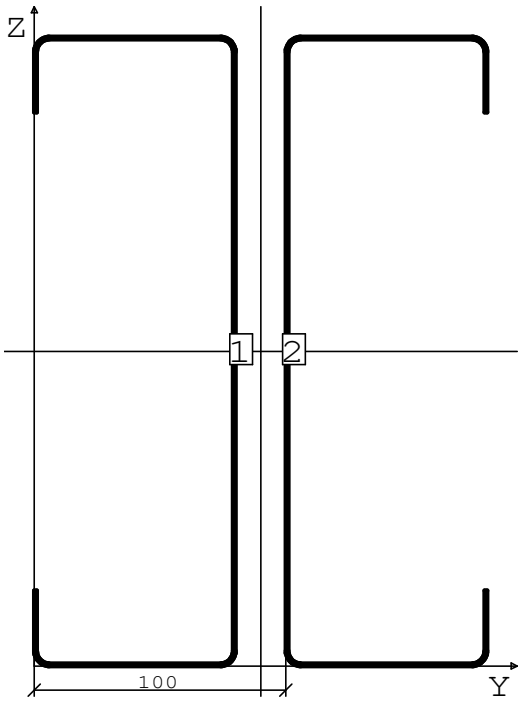



Края свободно оперты, длина элемента l = 4.00м

Нагружение

| | | | |
|---|---|---|---|
| Продольная сила | N | = | 10.0 кН |
| Равномерно распределенная нагрузка | p | = | 4.00кН/м |
| Расчетный изгибающий момент | $M_y$ | = | 8.00кН*м |
| Расчетная поперечная сила | $Q_z$ | = | 8.0 кН |

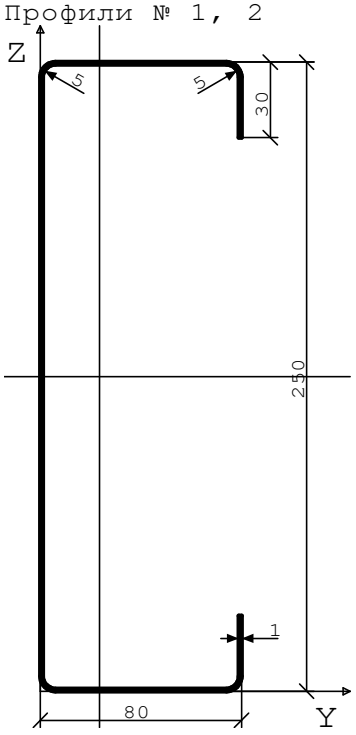
Сечение элемента
M = 1:3




| | | | |
|---|---|---|---|
| Высота сечения | h | = | 250 мм |
| Ширина сечения | b | = | 180 мм |
| Площадь сечения | A | = | 9.1 $см^2$ |
| Моменты сопротивления сечения | $W_y$ | = | 69 $см^3$ |
| | $W_z$ | = | 21 $см^3$ |
| Моменты инерции сечения | $I_y$ | = | 860 $см^4$ |
| | $I_z$ | = | 188 $см^4$ |
| Момент инерции свободного кручения | $I_t$ | = | 0.0 $см^4$ |
| Секториальный момент инерции | $I_w$ | = | 22931 $см^6$ |

M = 1:3

Профили № 1, 2




| | | | |
|---|---|---|---|
| Высота профиля | h | = | 250 мм |
| Ширина профиля | b | = | 80 мм |
| Координата центра тяжести профиля | $y_c$ | = | 23.6 мм |
| Площадь сечения | A | = | 4.57 $см^2$ |

Моменты сопротивления профиля $W_y$ = 34.42 см$^3$
$W_z$ = 7.51 см$^3$
Моменты инерции профиля $I_y$ = 430.2 см$^4$
$I_z$ = 42.4 см$^4$

Материал элемента **сталь 320 320 ГОСТ Р 52246**
Модуль упругости E = 206 ГПа
Расчетное сопротивление $R_y$ = 310 МПа
Расчетное сопротивление сдвигу $R_s$ = 179 МПа
Коэффициент условий работы $\gamma_c$ = 1.00

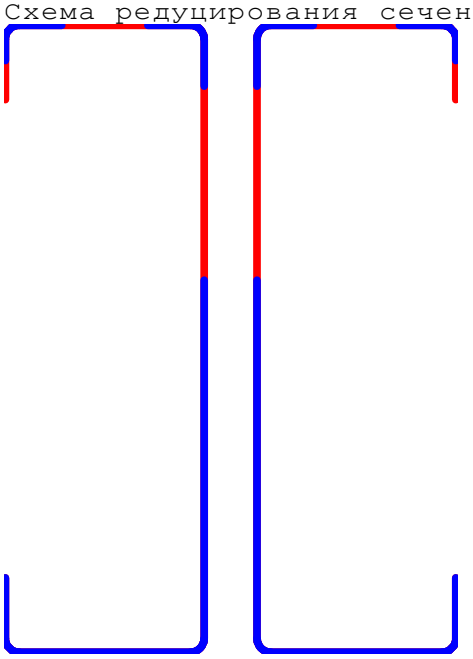
Результаты расчета по СП 260.1325800.2023.

Исходное сечение
проверка прочности при действии момента и силы
$(N/A+M_y/W)/(R_y\gamma_c)$ =0.41<1 **УСЛОВИЕ ВЫПОЛНЕНО**
проверка прочности при действии поперечной силы
$Q_z < h_w t R_s \gamma_c$ = 9.2 **УСЛОВИЕ ВЫПОЛНЕНО**
Здесь $R_s$ принято по табл. 8.6 СП 260.1325800.2023

Плоскость XZ
Условная гибкость $\lambda_y$ = 1.62
Коэффициент устойчивости $\varphi_y$ = 0.88
Коэффициент устойчивости $\chi_{LT}$ = 0.54
Коэффициент взаимодействия $k_{yy}$ = 1.01
$(N/(\varphi_y A)+k_{yy}M_y/(\chi_{LT}W_y))/(R_y*\gamma_c)$ = 0.74
**УСЛОВИЕ ВЫПОЛНЕНО**

Плоскость XY
Условная гибкость $\lambda_z$ = 3.48
Коэффициент устойчивости $\varphi_z$ = 0.53
Коэффициент взаимодействия $k_{zy}$ = 0.99
$(N/(\varphi_z A)+k_{zy}M_y/(\chi_{LT}W_y))/(R_y*\gamma_c)$ = 0.76
**УСЛОВИЕ ВЫПОЛНЕНО**

Редуцированное сеч. Редуцирование по причине локальной потери устойч.
M = 1:3 Схема редуцирования сечения



Координаты центра тяжести сечения $y_c$ = 90.0 мм
$z_c$ = 92.8 мм
Площадь сечения $A_{eff}$ = 6.6 см$^2$
Моменты сопротивления сечения $W_{y,eff}$ = 37 см$^3$
$W_{z,eff}$ = 16 см$^3$
Моменты инерции сечения $I_{y,eff}$ = 587 см$^4$
$I_{z,eff}$ = 143 см$^4$
Новое значение момента в редуцированном сечении
Расчетный изгибающий момент $M_y$ = 8.32кН*м

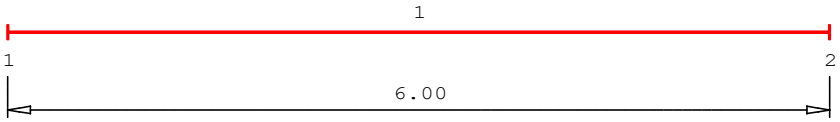
Проверка прочности при действии момента и силы
$(N/A+M_y/W)/(R_y*\gamma_c)$ =0.77<1 **УСЛОВИЕ ВЫПОЛНЕНО**
проверка прочности при действии поперечной силы
$Q_z < h_w*t*R_s*\gamma_c$ = 9.2 **УСЛОВИЕ ВЫПОЛНЕНО**
Здесь $R_s$ принято по табл. 8.6 СП 260.1325800.2023

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Плоскость XZ | Условная гибкость | $\lambda_y$ | = | 1.67 |
| | Коэффициент устойчивости | $\varphi_y$ | = | 0.87 |
| | Коэффициент устойчивости | $\chi_{LT}$ | = | 0.70 |
| | Коэффициент взаимодействия | $k_{yy}$ | = | 1.01 |
| | $(N/(\varphi_y A)+k_{yy}M_y/(\chi_{LT}W_y))/(R_y*\gamma_c)$ | | = | 1.09 |
| | **УСЛОВИЕ НЕ ВЫПОЛНЕНО** | | | |
| Плоскость XY | Условная гибкость | $\lambda_z$ | = | 3.38 |
| | Коэффициент устойчивости | $\varphi_z$ | = | 0.55 |
| | Коэффициент взаимодействия | $k_{zy}$ | = | 0.99 |
| | $(N/(\varphi_z A)+k_{zy}M_y/(\chi_{LT}W_y))/(R_y*\gamma_c)$ | | = | 1.10 |
| | **УСЛОВИЕ НЕ ВЫПОЛНЕНО** | | | |

Расчет выполнен модулем 330 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t340 Однопролетная балка

Расчётная схема
М = 1 :55



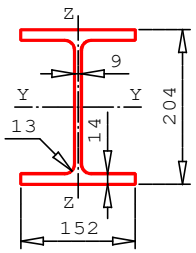

Длины пролётов [м] $l_1$ = 6.00

Жёсткое закрепление

| № опоры | Степени свободы X | Y | Z | Rx | Ry | Rz | B | Точка закрепления y[см] | z[см] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | + | + | + | + | | | | 0.0 | 0.0 |
| 2 | | + | + | + | | | | 0.0 | 0.0 |

Сечение
М = 1 :10

двутавр широкополочный, ГОСТ Р 57837—201 *I 20Ш3*



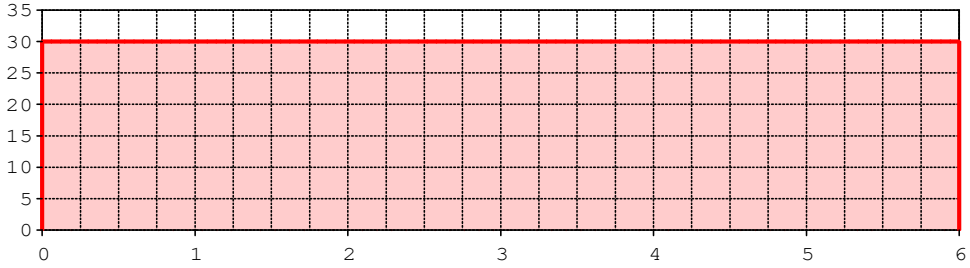

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Площадь | $A$ | = | 59.85 | $см^2$ |
| Главные моменты инерции | $I_y$ | = | 4362 | $см^4$ |
| | $I_z$ | = | 821 | $см^4$ |
| Геометрическая жёсткость на кручение | $I_t$ | = | 36 | $см^4$ |
| Секториальный момент инерции | $C_m$ | = | 72545 | $см^6$ |
| Координаты центра кручения | $y_m$ | = | -0.0 | см |
| | $z_m$ | = | -0.0 | см |
| Линейная плотность | | | 47.0 | кг/м |
| Дополнительные параметры | $i_m$ | = | 9.3 | см |
| | $r_y$ | = | 0.0 | см |
| | $r_z$ | = | 0.0 | см |
| | $r_\varphi$ | = | 0.0 | |

Материал

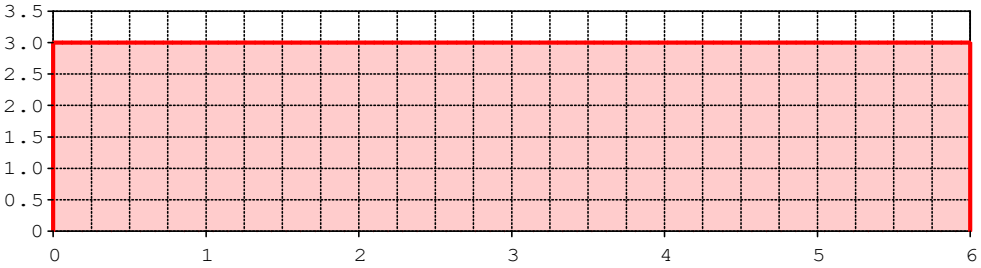
Модуль упругости $E = 2.06 \cdot 10^{5}$ МПа
Модуль сдвига $G = 7.9 \cdot 10^{4}$ МПа
Коэфф. линейного расширения $\alpha = 1.2 \cdot 10^{-5}$ $^{\circ}C^{-1}$

Нагружение

Нагрузка вдоль оси $Z$, [кН/м]




Моменты вокруг оси $X$, [кНм/м]




Равномерно распределённая нагрузка

| От пролёта | До пролёта | Направл. | $p$ [кН/м] | $y$ [см] | $z$ [см] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1 | $Z$ | 30.00 | 10.0 | 10.0 |

В нагружении балки собственный вес не учитывается

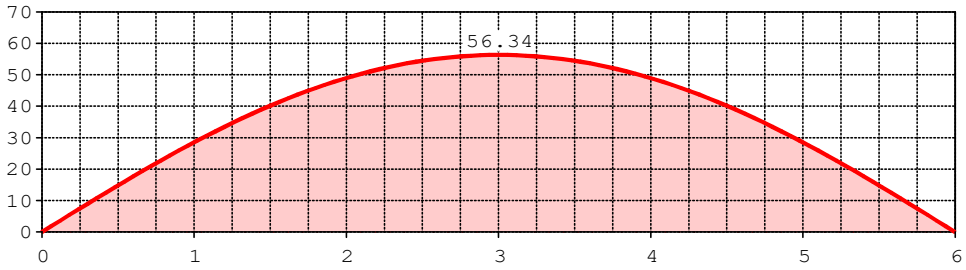
Расчёт

по линейной теории

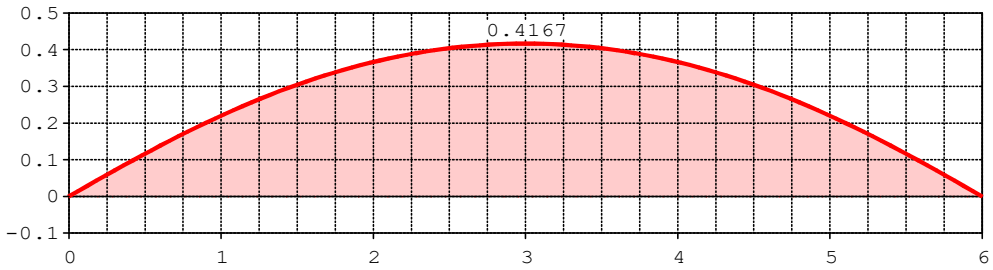
Реакции опор

| Опора | $Pz$[кН] | $Mx$[кНм] |
|---|---|---|
| 1 | -90.00 | -9.00 |
| 2 | -90.00 | -9.00 |

Перемещение $w$, [мм]



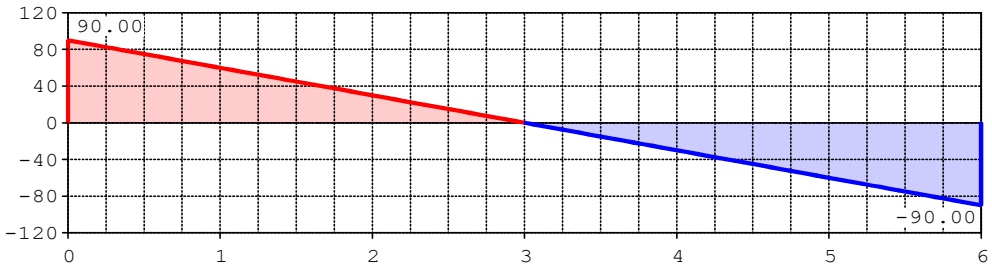

Угол поворота сечения $\theta$, [рад]



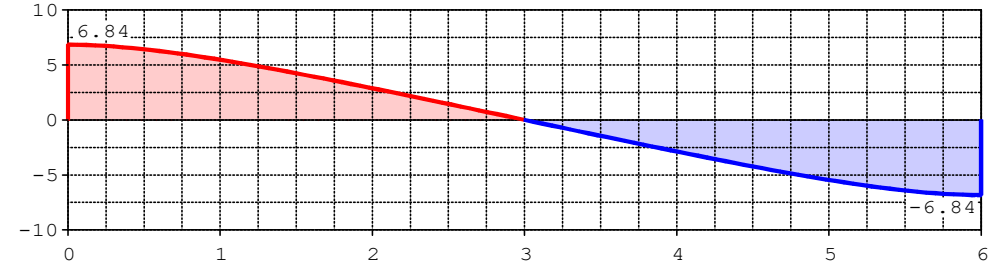
Перемещения

| x[м] | w[мм] | θ[рад] |
|---|---|---|
| 0.00 | 0.00 | 0.0000 |
| 0.50 | 14.82 | 0.1163 |
| 1.00 | 28.52 | 0.2200 |
| 1.50 | 40.14 | 0.3045 |
| 2.00 | 48.97 | 0.3664 |
| 2.50 | 54.47 | 0.4040 |
| 3.00 | 56.34 | 0.4167 |
| 3.50 | 54.47 | 0.4040 |
| 4.00 | 48.97 | 0.3664 |
| 4.50 | 40.14 | 0.3045 |
| 5.00 | 28.52 | 0.2200 |
| 5.50 | 14.82 | 0.1163 |
| 6.00 | 0.00 | 0.0000 |

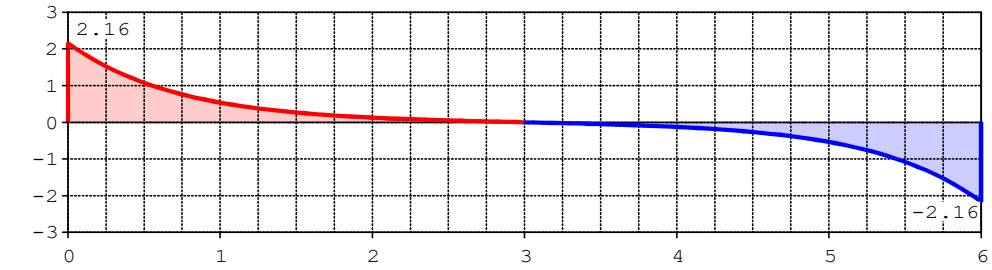
Поперечная сила *Qz*, [кН]



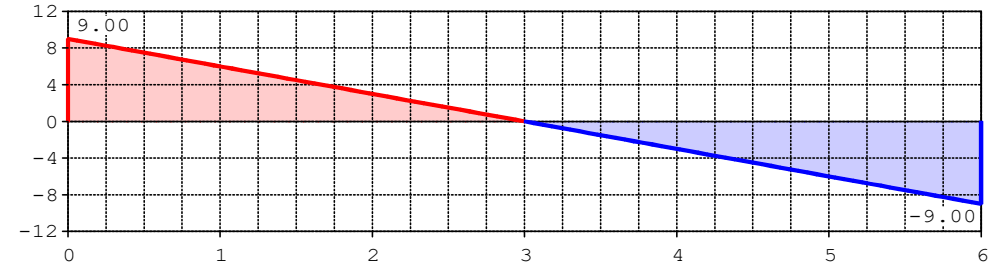

Крутящий момент чистого кручения *Mt*, [кНм]



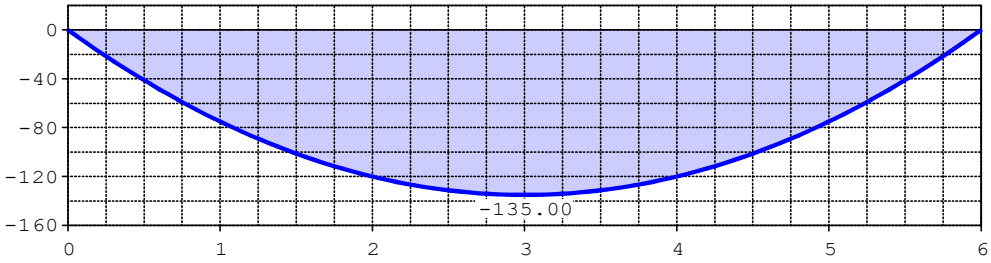

Крутящий момент стеснённого кручения *Mh*, [кНм]



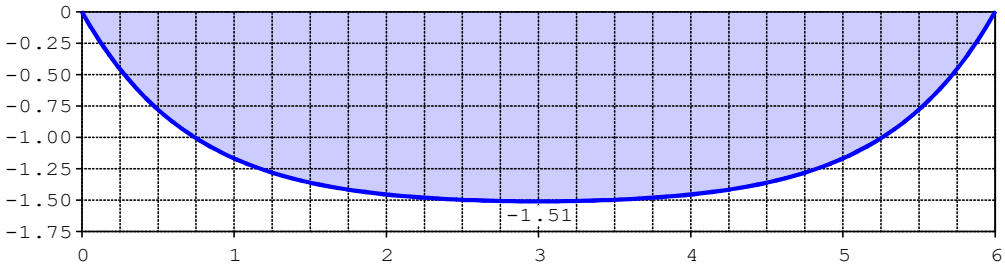

Крутящий момент *Mx*, [кНм]



Изгибающий момент *My*, [кНм]




Бимомент, [кНм$^2$]



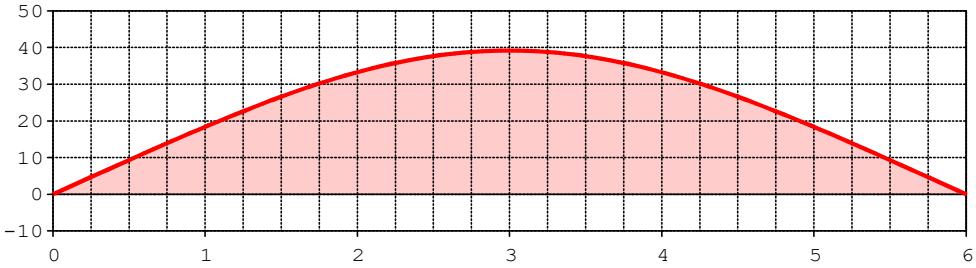

Внутренние усилия

| *x*[м] | *Qz*[кН] | *Mx*[кНм] | *My*[кНм] | *B*[кНм$^2$] |
|---|---|---|---|---|
| 0.00 | 90.00 | 9.00 | 0.00 | 0.00 |
| 0.50 | 75.00 | 7.50 | -41.25 | -0.78 |
| 1.00 | 60.00 | 6.00 | -75.00 | -1.17 |
| 1.50 | 45.00 | 4.50 | -101.25 | -1.36 |
| 2.00 | 30.00 | 3.00 | -120.00 | -1.45 |
| 2.50 | 15.00 | 1.50 | -131.25 | -1.50 |
| 3.00 | 0.00 | 0.00 | -135.00 | -1.51 |
| 3.50 | -15.00 | -1.50 | -131.25 | -1.50 |
| 4.00 | -30.00 | -3.00 | -120.00 | -1.45 |
| 4.50 | -45.00 | -4.50 | -101.25 | -1.36 |
| 5.00 | -60.00 | -6.00 | -75.00 | -1.17 |
| 5.50 | -75.00 | -7.50 | -41.25 | -0.78 |
| 6.00 | -90.00 | -9.00 | 0.00 | 0.00 |

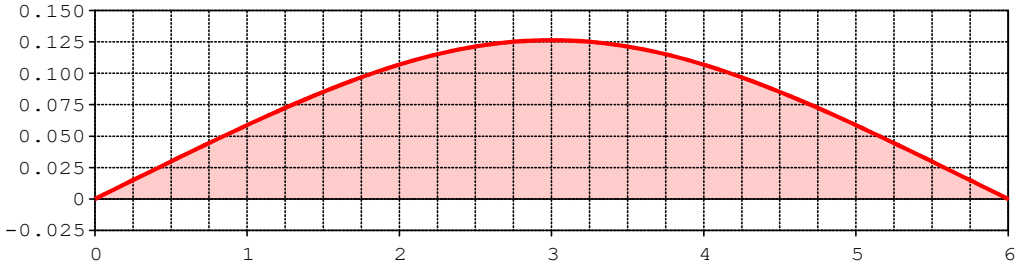
Расчёт — по теории II порядка

Система устойчива
Коэффициент критической нагрузки $\eta$ = **1.22**

Перемещение *v* (форма потери устойчивости), [мм]



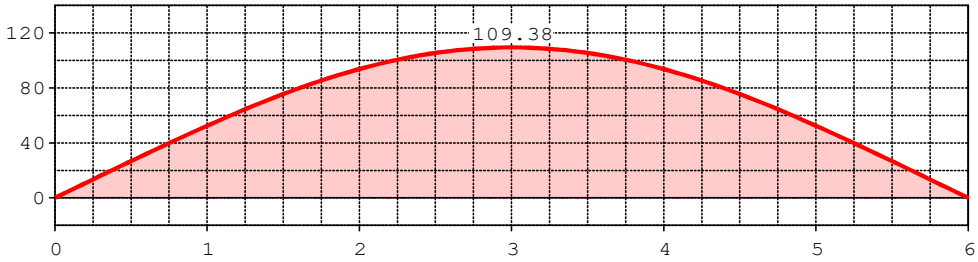
Угол поворота сечения $\theta$ (форма потери устойчивости), [рад]



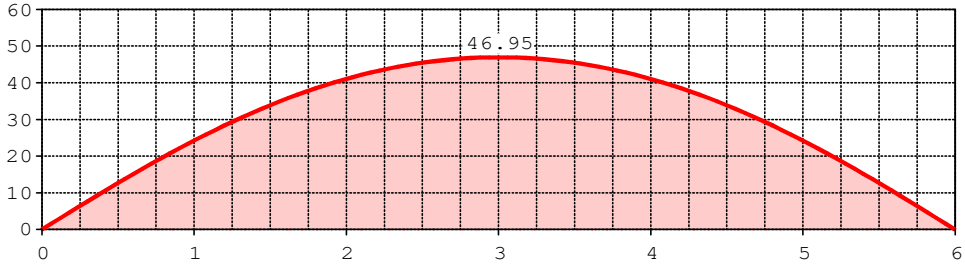

Реакции опор

| Опора | *Pz*[кН] | *Mx*[кНм] |
|---|---|---|
| 1 | -90.00 | -10.19 |
| 2 | -90.00 | -10.19 |

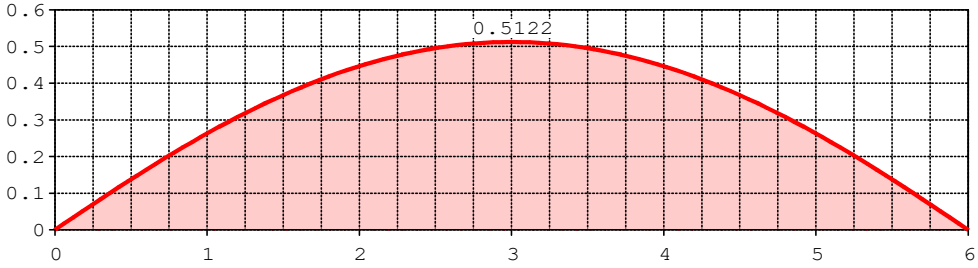
Перемещение *v*, [мм]




Перемещение *w*, [мм]




Угол поворота сечения $\theta$, [рад]

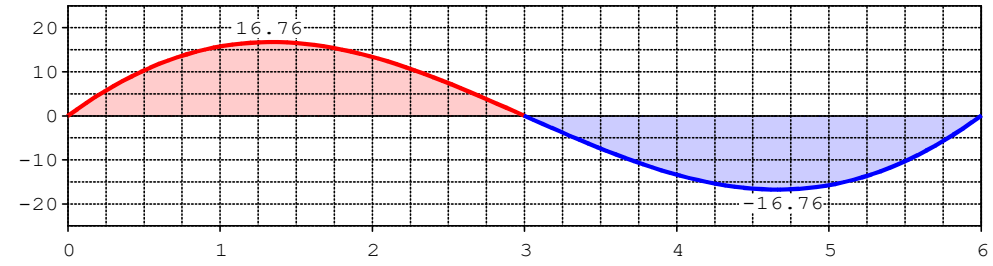



Перемещения

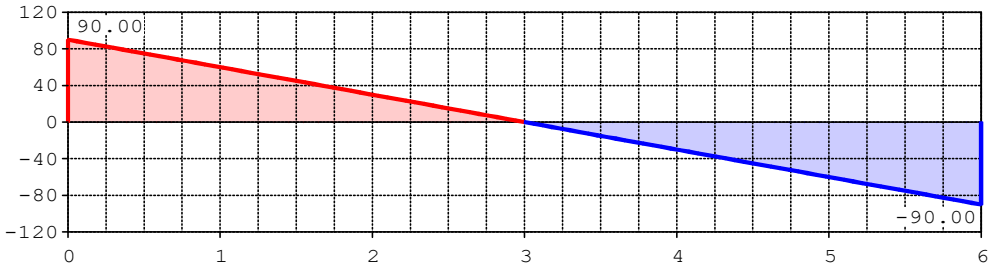
| *x*[м] | *v*[мм] | *w*[мм] | $\theta$[рад] |
|---|---|---|---|
| 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.0000 |
| 0.50 | 26.68 | 12.67 | 0.1377 |
| 1.00 | 52.45 | 24.24 | 0.2628 |
| 1.50 | 75.48 | 33.88 | 0.3676 |
| 2.00 | 93.70 | 41.06 | 0.4465 |
| 2.50 | 105.36 | 45.46 | 0.4956 |
| 3.00 | 109.38 | 46.95 | 0.5122 |
| 3.50 | 105.36 | 45.46 | 0.4956 |
| 4.00 | 93.70 | 41.06 | 0.4465 |
| 4.50 | 75.48 | 33.88 | 0.3676 |
| 5.00 | 52.45 | 24.24 | 0.2628 |

| | | | |
|---|---|---|---|
| 5.50 | 26.68 | 12.67 | 0.1377 |
| 6.00 | 0.00 | 0.00 | 0.0000 |

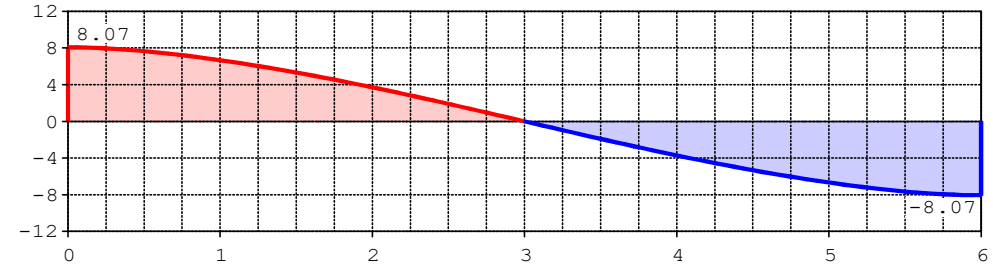
Поперечная сила *Qy*, [кН]



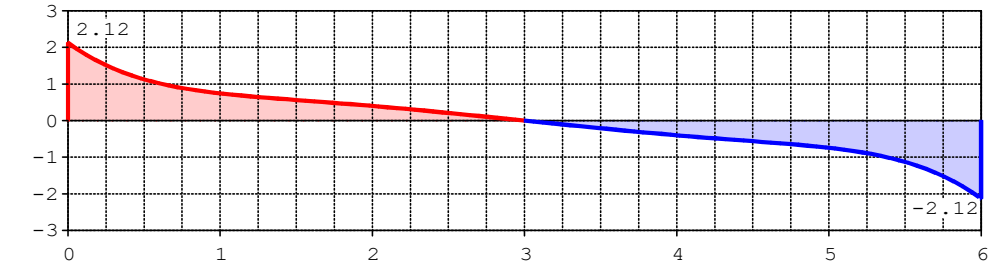

Поперечная сила *Qz*, [кН]



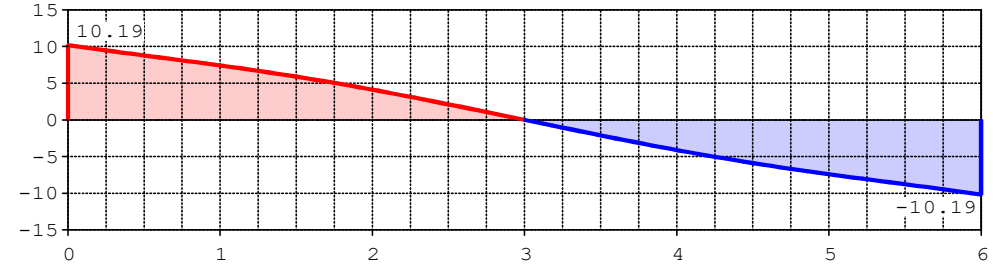

Крутящий момент чистого кручения *Mt*, [кНм]



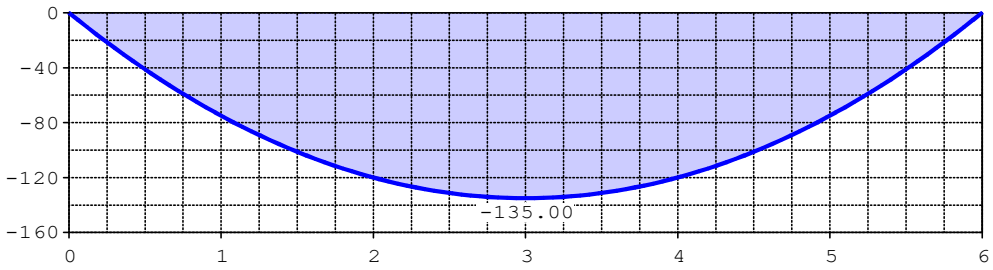

Крутящий момент стеснённого кручения *Mh*, [кНм]



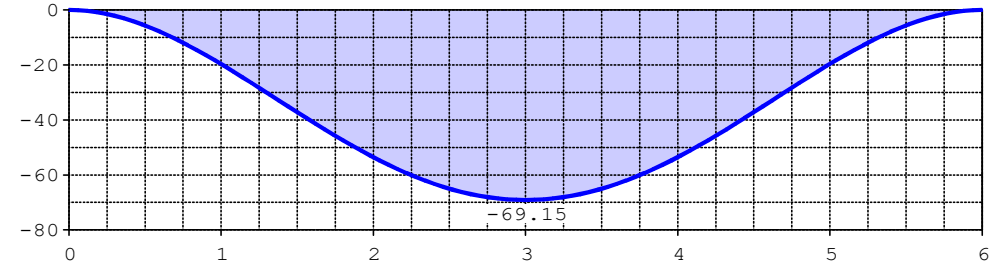

Крутящий момент *Mx*, [кНм]



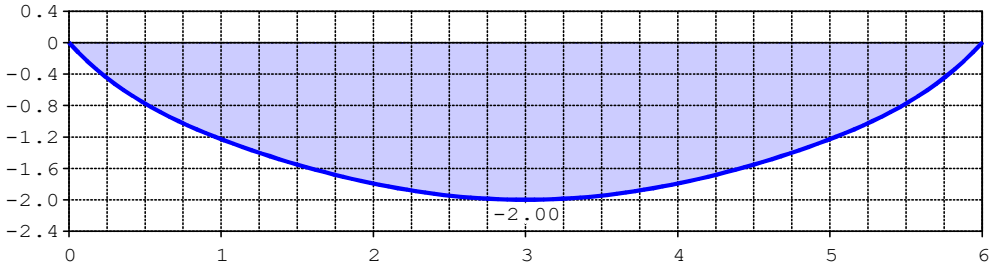
Изгибающий момент *My*, [кНм]




Изгибающий момент *Mz*, [кНм]




Бимомент, [кНм$^2$]



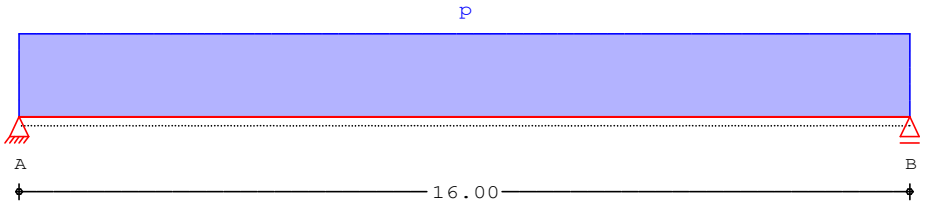

Внутренние усилия

| *x*[м] | *Qy*[кН] | *Qz*[кН] | *Mx*[кНм] | *My*[кНм] | *Mz*[кНм] | *B*[кНм$^2$] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.00 | 0.00 | 90.00 | 10.19 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 0.50 | 10.33 | 75.00 | 8.78 | -41.25 | -5.68 | -0.78 |
| 1.00 | 15.77 | 60.00 | 7.42 | -75.00 | -19.71 | -1.23 |
| 1.33 | 16.76 | 50.10 | 6.44 | -93.17 | -31.18 | -1.45 |
| 1.50 | 16.54 | 45.00 | 5.89 | -101.25 | -37.22 | -1.55 |
| 2.00 | 13.40 | 30.00 | 4.11 | -120.00 | -53.58 | -1.79 |
| 2.50 | 7.43 | 15.00 | 2.12 | -131.25 | -65.04 | -1.95 |
| 3.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -135.00 | -69.15 | -2.00 |
| 3.50 | -7.43 | -15.00 | -2.12 | -131.25 | -65.04 | -1.95 |
| 4.00 | -13.40 | -30.00 | -4.11 | -120.00 | -53.58 | -1.79 |
| 4.50 | -16.54 | -45.00 | -5.89 | -101.25 | -37.22 | -1.55 |
| 4.67 | -16.76 | -50.10 | -6.44 | -93.17 | -31.18 | -1.45 |
| 5.00 | -15.77 | -60.00 | -7.42 | -75.00 | -19.71 | -1.23 |
| 5.50 | -10.33 | -75.00 | -8.78 | -41.25 | -5.68 | -0.78 |
| 6.00 | 0.00 | -90.00 | -10.19 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |

Расчет выполнен модулем 340 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

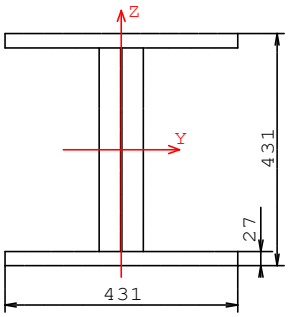
## Поз. t341 Расчет двутавра с гофрированной стенкой

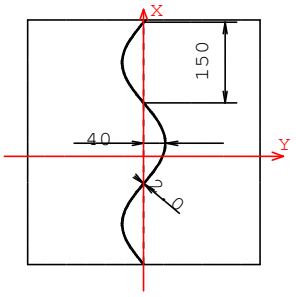
Расчётная схема
М = 1 :136




| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| | Свободное опирание, длина элемента | l | = 16.00 | м |
| | Расчетные длины элемента: в пл. XZ | $l_y$ | = 16.00 | м |
| | для расчета уст. плоск. формы изг. | $l_l$ | = 16.00 | м |
| Нагружение | учтен собственный вес балки | p | = 2.05 | кН/м |
| | Продольная сила | N | = 10.0 | кН |
| | Равномерно распределенная нагрузка | p | = 10.00 | кН/м |
| | Расчетный изгибающий момент | $M_y$ | = 385.5 | кН*м |
| | Расчетная поперечная сила | $Q_z$ | = 96.4 | кН |
| Сечение | характеристики подобранного сечения | | | |
| | Ширина полок | b | = 431 | мм |
| | Толщина полок | t | = 27 | мм |
| | Условная гибкость свеса полки | $\lambda_f$ | = 0.27 | |
| | Толщина стенки | s | = 2.0 | мм |
| | Длина полуволны стенки | a | = 150.0 | мм |
| | Высота полуволны стенки | f | = 40.0 | мм |
| | Момент инерции полуволны стенки | J | = 27.0 | $см^4$ |
| | Условная гибкость панели гофра | $\lambda_c$ | = 2.90 | |
| | Условная гибкость стенки | $\lambda_w$ | = 6.32 | |
| | Эффективная площадь | A | = 228 | $см^2$ |

Сечение
М = 1 :14




| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| | Моменты инерции | $I_y$ | = 93439 | $см^4$ |
| | | $I_z$ | = 35361 | $см^4$ |
| | | $I_к$ | = 535 | $см^4$ |
| | Моменты сопротивления | $W_y$ | = 4336 | $см^3$ |
| | | $W_z$ | = 1641 | $см^3$ |
| Материал полок | **сталь С 255 С255 ГОСТ 27772-2015** | | | |
| | Расчетное сопротивление | $R_y$ | = 230 | МПа |
| | Расчетное сопротивление сдвигу | $R_s$ | = 133 | МПа |
| Материал стенки | **сталь С 235 С235 ГОСТ 27772-2015** | | | |
| | Расчетное сопротивление | $R_y$ | = 230 | МПа |
| | Расчетное сопротивление сдвигу | $R_s$ | = 133 | МПа |
| | Модуль упругости | E | = 206 | ГПа |

Коэффициент Пуассона $\nu = 0.30$
Коэффициент условий работы $\gamma_c = 1.00$

Результаты расчета

балки согласно п.20.6.3 СП 294.1325800.2017
Усилие в сжатом поясе $N_f = 1021$ кН
Напряжение в сжатом поясе $\sigma_c = 89.4$ МПа
Коэффициент устойчивости $\varphi_f = 0.41$
Касательное напряжение в стенке $\tau_{yz} = 127.5$ МПа
Критическое напряжения в стенке $\tau_{cr} = 419.3$ МПа

$M_y/(A_f*h_1*R_y*\gamma_c) = 0.39 < 1$
УСЛОВИЕ (178) ВЫПОЛНЕНО

$Q_z/(h_w*s*k_\lambda*R_s*\gamma_c) = 0.96 < 1$
УСЛОВИЕ (179) ВЫПОЛНЕНО

$0,87/(R_y*\gamma_c)*\sqrt{(\sigma_y^2+3*\tau_{yz}^2)} = 0.87 < 1$
УСЛОВИЕ (44) СП 16.13330.2017 ВЫПОЛНЕНО

$N_f/(\varphi_f*A_f*R_y*\gamma_c) = 0.95 < 1$
УСЛОВИЕ (182) ВЫПОЛНЕНО

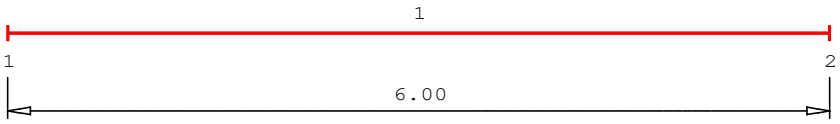
$\tau_{yz}/(\tau_{cr}*\gamma_c) = 0.30 < 1$
УСЛОВИЕ (185) ВЫПОЛНЕНО

Предельная гибкость сжатого пояса $\lambda_{uf} = 0.80$
$\lambda_f < \lambda_{uf}$ УСЛОВИЕ (97) СП 16.13330.2017 ВЫПОЛНЕНО
Прогиб в середине пролета $f = 44.33$ мм
прогиб рассчитан по линейно-упругой теории.

Расчет выполнен модулем 341 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t342 Однопролетная балка

Расчётная схема
М = 1 :55



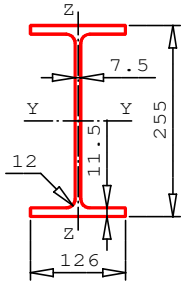

Длины пролётов [м] $l_1 = 6.00$

Жёсткое закрепление

| № опоры | Степени свободы X | Y | Z | Rx | Ry | Rz | B | Точка закрепления y[см] | z[см] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | + | + | + | + | | | | 0.0 | 0.0 |
| 2 | | + | + | + | | | | 0.0 | 0.0 |

Сечение
М = 1 :10

двутавр балочный, ГОСТ Р 57837—2017 *I 25Б3*




Площадь $A = 47.62$ см$^2$
Главные моменты инерции $I_y = 5238$ см$^4$

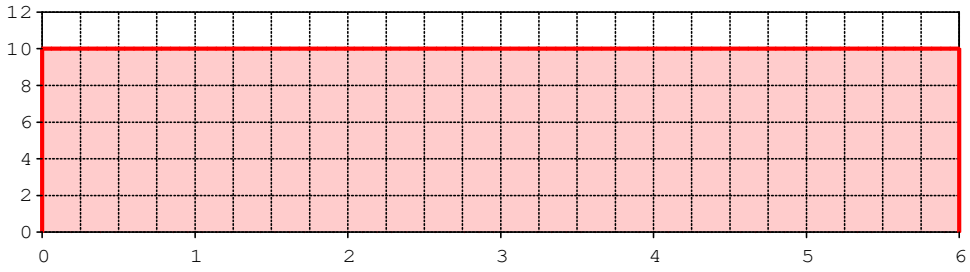
| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| | $I_z$ | = | 385 | см$^4$ |
| Геометрическая жёсткость на кручение | $I_t$ | = | 19 | см$^4$ |
| Секториальный момент инерции | $I_\omega$ | = | 56037 | см$^6$ |
| Координаты центра кручения | $y_m$ | = | -0.0 | см |
| | $z_m$ | = | -0.0 | см |
| Линейная плотность | | | 37.4 | кг/м |
| Дополнительные параметры | $i_m$ | = | 10.9 | см |
| | $r_y$ | = | 0.0 | см |
| | $r_z$ | = | 0.0 | см |
| | $r_\varphi$ | = | 0.0 | |

Материал

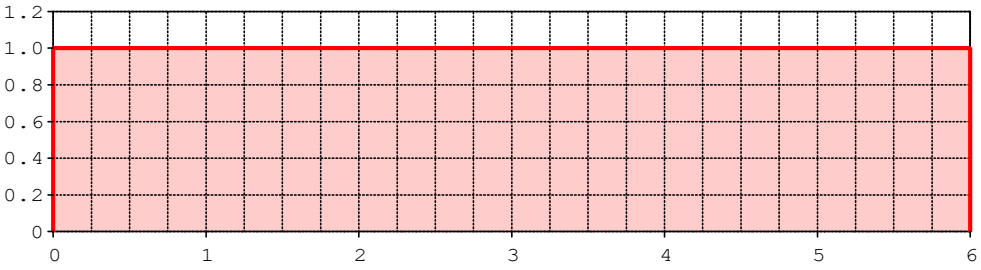
| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Модуль упругости | $E$ | = | $2.06 \cdot 10^5$ | МПа |
| Модуль сдвига | $G$ | = | $7.9 \cdot 10^4$ | МПа |
| Коэфф. линейного расширения | $\alpha$ | = | $1.2 \cdot 10^{-5}$ | °C$^{-1}$ |
| Расчетное сопротивление | $R_y$ | = | 240.0 | МПа |
| Коэффициент условий работы | $\gamma_c$ | = | 1.00 | |

Нагружение

Нагрузка вдоль оси *Z*, [кН/м]




Моменты вокруг оси*X*, [кНм/м]




Равномерно распределённая нагрузка

| От пролёта | До пролёта | Направл. | *p* [кН/м] | *y* [см] | *z* [см] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1 | *Z* | 10.00 | 10.0 | 10.0 |

В нагружении балки собственный вес не учитывается

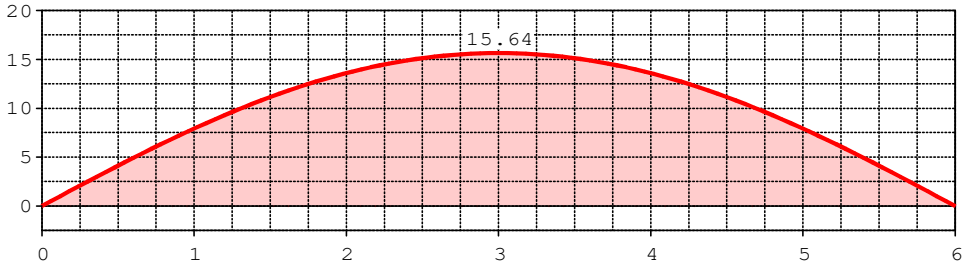
Расчёт

по линейной теории

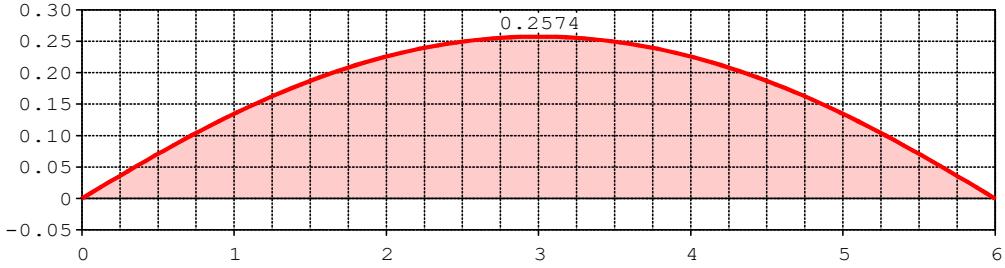
Реакции опор

| Опора | *Pz*[кН] | *Mx*[кНм] |
|---|---|---|
| 1 | -30.00 | -3.00 |
| 2 | -30.00 | -3.00 |

Перемещение *w*, [мм]



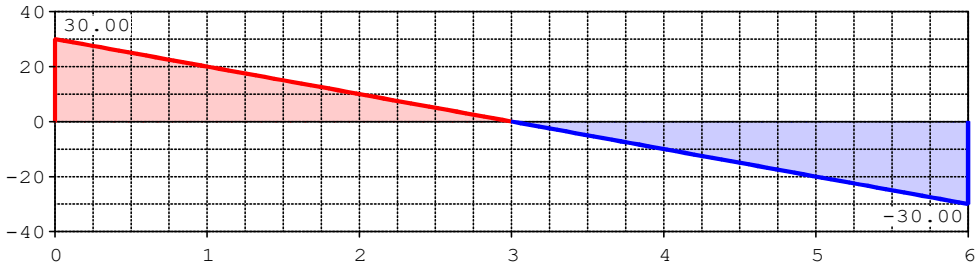

Угол поворота сечения *θ*, [рад]



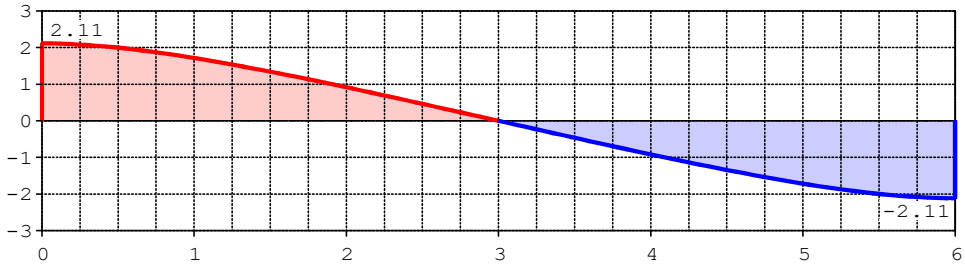

Перемещения

| *x*[м] | *w*[мм] | *θ*[рад] |
|---|---|---|
| 0.00 | 0.0000 | 0.0000 |
| 0.50 | 4.1148 | 0.0709 |
| 1.00 | 7.9158 | 0.1346 |
| 1.50 | 11.1425 | 0.1871 |
| 2.00 | 13.5921 | 0.2258 |
| 2.50 | 15.1197 | 0.2494 |
| 3.00 | 15.6386 | 0.2574 |
| 3.50 | 15.1197 | 0.2494 |
| 4.00 | 13.5921 | 0.2258 |
| 4.50 | 11.1425 | 0.1871 |
| 5.00 | 7.9158 | 0.1346 |
| 5.50 | 4.1148 | 0.0709 |
| 6.00 | 0.0000 | 0.0000 |

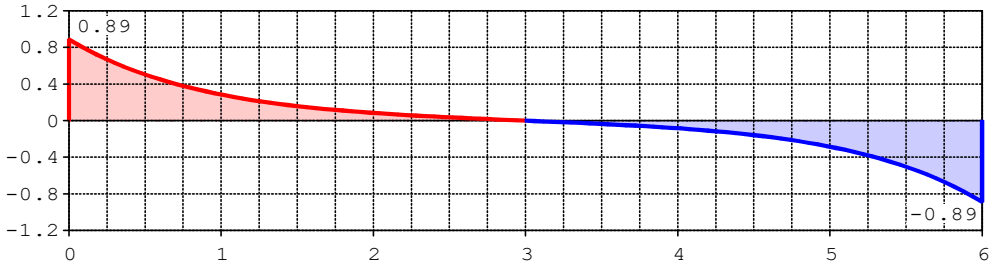
Поперечная сила *Qz*, [кН]



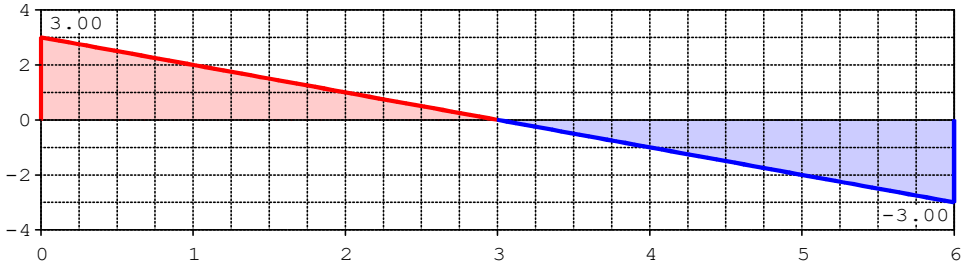

Крутящий момент чистого кручения *Mt*, [кНм]



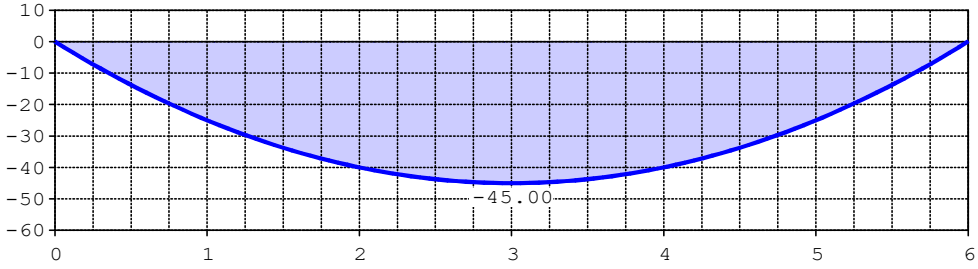
Крутящий момент стеснённого кручения *Mh*, [кНм]



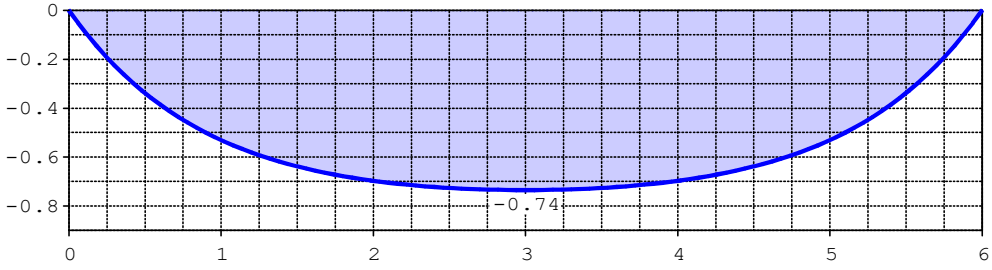

Крутящий момент *Mx*, [кНм]




Изгибающий момент *My*, [кНм]



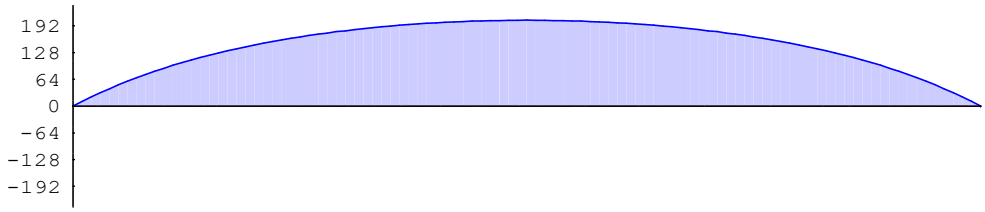

Бимомент, [кНм$^2$]




Внутренние усилия

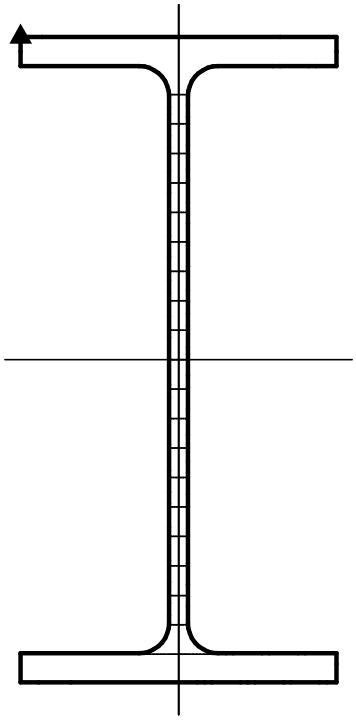
| *x*[м] | *Qz*[кН] | *Mx*[кНм] | *My*[кНм] | *B*[кНм$^2$] |
|---|---|---|---|---|
| 0.00 | 30.00 | 3.00 | 0.00 | 0.00 |
| 0.50 | 25.00 | 2.50 | -13.75 | -0.34 |
| 1.00 | 20.00 | 2.00 | -25.00 | -0.53 |
| 1.50 | 15.00 | 1.50 | -33.75 | -0.64 |
| 2.00 | 10.00 | 1.00 | -40.00 | -0.70 |
| 2.50 | 5.00 | 0.50 | -43.75 | -0.73 |
| 3.00 | 0.00 | 0.00 | -45.00 | -0.74 |
| 3.50 | -5.00 | -0.50 | -43.75 | -0.73 |
| 4.00 | -10.00 | -1.00 | -40.00 | -0.70 |
| 4.50 | -15.00 | -1.50 | -33.75 | -0.64 |
| 5.00 | -20.00 | -2.00 | -25.00 | -0.53 |
| 5.50 | -25.00 | -2.50 | -13.75 | -0.34 |
| 6.00 | -30.00 | -3.00 | 0.00 | 0.00 |

Расчет на прочность балки 1-го класса по п. 8.2.1 СП 16.13330.2017.
Напряжения нормальные $\sigma_x$ [МПа]
М = 1 :50

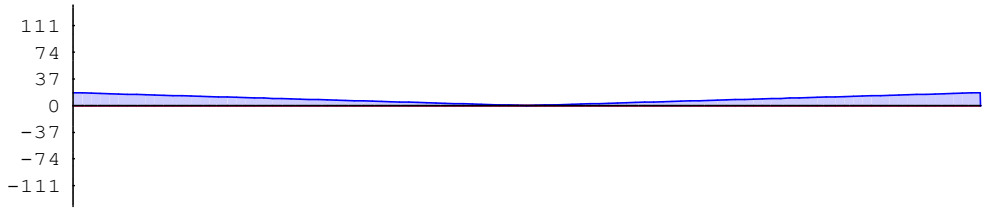



Максимум нормальных напряжений по формуле (43)
достигается в сечении с координатой x = 3.00м
$\sigma_x/(R_y*\gamma_c)$ = 0.86 условие выполнено

М = 1 : 3 Нормальные напряжения в сечении x = 3.00м

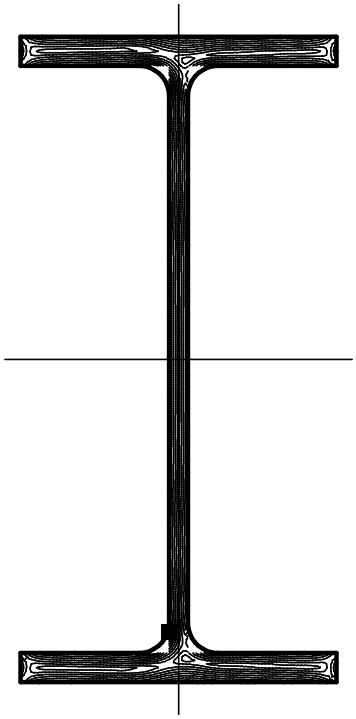


Напряжения касательные $\tau$ [МПа]
М = 1 :50

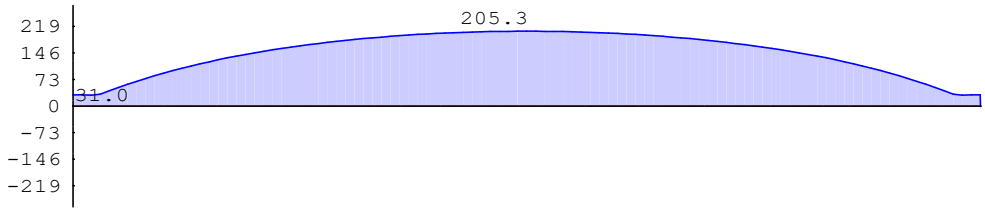



Максимум касательных напряжений по формуле (42)
с учетом двухосного изгиба и стесненного кручения
достигается в сечении с координатой x = 3.00м
$\tau/(R_s*\gamma_c)$ = 0.13 условие выполнено

М = 1 : 3 Касательные напряжения в сечении x = 3.00м

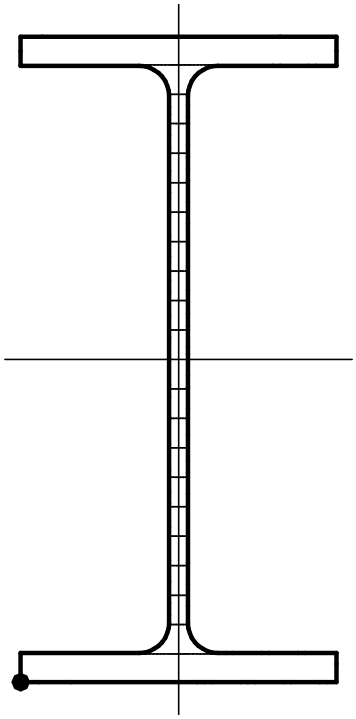


Напряжения эквивалентные $\sigma_э$ [МПа]
М = 1 :50



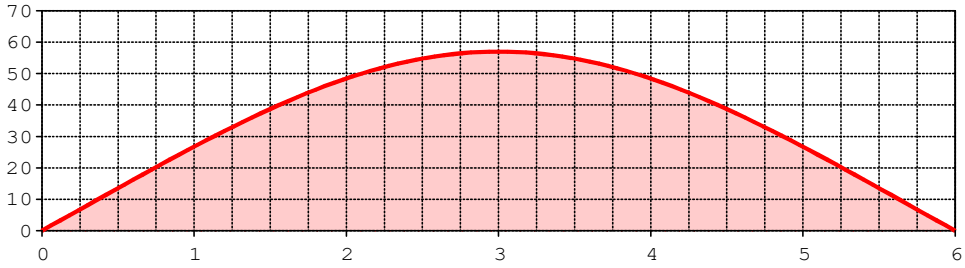

Максимум эквивалентных напряжений по формуле (44)
достигается в сечении с координатой x = 3.00м
$0.87*\sigma_э/(R_y*\gamma_c)$ = 0.74 условие выполнено

М = 1 : 3 Эквивалентные напряжения в сечении x = 3.00м

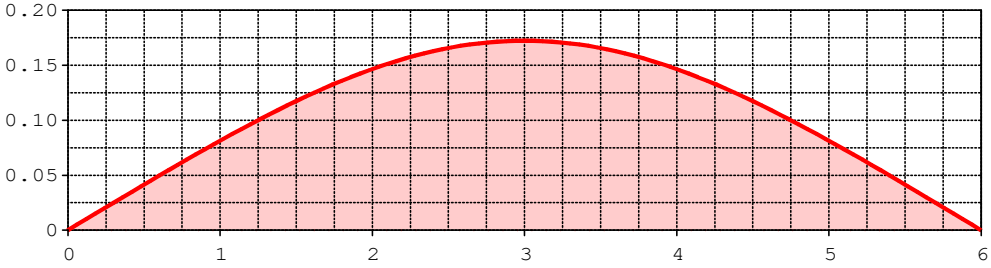


Расчет устойчивости балки 1-го класса по п. 8.4.1 СП 16.13330.2017.

Перемещение $v$ (форма потери устойчивости), [мм]




Угол поворота сечения $\theta$ (форма потери устойчивости), [рад]




| | | |
|---|---|---|
| Момент потери устойчивости | $M_{cr}$ = | 82.3 кН*м |
| Коэффициент | $\varphi_b$ = | 0.73 |
| Изгибающий момент | $M_y$ = | -45.0 кН*м |
| Бимомент | $B_\omega$ = | 0.7 кН*м$^2$ |

$(M_y/(\varphi_b*W_{cy})+B_\omega/W_{c\omega})/(R_y*\gamma_c)$ = 1.06 > 1

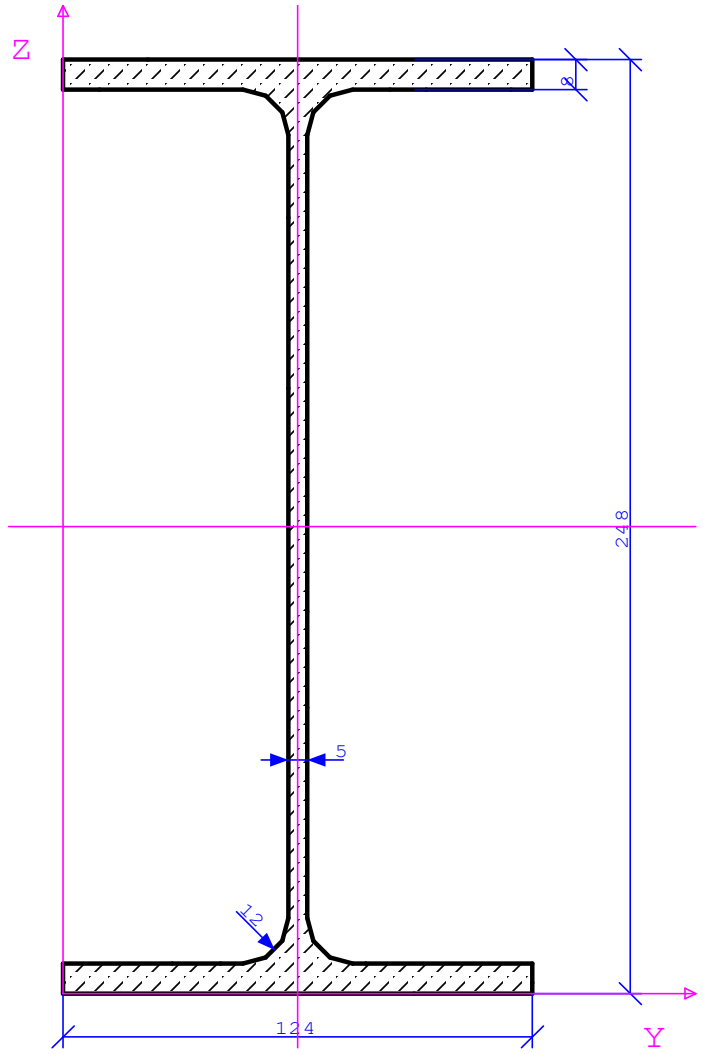
**УСЛОВИЕ (70) НЕ ВЫПОЛНЕНО!**

****** ВНИМАНИЕ ***  Не все проверки выполнены удовлетворительно**

Расчет выполнен модулем 342 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t345 Проверка сечения стального элемента

Сечение
Профиль I 25Б1 двутавр балочный, ГОСТ Р 57837—2017
М = 1 : 2




| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Габариты сечения | высота | $h$ = 248.0мм | ширина | $b$ = | 124.0мм |
| | толщ.полки | $t$ = 8.0мм | толщ.стенки | $t_w$ = | 5.0мм |
| Расчётные | высота | $h_{ef}$ = 208.0мм | свес полки | $b_{ef}$ = | 47.5мм |

Параметры сечения

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Площади | $A$ = 32.7см$^2$ | | | |
| сдвига | $A_y$ = 19.8см$^2$ | | $A_z$ = | 15.2см$^2$ |
| Моменты и радиусы инерции | | | | |
| | $I_y$ = 3537см$^4$ | | $I_z$ = | 255см$^4$ |
| | $i_y$ = 10.40см | | $i_z$ = | 2.79см |
| | $I_w$ = 36160см$^6$ | | $I_t$ = | 255см$^4$ |
| Моменты сопротивления | | | | |
| | $W_y$ = 285см$^3$ | | $W_z$ = | 41см$^3$ |
| | $W_{ply}$ = 319см$^3$ | | $W_{plz}$ = | 64см$^3$ |
| | $W_w$ = 474см$^4$ | | | |

Коэф. пластичности по Таблице Е.1 СП 16.13330.2017
$c_y$ = 1.09 $c_z$ = 1.47
Показатель степени в проверке (105) $n$ = 1.50

Материал сечения **сталь С255 ГОСТ 27772-2015**
мод.упруг. $E$ = 206 ГПА расч.сопр. $R_y$ = 250МПа
коэффиц. $\gamma_c$ = 1.00 $R_s$ = 145МПа

Шарнирно опёртая балка с равномерной нагрузкой
Расчётная длина балки $l_1$ = 6.0 м

Усилия в сечении

| № | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] | $B_w$ [кНм$^2$] | $Q_y$ [кН] | $Q_z$ [кН] | F [кН] | $b_F$ [см] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 60.0 | 10.0 | 4.0 | 40.0 | 10.0 | 0.0 | 0.0 |

Расчёт элемента типа ***балка 3 класса*** по разделу 8 СП 16.13330.2017.
Расчётная длина балки $l_1$ = 6.0 м
Проверка прочности полок $Q_y/2A_fR_s\gamma_c$ = 0.14
Проверка прочности сечения $\beta$ = 1.00
$(M_y/\beta c_y W_y+M_z/c_z W_z)/R_y\gamma_c$ = **1.59**

Устойчивость балки $M_{cr}$ = 25.2кНм $\varphi_b$ = 0.32
$(M_y/\varphi_b W_y+M_z/W_z+B_w/W_w)/R_y\gamma_c$ = **3.59**

Проверка устойчивости стенки и поясных листов. Условная гибкость:
стенки $\lambda_w$ = 0.00 свеса полки $\lambda_f$ = 0.26
$\alpha_f$ = 0.80 $\alpha$ = 0.00
$M/[R_y\gamma_c h_{ef}^2 t_w(\alpha_f+\alpha)]$ = 0.00

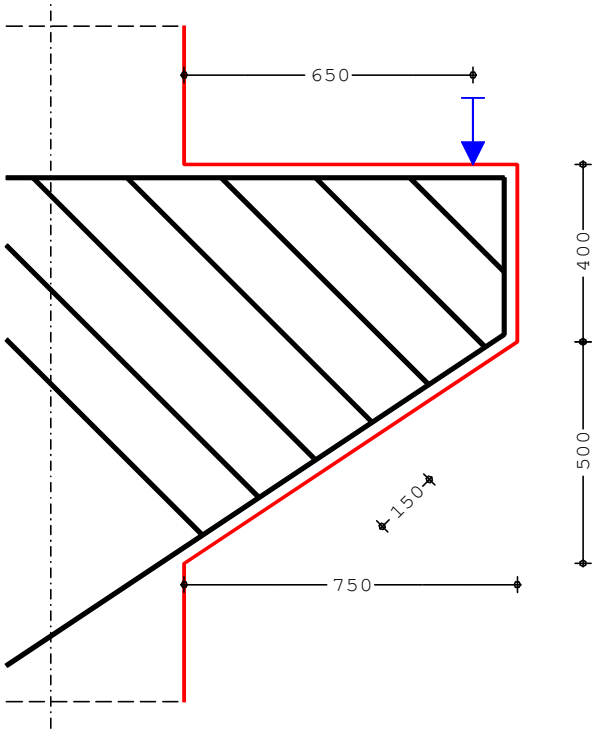
****** ВНИМАНИЕ ***** **Не выполняется условие прочности сечения**

****** ВНИМАНИЕ ***** **Не выполняется условие устойчивости элемента**

Расчет выполнен модулем 345 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t351 Расчёт короткой консоли

Расчётная схема
M = 1 :17




| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Размеры консоли | длина l = 750 мм, ширина | b = | 400 | мм |
| | высота консоли у колонны | h = | 900 | мм |
| | с краю | $h_1$ = | 400 | мм |
| Нагружение | нормативное значение | $Q_n$ = | 400 | кН |
| | длительная часть | $Q_д$ = | 300 | кН |
| | коэффициент безопасности нагрузки | $\gamma_f$ = | 1.20 | |
| | расстояние до колонны | a = | 650 | мм |
| | длина зоны приложения нагрузки | $l_{sup}$ = | 200 | мм |
| Арматура | по результатам расчёта | | | |
| Продольная сверху | 4 стержня диаметром | d = | 20 | мм |
| | площадь арматуры | $A_s$ = | 1.26 | $см^2$ |
| Поперечная | наклонные под 45° хомуты с шагом | S = | 150 | мм |
| | из 2-х стержней диаметром | $d_s$ = | 12 | мм |
| | площадь арматуры | $A_{sw}/S$ = | 0.15 | см |
| | толщина защитного слоя бетона | $a_з$ = | 20 | мм |
| Допустимая ширина | раскрытия трещин непродолжительных | $w_s$ = | 0.40 | мм |
| | продолжительных | $w_1$ = | 0.20 | мм |

**Расчёт прочности**

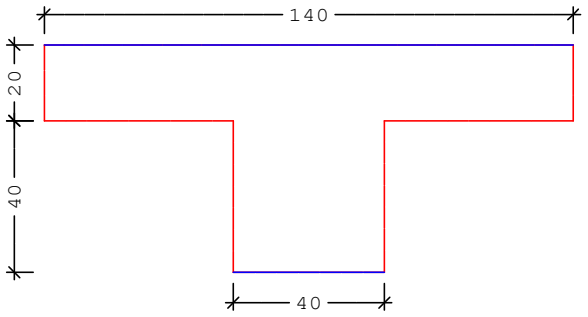
по СП 63.13330.2018 и п. 3.34 СНиП 2.03.01-84*.
Материалы: **бетон В 25 (тяжелый)**
**арматурная сталь: продольная/хомуты А 500/А 400.**

| | | | |
|---|---|---|---|
| Предельное значение момента | $M_u$ = | 449 | кНм |
| $M = \gamma_f * l_Q * Q_n = 360 < M_u$ | **УСЛОВИЕ ВЫПОЛНЕНО** | | |
| Ширина сжатой наклонной полосы | $l_b$ = | 0.15 | см |
| угол наклона полосы к горизонтали | $\theta$ = | 49.24° | |
| коэффициент $\varphi = 1+5*\alpha*A_{sw}/(S*b)$ | = | 1.13 | |
| $Q_n*\gamma_f < 0.8*\varphi*R_b*b*l_b*\sin\theta$ | = | 599 | кН |
| **УСЛОВИЕ ВЫПОЛНЕНО** | | | |
| Трещиностойкость Момент образования трещин | $M_{crc}$ = | 161 | кНм |
| Расчётная ширина раскрытия трещин: продолжительного | $a_п$ = | 0.13 | мм |
| непродолжительного | $a_н$ = | 0.20 | мм |

Расчет выполнен модулем 351 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t400 Расчёт ж/б полки тавра

Сечение




| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Ширина ребра | $b_w$ | = | 40.0 | см |
| Высота сечения | h | = | 60.0 | см |
| Ширина полки | $b_п$ | = | 140.0 | см |
| Высота полки | $h_п$ | = | 20.0 | см |
| Расстояние до ц.т. арматуры | $a_в$ | = | 0.0 | см |
| | $a_н$ | = | 0.0 | см |
| Площадь арматуры | $A_{sв}$ | = | 20.00 | см2 |
| | $A_{sн}$ | = | 6.00 | см2 |

Расчет — Согласно MSZ EN 1992-1-1

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Бетон | | | **C25/30** | |
| Продольная арматура | | | **S500** | |
| Предел прочности бетона | $f_{cd}$ | = | 16.67 | МПа |
| | $f_{ctd}$ | = | 1.20 | МПа |
| Предел текучести арматуры | $f_{yd}$ | = | 434.8 | МПа |

Напряжение сдвига

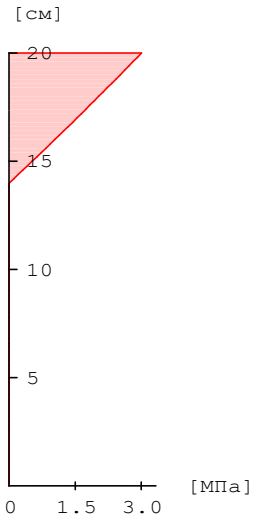
| M [кНм] | V [кН] | $F_{d1}$ [кН] | $F_{d2}$ [кН] | Δx [м] | $v_{Ed}$ [МПа] |
|---|---|---|---|---|---|
| 120.0 | 500.0 | 73.0 | 57.8 | 0.05 | 1.52 |

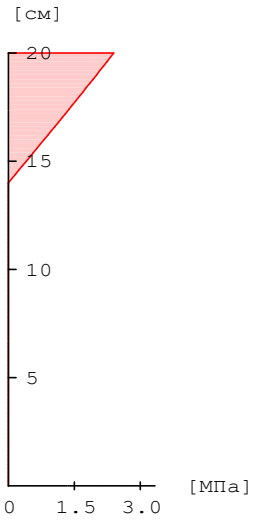
Напряжения в полке и составляющие Fd

| M [кНм] | $\sigma_{c,max}$ [МПа] | $\sigma_s$ [МПа] | $F_{dc}$ [кН] | $F_{ds}$ [кН] |
|---|---|---|---|---|
| 120.0 | 3.01 | 37.9 | 45.9 | 27.1 |
| 95.0 | 2.40 | 29.9 | 36.4 | 21.4 |

Примечание. В свесе полки принято $A_s$ = 7.14 см2

Эпюры напряжений в бетоне полки на концах расчетного участка




Требуемая площадь арматуры $A_{sf}/s_f$ = **3.50** см2/м

Проверка условия (6.21) $v_{Ed}h_f / (\cot\theta_f(A_{sf}/s_f)f_{yd})$ = **1.000** <= 1

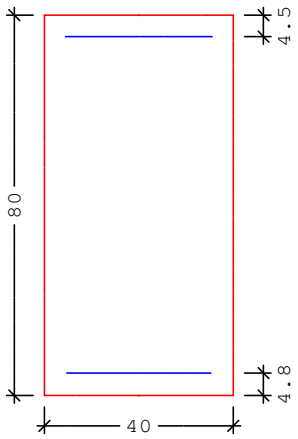
Проверка условия (6.22) $v_{Ed} / (\nu f_{cd}\sin\theta_f\cos\theta_f)$ = **0.422** <= 1

| | | | |
|---|---|---|---|
| $\nu$ | = | 0.540 | - |
| $\cot\theta_f$ | = | 2.000 | - |
| $\sin\theta_f$ | = | 0.894 | - |
| $\cos\theta_f$ | = | 0.447 | - |

Расчет выполнен модулем 400 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t401 Подбор поперечной арматуры (MSZ EN 1992)

Сечение




| | | | |
|---|---|---|---|
| Ширина | b | = 40.0 | см |
| Высота | h | = 80.0 | см |
| Диаметр продольной арматуры | $d_{sв}$ | = 20 | мм |
| | $d_{sн}$ | = 25 | мм |

Толщина защитного слоя $c_{nom,в}$ = 35 мм
$c_{nom,н}$ = 35 мм

Расстояние до ц.т. арматуры $a_в$ = 4.5 см
$a_н$ = 4.8 см

Площадь продольной арматуры

| Участок | l [м] | $n_в$ | $n_н$ | $A_{sв}$ [см2] | $A_{sн}$ [см2] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1.00 | 4 | 4 | 12.57 | 19.63 |
| 2 | 1.50 | 2 | 6 | 6.28 | 29.45 |

Нагрузки — Усилия от основной комбинации воздействий

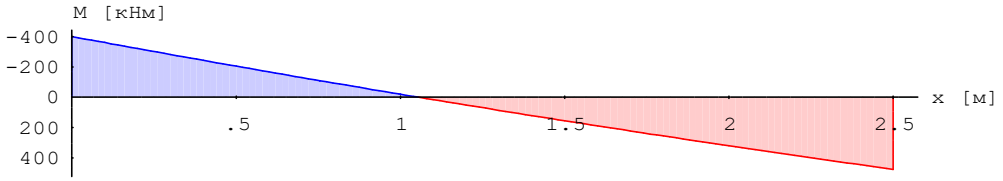
Изгибающий момент $M_o$ = 400.0 кНм
Поперечная сила $V_o$ = 400.0 кН
Равномерная нагрузка q = 40.00 кН/м

Расчет — Согласно MSZ EN 1992-1-1

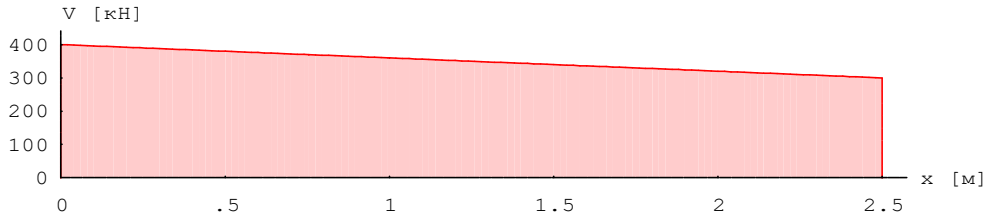
Бетон **C25/30**
Продольная арматура **S500**
Поперечная арматура **S400**

Предел прочности бетона $f_{cd}$ = 16.67 МПа
Предел текучести арматуры $f_{ywd}$ = 347.8 МПа

Изгибающий момент




Поперечная сила




Проверка прочности сечения над опорой по условию $V_{Ed} <= V_{Rd,max}$ (6.5)

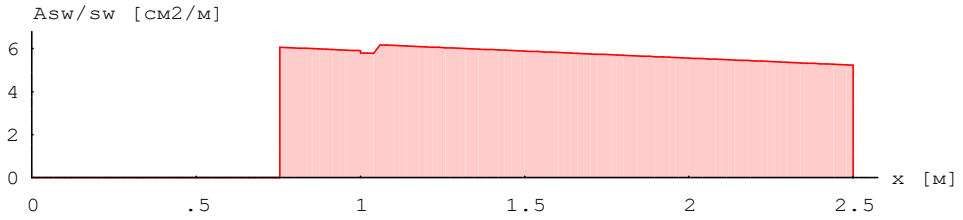
$V_{Rd,max} = 0.5bd\nu f_{cd}$ = 1359 кН
d = 75.5 см
$\nu$ = 0.540 -

Условие прочности $V_o / V_{Rd,max}$ = **0.294** <= 1

Требуемая площадь поперечной арматуры

| x [м] | M [кНм] | V [кН] | $V_{Rd,c}$ [кН] | z [см] | cotθ [-] | $V_{Rd,max}$ [кН] | $V_{Rd,s}$ [кН] | $A_{sw}/s$ [см2/м] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.76 | -109.4 | 369.8 | 119.8 | 70.0 | 2.50 | 869.5 | 369.8 | 6.07 |
| 0.86 | -72.6 | 365.8 | 119.8 | 70.1 | 2.50 | 869.8 | 365.8 | 6.00 |
| 0.96 | -36.2 | 361.8 | 119.8 | 70.1 | 2.50 | 870.0 | 361.8 | 5.94 |
| 1.00 | -20.0 | 360.0 | 119.8 | 70.1 | 2.50 | 870.1 | 360.0 | 5.91 |
| 1.00 | -20.0 | 360.0 | 98.5 | 71.3 | 2.50 | 884.6 | 360.0 | 5.81 |

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1.10 | 15.8 | 356.0 | 158.9 | 66.5 | 2.50 | 826.0 | 356.0 | 6.15 |
| 1.20 | 51.2 | 352.0 | 158.9 | 66.5 | 2.50 | 825.5 | 352.0 | 6.09 |
| 1.30 | 86.2 | 348.0 | 158.9 | 66.5 | 2.50 | 825.0 | 348.0 | 6.02 |
| 1.40 | 120.8 | 344.0 | 158.9 | 66.4 | 2.50 | 824.4 | 344.0 | 5.96 |
| 1.50 | 155.0 | 340.0 | 158.9 | 66.4 | 2.50 | 823.9 | 340.0 | 5.89 |
| 1.60 | 188.8 | 336.0 | 158.9 | 66.3 | 2.50 | 823.4 | 336.0 | 5.83 |
| 1.70 | 222.2 | 332.0 | 158.9 | 66.3 | 2.50 | 822.8 | 332.0 | 5.76 |
| 1.80 | 255.2 | 328.0 | 158.9 | 66.2 | 2.50 | 822.2 | 328.0 | 5.69 |
| 1.90 | 287.8 | 324.0 | 158.9 | 66.2 | 2.50 | 821.6 | 324.0 | 5.63 |
| 2.00 | 320.0 | 320.0 | 158.9 | 66.1 | 2.50 | 821.1 | 320.0 | 5.56 |
| 2.10 | 351.8 | 316.0 | 158.9 | 66.1 | 2.50 | 820.5 | 316.0 | 5.50 |
| 2.20 | 383.2 | 312.0 | 158.9 | 66.0 | 2.50 | 819.8 | 312.0 | 5.43 |
| 2.30 | 414.2 | 308.0 | 158.9 | 66.0 | 2.50 | 819.2 | 308.0 | 5.37 |
| 2.40 | 444.8 | 304.0 | 158.9 | 65.9 | 2.50 | 818.6 | 304.0 | 5.30 |
| 2.50 | 475.0 | 300.0 | 158.9 | 65.9 | 2.50 | 817.9 | 300.0 | 5.24 |




Наибольшая площадь max $A_{sw}/s$ = 6.18 см2/м

Увеличение площади продольной арматуры при учете усилия $\Delta F_{td}$ (6.18)

| Участок | x [м] | ΔM [кНм] | M+ΔM [кНм] | $\Delta A_{sв}$ [см2] | $\Delta A_{sн}$ [см2] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.76 | -323.8 | -433.2 | 0.70 | |
| 2 | 1.00 | -320.7 | -340.7 | 4.12 | |

Примечание. $\Delta M = \Delta F_{td} z = 0.5 V_{Ed} z \cot\theta$

Требуемая площадь продольной арматуры

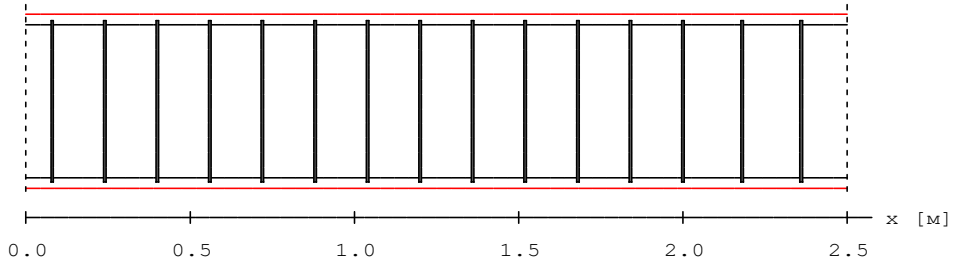
| Участок | $A_{sв}$ [см2] | $A_{sн}$ [см2] |
|---|---|---|
| 1 | 13.27 | |
| 2 | 10.40 | |

Конструирование

| $d_{sw}$ [мм] | Число ветвей | $s_{max}$ [см] | Δs [см] | $a_1$ |
|---|---|---|---|---|
| 8 | 2 | 30 | | s/2 |

Подобранная поперечная арматура

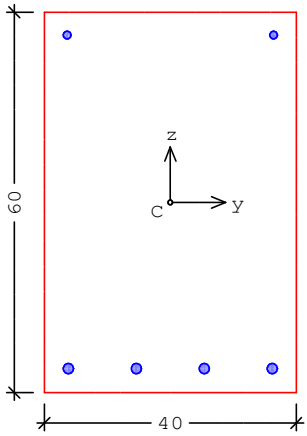
| от x [м] | до x [м] | Число хомутов | s [см] | $A_{sw}/s$ [см2/м] |
|---|---|---|---|---|
| 0.000 | 2.000 | 13 | 16 | 6.28 |
| 2.000 | 2.360 | 2 | 18 | 5.59 |

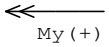



Расчет выполнен модулем 401 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t402 Расчет по трещиностойкости (MSZ EN 1992)

Сечение




| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | Ширина | b | = | 40.0 | см |
| | Высота | h | = | 60.0 | см |
| Верхняя арматура | Число стержней | $n_s$ | = | 2 | - |
| | Диаметр стержней | $d_s$ | = | 12 | мм |
| | Толщина защитного слоя | c | = | 30 | мм |
| | Площадь арматуры | $A_s$ | = | 2.26 | см2 |
| Нижняя арматура | Число стержней | $n_s$ | = | 4 | - |
| | Диаметр стержней | $d_s$ | = | 16 | мм |
| | Толщина защитного слоя | c | = | 30 | мм |
| | Площадь арматуры | $A_s$ | = | 8.04 | см2 |

Расчет — согласно MSZ EN 1992-1-1

Бетон **C25/30**
Арматура **S500**

Среднее значение предела прочности бетона при растяжении $f_{ctm}$ = 2.60 МПа

Предельная деформация бетона при растяжении $\varepsilon_{ctu} = f_{ctm} / E_{cm}$ = 0.084 %.

Предельная ширина раскрытия трещин $w_{max}$ = 0.40 мм

Коэффициенты (7.11)

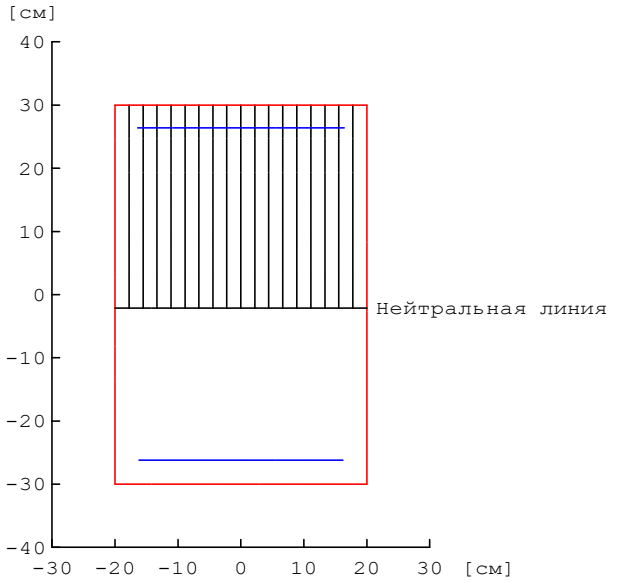
| $k_t$ | $k_1$ | $k_3$ | $k_4$ |
|---|---|---|---|
| 0.4 | 0.8 | 3.4 | 0.425 |

Усилия при образовании трещин

| $N_d$ [кН] | $M_{yd}$ [кНм] | $N_c$ [кН] | $M_{yc}$ [кНм] |
|---|---|---|---|
| | 100.0 | | 63.5 |

**Результаты расчета усилий при образовании трещин**

Сжатая зона сечения непосредственно перед образованием трещин




Расстояние от нижней стороны сечения до нейтральной линии = 27.88 см

Кривизна $\kappa$ = 0.00030 1/м

Деформации бетона

| Верхняя сторона сечения | | Нижняя сторона сечения | |
|---|---|---|---|
| $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] | $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] |
| -0.097 | -2.36 | 0.084 | 2.60 |

Деформации арматуры

| Верхняя арматура | | Нижняя арматура | |
|---|---|---|---|
| $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] | $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] |
| -0.086 | -17.2 | 0.072 | 14.5 |

**Ширина раскрытия трещин при определении $s_{r,max}$ по формуле (7.11)**

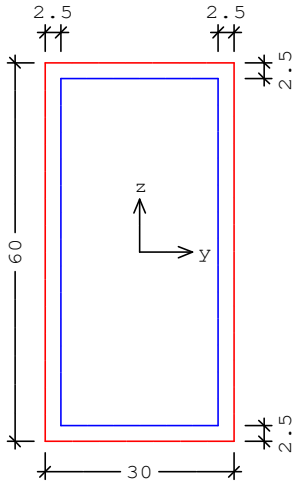
| $\sigma_s$ [МПа] | $x_t$ [см] | $h_{c,ef}$ [см] | $A_{c,eff}$ [см2] | $A_s$ [см2] | $d_s$ [мм] | c [мм] | $k_2$ | $s_{r,max}$ [мм] | $w_k$ [мм] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 238.3 | 48.1 | 9.5 | 380.0 | 8.04 | 16.0 | 30 | 0.500 | 231 | **0.210** |

**Трещиностойкость сечения обеспечена**

Расчет выполнен модулем 402 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t403 Подбор поперечной арматуры

Сечение




| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Ширина | b | = | 30.0 | см |
| Высота | h | = | 60.0 | см |
| Расстояние до ц.т. арматуры | a | = | 2.5 | см |

Нагрузки — Усилия от основной комбинации воздействий

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Крутящий момент | T | = | 5.0 | кНм |
| Поперечная сила по оси y | $V_y$ | = | 20.0 | кН |
| Поперечная сила по оси z | $V_z$ | = | 20.0 | кН |

Расчет — Согласно ТКП EN 1992-1-1

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Бетон | **C25/30** | | | |
| Продольная арматура | **S500** | | | |
| Поперечная арматура | **S400** | | | |
| Предел прочности бетона | $f_{cd}$ | = | 16.67 | МПа |
| Предел текучести арматуры | $f_{ywd}$ | = | 347.8 | МПа |

Предельные усилия

| cotθ [-] | $T_{Rd,max}$ [кНм] | $V_{y,Rd,max}$ [кН] | $V_{z,Rd,max}$ [кН] |
|---|---|---|---|
| 2.50 | 62.1 | 460.9 | 481.8 |

| | | | |
|---|---|---|---|
| $T / T_{Rd,max}$ | = | 0.081 | - |
| $V_y / V_{y,Rd,max}$ | = | 0.043 | - |
| $V_z / V_{z,Rd,max}$ | = | 0.042 | - |

Условие прочности (6.29) $T / T_{Rd,max} + V_y / V_{y,Rd,max}$ = **0.124** <= 1

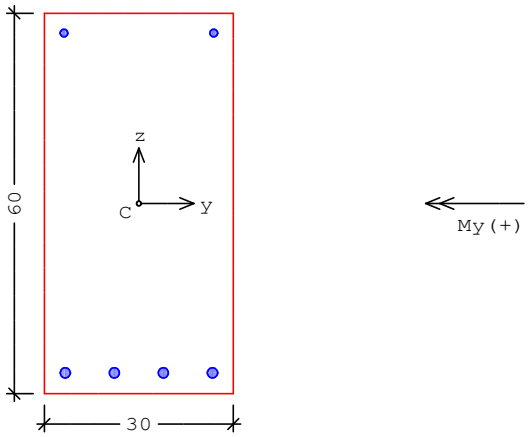
Арматура, требуемая для восприятия крутящего момента

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Поперечная арматура | $A_{sw}/s$ | = | 0.29 | см2/м |
| Продольная арматура | $A_s$ | = | 2.01 | см2 |

Расчет выполнен модулем 403 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t404 Расчет по трещиностойкости

Сечение




| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | Ширина | b | = | 30.0 | см |
| | Высота | h | = | 60.0 | см |
| Верхняя арматура | Число стержней | $n_s$ | = | 2 | - |
| | Диаметр стержней | $d_s$ | = | 12 | мм |
| | Толщина защитного слоя | $c_{nom}$ | = | 25 | мм |
| | Площадь арматуры | $A_s$ | = | 2.26 | см2 |
| Нижняя арматура | Число стержней | $n_s$ | = | 4 | - |
| | Диаметр стержней | $d_s$ | = | 16 | мм |
| | Толщина защитного слоя | $c_{nom}$ | = | 25 | мм |
| | Площадь арматуры | $A_s$ | = | 8.04 | см2 |

Расчет — согласно ТКП EN 1992-1-1

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | Бетон | **C25/30** | | | |
| | Арматура | **S500** | | | |
| | Среднее значение предела прочности бетона при растяжении | $f_{ctm}$ | = | 2.60 | МПа |
| | Предельная деформация бетона при растяжении $\varepsilon_{ctu} = f_{ctm} / E_{cm}$ | | = | 0.084 | %. |
| | Предельная ширина раскрытия трещин | $w_{max}$ | = | 0.40 | мм |

Усилия при образовании трещин

| $N_d$ [кН] | $M_{yd}$ [кНм] | $N_c$ [кН] | $M_{yc}$ [кНм] |
|---|---|---|---|
| | 100.0 | | 49.0 |

**Ширина раскрытия трещин при определении $s_{r,max}$ по формуле (7.11)**

| $\sigma_s$ [МПа] | $x_t$ [см] | $h_{c,ef}$ [см] | $A_{c,eff}$ [см2] | $A_s$ [см2] | $d_s$ [мм] | c [мм] | $k_2$ | $s_{r,max}$ [мм] | $w_k$ [мм] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 238.2 | 46.4 | 8.2 | 247.5 | 8.04 | 16.0 | 25 | 0.500 | 169 | **0.168** |

**Трещиностойкость сечения обеспечена**

Расчет выполнен модулем 404 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

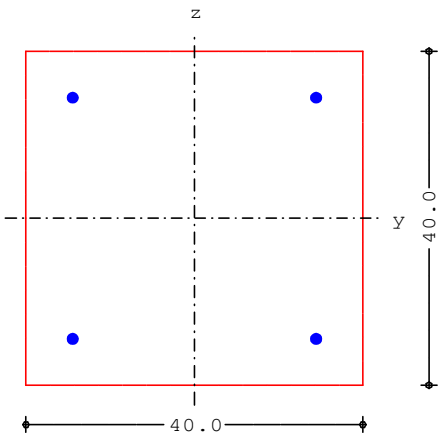
## Поз. t405 Железобетонная колонна (Eurocode 2)

Расчетная схема — Длина колонны L = 4.00 м

Закрепления

| | В плоскости Y | В плоскости Z |
|---|---|---|
| Вверху | шарнирное | шарнирное |
| Внизу | жесткое | жесткое |

Сечение
Ширина b = 40.0 см
Высота h = 40.0 см




Воздействия

| № | Тип воздействия | Описание |
|---|---|---|
| 1 | Постоянное | Постоянное воздействие постоянное - |
| 2 | Переменное | Категория A: жилые здания переменное Категория-A |

Коэффициент упр. надежностью $K_{FI}$ = 1.0 -

При комбинировании применяется формула (6.10)

Характеристики

| № | $\gamma_{sup}$ | $\gamma_{inf}$ | $\psi_0$ | $\psi_1$ | $\psi_2$ | Группа | Знак |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1.35 | 1.00 | | | | | |
| 2 | 1.50 | | 0.70 | 0.50 | 0.30 | | |
| 3* | 1.35 | 1.00 | | | | | |

* собственный вес колонны

Вертикальные силы

| № | x [м] | V [кН] | $e_y$ [см] | $e_z$ [см] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 4.00 | 1000.0 | | |
| 2 | 4.00 | 10.0 | 25.0 | 25.0 |

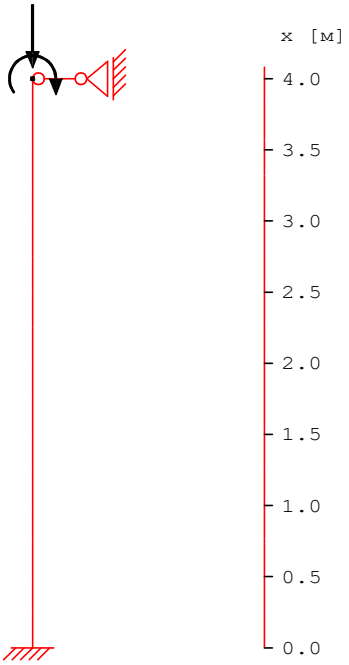
Горизонтальные силы и моменты

| № | x [м] | $H_y$ [кН] | $H_z$ [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 4.00 | | | 100.0 | |

Воздействие 1

Плоскость Y

Плоскость Z

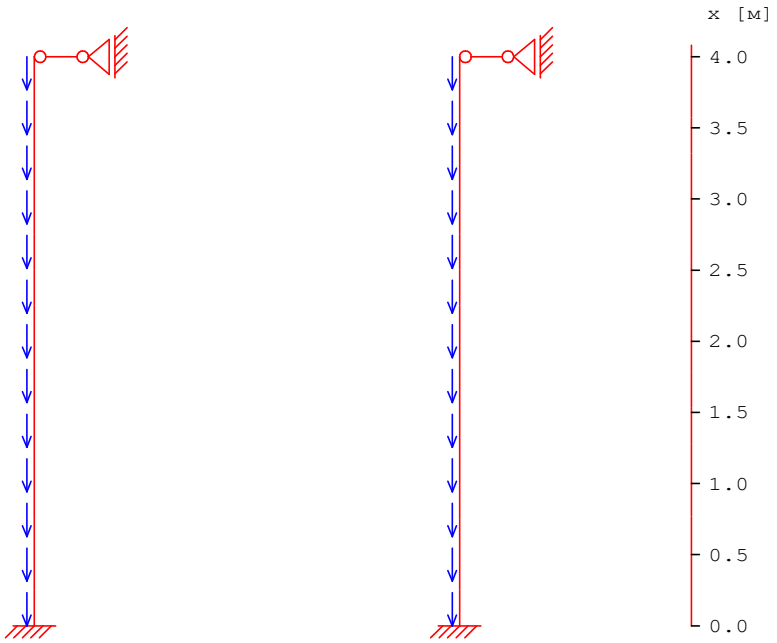



Воздействие 2

Плоскость Y

Плоскость Z

Воздействие 3 Плоскость Y Плоскость Z




Расчет согласно ТКП EN 1992-1-1, 5.7, 5.8.6

Учет эффектов второго порядка для плоскостей Y и Z
Учет несовершенств по форме потери устойчивости
Учет деформаций ползучести бетона

Материалы
Бетон **C25/30**
Арматура **S500**

Для бетона применяется диаграмма (3.14)

Удельный вес железобетона $\gamma$ = 25.0 кН/м3

Влажность воздуха окружающей среды = 50 %
Возраст бетона в момент нагружения = 28 сут

Коэффициент ползучести

| $2A_c/u$ [мм] | $\beta(f_{cm})$ [-] | $\beta(t_0)$ [-] | $\varphi_{RH}$ [-] | $\varphi$ [-] |
|---|---|---|---|---|
| 200.0 | 2.925 | 0.488 | 1.855 | 2.650 |

Выбор комбинаций

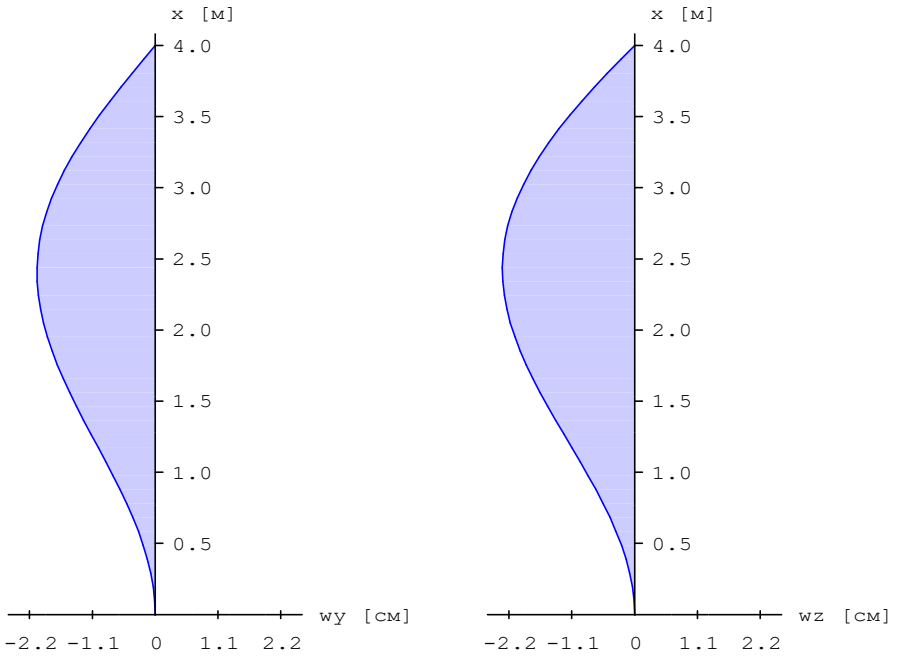
| К | Номер воздействия (Коэффициент) |
|---|---|
| 1 | 1 (1.35) 2 (1.50) 3 (1.35) |
| 2 | 1 (1.35) 3 (1.35) |

**Расчет для комбинации воздействий К = 1**

Погрешность расчета $\varepsilon$ = 0.02 %

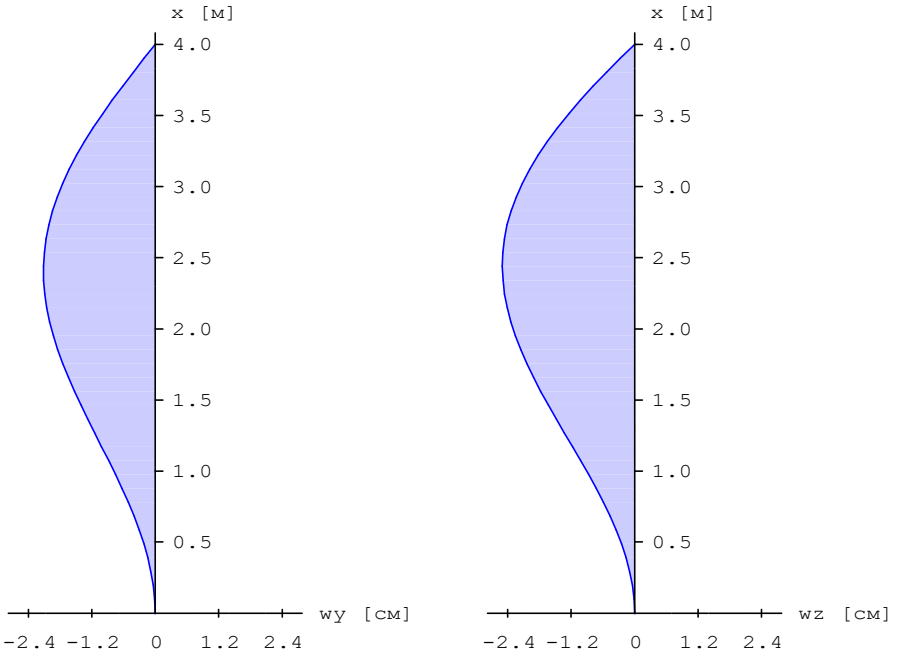
К 1
Начальные прогибы

| x [м] | $w_{y0}$ [см] | $w_{z0}$ [см] | $w_{yп}$ [см] | $w_{zп}$ [см] |
|---|---|---|---|---|
| 4.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 3.33 | -1.24 | -1.24 | -0.04 | -0.24 |
| 2.67 | -1.94 | -1.94 | -0.07 | -0.32 |
| 2.00 | -1.86 | -1.86 | -0.06 | -0.28 |
| 1.33 | -1.17 | -1.17 | -0.04 | -0.17 |
| 0.67 | -0.36 | -0.36 | -0.01 | -0.05 |
| 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |




К 1
Прогибы

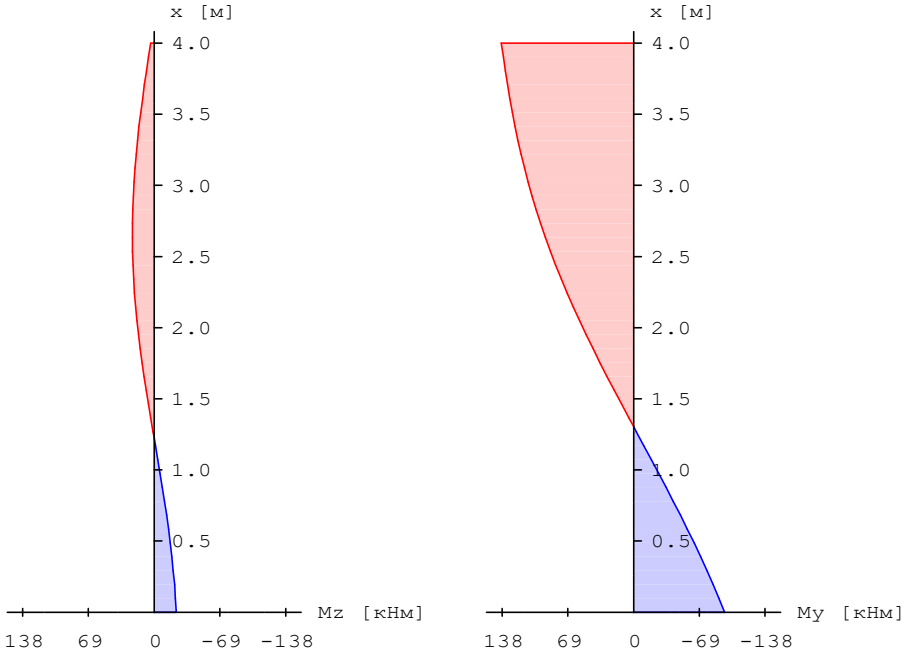
| x [м] | $w_y$ [см] | $w_z$ [см] | $d_y$ [рад] | $d_z$ [рад] |
|---|---|---|---|---|
| 4.00 | 0.00 | 0.00 | 0.02798 | 0.02125 |
| 3.33 | -1.31 | -1.62 | 0.01928 | 0.01650 |
| 2.67 | -2.05 | -2.44 | 0.00502 | 0.00501 |
| 2.00 | -1.96 | -2.30 | -0.00876 | -0.00709 |
| 1.33 | -1.23 | -1.43 | -0.01563 | -0.01339 |
| 0.67 | -0.38 | -0.44 | -0.01220 | -0.01053 |
| 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00000 | 0.00000 |




К 1
Усилия

| x [м] | N [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] | $H_y$ [кН] | $H_z$ [кН] |
|---|---|---|---|---|---|
| 4.00 | 1365.0 | 138.8 | 3.8 | -6.7 | -58.5 |
| 3.33 | 1368.6 | 121.9 | 17.2 | -6.7 | -58.5 |
| 2.67 | 1372.2 | 94.2 | 22.9 | -6.7 | -58.5 |

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 2.00 | 1375.8 | 53.2 | 17.2 | -6.7 | -58.5 |
| 1.33 | 1379.4 | 2.3 | 2.7 | -6.7 | -58.5 |
| 0.67 | 1383.0 | -50.3 | -13.4 | -6.7 | -58.5 |
| 0.00 | 1386.6 | -95.5 | -23.1 | -6.7 | -58.5 |




К 1 Предельные усилия

| x [м] | $N_u$ [кН] | $M_{yu}$ [кНм] | $M_{zu}$ [кНм] | $\gamma_u$ | $\varepsilon_{c,min}$ [%.] | $\varepsilon_{s,max}$ [%.] | a [см] | $A_{s,tot}$ [см2] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 4.00 | 1397.5 | 142.1 | 3.8 | 1.024 | -3.50 | 1.47 | 4.90 | 3.20 |
| 3.33 | 1525.9 | 135.9 | 19.1 | 1.115 | -3.50 | 1.21 | 4.90 | 3.20 |
| 2.67 | 1748.7 | 120.0 | 29.1 | 1.274 | -3.50 | 0.79 | 4.90 | 3.20 |
| 2.00 | 2141.2 | 82.8 | 26.8 | 1.556 | -3.50 | 0.13 | 4.90 | 3.20 |
| 1.33 | 2745.7 | 4.5 | 5.5 | 1.991 | -2.75 | -1.33 | 4.90 | 3.20 |
| 0.67 | 2177.8 | -79.3 | -21.1 | 1.575 | -3.50 | 0.02 | 4.90 | 3.20 |
| 0.00 | 1746.0 | -120.2 | -29.1 | 1.259 | -3.50 | 0.79 | 4.90 | 3.20 |

Требуемая арматура

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Площадь на каждый угол | $A_s$ | = | 0.80 | $см^2$ |
| Общая площадь арматуры | $A_{s,tot}$ | = | 3.20 | $см^2$ |
| Коэффициент армирования | $\rho$ | = | 0.20 | % |

Конструирование

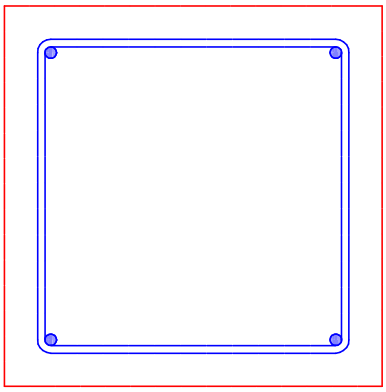
Данные для подбора арматуры

| $d_{min}$ [мм] | $d_{max}$ [мм] | $n_{max}$ | $a_{min}$ [мм] |
|---|---|---|---|
| 8 | 40 | 20 | 20 |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Диаметр поперечной арматуры | $d_{sw}$ | = | 8 | мм |
| Мин. толщина защитного слоя | $c_{min}$ | = | 25 | мм |
| Допускаемое отклонение | $\Delta c$ | = | 10 | мм |

Подобранная арматура

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Диаметр арматуры | $d_s$ | = | 12 | мм |
| Число стержней | $n_{tot}$ | = | 4 | - |
| Площадь арматуры | $A_{s,tot}$ | = | 4.52 | $см^2$ |
| Коэффициент армирования | $\rho$ | = | 0.28 | % |
| Защитный слой бетона | $c_{nom}$ | = | 35 | мм |



Стержни: 4 ϕ12
Хомут: ϕ8
Защитный слой:
cnom = 35 мм

Расчет выполнен модулем 405 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

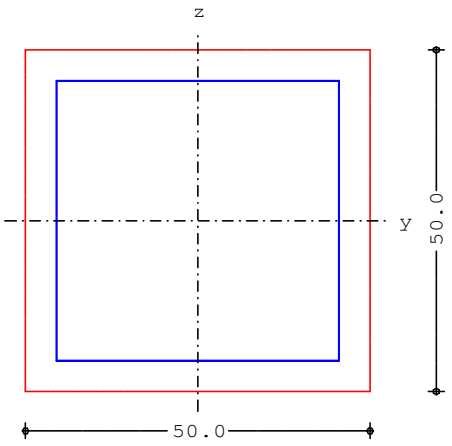
## Поз. 406 Многоярусная колонна общего вида

Расчётная схема

| Часть | от x [м] | до x [м] | Длина [м] | Смещение y/z [см] | Сеч |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 6.00 | 6.00 | | 1 |

Сечения

| № | Форма | Арматура | b/D [см] | $h/D_1$ [см] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Прямоугольник | По контуру | 50.0 | 50.0 |




Часть 1

Закрепления

| | В плоскости Y | В плоскости Z |
|---|---|---|
| Вверху | шарнирное | шарнирное |
| Внизу | шарнирное | шарнирное |

## Нагрузки

| № | Вид нагрузки | $\gamma_f$ | Группа | Знак |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Постоянная | 1.10 | | |

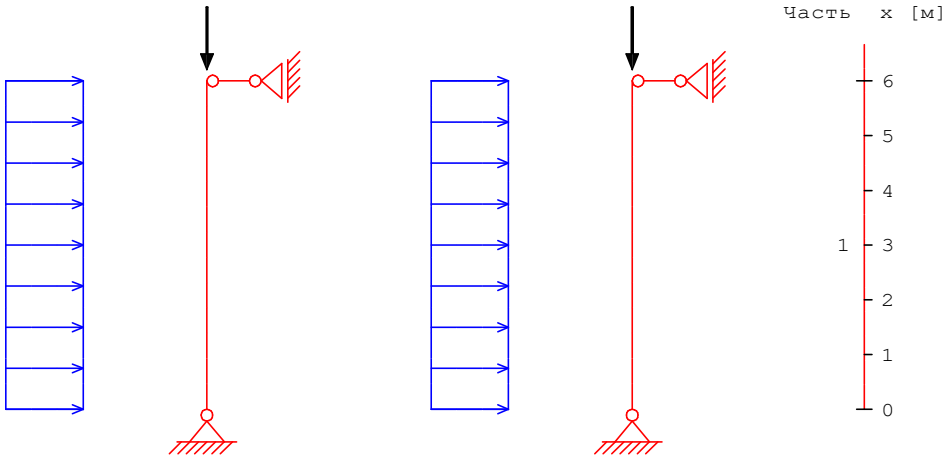
### Вертикальные силы

| № | x [м] | V [кН] | $e_y$ [см] | $e_z$ [см] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 6.00 | 1000.0 | | |

### Равномерно распределённые силы

| № | от x [м] | до x [м] | $q_y$ [кН/м] | $q_z$ [кН/м] | $q_x$ [кН/м] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 6.00 | 50.00 | 50.00 | |

Нагрузка 1 — в плоскости Y — в плоскости Z




## Расчёт

Согласно СП 63.13330.2018 (с изменениями №1, №2)

| | | | |
|---|---|---|---|
| Бетон | **В 25 (тяжелый)** | | |
| Коэффициент условий работы | $\gamma_b$ | = 1.000 | - |
| Влажность воздуха окружающей среды | | от 40% до 75% | |
| Коэффициент ползучести | $\varphi_{b,cr}$ | = 2.50 | - |
| Сопротивление бетона | $\gamma_b R_b$ | = 14.50 | МПа |
| Для бетона применяется трёхлинейная диаграмма | | | |

| | | | |
|---|---|---|---|
| Продольная арматура | **A500** | | |
| Сопротивление арматуры | $R_s$ | = 435 | МПа |
| | $R_{sc}$ | = 400 | МПа |
| Для арматуры применяется двухлинейная диаграмма | | | |

| | | | |
|---|---|---|---|
| Поперечная арматура | **A500** | | |
| Сопротивление арматуры | $R_{sw}$ | = 300 | МПа |

### Гибкости в пл.Y,Z

| от x [м] | до x [м] | $\lambda_y$ | $\lambda_z$ |
|---|---|---|---|
| 0.00 | 6.00 | 41.6 | 41.6 |

### Комбинации нагрузок

| К | Номера нагрузок и коэффициенты |
|---|---|
| 1 | 1 (1.10) |

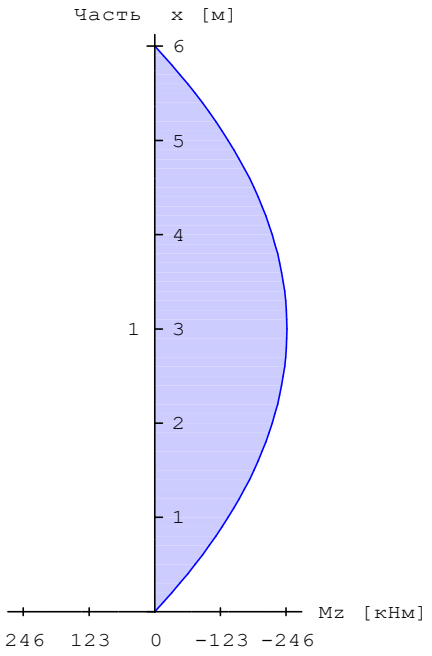
**Расчёт для комбинации нагрузок К = 1**

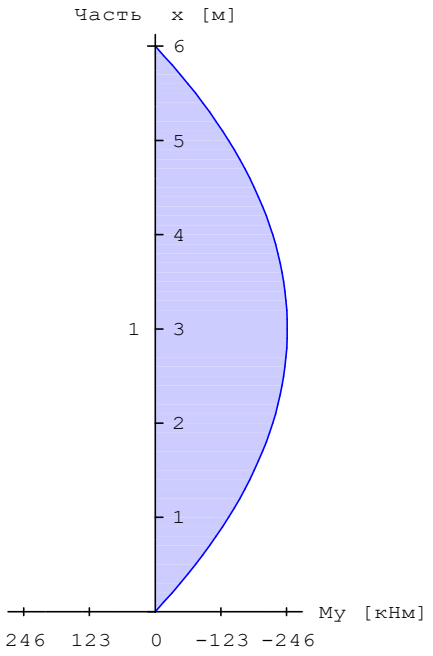
К 1 Усилия от полной нагрузки и от её длительной части

| x [м] | N [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] | $N_l$ [кН] | $M_{yl}$ [кНм] | $M_{zl}$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 6.00 | 1100.00 | 0.00 | 0.00 | 1100.00 | 0.00 | 0.00 |
| 5.40 | 1100.00 | -89.10 | -89.10 | 1100.00 | -89.09 | -89.09 |
| 4.80 | 1100.00 | -158.40 | -158.40 | 1100.00 | -158.39 | -158.39 |
| 4.20 | 1100.00 | -207.90 | -207.90 | 1100.00 | -207.89 | -207.89 |
| 3.60 | 1100.00 | -237.60 | -237.60 | 1100.00 | -237.58 | -237.58 |
| 3.00 | 1100.00 | -247.50 | -247.50 | 1100.00 | -247.48 | -247.48 |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 2.40 | 1100.00 | -237.60 | -237.60 | 1100.00 | -237.58 | -237.58 |
| 1.80 | 1100.00 | -207.90 | -207.90 | 1100.00 | -207.89 | -207.89 |
| 1.20 | 1100.00 | -158.40 | -158.40 | 1100.00 | -158.39 | -158.39 |
| 0.60 | 1100.00 | -89.10 | -89.10 | 1100.00 | -89.09 | -89.09 |
| 0.00 | 1100.00 | 0.00 | 0.00 | 1100.00 | 0.00 | 0.00 |

Моменты в плоскости Y в плоскости Z




К 1 Расчётный момент в плоскости Y

| x [м] | $l_0$ [м] | $\varphi_1$ [-] | $\delta_e$ [-] | D [МНм2] | $N_{cr}$ [кН] | $\eta$ [-] | $\eta M_z$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 6.00 | 6.00 | 2.000 | 0.150 | 43.36 | 11888.5 | 1.102 | 0.0 |
| 5.40 | 6.00 | 2.000 | 0.162 | 42.69 | 11703.1 | 1.104 | -98.3 |
| 4.80 | 6.00 | 2.000 | 0.288 | 37.25 | 10213.0 | 1.121 | -177.5 |
| 4.20 | 6.00 | 2.000 | 0.378 | 34.61 | 9487.7 | 1.131 | -235.2 |
| 3.60 | 6.00 | 2.000 | 0.432 | 33.33 | 9138.1 | 1.137 | -270.1 |
| 3.00 | 6.00 | 2.000 | 0.450 | 32.95 | 9032.8 | 1.139 | -281.8 |
| 2.40 | 6.00 | 2.000 | 0.432 | 33.33 | 9138.1 | 1.137 | -270.1 |
| 1.80 | 6.00 | 2.000 | 0.378 | 34.61 | 9487.7 | 1.131 | -235.2 |
| 1.20 | 6.00 | 2.000 | 0.288 | 37.25 | 10213.0 | 1.121 | -177.5 |
| 0.60 | 6.00 | 2.000 | 0.162 | 42.69 | 11703.1 | 1.104 | -98.3 |
| 0.00 | 6.00 | 2.000 | 0.150 | 43.36 | 11888.5 | 1.102 | 0.0 |

К 1 Расчётный момент в плоскости Z

| x [м] | $l_0$ [м] | $\varphi_1$ [-] | $\delta_e$ [-] | D [МНм2] | $N_{cr}$ [кН] | $\eta$ [-] | $\eta M_y$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 6.00 | 6.00 | 2.000 | 0.150 | 43.36 | 11888.5 | 1.102 | -0.0 |
| 5.40 | 6.00 | 2.000 | 0.162 | 42.69 | 11703.1 | 1.104 | -98.3 |
| 4.80 | 6.00 | 2.000 | 0.288 | 37.25 | 10213.0 | 1.121 | -177.5 |
| 4.20 | 6.00 | 2.000 | 0.378 | 34.61 | 9487.7 | 1.131 | -235.2 |
| 3.60 | 6.00 | 2.000 | 0.432 | 33.33 | 9138.1 | 1.137 | -270.1 |
| 3.00 | 6.00 | 2.000 | 0.450 | 32.95 | 9032.8 | 1.139 | -281.8 |
| 2.40 | 6.00 | 2.000 | 0.432 | 33.33 | 9138.1 | 1.137 | -270.1 |
| 1.80 | 6.00 | 2.000 | 0.378 | 34.61 | 9487.7 | 1.131 | -235.2 |
| 1.20 | 6.00 | 2.000 | 0.288 | 37.25 | 10213.0 | 1.121 | -177.5 |
| 0.60 | 6.00 | 2.000 | 0.162 | 42.69 | 11703.1 | 1.104 | -98.3 |
| 0.00 | 6.00 | 2.000 | 0.150 | 43.36 | 11888.5 | 1.102 | -0.0 |

К 1 Предельные усилия $N_u = \gamma_u N$, $M_{yu} = \gamma_u M_y$, $M_{zu} = \gamma_u M_z$

| x [м] | $N_u$ [кН] | $M_{yu}$ [кНм] | $M_{zu}$ [кНм] | $\gamma_u$ [-] | $\varepsilon_{b,min}$ [%.] | $\varepsilon_{s,max}$ [%.] | $A_{s,tot}$ [см2] | $\mu$ [%] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 6.00 | 5158.9 | 0.0 | 0.0 | 4.69 | -2.00 | -2.00 | 38.35 | 1.53 |
| 5.40 | 2685.8 | -240.1 | -240.1 | 2.44 | -3.50 | 1.51 | 38.35 | 1.53 |
| 4.80 | 1727.9 | -278.9 | -278.9 | 1.57 | -3.50 | 2.55 | 38.35 | 1.53 |
| 4.20 | 1323.9 | -283.0 | -283.0 | 1.20 | -3.50 | 3.08 | 38.35 | 1.53 |
| 3.60 | 1149.3 | -282.2 | -282.2 | 1.04 | -3.50 | 3.34 | 38.35 | 1.53 |
| 3.00 | 1099.6 | -281.7 | -281.7 | 1.00 | -3.50 | 3.42 | 38.35 | 1.53 |
| 2.40 | 1149.3 | -282.2 | -282.2 | 1.04 | -3.50 | 3.34 | 38.35 | 1.53 |
| 1.80 | 1323.9 | -283.0 | -283.0 | 1.20 | -3.50 | 3.08 | 38.35 | 1.53 |
| 1.20 | 1727.9 | -278.9 | -278.9 | 1.57 | -3.50 | 2.55 | 38.35 | 1.53 |
| 0.60 | 2685.8 | -240.1 | -240.1 | 2.44 | -3.50 | 1.51 | 38.35 | 1.53 |
| 0.00 | 5158.9 | 0.0 | 0.0 | 4.69 | -2.00 | -2.00 | 38.35 | 1.53 |

Требуемая продольная арматура

| от x [м] | до x [м] | Сечение | Арматура | a [см] | $A_{s,tot}$ [см2] | $\mu$ [%] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.00 | 6.00 | 1 Прям. | По конт. | 3.00 | 38.35 | 1.53 |

**Поперечная арматура не требуется**

Конструирование

| от x [м] | до x [м] | dmin [мм] | dmax [мм] | nmax | amin [мм] | dsw [мм] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.00 | 6.00 | 12 | 28 | 20 | 25 | 6 |

Минимальная толщина защитного слоя
для продольной арматуры min $a_з$ = 20 мм
для поперечной арматуры min $a_{зw}$ = 15 мм

Размещение стержней

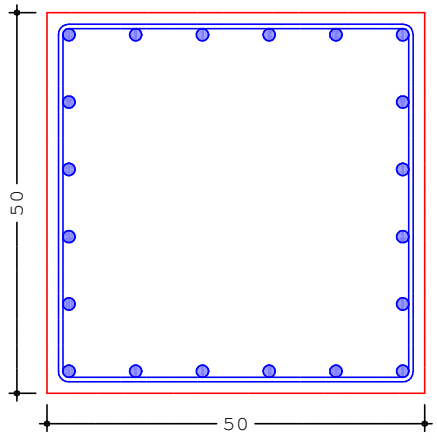
| от x [м] | до x [м] | Сечение | Арматура | n | $a_з$ [мм] |
|---|---|---|---|---|---|
| 0.00 | 6.00 | 1 Прямоуг. | На угол | 1 | 15 |
| | | | На b-сторону | 4 | |
| | | | На h-сторону | 4 | |

Подобранная продольная арматура

| от x [м] | до x [м] | $d_s$ [мм] | Анкер. [мм] | $n_{tot}$ | $A_{s,tot}$ [см2] | $\mu$ [%] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.00 | 6.00 | 16 | 474 | 20 | 40.21 | 1.61 |

Длина анкеровки определена для сжатых стержней.

Сечение 1




Стержни: 20 Ø16
Хомут: Ø6
Защитный слой:
аз = 15 мм

**Выбор нормативных комбинаций нагрузок для расчёта по трещиностойкости**

| Сеч. | К | Критерий | Нагрузка(Коэффициент) |
|---|---|---|---|
| 1 | 1 | max \|My\| | 1 (1.00) |

Усилия от полной нормативной нагрузки и от её длительной части

| Сеч. | К | x [м] | N [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] | $N_l$ [кН] | $M_{yl}$ [кНм] | $M_{zl}$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1 | 3.00 | 1000.00 | -225.00 | -225.00 | 1000.00 | -225.00 | -225.00 |

Предельная ширина раскрытия трещин
Непродолжительное раскрытие $a_{c1,u}$ = 0.40 мм
Продолжительное раскрытие $a_{c2,u}$ = 0.30 мм

**Результаты расчёта по трещиностойкости**

| Сеч. | К | x [м] | $N_{crc}$ [кН] | $M_{y,crc}$ [кНм] | $M_{z,crc}$ [кНм] | $a_{crc,1}$ [мм] | $a_{crc,2}$ [мм] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1 | 3.00 | 1000.00 | -93.86 | -93.86 | **0.450** | **0.450** |

$M_{y,crc}$, $M_{z,crc}$ - изгибающие моменты при образовании трещин

**Подбор арматуры по ограничению ширины раскрытия трещин**

Размещение стержней

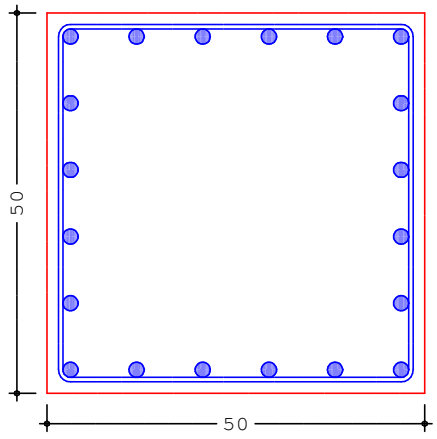
| от x [м] | до x [м] | Сечение | Арматура | n | $a_з$ [мм] |
|---|---|---|---|---|---|
| 0.00 | 6.00 | 1 Прямоуг. | На угол | 1 | 15 |
| | | | На b-сторону | 4 | |
| | | | На h-сторону | 4 | |

Подобранная арматура

| от x [м] | до x [м] | $d_s$ [мм] | Анкер. [мм] | $n_{tot}$ | $A_{s,tot}$ [см2] | μ [%] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.00 | 6.00 | 20 | 505 | 20 | 62.83 | 2.51 |

Длина анкеровки определена для сжатых стержней.

Сечение 1




Стержни: 20 ϕ20
Хомут: ϕ6
Защитный слой:
аз = 15 мм

**Результаты расчёта по трещиностойкости**

| Сеч. | К | x [м] | $N_{crc}$ [кН] | $M_{y,crc}$ [кНм] | $M_{z,crc}$ [кНм] | $a_{crc,1}$ [мм] | $a_{crc,2}$ [мм] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1 | 3.00 | 1000.00 | -98.90 | -98.90 | **0.295** | **0.295** |

$M_{y,crc}$, $M_{z,crc}$ - изгибающие моменты при образовании трещин

**Трещиностойкость колонны обеспечена**

**Расчёт по прогибам согласно СП 63, 8.2.21**

На участках с трещинами кривизна вычисляется по формуле (8.141) на основе деформационной модели

Выбор комбинаций

| К | x[м] | Критерий | Нагрузка(Коэффициент) |
|---|---|---|---|
| 1 | 3.00 | max \|Wy\| | 1 (1.00) |
| 2 | 3.00 | max \|Wz\| | 1 (1.00) |

Жёсткости на участках без трещин

| $D_y$ [МНм2] | $D_z$ [МНм2] | $D_{yl}$ [МНм2] | $D_{zl}$ [МНм2] |
|---|---|---|---|
| 173.796 | 173.796 | 85.626 | 85.626 |

$D_{yl}$, $D_{zl}$ - жёсткости при продолжительном действии нагрузки

К 1 Усилия от полной нагрузки и от её длительной части

| x [м] | N [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] | $N_l$ [кН] | $M_{yl}$ [кНм] | $M_{zl}$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 6.00 | 1000.00 | 0.00 | 0.00 | 1000.00 | 0.00 | 0.00 |
| 5.40 | 1000.00 | -81.00 | -81.00 | 1000.00 | -81.00 | -81.00 |
| 4.80 | 1000.00 | -144.00 | -144.00 | 1000.00 | -144.00 | -144.00 |
| 4.20 | 1000.00 | -189.00 | -189.00 | 1000.00 | -189.00 | -189.00 |
| 3.60 | 1000.00 | -216.00 | -216.00 | 1000.00 | -216.00 | -216.00 |
| 3.00 | 1000.00 | -225.00 | -225.00 | 1000.00 | -225.00 | -225.00 |
| 2.40 | 1000.00 | -216.00 | -216.00 | 1000.00 | -216.00 | -216.00 |
| 1.80 | 1000.00 | -189.00 | -189.00 | 1000.00 | -189.00 | -189.00 |
| 1.20 | 1000.00 | -144.00 | -144.00 | 1000.00 | -144.00 | -144.00 |
| 0.60 | 1000.00 | -81.00 | -81.00 | 1000.00 | -81.00 | -81.00 |
| 0.00 | 1000.00 | 0.00 | 0.00 | 1000.00 | 0.00 | 0.00 |

К = 1 Кривизна и прогиб при изгибе в плоскости Y

| x [м] | kz [1/м] | Wy [см] |
|---|---|---|
| 6.00 | 0.00000 | 0.00 |
| 5.40 | -0.00095 | 0.37 |
| 4.80* | -0.00194 | 0.71 |
| 4.20* | -0.00271 | 0.98 |
| 3.60* | -0.00319 | 1.16 |
| 3.00* | -0.00336 | 1.22 |
| 2.40* | -0.00319 | 1.16 |
| 1.80* | -0.00271 | 0.98 |
| 1.20* | -0.00194 | 0.71 |
| 0.60 | -0.00095 | 0.37 |
| 0.00 | 0.00000 | 0.00 |

* сечение с трещиной в растянутой зоне

К 2 Усилия от полной нагрузки и от её длительной части

| x [м] | N [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] | $N_l$ [кН] | $M_{yl}$ [кНм] | $M_{zl}$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 6.00 | 1000.00 | 0.00 | 0.00 | 1000.00 | 0.00 | 0.00 |
| 5.40 | 1000.00 | -81.00 | -81.00 | 1000.00 | -81.00 | -81.00 |
| 4.80 | 1000.00 | -144.00 | -144.00 | 1000.00 | -144.00 | -144.00 |
| 4.20 | 1000.00 | -189.00 | -189.00 | 1000.00 | -189.00 | -189.00 |
| 3.60 | 1000.00 | -216.00 | -216.00 | 1000.00 | -216.00 | -216.00 |
| 3.00 | 1000.00 | -225.00 | -225.00 | 1000.00 | -225.00 | -225.00 |
| 2.40 | 1000.00 | -216.00 | -216.00 | 1000.00 | -216.00 | -216.00 |
| 1.80 | 1000.00 | -189.00 | -189.00 | 1000.00 | -189.00 | -189.00 |
| 1.20 | 1000.00 | -144.00 | -144.00 | 1000.00 | -144.00 | -144.00 |
| 0.60 | 1000.00 | -81.00 | -81.00 | 1000.00 | -81.00 | -81.00 |
| 0.00 | 1000.00 | 0.00 | 0.00 | 1000.00 | 0.00 | 0.00 |

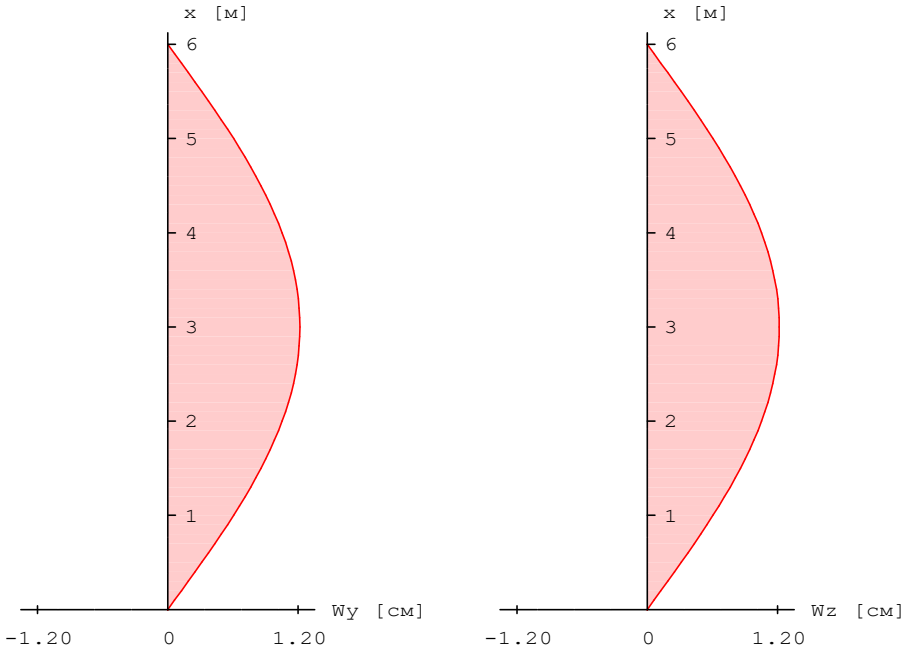
К = 2 Кривизна и прогиб при изгибе в плоскости Z

| x [м] | ky [1/м] | Wz [см] |
|---|---|---|
| 6.00 | 0.00000 | 0.00 |
| 5.40 | -0.00095 | 0.37 |
| 4.80* | -0.00194 | 0.71 |
| 4.20* | -0.00271 | 0.98 |
| 3.60* | -0.00319 | 1.16 |

| | | |
|---|---|---|
| 3.00* | -0.00336 | 1.22 |
| 2.40* | -0.00319 | 1.16 |
| 1.80* | -0.00271 | 0.98 |
| 1.20* | -0.00194 | 0.71 |
| 0.60 | -0.00095 | 0.37 |
| 0.00 | 0.00000 | 0.00 |

* сечение с трещиной в растянутой зоне

Прогибы в плоскости Y в плоскости Z




Максимальный прогиб в плоскости Y max $|W_y|$ = 1.22 см
в плоскости Z max $|W_z|$ = 1.22 см

Условия проверки $W_{ymax} / W_u$ = 1.22 / 4.00 = **0.304** <= 1

$W_{zmax} / W_u$ = 1.22 / 4.00 = **0.304** <= 1

**Прогиб колонны не превышает предельный прогиб**

Расчет выполнен модулем 406 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t407 Расчет ж/б колонны по огнестойкости

Расчётная схема

Длина колонны l = 6.00 м

Закрепления

| | В плоскости Y | В плоскости Z |
|---|---|---|
| Вверху | шарнирное | шарнирное |
| Внизу | шарнирное | шарнирное |

Сечение
Ширина b = 40.0 см
Высота h = 40.0 см

Арматура
Диаметр стержней $d_s$ = 18 мм
Число промежут. стержней $n_b$ = 2 -
$n_h$ = 2 -

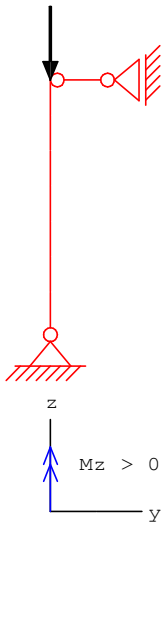
Толщина защитного слоя $a_з$ = 30 мм

Нагрузки

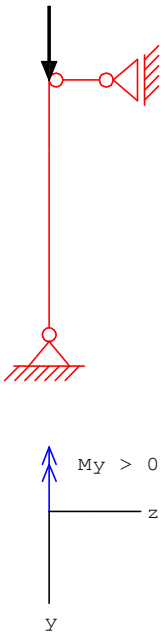
Относительно центральных осей бетонного сечения

Вертикальная сила V = 500.0 кН

в плоскости Y




в плоскости Z




Расчёт

Согласно СП 468.1325800.2019, СП 63.13330.2018
Применяется метод расчёта согласно СП 468, 8.6
Изменение температуры среды при пожаре принимается согласно ГОСТ 30247.0-94

Бетон **В 25 (тяжелый)**
на силикатном заполнителе
Плотность бетона $\rho$ = 2300 кг/м3
Бетон сухой

Продольная арматура **A500**

Сопротивления при нормальной температуре

$R_{bn}$ = 18.50 МПа
$R_{sn}$ = 500 МПа
$R_{sc}$ = 400 МПа

Модули упругости при нормальной температуре

$E_b$ = 30.0 ГПа
$E_s$ = 200.0 ГПа

Диаграмма для бетона при нормальной температуре

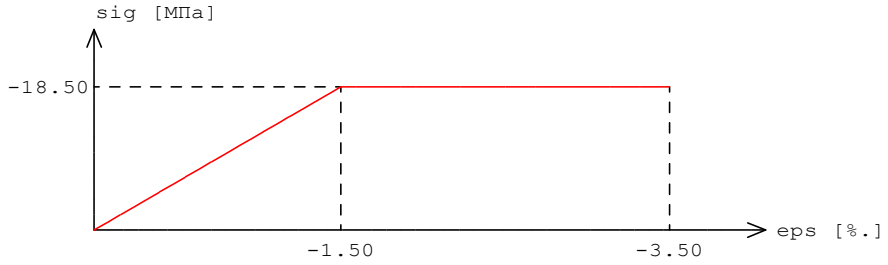
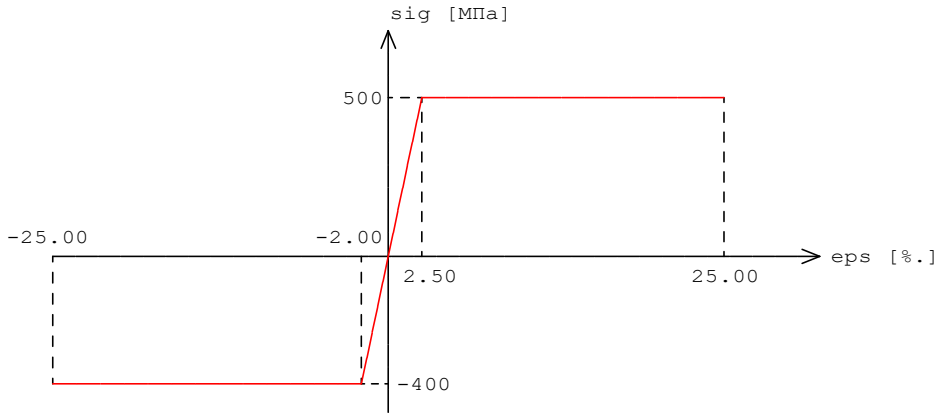


Диаграмма для арматуры при нормальной температуре




Коэффициент условий работы бетона

| № | T [°C] | $\gamma_{bt}$ | № | T [°C] | $\gamma_{bt}$ | № | T [°C] | $\gamma_{bt}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 100 | 1.00 | 2 | 200 | 0.98 | 3 | 300 | 0.95 |
| 4 | 400 | 0.85 | 5 | 500 | 0.80 | 6 | 600 | 0.60 |
| 7 | 700 | 0.20 | 8 | 800 | 0.00 | 9 | 900 | 0.00 |
| 10 | 1000 | 0.00 | 11 | 1100 | 0.00 | 12 | 1200 | 0.00 |

Параметры диаграммы сжатого бетона

| T [°C] | 20 | 100 | 200 | 300 | 400 | 500 | 600 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $\varepsilon_{b1}$ [%.] | 1.5 | 1.9 | 2.6 | 3.8 | 4.9 | 6.8 | 10.7 |
| $\varepsilon_{b2}$ [%.] | 3.5 | 4.4 | 6.1 | 8.8 | 11.4 | 15.8 | 25.0 |

Коэффициент редукции модуля упругости бетона

| T°C | 20 | 200 | 300 | 400 | 500 | 600 | 700 | 800 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $\beta_b$ | 1.00 | 0.70 | 0.50 | 0.40 | 0.30 | 0.20 | 0.10 | 0.05 |

Коэффициент условий работы арматуры

| № | T [°C] | $\gamma_{st}$ | № | T [°C] | $\gamma_{st}$ | № | T [°C] | $\gamma_{st}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 100 | 1.00 | 2 | 200 | 1.00 | 3 | 300 | 1.00 |
| 4 | 400 | 0.85 | 5 | 500 | 0.60 | 6 | 600 | 0.37 |
| 7 | 700 | 0.22 | 8 | 800 | 0.10 | 9 | 900 | 0.00 |
| 10 | 1000 | 0.00 | 11 | 1100 | 0.00 | 12 | 1200 | 0.00 |

Коэффициент редукции модуля упругости арматуры

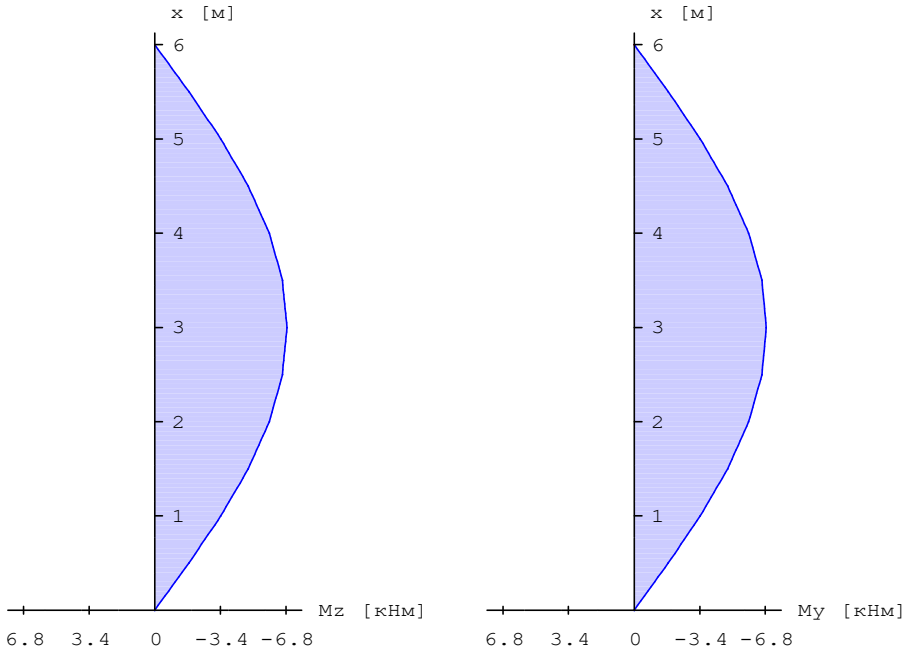
| № | T [°C] | $\beta_s$ | № | T [°C] | $\beta_s$ | № | T [°C] | $\beta_s$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 100 | 1.00 | 2 | 200 | 0.92 | 3 | 300 | 0.90 |
| 4 | 400 | 0.85 | 5 | 500 | 0.80 | 6 | 600 | 0.77 |
| 7 | 700 | 0.72 | 8 | 800 | 0.65 | 9 | 900 | 0.00 |
| 10 | 1000 | 0.00 | 11 | 1100 | 0.00 | 12 | 1200 | 0.00 |

Расчёт усилий по деформированной схеме проводится для плоскостей Y и Z

**Линейный расчёт усилий в колонне при нормальной температуре**

Жёсткости приведённого сечения $D_y$ = 75.102 МНм2
$D_z$ = 75.102 МНм2

Моменты в плоскости Y в плоскости Z




**Проверка прочности колонны при пожаре**

Нагрев всесторонний

Расчётные усилия

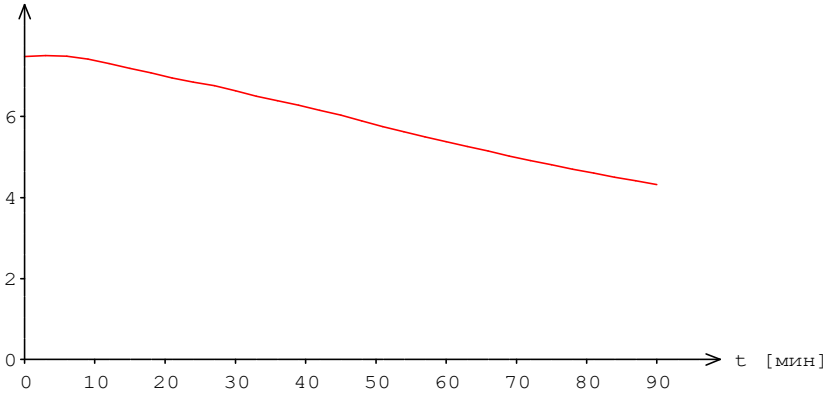
| N [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] |
|---|---|---|
| 500.0 | -6.9 | -6.9 |

Коэффициент запаса прочности

| t [мин] | T среды [°C] | $\gamma_u$ |
|---|---|---|
| 0 | 20 | 7.481 |
| 3 | 502 | 7.513 |
| 6 | 603 | 7.493 |
| 9 | 663 | 7.418 |
| 12 | 705 | 7.307 |
| 15 | 739 | 7.191 |
| 18 | 766 | 7.077 |
| 21 | 789 | 6.955 |
| 24 | 809 | 6.851 |
| 27 | 826 | 6.759 |
| 30 | 842 | 6.636 |
| 33 | 856 | 6.507 |
| 36 | 869 | 6.391 |
| 39 | 881 | 6.281 |
| 42 | 892 | 6.154 |
| 45 | 902 | 6.033 |
| 48 | 912 | 5.894 |
| 51 | 921 | 5.755 |
| 54 | 930 | 5.624 |
| 57 | 938 | 5.496 |
| 60 | 945 | 5.376 |
| 63 | 953 | 5.261 |
| 66 | 960 | 5.151 |
| 69 | 966 | 5.030 |
| 72 | 973 | 4.917 |
| 75 | 979 | 4.809 |
| 78 | 985 | 4.704 |
| 81 | 990 | 4.603 |
| 84 | 996 | 4.505 |

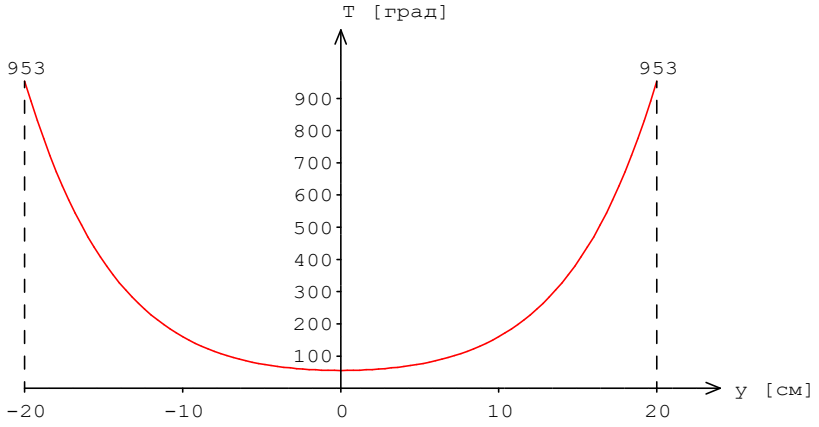
| | | |
|---|---|---|
| 87 | 1001 | 4.412 |
| 90 | 1006 | 4.319 |

Коэффициент запаса прочности $\gamma_u$

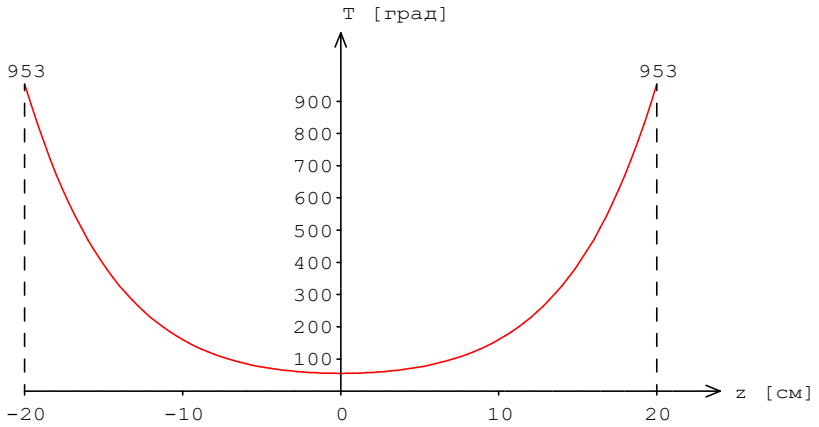



**Температурное поле при t = 90 мин**

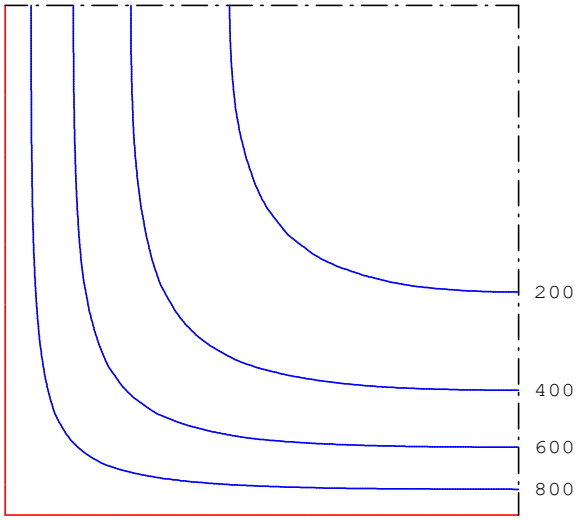
Температура T на оси y




Температура T на оси z



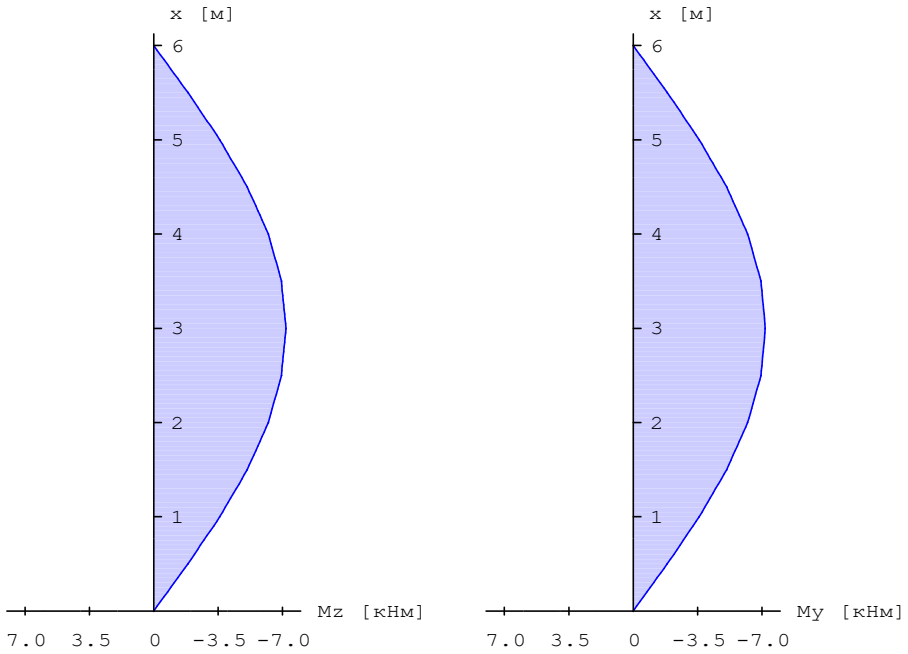
Изотермы




**Линейный расчёт усилий в колонне при t = 90 мин**

Жёсткости нагретого сечения $D_{y,t}$ = 25.731 МНм2
$D_{z,t}$ = 25.731 МНм2

Моменты в плоскости Y в плоскости Z

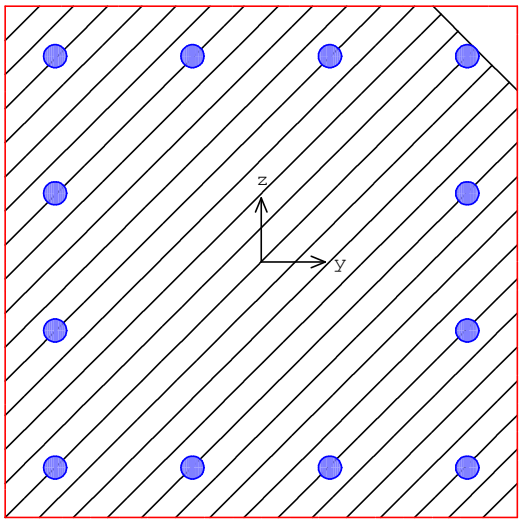



**Проверка прочности**

Предельные усилия $N_u = \gamma_u N$, $M_{yu} = \gamma_u M_y$, $M_{zu} = \gamma_u M_z$

| N [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] | $N_u$ [кН] | $M_{yu}$ [кНм] | $M_{zu}$ [кНм] | $\gamma_u$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 500.0 | -7.2 | -7.2 | 2147.9 | -30.9 | -30.9 | **4.296** |

Сжатая зона при действии предельных усилий




Кривизны $\kappa_y$ / $\kappa_z$ = 0.00998 / 0.00998 1/м

Деформация $\varepsilon(y,z) = 0.0998z + 0.0998y - 3.336$, %.

Деформации бетона в углах сечения

| Максимальная деформация | | | Минимальная деформация | | |
|---|---|---|---|---|---|
| ε [%.] | σ [МПа] | T [°C] | ε [%.] | σ [МПа] | T [°C] |
| 0.66 | 0.00 | 990 | -7.33 | -0.00 | 990 |

Предельная деформация бетона

| y [см] | z [см] | T [°C] | $\varepsilon_{b2}$ [%.] |
|---|---|---|---|
| -5.17 | -5.17 | 97 | -4.37 |

y, z - координаты точки, в которой достигается предельная деформация с учётом температуры

Деформации арматуры

| Максимальная деформация | | | Минимальная деформация | | |
|---|---|---|---|---|---|
| ε [%.] | σ [МПа] | T [°C] | ε [%.] | σ [МПа] | T [°C] |
| -0.12 | -17.7 | 685 | -6.55 | -97.1 | 685 |

Усилия

| | N [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] |
|---|---|---|---|
| в бетоне | 1585.15 | -24.34 | -24.34 |
| в арматуре | 562.77 | -6.55 | -6.55 |
| суммарные | 2147.92 | -30.90 | -30.90 |

**Огнестойкость колонны обеспечена**

Расчет выполнен модулем 407 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

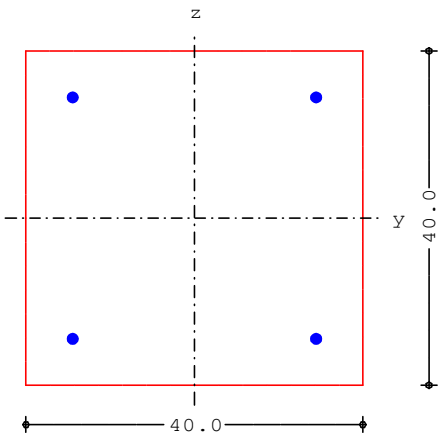
## Поз. t408 Железобетонная колонна (MSZ EN 1992)

Расчетная схема — Длина колонны L = 4.00 м

Закрепления

| | В плоскости Y | В плоскости Z |
|---|---|---|
| Вверху | шарнирное | шарнирное |
| Внизу | жесткое | жесткое |

Сечение
Ширина b = 40.0 см
Высота h = 40.0 см




Воздействия

| № | Тип воздействия | Описание |
|---|---|---|
| 1 | Постоянное | Постоянное воздействие постоянное - |

Коэффициент упр. надежностью $K_{FI}$ = 0.9 -

При комбинировании применяются формулы (6.10a,b)

Характеристики

| № | $\gamma_{sup}$ | $\gamma_{inf}$ | $\psi_0$ | $\psi_1$ | $\psi_2$ | Группа | Знак |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1.35 | 1.00 | | | | | |
| 2* | 1.35 | 1.00 | | | | | |

* собственный вес колонны

Вертикальные силы

| № | x [м] | V [кН] | $e_y$ [см] | $e_z$ [см] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 4.00 | 1000.0 | | |

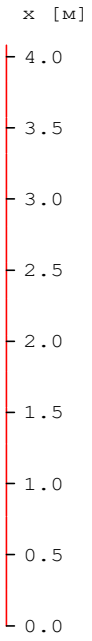
Горизонтальные силы и моменты

| № | x [м] | $H_y$ [кН] | $H_z$ [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 4.00 | | | 100.0 | |

Воздействие 1

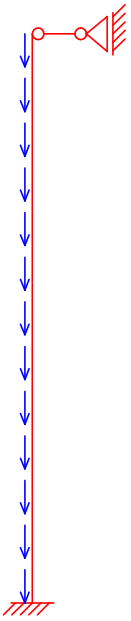
Плоскость Y

Плоскость Z

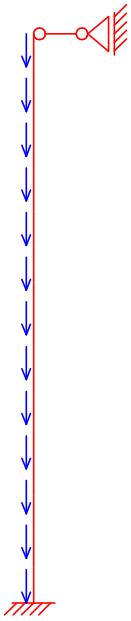


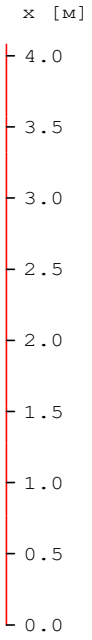

Воздействие 2

Плоскость Y



Плоскость Z






Комбинации

| К | Номер воздействия (Коэффициент) |
|---|---|
| 1 | 1 (1.22) 2 (1.22) |
| 2 | 1 (1.00) 2 (1.22) |
| 3 | 1 (1.22) 2 (1.00) |
| 4 | 1 (1.00) 2 (1.00) |
| 5 | 1 (1.03) 2 (1.03) |
| 6 | 1 (1.00) 2 (1.03) |
| 7 | 1 (1.03) 2 (1.00) |
| 8 | 1 (1.00) 2 (1.00) |

Расчет согласно MSZ EN 1992-1-1, 5.7, 5.8.6

Учет эффектов второго порядка для плоскостей Y и Z
Учет несовершенств по форме потери устойчивости
Учет деформаций ползучести бетона

Материалы

Бетон **C25/30**
Арматура **S500**

Для бетона применяется диаграмма (3.14)

Удельный вес железобетона $\gamma$ = 25.0 кН/м3

Влажность воздуха окружающей среды = 50 %
Возраст бетона в момент нагружения = 28 сут

Коэффициент ползучести

| $2A_c/u$ [мм] | $\beta(f_{cm})$ [-] | $\beta(t_0)$ [-] | $\varphi_{RH}$ [-] | $\varphi$ [-] |
|---|---|---|---|---|
| 200.0 | 2.925 | 0.488 | 1.855 | 2.650 |

Выбор комбинаций

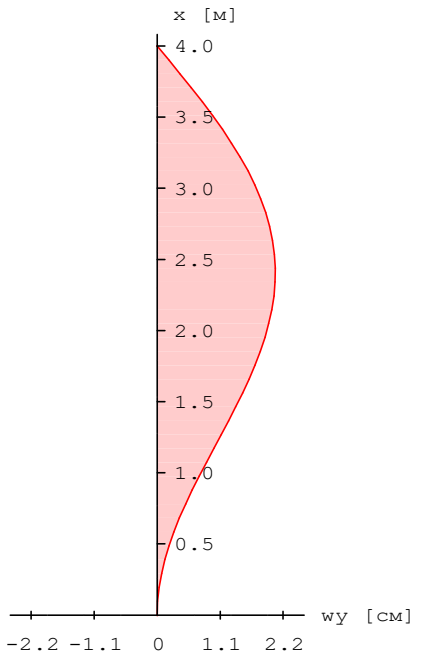
| К | Номер воздействия (Коэффициент) | |
|---|---|---|
| 1 | 1 (1.22) | 2 (1.00) |
| 2 | 1 (1.22) | 2 (1.22) |
| 3 | 1 (1.00) | 2 (1.00) |

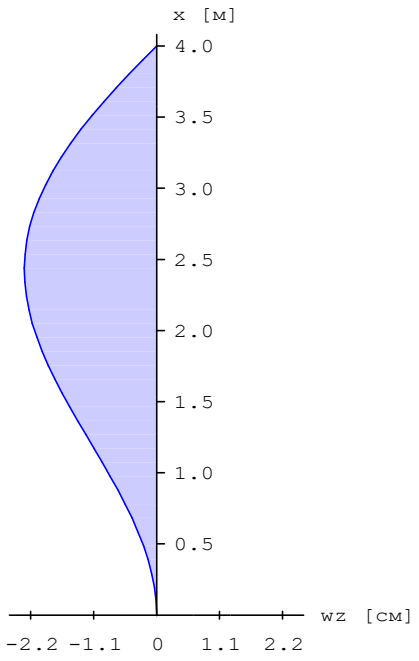
**Расчет для комбинации воздействий К = 1**

Погрешность расчета $\varepsilon$ = 0.01 %

К 1
Начальные прогибы

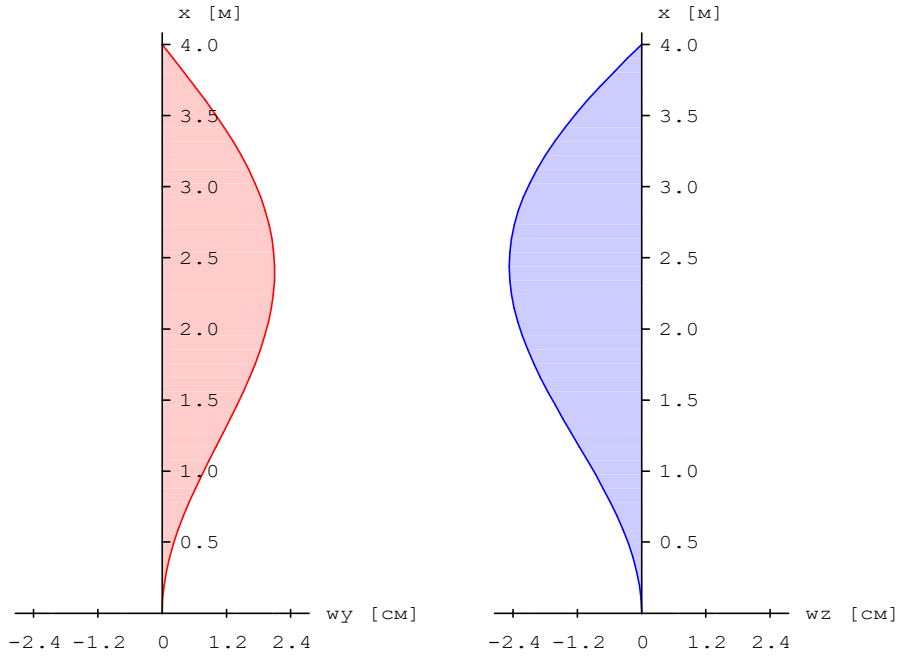
| x [м] | $w_{y0}$ [см] | $w_{z0}$ [см] | $w_{yп}$ [см] | $w_{zп}$ [см] |
|---|---|---|---|---|
| 4.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 3.33 | 1.24 | -1.24 | 0.04 | -0.24 |
| 2.67 | 1.94 | -1.94 | 0.06 | -0.32 |
| 2.00 | 1.86 | -1.86 | 0.06 | -0.28 |
| 1.33 | 1.17 | -1.17 | 0.04 | -0.17 |
| 0.67 | 0.36 | -0.36 | 0.01 | -0.05 |
| 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |



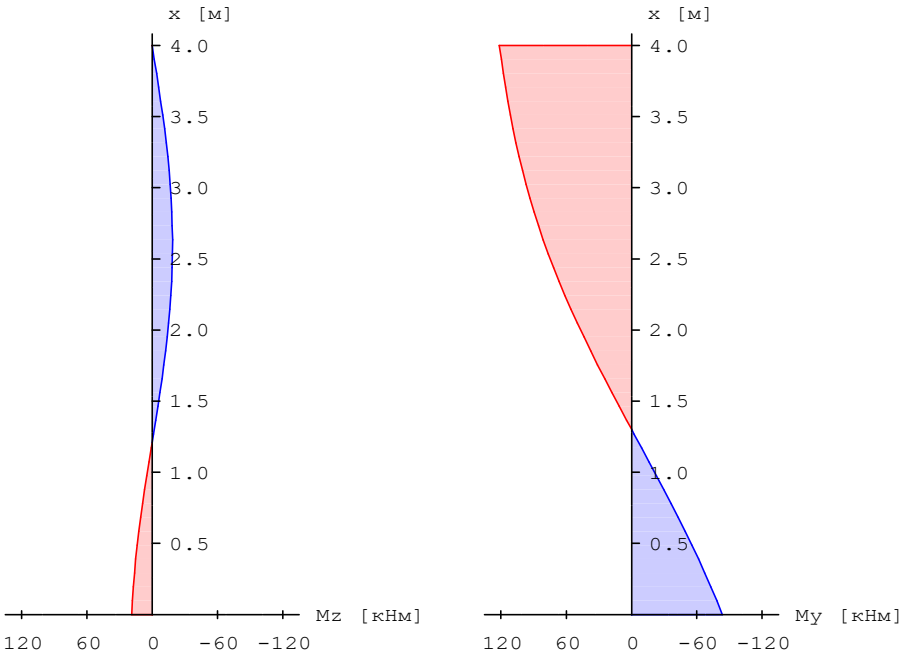
К 1
Прогибы

| x [м] | $w_y$ [см] | $w_z$ [см] | $d_y$ [рад] | $d_z$ [рад] |
|---|---|---|---|---|
| 4.00 | 0.00 | 0.00 | 0.02742 | -0.02106 |
| 3.33 | 1.30 | -1.59 | 0.01906 | -0.01641 |
| 2.67 | 2.03 | -2.41 | 0.00502 | -0.00500 |
| 2.00 | 1.95 | -2.27 | -0.00863 | 0.00704 |
| 1.33 | 1.22 | -1.41 | -0.01544 | 0.01332 |
| 0.67 | 0.38 | -0.44 | -0.01206 | 0.01047 |
| 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00000 | 0.00000 |




К 1
Усилия

| x [м] | N [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] | $H_y$ [кН] | $H_z$ [кН] |
|---|---|---|---|---|---|
| 4.00 | 1215.0 | 121.5 | 0.0 | 4.6 | -51.2 |
| 3.33 | 1217.7 | 106.8 | -12.7 | 4.6 | -51.2 |
| 2.67 | 1220.3 | 82.6 | -18.6 | 4.6 | -51.2 |
| 2.00 | 1223.0 | 46.8 | -14.5 | 4.6 | -51.2 |
| 1.33 | 1225.7 | 2.2 | -2.6 | 4.6 | -51.2 |
| 0.67 | 1228.3 | -43.8 | 10.8 | 4.6 | -51.2 |
| 0.00 | 1231.0 | -83.3 | 18.6 | 4.6 | -51.2 |




К 1 Предельные усилия

| x [м] | $N_u$ [кН] | $M_{yu}$ [кНм] | $M_{zu}$ [кНм] | $\gamma_u$ | $\varepsilon_{c,min}$ [%.] | $\varepsilon_{s,max}$ [%.] | a [см] | $A_{s,tot}$ [см2] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 4.00 | 1473.8 | 147.4 | 0.0 | 1.213 | -3.50 | 1.23 | 5.00 | 4.80 |
| 3.33 | 1605.6 | 140.8 | -16.8 | 1.319 | -3.50 | 1.04 | 5.00 | 4.80 |
| 2.67 | 1822.6 | 123.4 | -27.8 | 1.493 | -3.50 | 0.68 | 5.00 | 4.80 |
| 2.00 | 2206.3 | 84.4 | -26.2 | 1.804 | -3.50 | 0.07 | 5.00 | 4.80 |
| 1.33 | 2810.4 | 5.1 | -5.9 | 2.293 | -2.71 | -1.37 | 5.00 | 4.80 |
| 0.67 | 2246.0 | -80.2 | 19.8 | 1.829 | -3.50 | -0.05 | 5.00 | 4.80 |
| 0.00 | 1823.3 | -123.5 | 27.5 | 1.481 | -3.50 | 0.68 | 5.00 | 4.80 |

Требуемая арматура

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Площадь на каждый угол | $A_s$ | = | 1.20 | $см^2$ |
| Общая площадь арматуры | $A_{s,tot}$ | = | 4.80 | $см^2$ |
| Коэффициент армирования | $\rho$ | = | 0.30 | % |

Конструирование

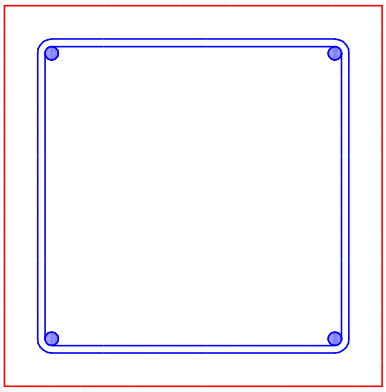
Данные для подбора арматуры

| $d_{min}$ [мм] | $d_{max}$ [мм] | $n_{max}$ | $a_{min}$ [мм] |
|---|---|---|---|
| 8 | 40 | 20 | 20 |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Диаметр поперечной арматуры | $d_{sw}$ | = | 8 | мм |
| Мин. толщина защитного слоя | $c_{min}$ | = | 25 | мм |
| Допускаемое отклонение | $\Delta c$ | = | 10 | мм |

Подобранная арматура

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Диаметр арматуры | $d_s$ | = | 14 | мм |
| Число стержней | $n_{tot}$ | = | 4 | - |
| Площадь арматуры | $A_{s,tot}$ | = | 6.16 | $см^2$ |
| Коэффициент армирования | $\rho$ | = | 0.38 | % |
| Защитный слой бетона | $c_{nom}$ | = | 35 | мм |



Стержни: 4 ϕ14
Хомут: ϕ8
Защитный слой:
cnom = 35 мм

Расчет выполнен модулем 408 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t409 Конструирование арматуры в колонне

Сечение

| | | | |
|---|---|---|---|
| Ширина сечения | $b$ = | 40.0 | см |
| Высота сечения | $h$ = | 40.0 | см |
| Общая площадь арматуры | $A_{s,tot}$ = | 18.00 | $см^2$ |

Данные для подбора арматуры

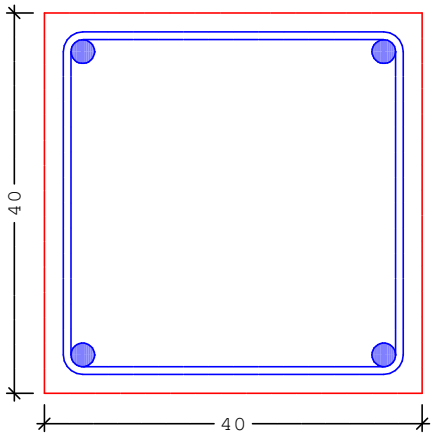
| $d_{min}$ [мм] | $d_{max}$ [мм] | $n_{max}$ | $a_{min}$ [мм] |
|---|---|---|---|
| 12 | 28 | 10 | 20 |

| | | | |
|---|---|---|---|
| Диаметр хомута | $d_{sw}$ = | 8 | мм |
| Минимальная толщина защитного слоя | | | |
| для продольной арматуры min | $a_з$ = | 20 | мм |
| для поперечной арматуры min | $a_{зw}$ = | 15 | мм |

Выбранные стержни

| Место | n | $d_s$ [мм] | $A_s$ [см2] |
|---|---|---|---|
| На угол | 1 | 25 | 4.91 |

| | | | |
|---|---|---|---|
| Общее число стержней | $n_{tot}$ = | 4 | - |
| Защитный слой для хомута | $a_з$ = | 20 | мм |
| Общая площадь арматуры | $A_{s,tot}$ = | 19.63 | $см^2$ |




Стержни: 4 ϕ25
Хомут: ϕ8
Защитный слой:
аз = 20 мм

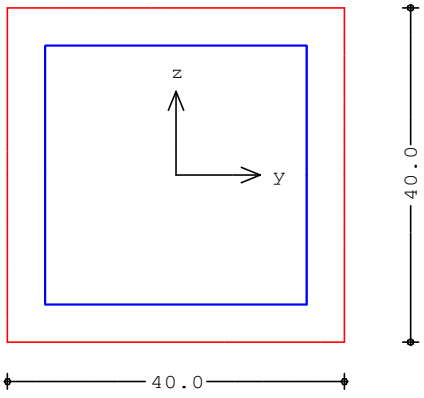
Расчет выполнен модулем 409 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t410 Одноярусная колонна общего вида

Расчётная схема

Длина колонны L = 6.00 м

Ширина и высота сечения b = h = 40.0 см



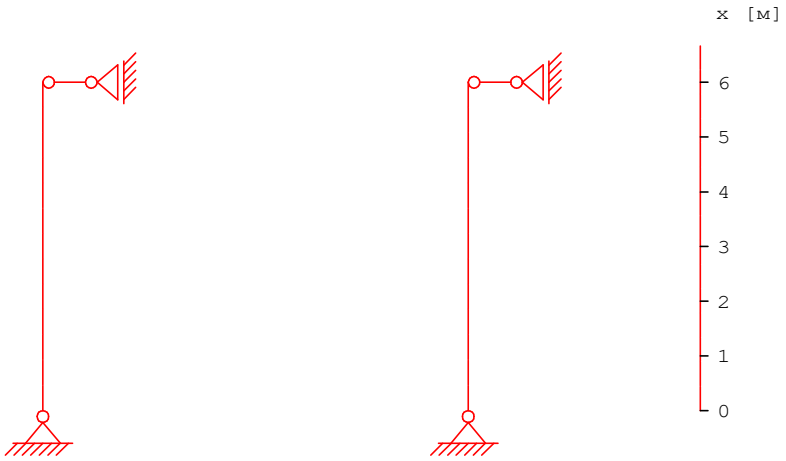

Закрепления

| | В плоскости Y | В плоскости Z |
|---|---|---|
| Вверху | шарнирное | шарнирное |
| Внизу | шарнирное | шарнирное |

Нагрузки

| № | Вид нагрузки | $\gamma_f$ | Группа | Знак |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Постоянная | 1.10 | | |

Нагрузка 1 в плоскости Y в плоскости Z




Расчёт Согласно СП 63.13330.2018 (с изменениями №1, №2)

| | | | |
|---|---|---|---|
| Бетон | | **В 25 (тяжелый)** | |
| Коэффициент условий работы | $\gamma_b$ | = 1.000 | - |
| Влажность воздуха окружающей среды | | от 40% до 75% | |
| Коэффициент ползучести | $\varphi_{b,cr}$ | = 2.50 | - |
| Модуль упругости | $E_b$ | = 30.00 | ГПа |
| Сопротивление бетона | $\gamma_b R_b$ | = 14.50 | МПа |

Для бетона применяется трёхлинейная диаграмма

| | | | |
|---|---|---|---|
| Продольная арматура | | **A500** | |
| Сопротивление арматуры | $R_s$ | = 435 | МПа |
| | $R_{sc}$ | = 400 | МПа |

Для арматуры применяется двухлинейная диаграмма

| | | | |
|---|---|---|---|
| Поперечная арматура | | **A400** | |
| Сопротивление арматуры | $R_{sw}$ | = 280 | МПа |

**Вычисление минимального коэффициента продольного армирования**

| | | | |
|---|---|---|---|
| Гибкость в плоскости Y | $\lambda_y$ | = 52.0 | - |
| Гибкость в плоскости Z | $\lambda_z$ | = 52.0 | - |
| Мин.коэффициент армирования | $\mu_{min}$ | = 0.35 | % |

**Расчёт для комбинации нагрузок К = 1**

К = 1 Усилия от полной нагрузки и от её длительной части (с учётом $e_a$)

| x [м] | N [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] | $N_l$ [кН] | $M_{yl}$ [кНм] | $M_{zl}$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 6.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 4.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 3.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |

К = 1 Расчётный момент в плоскости Y

| x [м] | $l_0$ [м] | $\varphi_l$ [-] | $\delta_e$ [-] | D [МНм2] | $N_{cr}$ [кН] | $\eta$ [-] | $\eta M_z$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 6.00 | | | | | | 1.000 | 0.0 |
| 4.50 | | | | | | 1.000 | 0.0 |
| 3.00 | | | | | | 1.000 | 0.0 |
| 1.50 | | | | | | 1.000 | 0.0 |
| 0.00 | | | | | | 1.000 | 0.0 |

К = 1 Расчётный момент в плоскости Z

| x [м] | $l_0$ [м] | $\varphi_l$ [-] | $\delta_e$ [-] | D [МНм2] | $N_{cr}$ [кН] | $\eta$ [-] | $\eta M_y$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 6.00 | | | | | | 1.000 | 0.0 |
| 4.50 | | | | | | 1.000 | 0.0 |
| 3.00 | | | | | | 1.000 | 0.0 |
| 1.50 | | | | | | 1.000 | 0.0 |
| 0.00 | | | | | | 1.000 | 0.0 |

К = 1 Предельные усилия $N_u = \gamma_u N$, $M_{yu} = \gamma_u M_y$, $M_{zu} = \gamma_u M_z$

| x [м] | N [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] | $N_u$ [кН] | $M_{yu}$ [кНм] | $M_{zu}$ [кНм] | $\gamma_u$ [-] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|

Требуемая арматура

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Расстояние до ц.т. арматуры | a | = | 2.70 | см |
| Площадь на каждую b-сторону | $A_{s1}$ | = | 1.40 | $см^2$ |
| на каждую h-сторону | $A_{s2}$ | = | 1.40 | $см^2$ |
| Общая площадь арматуры | $A_{s,tot}$ | = | 5.60 | $см^2$ |
| Коэффициент армирования | $\mu_{tot}$ | = | 0.35 | % |

Площадь арматуры определяется по нижней границе

Конструирование

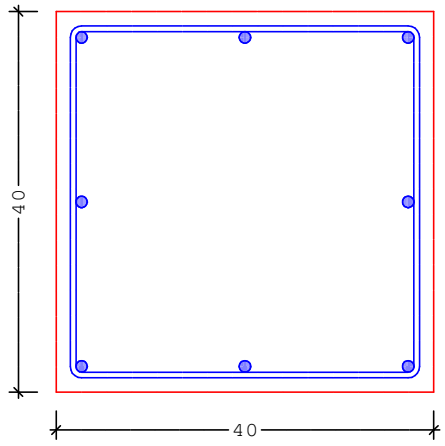
| dmin [мм] | dmax [мм] | nmax | amin [мм] |
|---|---|---|---|
| 12 | 28 | 12 | 25 |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Диаметр хомута | $d_{sw}$ | = | 6 | мм |
| Минимальная толщина защитного слоя | | | | |
| для продольной арматуры min | $a_з$ | = | 20 | мм |
| для поперечной арматуры min | $a_{зw}$ | = | 15 | мм |

Выбранные стержни

| Место | n | $d_s$ [мм] | $A_s$ [см2] |
|---|---|---|---|
| На угол | 1 | 12 | 1.13 |
| На b-сторону | 1 | 12 | 1.13 |
| На h-сторону | 1 | 12 | 1.13 |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Общее число стержней | $n_{tot}$ | = | 8 | - |
| Защитный слой для хомута | $a_з$ | = | 15 | мм |
| Длина анкеровки сжатых стержней | | = | 231 | мм |
| Общая площадь арматуры | $A_{s,tot}$ | = | 9.05 | $см^2$ |
| Коэффициент армирования | $\mu_{tot}$ | = | 0.57 | % |




Стержни: 8 ϕ12
Хомут: ϕ6
Защитный слой:
аз = 15 мм

**Расчёт по трещиностойкости не требуется**

**Поперечная арматура не требуется**

Расчет выполнен модулем 410 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t411 Сталежелезобетонная колонна

Расчётная схема

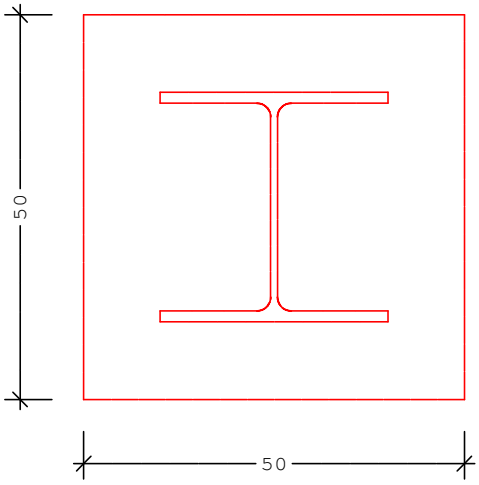
Длина колонны $l = 6.00$ м

Закрепления

| | В плоскости Y | В плоскости Z |
|---|---|---|
| Вверху | шарнирное | шарнирное |
| Внизу | шарнирное | шарнирное |

Сечение

| | | | |
|---|---|---|---|
| Ширина | $b_0$ | = 50.0 | см |
| Высота | $h_0$ | = 50.0 | см |
| Двутавр 30К1 | | ГОСТ Р 57837-2017 | |
| Ширина | b | = 299 | мм |
| Высота | h | = 298 | мм |
| Толщина полок | $t_f$ | = 14.0 | мм |
| Толщина стенки | $t_w$ | = 9.0 | мм |



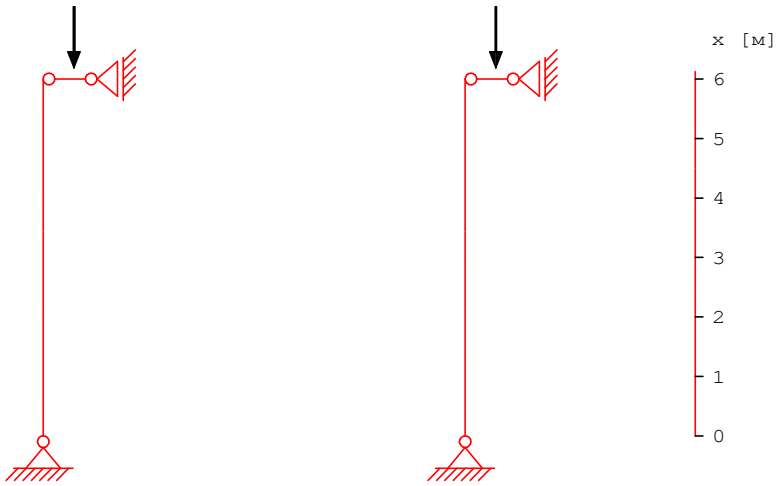

Нагрузки

| № | Вид нагрузки | $\gamma_f$ | Группа | Знак |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Постоянная | 1.10 | | |

Вертикальные силы

| № | x [м] | V [кН] | $e_y$ [см] | $e_z$ [см] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 6.00 | 3000.0 | 5.0 | 5.0 |

Нагрузка 1




Материалы

| | | | |
|---|---|---|---|
| Бетон | | **B 25 (тяжелый)** | |
| Арматура | | **A500** | |
| Сопротивление бетона | $R_b$ | = 14.50 | МПа |
| Сопротивление арматуры | $R_s$ | = 435 | МПа |
| | $R_{sc}$ | = 400 | МПа |
| Коэффициент условий работы | $\gamma_b$ | = 0.900 | - |
| Для бетона применяется трёхлинейная диаграмма | | | |
| Для арматуры применяется двухлинейная диаграмма | | | |
| Модуль упругости бетона | $E_b$ | = 30.0 | ГПа |
| Модуль упругости арматуры | $E_s$ | = 200 | ГПа |
| Сталь | | **C 345** | |
| Сопротивление стали | $R_y$ | = 315 | МПа |
| Модуль упругости стали | E | = 206 | ГПа |
| Коэффициент условий работы | $\gamma_c$ | = 1.000 | - |
| Предельная деформация стали | $\varepsilon_{lim}$ | = 1.53 | %. |

Расчёт

Согласно СП 63.13330.2018, СП 266.1325800.2016

Расчёт по деформированной схеме для плоскостей Y,Z
Учёт несовершенств по форме потери устойчивости

Комбинации нагрузок

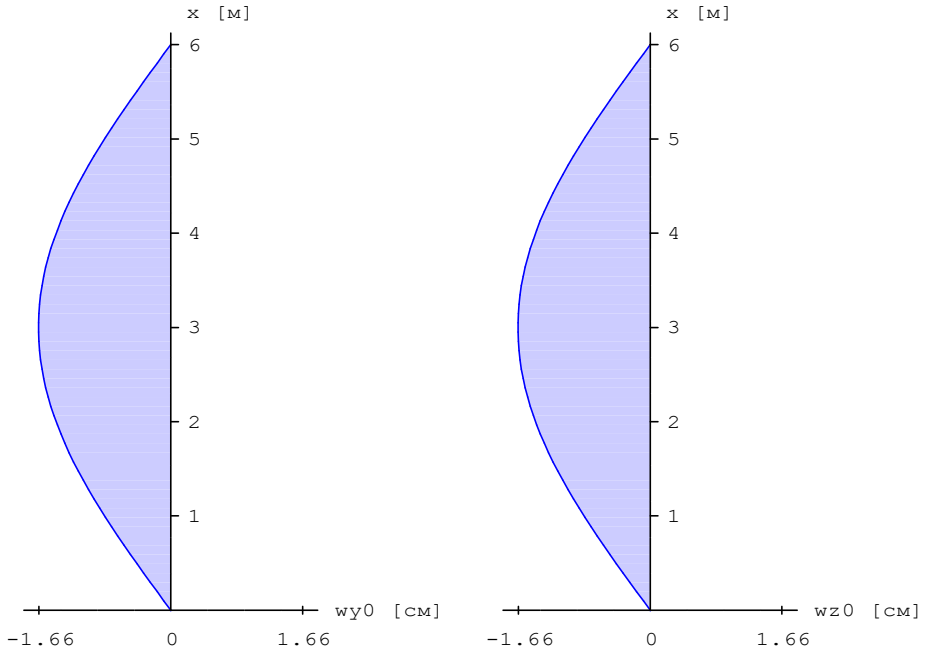
| К | Номера нагрузок и коэффициенты |
|---|---|
| 1 | 1 (1.10) |

**Расчёт для комбинации нагрузок К = 1**

К 1
Начальные прогибы

| x [м] | $W_{y0}$ [см] | $W_{z0}$ [см] |
|---|---|---|
| 6.00 | 0.00 | 0.00 |
| 5.40 | -0.51 | -0.51 |
| 4.80 | -0.98 | -0.98 |
| 4.20 | -1.35 | -1.35 |
| 3.60 | -1.58 | -1.58 |
| 3.00 | -1.67 | -1.67 |
| 2.40 | -1.58 | -1.58 |
| 1.80 | -1.35 | -1.35 |
| 1.20 | -0.98 | -0.98 |
| 0.60 | -0.51 | -0.51 |
| 0.00 | 0.00 | 0.00 |

Начальные прогибы в плоскости Y в плоскости Z




**Линейный расчёт**

К 1 лин.расчёт
Требуемая арматура

| Арматура | d [см] | $A_{s,tot}$ [см2] | $\mu_s$ [%] |
|---|---|---|---|
| по контуру | 3.00 | 6.78 | 0.28 |

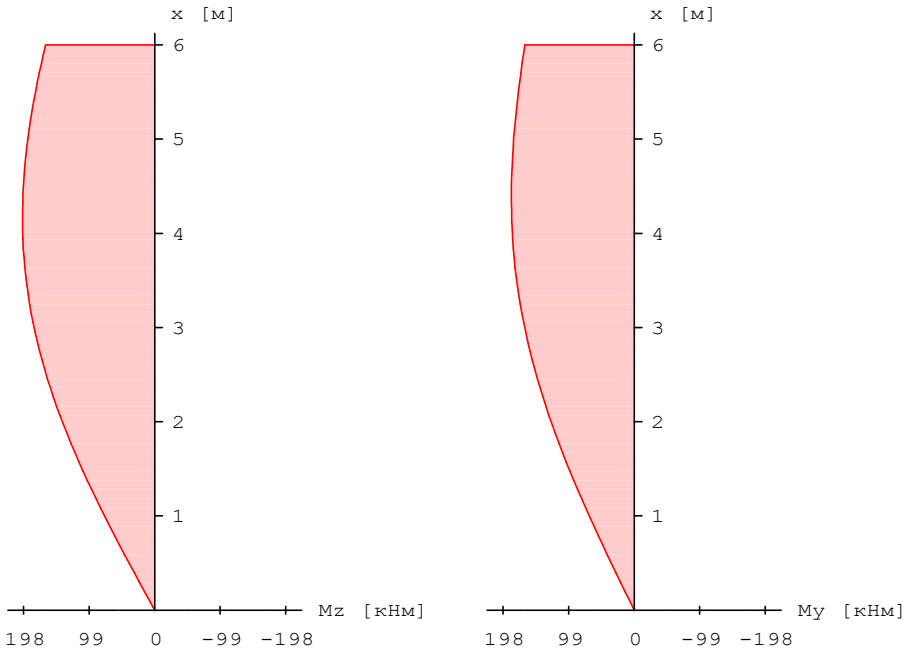
**Нелинейный расчёт**

Погрешность расчёта $\varepsilon$ = 0.02 %

К 1 нелин.расчёт
Усилия

| x [м] | N [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] | $Q_y$ [кН] | $Q_z$ [кН] |
|---|---|---|---|---|---|
| 6.00 | 3300.0 | 165.0 | 165.0 | 33.2 | 21.8 |
| 5.40 | 3300.0 | 176.5 | 182.8 | 25.5 | 16.1 |
| 4.80 | 3300.0 | 183.7 | 195.0 | 14.5 | 7.5 |
| 4.20 | 3300.0 | 185.0 | 199.7 | 0.8 | -3.6 |
| 3.60 | 3300.0 | 179.1 | 195.6 | -14.5 | -16.3 |
| 3.00 | 3300.0 | 165.3 | 182.1 | -30.4 | -29.5 |
| 2.40 | 3300.0 | 143.8 | 159.3 | -45.4 | -42.2 |
| 1.80 | 3300.0 | 115.0 | 128.0 | -58.5 | -53.3 |
| 1.20 | 3300.0 | 80.3 | 89.7 | -68.7 | -61.9 |
| 0.60 | 3300.0 | 41.3 | 46.3 | -75.5 | -67.5 |
| 0.00 | 3300.0 | 0.0 | 0.0 | -78.1 | -69.6 |

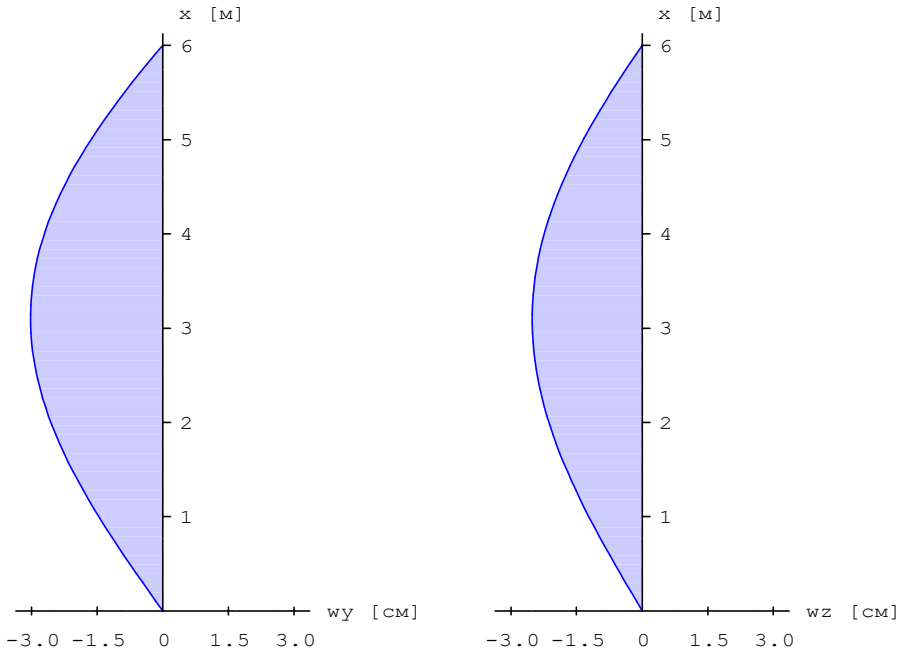
Моменты в плоскости Y в плоскости Z




К 1 нелин.расчёт
Прогибы

| x [м] | $W_y$ [см] | $W_z$ [см] | $D_y$ [рад] | $D_z$ [рад] |
|---|---|---|---|---|
| 6.00 | 0.00 | 0.00 | 0.01493 | 0.01841 |
| 5.40 | -1.04 | -0.85 | 0.01322 | 0.01607 |
| 4.80 | -1.91 | -1.57 | 0.01060 | 0.01273 |
| 4.20 | -2.55 | -2.11 | 0.00724 | 0.00858 |
| 3.60 | -2.93 | -2.43 | 0.00340 | 0.00392 |
| 3.00 | -3.02 | -2.51 | -0.00061 | -0.00087 |
| 2.40 | -2.83 | -2.36 | -0.00445 | -0.00542 |
| 1.80 | -2.38 | -1.99 | -0.00782 | -0.00938 |
| 1.20 | -1.72 | -1.43 | -0.01043 | -0.01248 |
| 0.60 | -0.90 | -0.75 | -0.01213 | -0.01454 |
| 0.00 | 0.00 | 0.00 | -0.01275 | -0.01532 |

Прогибы в плоскости Y в плоскости Z




К 1 нелин.расчёт
Требуемая арматура

| Арматура | d [см] | $A_{s,tot}$ [см2] | $\mu_s$ [%] |
|---|---|---|---|
| по контуру | 3.00 | 15.04 | 0.63 |

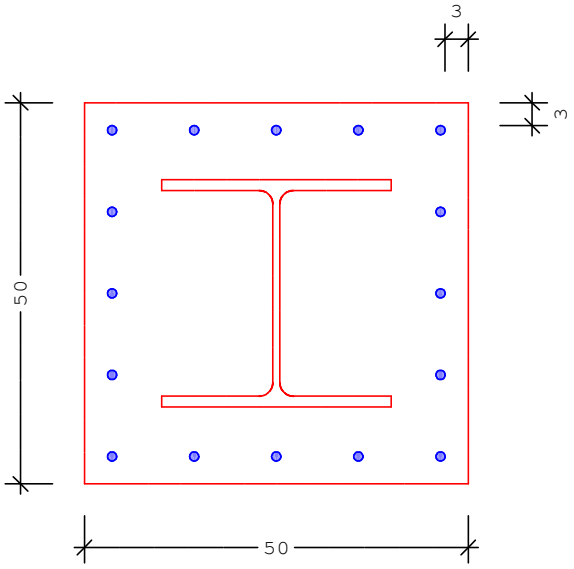
К 1 нелин.расчёт
Предельные усилия

| x [м] | $N_u$ [кН] | $M_{yu}$ [кНм] | $M_{zu}$ [кНм] | $\gamma_u$ |
|---|---|---|---|---|
| 6.00 | 3580.0 | 179.0 | 179.0 | **1.08** |
| 5.40 | 3428.1 | 183.4 | 189.9 | **1.04** |
| 4.80 | 3331.3 | 185.5 | 196.8 | **1.01** |
| 4.20 | 3300.3 | 185.0 | 199.7 | **1.00** |
| 3.60 | 3344.7 | 181.5 | 198.2 | **1.01** |
| 3.00 | 3474.9 | 174.1 | 191.8 | **1.05** |
| 2.40 | 3702.9 | 161.3 | 178.8 | **1.12** |
| 1.80 | 4039.3 | 140.8 | 156.7 | **1.22** |
| 1.20 | 4488.5 | 109.3 | 122.1 | **1.36** |
| 0.60 | 5203.5 | 65.2 | 73.0 | **1.58** |
| 0.00 | 6646.0 | 0.0 | 0.0 | **2.01** |

$N_u = \gamma_u N$, $M_{yu} = \gamma_u My$, $M_{zu} = \gamma_u M_z$

Подобранная арматура

| $a_з$ [мм] | $d_s$ [мм] | n | $A_{s,tot}$ [см2] | $\mu_s$ [%] |
|---|---|---|---|---|
| 30 | 12 | 16 | 18.10 | 0.76 |




**Несущая способность колонны обеспечена**

Расчет выполнен модулем 411 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t412 Расчет сталежелезобетонной колонны по огнестойкост

Расчетная схема

Длина колонны l = 6.00 м

Закрепления

| | В плоскости Y | В плоскости Z |
|---|---|---|
| Вверху | шарнирное | шарнирное |
| Внизу | шарнирное | шарнирное |

Сечение

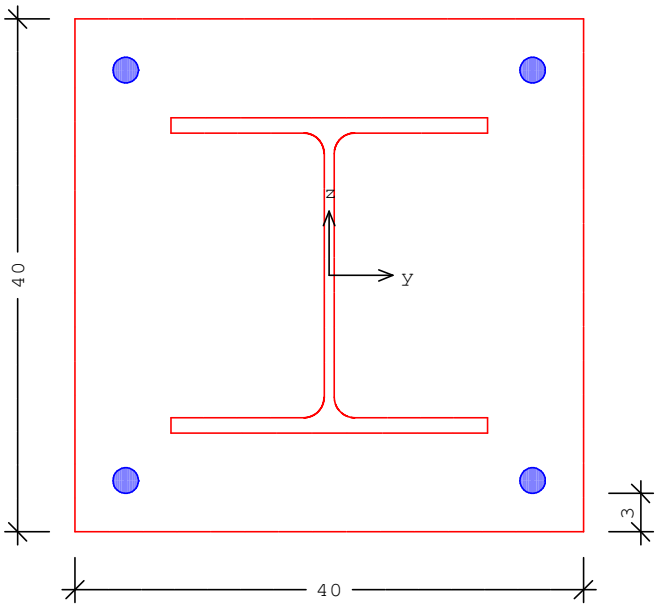
| | | | |
|---|---|---|---|
| Ширина | b | = 40.0 | см |
| Высота | h | = 40.0 | см |

Арматура

| | | | |
|---|---|---|---|
| Диаметр стержней | $d_s$ | = 20 | мм |
| Толщина защитного слоя | $a_з$ | = 30 | мм |

Профиль

| | | | |
|---|---|---|---|
| Двутавр 25К1 | | ГОСТ Р 57837-2017 | |
| Ширина | b | = 249 | мм |
| Высота | h | = 246 | мм |
| Толщина полок | t | = 12.0 | мм |
| Толщина стенки | s | = 8.0 | мм |




Нагрузки

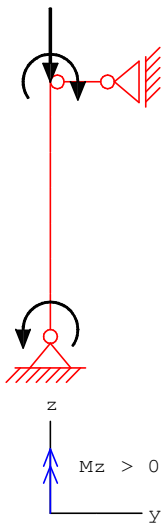
Относительно центральных осей бетонного сечения

Вертикальная сила V = 1000.0 кН

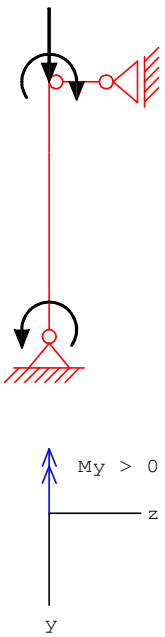
Горизонтальные силы и моменты

| | $H_y$ [кН] | $H_z$ [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|
| Вверху | | | 50.0 | 50.0 |
| Внизу | | | -50.0 | -50.0 |

в плоскости Y




в плоскости Z



Расчет

Согласно СП 468.1325800.2019, СП 63.13330.2018, СП 266.1325800.2016

Применяется метод расчета согласно СП 468, 8.6

Изменение температуры среды при пожаре принимается согласно ГОСТ 30247.0-94

Бетон **В 25 (тяжелый)**
на силикатном заполнителе
Плотность бетона $\rho$ = 2300 кг/м3
Бетон сухой

Продольная арматура **A500**

Сталь **C 375**

Сопротивления при нормальной температуре

| | | |
|---|---|---|
| $R_{bn}$ | = 18.50 | МПа |
| $R_{sn}$ | = 500 | МПа |
| $R_{sc}$ | = 400 | МПа |
| $R_{yn}$ | = 355 | МПа |

Модули упругости при нормальной температуре

| | | |
|---|---|---|
| $E_b$ | = 30.0 | ГПа |
| $E_s$ | = 200.0 | ГПа |
| E | = 206.0 | ГПа |

Расчет усилий по деформированной схеме проводится для плоскостей Y и Z

**Линейный расчет усилий в колонне при нормальной температуре**

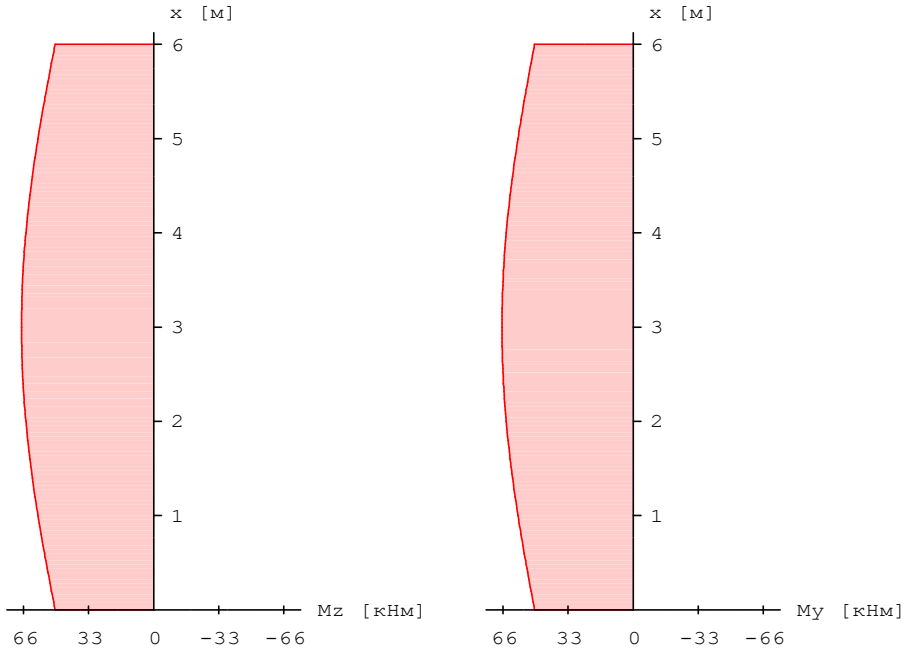
Жесткости приведенного сечения $D_y$ = 88.8 МНм2
$D_z$ = 76.8 МНм2

Начальные прогибы, суммарные прогибы и моменты

| x [м] | $w_{y0}$ [см] | $w_{z0}$ [см] | $w_y$ [см] | $w_z$ [см] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 6.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 50.0 | 50.0 |
| 5.80 | -0.14 | -0.14 | -0.19 | -0.18 | 51.8 | 51.9 |
| 5.60 | -0.28 | -0.28 | -0.37 | -0.35 | 53.5 | 53.7 |
| 5.40 | -0.41 | -0.41 | -0.54 | -0.52 | 55.2 | 55.4 |
| 5.20 | -0.54 | -0.54 | -0.71 | -0.69 | 56.9 | 57.1 |
| 5.00 | -0.67 | -0.67 | -0.87 | -0.84 | 58.4 | 58.7 |
| 4.80 | -0.78 | -0.78 | -1.02 | -0.99 | 59.9 | 60.2 |
| 4.60 | -0.89 | -0.89 | -1.16 | -1.12 | 61.2 | 61.6 |
| 4.40 | -0.99 | -0.99 | -1.28 | -1.24 | 62.4 | 62.8 |
| 4.20 | -1.08 | -1.08 | -1.39 | -1.35 | 63.5 | 63.9 |
| 4.00 | -1.15 | -1.15 | -1.49 | -1.44 | 64.4 | 64.9 |
| 3.80 | -1.22 | -1.22 | -1.56 | -1.52 | 65.2 | 65.7 |
| 3.60 | -1.27 | -1.27 | -1.63 | -1.58 | 65.8 | 66.3 |
| 3.40 | -1.30 | -1.30 | -1.67 | -1.62 | 66.2 | 66.7 |
| 3.20 | -1.33 | -1.33 | -1.70 | -1.65 | 66.5 | 67.0 |
| 3.00 | -1.33 | -1.33 | -1.71 | -1.65 | 66.6 | 67.1 |
| 2.80 | -1.33 | -1.33 | -1.70 | -1.65 | 66.5 | 67.0 |
| 2.60 | -1.30 | -1.30 | -1.67 | -1.62 | 66.2 | 66.7 |
| 2.40 | -1.27 | -1.27 | -1.63 | -1.58 | 65.8 | 66.3 |
| 2.20 | -1.22 | -1.22 | -1.56 | -1.52 | 65.2 | 65.7 |
| 2.00 | -1.15 | -1.15 | -1.49 | -1.44 | 64.4 | 64.9 |
| 1.80 | -1.08 | -1.08 | -1.39 | -1.35 | 63.5 | 63.9 |
| 1.60 | -0.99 | -0.99 | -1.28 | -1.24 | 62.4 | 62.8 |
| 1.40 | -0.89 | -0.89 | -1.16 | -1.12 | 61.2 | 61.6 |
| 1.20 | -0.78 | -0.78 | -1.02 | -0.99 | 59.9 | 60.2 |
| 1.00 | -0.67 | -0.67 | -0.87 | -0.84 | 58.4 | 58.7 |
| 0.80 | -0.54 | -0.54 | -0.71 | -0.69 | 56.9 | 57.1 |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.60 | -0.41 | -0.41 | -0.54 | -0.52 | 55.2 | 55.4 |
| 0.40 | -0.28 | -0.28 | -0.37 | -0.35 | 53.5 | 53.7 |
| 0.20 | -0.14 | -0.14 | -0.19 | -0.18 | 51.8 | 51.9 |
| 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 50.0 | 50.0 |

Моменты в плоскости Y в плоскости Z




**Проверка прочности колонны при пожаре**

Нагрев всесторонний

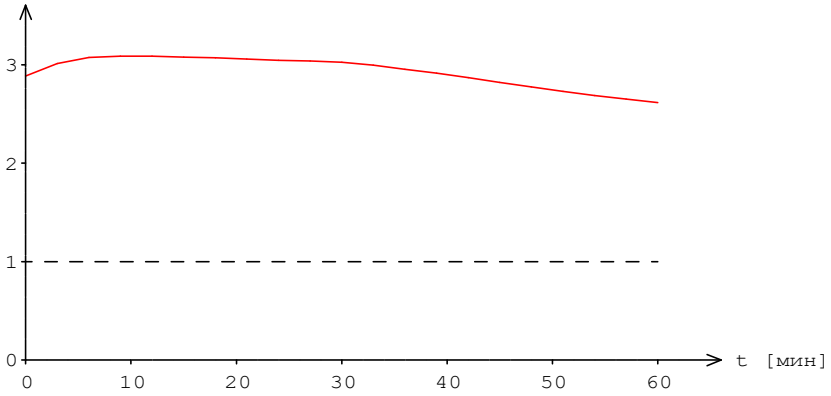
Расчетные усилия

| N [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] |
|---|---|---|
| 1000.0 | 66.6 | 67.1 |

Коэффициент запаса прочности

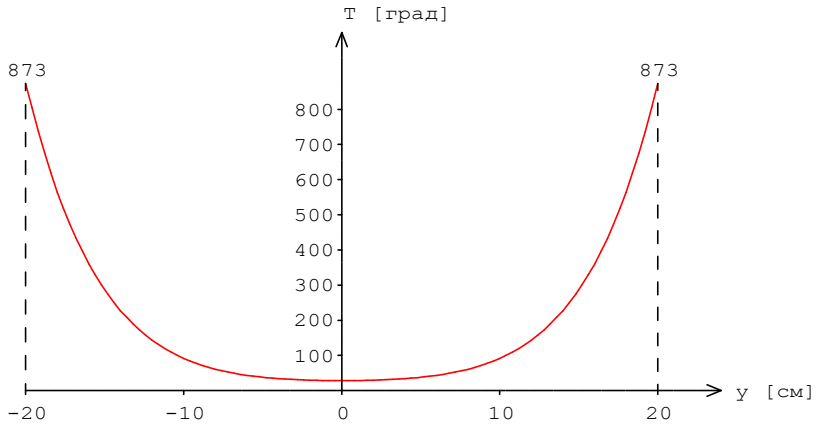
| t [мин] | T среды [°C] | $\gamma_u$ |
|---|---|---|
| 0 | 20 | 2.886 |
| 3 | 502 | 3.014 |
| 6 | 603 | 3.073 |
| 9 | 663 | 3.090 |
| 12 | 705 | 3.089 |
| 15 | 739 | 3.080 |
| 18 | 766 | 3.070 |
| 21 | 789 | 3.058 |
| 24 | 809 | 3.048 |
| 27 | 826 | 3.038 |
| 30 | 842 | 3.026 |
| 33 | 856 | 2.997 |
| 36 | 869 | 2.955 |
| 39 | 881 | 2.916 |
| 42 | 892 | 2.870 |
| 45 | 902 | 2.821 |
| 48 | 912 | 2.775 |
| 51 | 921 | 2.731 |
| 54 | 930 | 2.689 |
| 57 | 938 | 2.653 |
| 60 | 945 | 2.616 |

Коэффициент запаса прочности $\gamma_u$

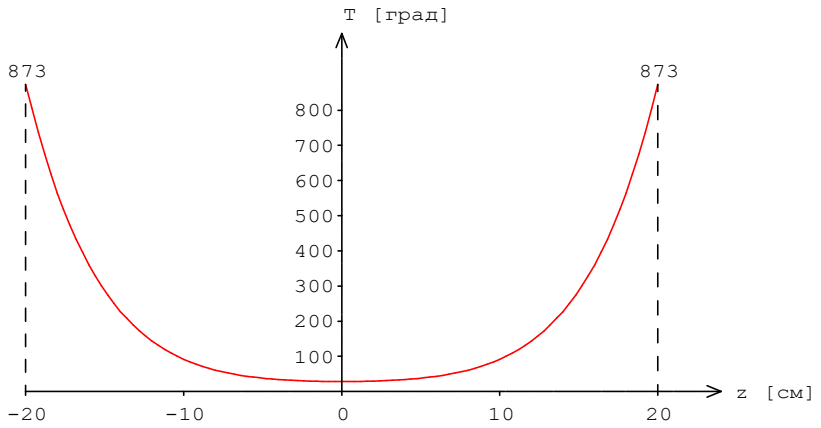



**Температурное поле при t = 60 мин**

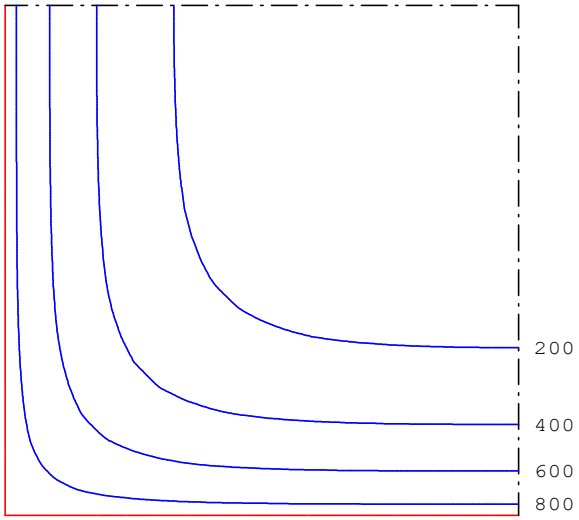
Температура T на оси y




Температура T на оси z



Изотермы




Параметры диаграммы для стали

Температура, сопротивление, модуль упругости

| T [°C] | $\gamma_{st}$ [-] | $\beta_{st}$ [-] | $R_{ynt}$ [МПа] | $E_t$ [ГПа] |
|---|---|---|---|---|
| 251 | 1.000 | 0.849 | 355.0 | 175.0 |

$R_{ynt} = \gamma_{st} R_{yn}$, $E_t = \beta_{st} E$
$\gamma_{st}$, $\beta_{st}$ принимаются по EN 1994-1-2, Table 3.2

**Нелинейный расчет усилий в колонне при t = 60 мин**

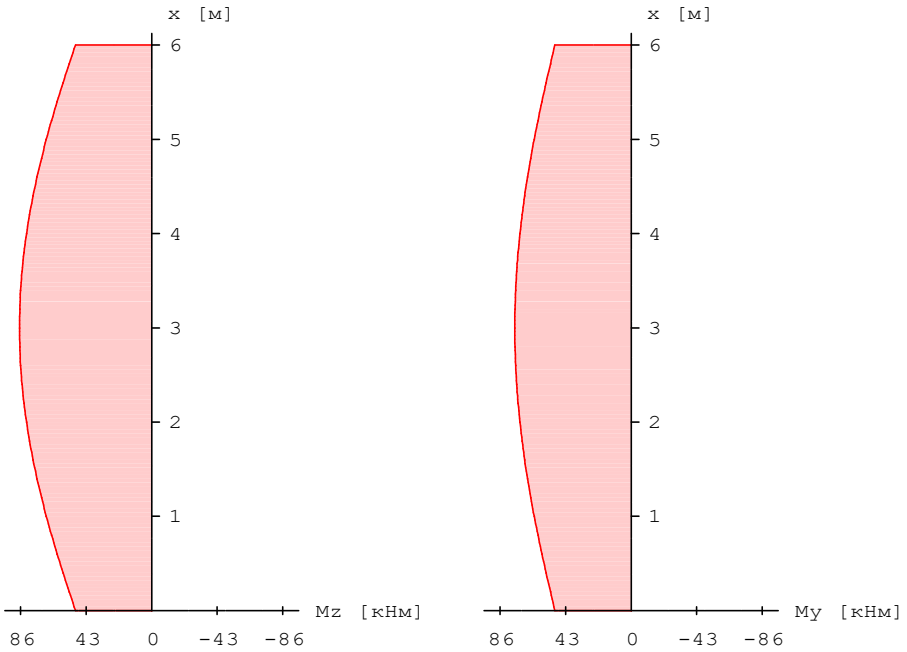
Погрешность расчета $\varepsilon$ = 0.16 %

Начальные прогибы, суммарные прогибы и моменты

| x [м] | $w_{y0}$ [см] | $w_{z0}$ [см] | $w_y$ [см] | $w_z$ [см] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 6.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 50.0 | 50.0 |
| 5.80 | -0.14 | -0.14 | -0.42 | -0.29 | 52.9 | 54.2 |
| 5.60 | -0.28 | -0.28 | -0.82 | -0.58 | 55.8 | 58.2 |
| 5.40 | -0.41 | -0.41 | -1.20 | -0.85 | 58.5 | 62.0 |
| 5.20 | -0.54 | -0.54 | -1.57 | -1.12 | 61.2 | 65.7 |
| 5.00 | -0.67 | -0.67 | -1.91 | -1.36 | 63.6 | 69.1 |
| 4.80 | -0.78 | -0.78 | -2.23 | -1.59 | 65.9 | 72.3 |
| 4.60 | -0.89 | -0.89 | -2.52 | -1.80 | 68.0 | 75.2 |
| 4.40 | -0.99 | -0.99 | -2.79 | -1.99 | 69.9 | 77.8 |
| 4.20 | -1.08 | -1.08 | -3.02 | -2.15 | 71.5 | 80.1 |
| 4.00 | -1.15 | -1.15 | -3.22 | -2.30 | 73.0 | 82.1 |
| 3.80 | -1.22 | -1.22 | -3.38 | -2.41 | 74.1 | 83.8 |
| 3.60 | -1.27 | -1.27 | -3.51 | -2.51 | 75.1 | 85.1 |
| 3.40 | -1.30 | -1.30 | -3.61 | -2.58 | 75.7 | 86.0 |
| 3.20 | -1.33 | -1.33 | -3.66 | -2.62 | 76.2 | 86.6 |
| 3.00 | -1.33 | -1.33 | -3.68 | -2.63 | 76.3 | 86.7 |
| 2.80 | -1.33 | -1.33 | -3.66 | -2.62 | 76.2 | 86.6 |
| 2.60 | -1.30 | -1.30 | -3.61 | -2.58 | 75.7 | 86.0 |
| 2.40 | -1.27 | -1.27 | -3.51 | -2.51 | 75.1 | 85.1 |
| 2.20 | -1.22 | -1.22 | -3.38 | -2.41 | 74.1 | 83.8 |
| 2.00 | -1.15 | -1.15 | -3.22 | -2.30 | 73.0 | 82.1 |
| 1.80 | -1.08 | -1.08 | -3.02 | -2.15 | 71.5 | 80.1 |
| 1.60 | -0.99 | -0.99 | -2.79 | -1.99 | 69.9 | 77.8 |
| 1.40 | -0.89 | -0.89 | -2.52 | -1.80 | 68.0 | 75.2 |
| 1.20 | -0.78 | -0.78 | -2.23 | -1.59 | 65.9 | 72.3 |
| 1.00 | -0.67 | -0.67 | -1.91 | -1.36 | 63.6 | 69.1 |
| 0.80 | -0.54 | -0.54 | -1.57 | -1.12 | 61.2 | 65.7 |
| 0.60 | -0.41 | -0.41 | -1.20 | -0.85 | 58.5 | 62.0 |
| 0.40 | -0.28 | -0.28 | -0.82 | -0.58 | 55.8 | 58.2 |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.20 | -0.14 | -0.14 | -0.42 | -0.29 | 52.9 | 54.2 |
| 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 50.0 | 50.0 |

Моменты в плоскости Y в плоскости Z




Расчетные усилия

| N [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] |
|---|---|---|
| 1000.0 | 76.3 | 86.7 |

**Проверка прочности**

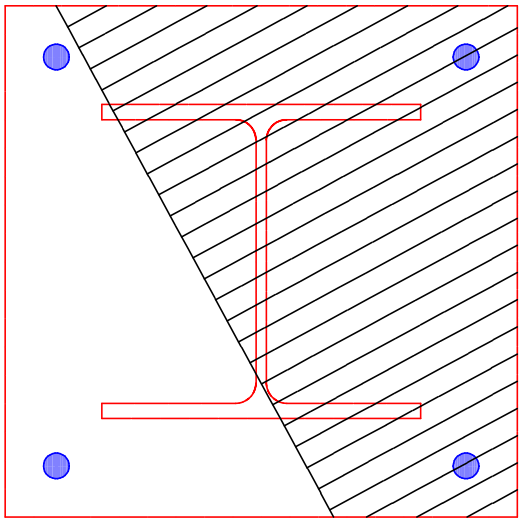
Предельные усилия $N_u = \gamma_u N$, $M_{yu} = \gamma_u M_y$, $M_{zu} = \gamma_u M_z$

| N [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] | $N_u$ [кН] | $M_{yu}$ [кНм] | $M_{zu}$ [кНм] | $\gamma_u$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 76.3 | 86.7 | 2242.0 | 171.0 | 194.5 | **2.242** |

Нейтральная линия

| $y_1$ [см] | $z_1$ [см] | $y_2$ [см] | $z_2$ [см] |
|---|---|---|---|
| -16.02 | 20.00 | 5.67 | -20.00 |

Сжатая зона при действии предельных усилий



Кривизны $\kappa_y$ / $\kappa_z$ = -0.01300 / -0.02397 1/м

Деформация $\varepsilon(y,z) = -0.1300z - 0.2397y - 1.240$, $^{o}/_{oo}$

Деформации бетона на контуре сечения

| Максимальная деформация | | | Минимальная деформация | | |
|---|---|---|---|---|---|
| ε [%.] | σ [МПа] | T [°C] | ε [%.] | σ [МПа] | T [°C] |
| 6.15 | 0.00 | 919 | -8.63 | -0.00 | 919 |

Предельная деформация бетона

| y [см] | z [см] | T [°C] | $\varepsilon_{b2}$ [%.] | d [м] | $\varepsilon_{b2}$/d [1/м] |
|---|---|---|---|---|---|
| 9.68 | 7.89 | 111 | -4.59 | 0.168 | -0.02727 |

y, z - координаты точки, в которой достигается предельная деформация с учетом температуры
d - расстояние от нейтральной линии до точки (y,z)

Деформации арматуры

| Максимальная деформация | | | Минимальная деформация | | |
|---|---|---|---|---|---|
| ε [%.] | σ [МПа] | T [°C] | ε [%.] | σ [МПа] | T [°C] |
| 4.68 | 256.2 | 538 | -7.15 | -205.0 | 538 |

Деформации стали

| Максимальная деформация | | | Минимальная деформация | | |
|---|---|---|---|---|---|
| ε [%.] | σ [МПа] | T [°C] | ε [%.] | σ [МПа] | T [°C] |
| 3.34 | 355.0 | 251 | -5.82 | -355.0 | 251 |

Усилия

| | N [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] |
|---|---|---|---|
| в бетоне | 1118.69 | 37.96 | 80.89 |
| в арматуре | 22.73 | 8.79 | 37.58 |
| в стали | 1100.57 | 124.28 | 76.00 |
| суммарные | 2242.00 | 171.03 | 194.47 |

**Огнестойкость колонны обеспечена**

Расчет выполнен модулем 412 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

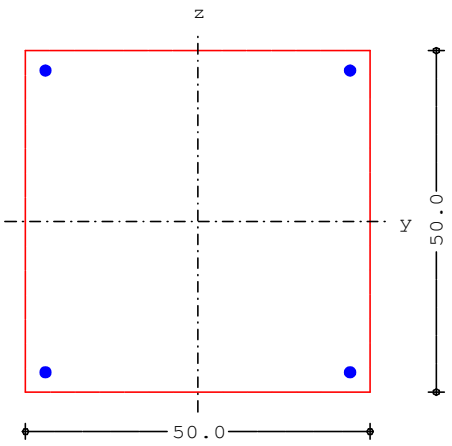
## Поз. 413 Расчёт железобетонной колонны

Расчётная схема

| Часть | от x [м] | до x [м] | Длина [м] | Смещение y/z [см] | Сеч |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 6.00 | 6.00 | | 1 |

Сечение

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Ширина | b | = | 50.0 | см |
| Высота | h | = | 50.0 | см |
| Диаметр арматуры | $d_s$ | = | 18 | мм |
| Толщина защитного слоя | $a_з$ | = | 20 | мм |




Часть 1

Закрепления

| | В плоскости Y | В плоскости Z |
|---|---|---|
| Сверху | шарнирное | шарнирное |
| Снизу | шарнирное | шарнирное |

Нагрузки

| № | Вид нагрузки | $\gamma_f$ | Группа | Знак |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Постоянная | 1.10 | | |

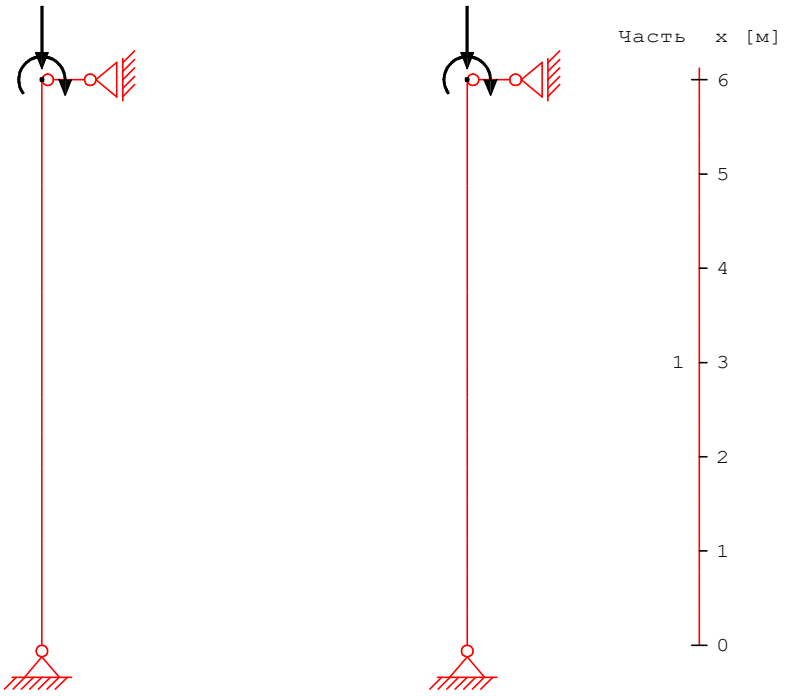
Вертикальные силы

| № | x [м] | V [кН] | $e_y$ [см] | $e_z$ [см] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 6.00 | 1000.0 | | |

Горизонтальные силы и моменты

| № | x [м] | $H_y$ [кН] | $H_z$ [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 6.00 | | | 100.0 | 100.0 |

Нагрузка 1 в плоскости Y в плоскости Z



Расчёт — Согласно СП 63.13330.2018 (с изменениями №1, №2)

| | | | |
|---|---|---|---|
| Бетон | | **В 25 (тяжелый)** | |
| Коэффициент условий работы | $\gamma_b$ | = 0.900 | - |
| Влажность воздуха окружающей среды | | от 40% до 75% | |
| Коэффициент ползучести | $\varphi_{b,cr}$ | = 2.50 | - |
| Модуль упругости | $E_b$ | = 30.00 | ГПа |
| Сопротивление бетона | $\gamma_b R_b$ | = 13.05 | МПа |
| Для бетона применяется трёхлинейная диаграмма | | | |
| Продольная арматура | | **A500** | |
| Сопротивление арматуры | $R_s$ | = 435 | МПа |
| | $R_{sc}$ | = 400 | МПа |
| Для арматуры применяется двухлинейная диаграмма | | | |

**Расчёт по прочности на основе линейного расчёта усилий**

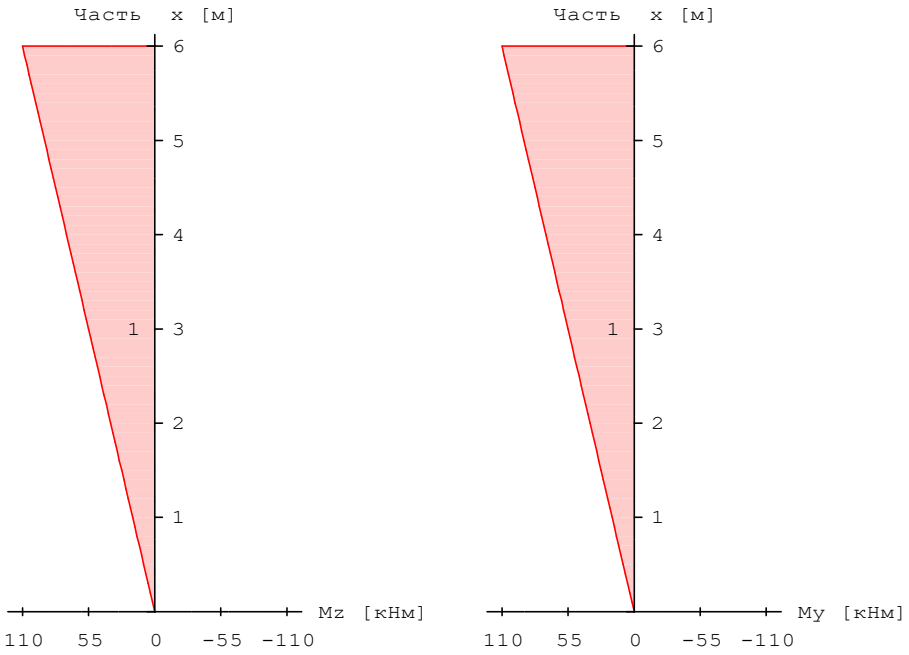
Опасная комбинация

| Номера нагрузок и коэффициенты |
|---|
| 1 (1.10) |

Усилия от полной нагрузки и от её длительной части

| x [м] | N [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] | $N_l$ [кН] | $M_{yl}$ [кНм] | $M_{zl}$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 6.00 | 1100.00 | 110.00 | 110.00 | 1100.00 | 110.00 | 110.00 |
| 5.00 | 1100.00 | 91.67 | 91.67 | 1100.00 | 91.67 | 91.67 |
| 4.00 | 1100.00 | 73.33 | 73.33 | 1100.00 | 73.33 | 73.33 |
| 3.00 | 1100.00 | 55.00 | 55.00 | 1100.00 | 55.00 | 55.00 |
| 2.00 | 1100.00 | 36.67 | 36.67 | 1100.00 | 36.67 | 36.67 |
| 1.00 | 1100.00 | 18.33 | 18.33 | 1100.00 | 18.33 | 18.33 |
| 0.00 | 1100.00 | 0.00 | 0.00 | 1100.00 | 0.00 | 0.00 |

Моменты — в плоскости Y — в плоскости Z




Расчётный момент в плоскости Y

| x [м] | $l_0$ [м] | $\varphi_l$ [-] | $\delta_e$ [-] | D [МНм2] | $N_{cr}$ [кН] | $\eta$ [-] | $\eta M_z$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 6.00 | 6.00 | 2.000 | 0.200 | 30.40 | 8333.6 | 1.152 | 126.7 |
| 5.00 | 6.00 | 2.000 | 0.167 | 32.07 | 8792.6 | 1.143 | 104.8 |
| 4.00 | 6.00 | 2.000 | 0.150 | 33.00 | 9047.6 | 1.138 | 83.5 |
| 3.00 | 6.00 | 2.000 | 0.150 | 33.00 | 9047.6 | 1.138 | 62.6 |
| 2.00 | 6.00 | 2.000 | 0.150 | 33.00 | 9047.6 | 1.138 | 41.7 |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1.00 | 6.00 | 2.000 | 0.150 | 33.00 | 9047.6 | 1.138 | 20.9 |
| 0.00 | 6.00 | 2.000 | 0.150 | 33.00 | 9047.6 | 1.138 | 0.0 |

Расчётный момент в плоскости Z

| x [м] | $l_0$ [м] | $\varphi_l$ [-] | $\delta_e$ [-] | D [МНм2] | $N_{cr}$ [кН] | $\eta$ [-] | $\eta M_y$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 6.00 | 6.00 | 2.000 | 0.200 | 30.40 | 8333.6 | 1.152 | 126.7 |
| 5.00 | 6.00 | 2.000 | 0.167 | 32.07 | 8792.6 | 1.143 | 104.8 |
| 4.00 | 6.00 | 2.000 | 0.150 | 33.00 | 9047.6 | 1.138 | 83.5 |
| 3.00 | 6.00 | 2.000 | 0.150 | 33.00 | 9047.6 | 1.138 | 62.6 |
| 2.00 | 6.00 | 2.000 | 0.150 | 33.00 | 9047.6 | 1.138 | 41.7 |
| 1.00 | 6.00 | 2.000 | 0.150 | 33.00 | 9047.6 | 1.138 | 20.9 |
| 0.00 | 6.00 | 2.000 | 0.150 | 33.00 | 9047.6 | 1.138 | 0.0 |

Предельные усилия $N_u = \gamma_u N$, $M_{yu} = \gamma_u \eta M_y$, $M_{zu} = \gamma_u \eta M_z$

| x [м] | $N_u$ [кН] | $M_{yu}$ [кНм] | $M_{zu}$ [кНм] | $\gamma_u$ [-] |
|---|---|---|---|---|
| 6.00 | 1485.4 | 171.1 | 171.1 | **1.350** |
| 5.00 | 1760.2 | 167.7 | 167.7 | **1.600** |
| 4.00 | 2054.1 | 155.9 | 155.9 | **1.867** |
| 3.00 | 2391.3 | 136.1 | 136.1 | **2.174** |
| 2.00 | 2769.2 | 105.1 | 105.1 | **2.517** |
| 1.00 | 3186.6 | 60.5 | 60.5 | **2.897** |
| 0.00 | 3669.7 | 0.0 | 0.0 | **3.336** |

**Прочность колонны обеспечена**

**Выбор нормативных комбинаций нагрузок для расчёта по трещиностойкости**

| Сеч. | К | Критерий | Нагрузка(Коэффициент) |
|---|---|---|---|
| 1 | 1 | max \|My\| | 1 (1.00) |

Усилия от полной нормативной нагрузки и от её длительной части

| Сеч. | К | x [м] | N [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] | $N_l$ [кН] | $M_{yl}$ [кНм] | $M_{zl}$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1 | 6.00 | 1000.00 | 100.00 | 100.00 | 1000.00 | 100.00 | 100.00 |

Предельная ширина раскрытия трещин
Непродолжительное раскрытие $a_{c1,u}$ = 0.40 мм
Продолжительное раскрытие $a_{c2,u}$ = 0.30 мм

**Результаты расчёта по трещиностойкости**

| Сеч. | К | x [м] | $N_{crc}$ [кН] | $M_{y,crc}$ [кНм] | $M_{z,crc}$ [кНм] | $a_{crc,1}$ [мм] | $a_{crc,2}$ [мм] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1 | 6.00 | 1000.00 | 88.14 | 88.14 | **0.038** | **0.038** |

$M_{y,crc}$, $M_{z,crc}$ - изгибающие моменты при образовании трещин

**Трещиностойкость колонны обеспечена**

**Расчёт по прогибам согласно СП 63, 8.2.21**

На участках с трещинами кривизна вычисляется по формуле (8.141) на основе деформационной модели

Выбор комбинаций

| К | x[м] | Критерий | Нагрузка(Коэффициент) |
|---|---|---|---|
| 1 | 3.50 | max \|Wy\| | 1 (1.00) |
| 2 | 3.50 | max \|Wz\| | 1 (1.00) |

Жёсткости на участках без трещин

| $D_y$ [МНм2] | $D_z$ [МНм2] | $D_{yl}$ [МНм2] | $D_{zl}$ [МНм2] |
|---|---|---|---|
| 142.755 | 142.755 | 54.586 | 54.586 |

$D_{yl}$, $D_{zl}$ - жёсткости при продолжительном действии нагрузки

К = 1 Усилия от полной нагрузки и от её длительной части

| x [м] | N [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] | $N_l$ [кН] | $M_{yl}$ [кНм] | $M_{zl}$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 6.00 | 1000.00 | 100.00 | 100.00 | 1000.00 | 100.00 | 100.00 |
| 5.00 | 1000.00 | 83.33 | 83.33 | 1000.00 | 83.33 | 83.33 |
| 4.00 | 1000.00 | 66.67 | 66.67 | 1000.00 | 66.67 | 66.67 |
| 3.00 | 1000.00 | 50.00 | 50.00 | 1000.00 | 50.00 | 50.00 |
| 2.00 | 1000.00 | 33.33 | 33.33 | 1000.00 | 33.33 | 33.33 |
| 1.00 | 1000.00 | 16.67 | 16.67 | 1000.00 | 16.67 | 16.67 |
| 0.00 | 1000.00 | 0.00 | 0.00 | 1000.00 | 0.00 | 0.00 |

К = 1 Кривизна и прогиб при изгибе в плоскости Y

| x [м] | kz [1/м] | Wy [см] |
|---|---|---|
| 6.00* | 0.00216 | 0.00 |
| 5.00 | 0.00153 | -0.28 |
| 4.00 | 0.00122 | -0.41 |
| 3.00 | 0.00092 | -0.42 |
| 2.00 | 0.00061 | -0.33 |
| 1.00 | 0.00031 | -0.18 |
| 0.00 | 0.00000 | 0.00 |

* сечение с трещиной в растянутой зоне

К = 2 Усилия от полной нагрузки и от её длительной части

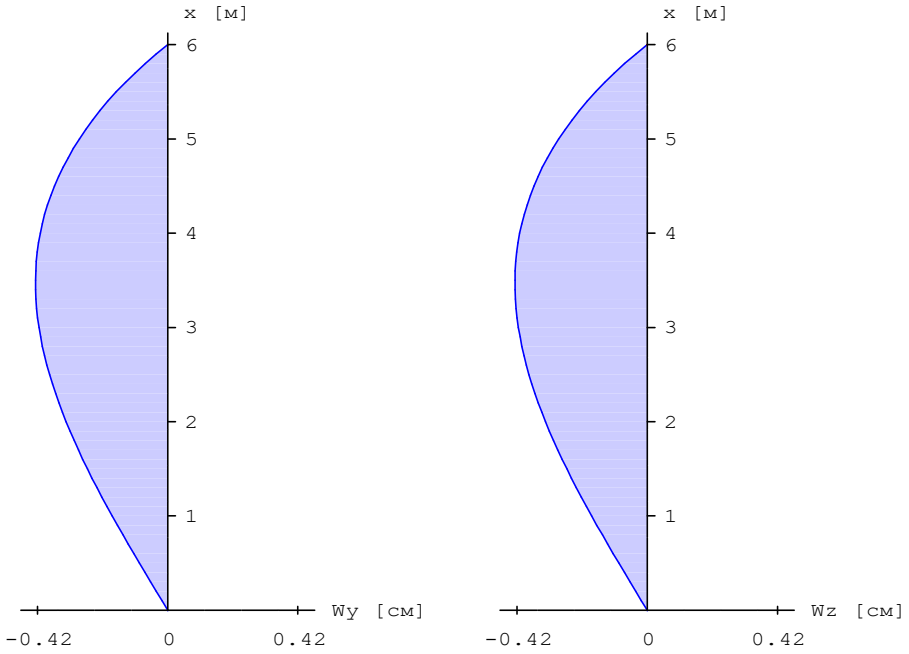
| x [м] | N [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] | $N_l$ [кН] | $M_{yl}$ [кНм] | $M_{zl}$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 6.00 | 1000.00 | 100.00 | 100.00 | 1000.00 | 100.00 | 100.00 |
| 5.00 | 1000.00 | 83.33 | 83.33 | 1000.00 | 83.33 | 83.33 |
| 4.00 | 1000.00 | 66.67 | 66.67 | 1000.00 | 66.67 | 66.67 |
| 3.00 | 1000.00 | 50.00 | 50.00 | 1000.00 | 50.00 | 50.00 |
| 2.00 | 1000.00 | 33.33 | 33.33 | 1000.00 | 33.33 | 33.33 |
| 1.00 | 1000.00 | 16.67 | 16.67 | 1000.00 | 16.67 | 16.67 |
| 0.00 | 1000.00 | 0.00 | 0.00 | 1000.00 | 0.00 | 0.00 |

К = 2 Кривизна и прогиб при изгибе в плоскости Z

| x [м] | ky [1/м] | Wz [см] |
|---|---|---|
| 6.00* | 0.00216 | 0.00 |
| 5.00 | 0.00153 | -0.28 |
| 4.00 | 0.00122 | -0.41 |
| 3.00 | 0.00092 | -0.42 |
| 2.00 | 0.00061 | -0.33 |
| 1.00 | 0.00031 | -0.18 |
| 0.00 | 0.00000 | 0.00 |

* сечение с трещиной в растянутой зоне

Прогибы в плоскости Y в плоскости Z




Максимальный прогиб в плоскости Y max $|W_y|$ = 0.43 см
в плоскости Z max $|W_z|$ = 0.43 см

Условия проверки $W_{ymax} / W_u$ = 0.43 / 4.00 = **0.107** <= 1

$W_{zmax} / W_u$ = 0.43 / 4.00 = **0.107** <= 1

**Прогиб колонны не превышает предельный прогиб**

Расчет выполнен модулем 413 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t414 Сталежелезобетонная колонна (жесткая арматура)

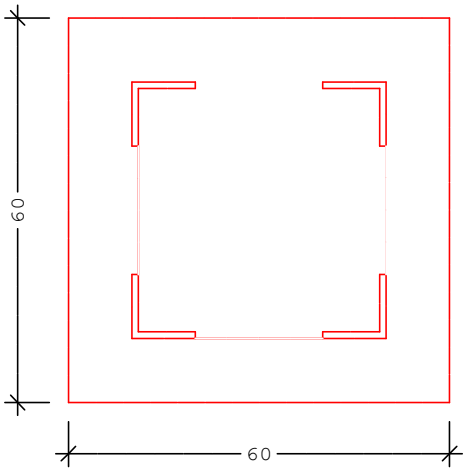
Расчетная схема — Длина колонны l = 4.00 м

Закрепления

| | В плоскости Y | В плоскости Z |
|---|---|---|
| вверху | шарнирное | шарнирное |
| внизу | шарнирное | шарнирное |

Сечение — Ширина $b_0$ = 60.0 см; Высота $h_0$ = 60.0 см

Уголок — Ширина полки b = 100 мм; Толщина полки t = 10.0 мм
Расстояние от уголка до контура сечения a = 10.0 см




Нагрузки

| № | Вид нагрузки | $\gamma_f$ | Группа | Знак |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Постоянная | 1.10 | | |

Вертикальные силы

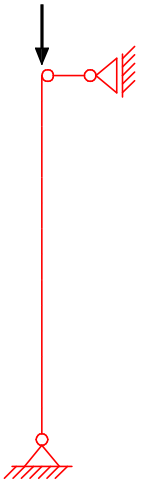
| № | x [м] | V [кН] | $e_y$ [см] | $e_z$ [см] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 4.00 | 3000.0 | | |

Горизонтальные силы и моменты

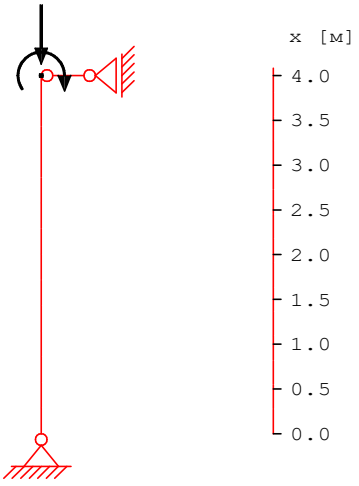
| № | x [м] | $H_y$ [кН] | $H_z$ [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 4.00 | | | 200.0 | |

Нагрузка 1

в плоскости Y



в плоскости Z




Материалы

| | | | |
|---|---|---|---|
| Бетон | | B 25 (тяжелый) | |
| Арматура | | A500 | |
| Сопротивление бетона | $R_b$ | = 14.50 | МПа |
| Сопротивление арматуры | $R_s$ | = 435 | МПа |
| | $R_{sc}$ | = 400 | МПа |
| Коэффициент условий работы | $\gamma_b$ | = 1.000 | - |

Для бетона применяется трехлинейная диаграмма
Для арматуры применяется двухлинейная диаграмма

| | | | |
|---|---|---|---|
| Модуль упругости бетона | $E_b$ | = 30.0 | ГПа |
| Модуль упругости арматуры | $E_s$ | = 200 | ГПа |

| | | | |
|---|---|---|---|
| Сталь | | С 255 | |
| Сопротивление стали | $R_y$ | = 250 | МПа |
| Модуль упругости стали | E | = 206 | ГПа |
| Коэффициент условий работы | $\gamma_c$ | = 1.000 | - |
| Предельная деформация стали | $\varepsilon_{lim}$ | = 25.00 | %. |

Расчет — Согласно СП 63.13330.2018, СП 266.1325800.2016

Расчет по деформированной схеме для плоскости Z
Учет несовершенств по форме потери устойчивости

Гибкость в плоскости Z $\lambda_z$ = 23.1 -

Жесткости

| Плоск. | $E_bI_b$ [МНм2] | $E_sI_s$ [МНм2] | $EI_{st}$ [МНм2] | EI [МНм2] |
|---|---|---|---|---|
| Z | 317.09 | 0.00 | 47.43 | 364.52 |
| Y | 317.09 | 0.00 | 47.43 | 364.52 |

Примечание.Учитывается вытеснение бетона арматурой

Комбинации нагрузок

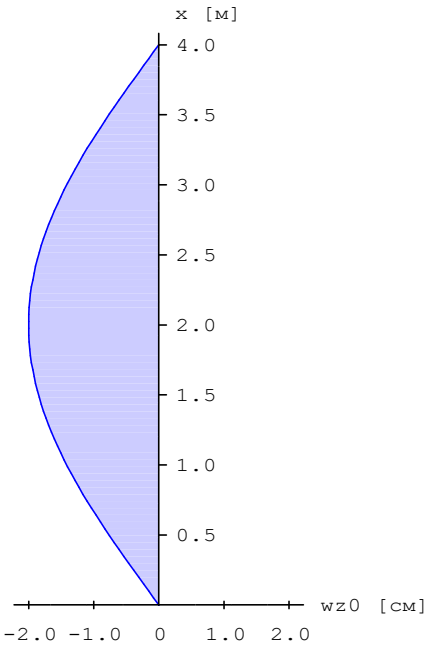
| К | Номера нагрузок и коэффициенты |
|---|---|
| 1 | 1 (1.10) |

**Расчет для комбинации нагрузок К = 1**

К 1
Начальные прогибы

| x [м] | $w_{y0}$ [см] | $w_{z0}$ [см] |
|---|---|---|
| 4.00 | 0.00 | 0.00 |
| 3.64 | 0.00 | -0.56 |
| 3.27 | 0.00 | -1.08 |
| 2.91 | 0.00 | -1.51 |
| 2.55 | 0.00 | -1.82 |
| 2.18 | 0.00 | -1.98 |
| 1.82 | 0.00 | -1.98 |
| 1.45 | 0.00 | -1.82 |
| 1.09 | 0.00 | -1.51 |
| 0.73 | 0.00 | -1.08 |
| 0.36 | 0.00 | -0.56 |
| 0.00 | 0.00 | 0.00 |

Начальный прогиб в плоскости Z



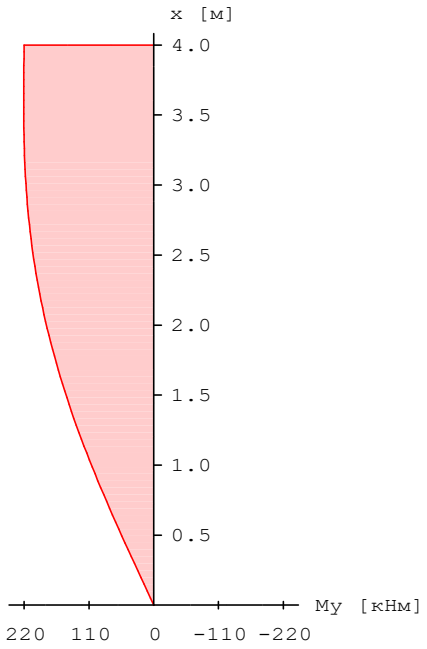
**Нелинейный расчет**

Погрешность расчета ε = 0.00 %

К 1 нелин.расчет
Усилия

| x [м] | N [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] | $Q_y$ [кН] | $Q_z$ [кН] |
|---|---|---|---|---|---|
| 4.00 | 3300.0 | 220.0 | 0.0 | 0.0 | 4.2 |
| 3.64 | 3300.0 | 221.0 | 0.0 | 0.0 | 0.5 |
| 3.27 | 3300.0 | 219.9 | 0.0 | 0.0 | -7.1 |
| 2.91 | 3300.0 | 215.4 | 0.0 | 0.0 | -18.3 |
| 2.55 | 3300.0 | 206.2 | 0.0 | 0.0 | -32.2 |
| 2.18 | 3300.0 | 191.7 | 0.0 | 0.0 | -47.8 |
| 1.82 | 3300.0 | 171.4 | 0.0 | 0.0 | -63.8 |
| 1.45 | 3300.0 | 145.4 | 0.0 | 0.0 | -79.0 |
| 1.09 | 3300.0 | 114.2 | 0.0 | 0.0 | -92.3 |
| 0.73 | 3300.0 | 78.7 | 0.0 | 0.0 | -102.5 |
| 0.36 | 3300.0 | 40.1 | 0.0 | 0.0 | -108.9 |
| 0.00 | 3300.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | -111.1 |

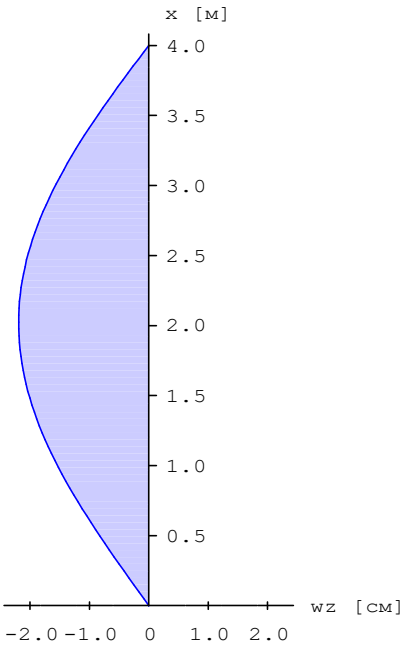
Момент в плоскости Z




К 1 нелин.расчет
Прогибы

| x [м] | $w_y$ [см] | $w_z$ [см] | $d_y$ [рад] | $d_z$ [рад] |
|---|---|---|---|---|
| 4.00 | 0.00 | 0.00 | 0.01794 | 0.00000 |
| 3.64 | 0.00 | -0.64 | 0.01683 | 0.00000 |
| 3.27 | 0.00 | -1.21 | 0.01450 | 0.00000 |
| 2.91 | 0.00 | -1.68 | 0.01111 | 0.00000 |
| 2.55 | 0.00 | -2.01 | 0.00690 | 0.00000 |
| 2.18 | 0.00 | -2.17 | 0.00219 | 0.00000 |
| 1.82 | 0.00 | -2.16 | -0.00266 | 0.00000 |
| 1.45 | 0.00 | -1.98 | -0.00727 | 0.00000 |
| 1.09 | 0.00 | -1.64 | -0.01129 | 0.00000 |
| 0.73 | 0.00 | -1.17 | -0.01439 | 0.00000 |
| 0.36 | 0.00 | -0.61 | -0.01634 | 0.00000 |
| 0.00 | 0.00 | 0.00 | -0.01700 | 0.00000 |

Прогиб в плоскости Z




К 1 нелин.расчет
Предельные усилия

| x [м] | $N_u$ [кН] | $M_{yu}$ [кНм] | $M_{zu}$ [кНм] | $\gamma_u$ |
|---|---|---|---|---|
| 4.00 | 5215.1 | 347.7 | 0.0 | **1.58** |
| 3.64 | 5208.7 | 348.8 | 0.0 | **1.58** |
| 3.27 | 5215.9 | 347.5 | 0.0 | **1.58** |
| 2.91 | 5245.6 | 342.3 | 0.0 | **1.59** |
| 2.55 | 5305.8 | 331.6 | 0.0 | **1.61** |
| 2.18 | 5402.9 | 313.9 | 0.0 | **1.64** |
| 1.82 | 5541.1 | 287.8 | 0.0 | **1.68** |
| 1.45 | 5722.3 | 252.2 | 0.0 | **1.73** |
| 1.09 | 5940.8 | 205.6 | 0.0 | **1.80** |
| 0.73 | 6214.6 | 148.2 | 0.0 | **1.88** |
| 0.36 | 6580.5 | 80.0 | 0.0 | **1.99** |
| 0.00 | 7120.0 | 0.0 | 0.0 | **2.16** |

$N_u = \gamma_u N$, $M_{yu} = \gamma_u My$, $M_{zu} = \gamma_u M_z$

Наименьший коэффициент запаса

| K | x [м] | $N_u$ [кН] | $M_{yu}$ [кНм] | $M_{zu}$ [кНм] | $\gamma_u$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 3.60 | 5208.7 | 348.8 | 0.0 | **1.58** |

**Несущая способность колонны обеспечена**

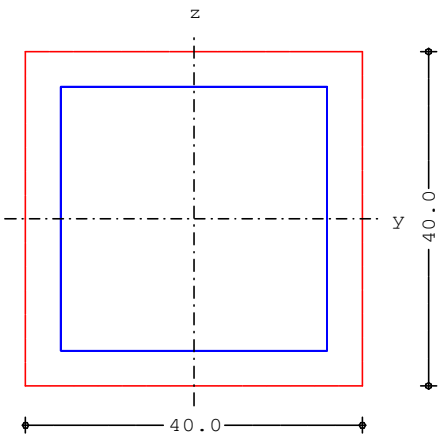
Расчет выполнен модулем 414 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t415 Колонна (сейсмика,пульсации ветра)

Расчетная схема

Длина колонны l = 6.00 м

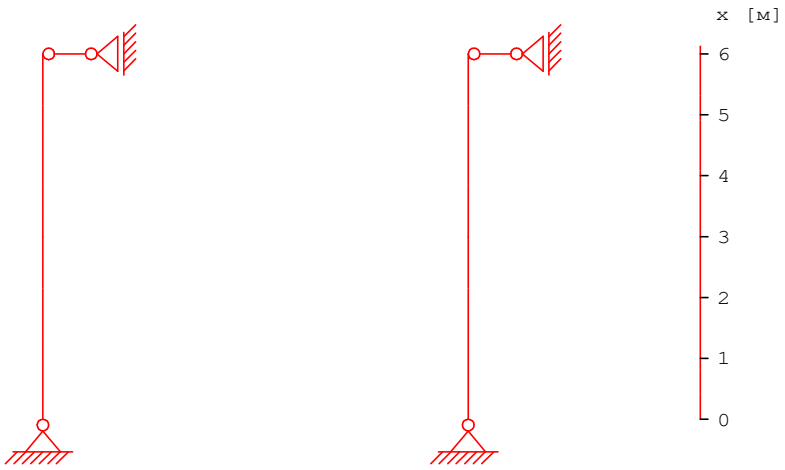
Ширина и высота сечения b = h = 40.0 см




Закрепления

| | В плоскости Y | В плоскости Z |
|---|---|---|
| Сверху | шарнирное | шарнирное |
| Снизу | шарнирное | шарнирное |

в плоскости Y в плоскости Z




Нагрузки

| № | Вид нагрузки | $\gamma_f$ | Группа | Знак |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Постоянная | 1.10 | | |

Вертикальные силы

| № | x [м] | V [кН] | $e_y$ [см] | $e_z$ [см] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 6.00 | 100.0 | 5.0 | 5.0 |

Горизонтальные силы и моменты

| № | x [м] | $H_y$ [кН] | $H_z$ [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 3.00 | 4.0 | 6.0 | | |

Расчет — Согласно СП 63.13330.2018 Бетон.и железобетон.кон.

| | | | |
|---|---|---|---|
| Бетон | | **В 25 (тяжелый)** | |
| Коэффициент условий работы | $\gamma_b$ | = 0.765 | - |
| Сопротивление бетона | $\gamma_b R_b$ | = 11.09 | МПа |
| Для бетона применяется трехлинейная диаграмма | | | |
| Продольная арматура | | **A500** | |
| Сопротивление арматуры | $R_s$ | = 435 | МПа |
| | $R_{sc}$ | = 400 | МПа |
| Для арматуры применяется двухлинейная диаграмма | | | |
| Поперечная арматура | | **A400** | |
| Сопротивление арматуры | $R_{sw}$ | = 280 | МПа |
| Гибкость в плоскости Y | $\lambda_y$ | = 52.0 | - |
| Гибкость в плоскости Z | $\lambda_z$ | = 52.0 | - |

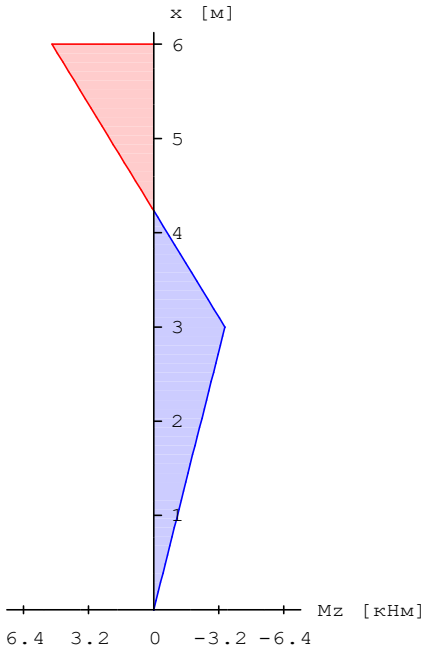
Выбранная комбинация

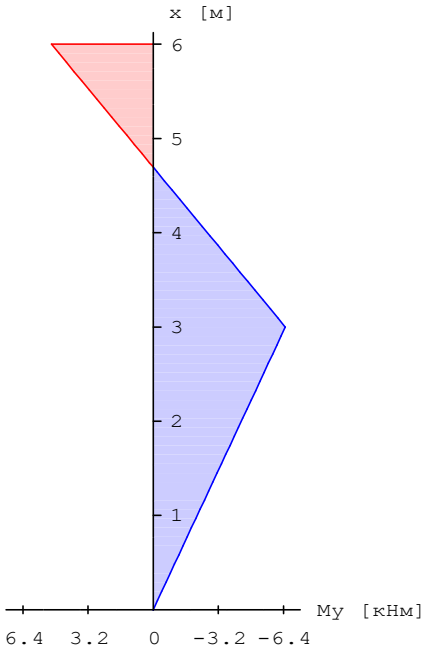
| Номера нагрузок и коэффициенты |
|---|
| 1 (1.10) |

Усилия от нагрузки 1

| x [м] | N [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] |
|---|---|---|---|
| 6.00 | 100.00 | 5.00 | 5.00 |
| 4.50 | 100.00 | -0.75 | 0.75 |
| 3.00 | 100.00 | -6.50 | -3.50 |
| 1.50 | 100.00 | -3.25 | -1.75 |
| 0.00 | 100.00 | 0.00 | 0.00 |

Нагрузка 1: моменты в плоскости Y в плоскости Z

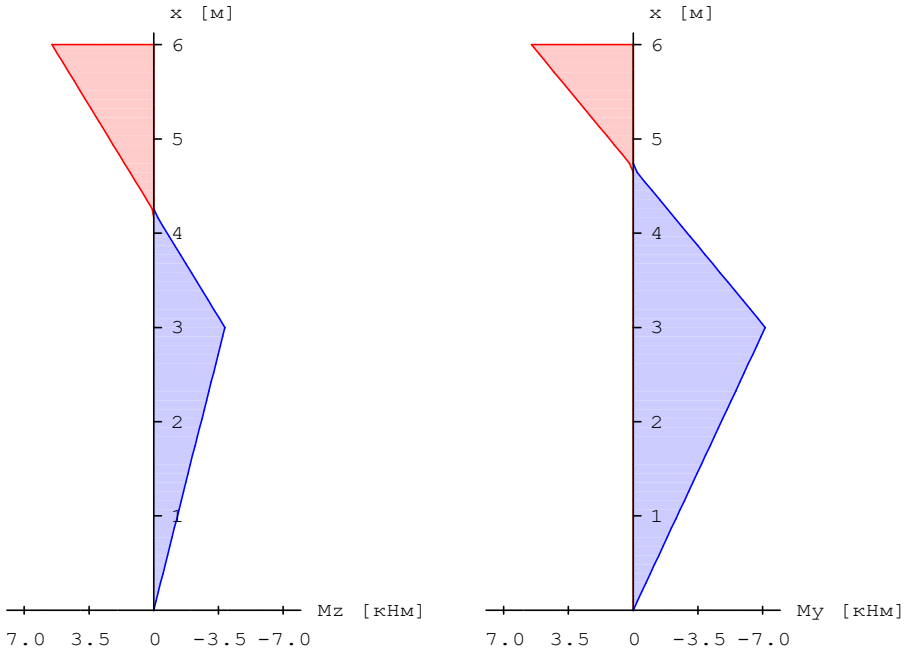



Наибольшие усилия от комбинаций нагрузок

| x [м] | $N_+$ [кН] | $M_{y+}$ [кНм] | $M_{z+}$ [кНм] | $N_-$ [кН] | $M_{y-}$ [кНм] | $M_{z-}$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 6.00 | 110.00 | 5.50 | 5.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 4.50 | 110.00 | 0.00 | 0.83 | 0.00 | -0.83 | 0.00 |
| 3.00 | 110.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -7.15 | -3.85 |
| 1.50 | 110.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -3.58 | -1.93 |
| 0.00 | 110.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |

Огибающие эпюры M в плоскости Y в плоскости Z

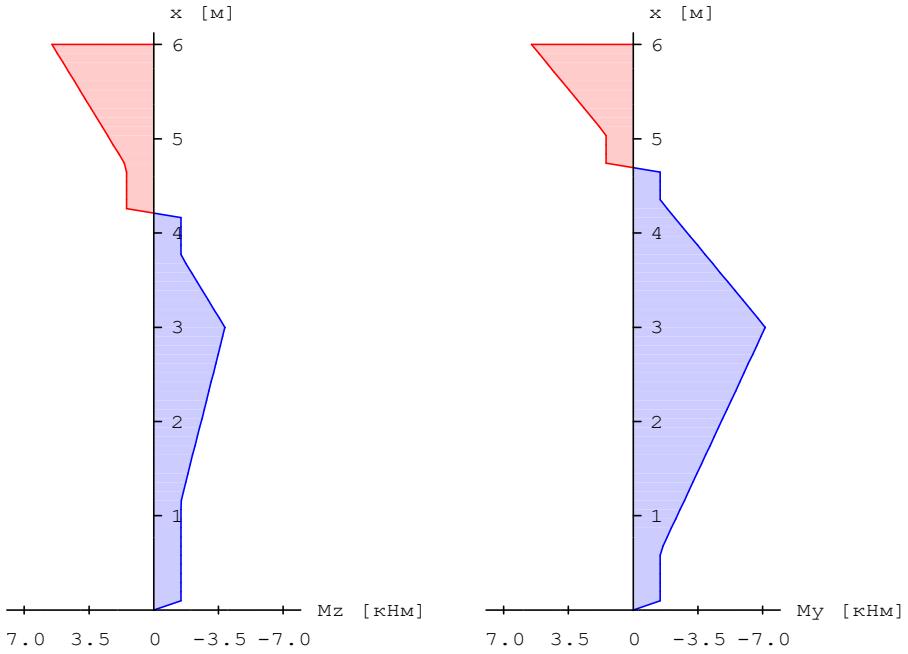



**Расчет для выбранной комбинации нагрузок**

Усилия от полной нагрузки и ее длительной части (с учетом $e_a$)

| x [м] | N [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] | $N_l$ [кН] | $M_{yl}$ [кНм] | $M_{zl}$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 6.00 | 110.00 | 5.50 | 5.50 | 110.00 | 5.50 | 5.50 |
| 4.50 | 110.00 | -1.47 | 1.47 | 110.00 | -1.47 | 1.47 |
| 3.00 | 110.00 | -7.15 | -3.85 | 110.00 | -7.15 | -3.85 |
| 1.50 | 110.00 | -3.58 | -1.93 | 110.00 | -3.58 | -1.93 |
| 0.00 | 110.00 | 0.00 | 0.00 | 110.00 | 0.00 | 0.00 |

Моменты в плоскости Y в плоскости Z



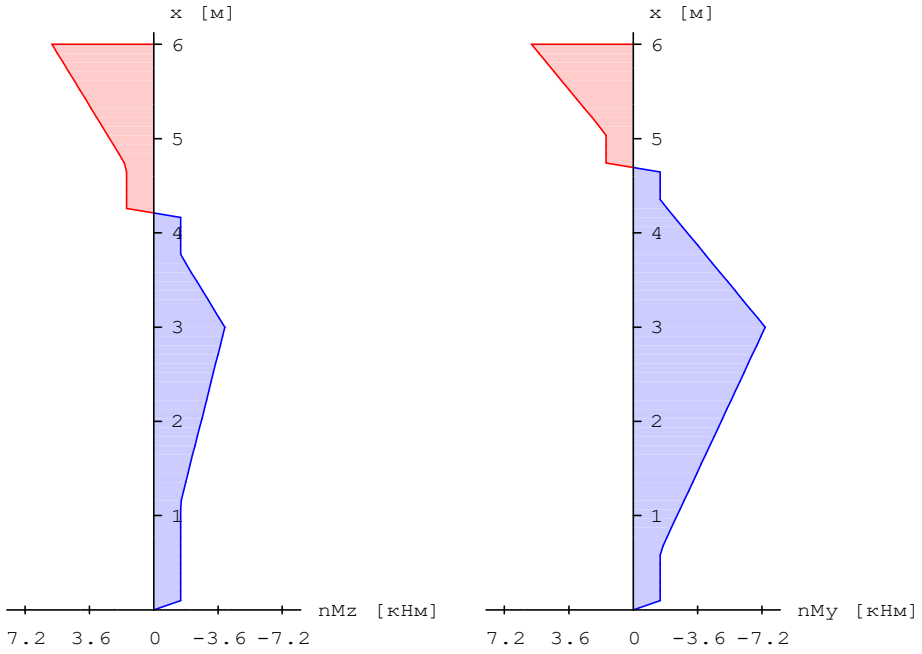
Расчетный момент в плоскости Y

| x [м] | $l_0$ [м] | $\varphi_l$ [-] | $\delta_e$ [-] | D [МНм2] | $N_{cr}$ [кН] | $\eta$ [-] | $\eta * M_z$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 6.00 | 6.00 | 2.000 | 0.150 | 12.19 | 3343.1 | 1.034 | 5.7 |
| 4.50 | 6.00 | 2.000 | 0.150 | 12.19 | 3343.1 | 1.034 | 1.5 |
| 3.00 | 6.00 | 2.000 | 0.150 | 12.19 | 3343.1 | 1.034 | -4.0 |
| 1.50 | 6.00 | 2.000 | 0.150 | 12.19 | 3343.1 | 1.034 | -2.0 |
| 0.00 | 6.00 | 2.000 | 0.150 | 12.19 | 3343.1 | 1.034 | 0.0 |

Расчетный момент в плоскости Z

| x [м] | $l_0$ [м] | $\varphi_l$ [-] | $\delta_e$ [-] | D [МНм2] | $N_{cr}$ [кН] | $\eta$ [-] | $\eta * M_y$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 6.00 | 6.00 | 2.000 | 0.150 | 12.19 | 3343.1 | 1.034 | 5.7 |
| 4.50 | 6.00 | 2.000 | 0.150 | 12.19 | 3343.1 | 1.034 | -1.5 |
| 3.00 | 6.00 | 2.000 | 0.162 | 11.91 | 3264.1 | 1.035 | -7.4 |
| 1.50 | 6.00 | 2.000 | 0.150 | 12.19 | 3343.1 | 1.034 | -3.7 |
| 0.00 | 6.00 | 2.000 | 0.150 | 12.19 | 3343.1 | 1.034 | 0.0 |

Расчетные моменты в плоскости Y в плоскости Z




Предельные усилия

| x [м] | $N_u$ [кН] | $M_{yu}$ [кНм] | $M_{zu}$ [кНм] | $\gamma_u$ [-] | $\varepsilon_{b,min}$ [%.] | $\varepsilon_{s,max}$ [%.] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 6.00 | 1184.1 | 61.2 | 61.2 | 10.76 | -3.50 | 1.36 |
| 4.50 | 1736.2 | -23.9 | 23.9 | 15.78 | -3.50 | -0.14 |
| 3.00 | 1170.8 | -78.8 | -42.4 | 10.64 | -3.50 | 1.35 |
| 1.50 | 1538.9 | -51.7 | -27.8 | 13.99 | -3.50 | 0.38 |
| 0.00 | 1998.7 | 0.0 | 0.0 | 18.17 | -2.00 | -2.00 |

Требуемая арматура Расстояние до ц.т. арматуры $a$ = 2.90 см

Площадь на каждую b-сторону $A_{s1}$ = 1.40 $см^2$
на каждую h-сторону $A_{s2}$ = 1.40 $см^2$
Общая площадь арматуры $A_{s,tot}$ = 5.60 $см^2$
Коэффициент армирования $\mu_{tot}$ = 0.35 %
Площадь арматуры определяется по нижней границе

По расчету на действие поперечной силы для обеспечения прочности поперечная арматура не требуется.

Конструирование

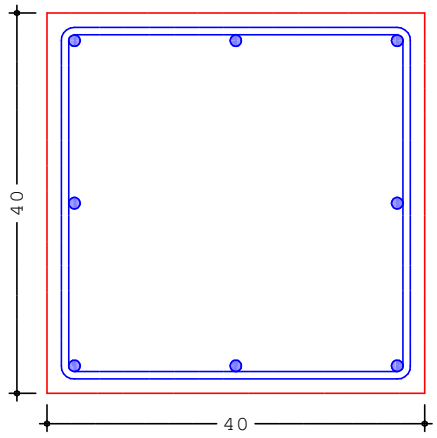
| $d_{min}$ [мм] | $d_{max}$ [мм] | $n_{max}$ | $a_{min}$ [мм] |
|---|---|---|---|
| 12 | 28 | 12 | 25 |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Диаметр хомута | $d_{sw}$ | = | 8 | мм |
| Минимальная толщина защитного слоя | | | | |
| для продольной арматуры | min $a_з$ | = | 20 | мм |
| для поперечной арматуры | min $a_{sw}$ | = | 15 | мм |

Выбранные стержни

| Место | n | $d_s$ [мм] | $A_s$ [см2] |
|---|---|---|---|
| На угол | 1 | 12 | 1.13 |
| На b-сторону | 1 | 12 | 1.13 |
| На h-сторону | 1 | 12 | 1.13 |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Общее число стержней | $n_{tot}$ | = | 8 | - |
| Защитный слой для хомута | $a_з$ | = | 15 | мм |
| Длина анкеровки сжатых стержней | | = | 302 | мм |
| Общая площадь арматуры | $A_{s,tot}$ | = | 9.05 | $см^2$ |
| Коэффициент армирования | $\mu_{tot}$ | = | 0.57 | % |




Стержни: 8 Ø12
Хомут: Ø8
Защитный слой:
аз = 15 мм

Расчет выполнен модулем 415 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t416 Сталежелезобетонная колонна (сейсмика,пульсации)

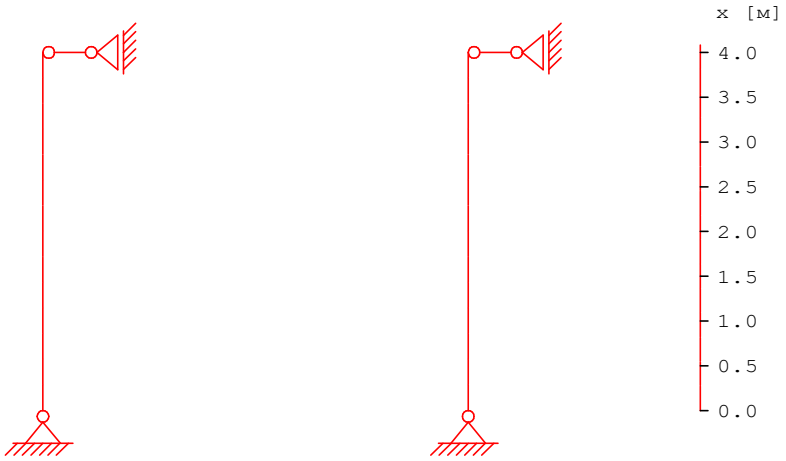
Расчетная схема

Длина колонны $l$ = 4.00 м

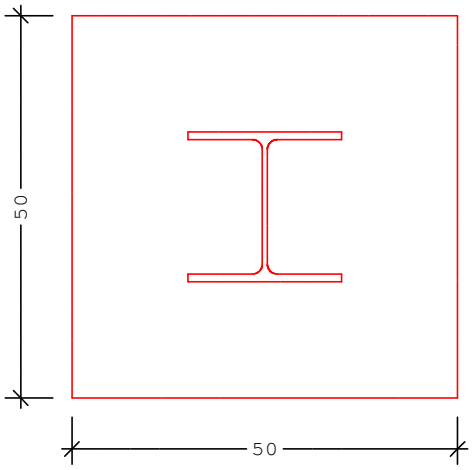
Закрепления

| | В плоскости Y | В плоскости Z |
|---|---|---|
| вверху | шарнирное | шарнирное |
| внизу | шарнирное | шарнирное |

в плоскости Y в плоскости Z




| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Сечение | Ширина | $b_0$ | = 50.0 | см |
| | Высота | $h_0$ | = 50.0 | см |
| | Двутавр 20К1 | | ГОСТ Р 57837-2017 | |
| | Ширина | b | = 199 | мм |
| | Высота | h | = 196 | мм |
| | Толщина полок | $t_f$ | = 10.0 | мм |
| | Толщина стенки | $t_w$ | = 6.5 | мм |




Нагрузки

| № | Вид нагрузки | $\gamma_f$ | Группа | Знак |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Постоянная | 1.10 | | |
| 2 | Ветровая | 1.40 | | |

Вертикальные силы

| № | V [кН] |
|---|---|
| 1 | 2000.0 |

Горизонтальные силы и моменты

| № | x [м] | $H_y$ [кН] | $H_z$ [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|
| 2.1 | 4.00 | | | 80.0 | 80.0 |
| 2.2 | 4.00 | | | 50.0 | 50.0 |
| 2.3 | 4.00 | | | 25.0 | 25.0 |

За номером нагрузки указан номер формы колебаний

| | | | |
|---|---|---|---|
| Материалы | Бетон | | В 25 (тяжелый) |
| | Арматура | | A500 |
| | Сопротивление бетона | $R_b$ = | 14.50 МПа |
| | Сопротивление арматуры | $R_s$ = | 435 МПа |
| | | $R_{sc}$ = | 400 МПа |
| | Коэффициент условий работы | $\gamma_b$ = | 1.000 - |
| | Для бетона применяется трехлинейная диаграмма | | |
| | Для арматуры применяется двухлинейная диаграмма | | |
| | Модуль упругости бетона | $E_b$ = | 30.0 ГПа |
| | Модуль упругости арматуры | $E_s$ = | 200 ГПа |
| | Сталь | | C 255 |
| | Сопротивление стали | $R_y$ = | 250 МПа |
| | Модуль упругости стали | E = | 206 ГПа |
| | Коэффициент условий работы | $\gamma_c$ = | 1.000 - |
| | Предельная деформация стали | $\varepsilon_{lim}$ = | 25.00 %. |

Расчет — Согласно СП 63.13330.2018, СП 266.1325800.2016

Учитывается влияние прогиба в плоскости Z

Гибкость колонны

| Расчетная длина в пл.Y [м] | Расчетная длина в пл.Z [м] | Гибкость в пл.Y [-] | Гибкость в пл.Z [-] |
|---|---|---|---|
| | 4.00 | | 28.7 |

**Определение усилий от отдельных нагрузок**

**Определение наибольших усилий от комбинаций нагрузок**

**Выбор наиболее опасной комбинации нагрузок**

Комбинация нагрузок

| Номера нагрузок и коэффициенты |
|---|
| 1 (1.10) 2+ (1.40) |

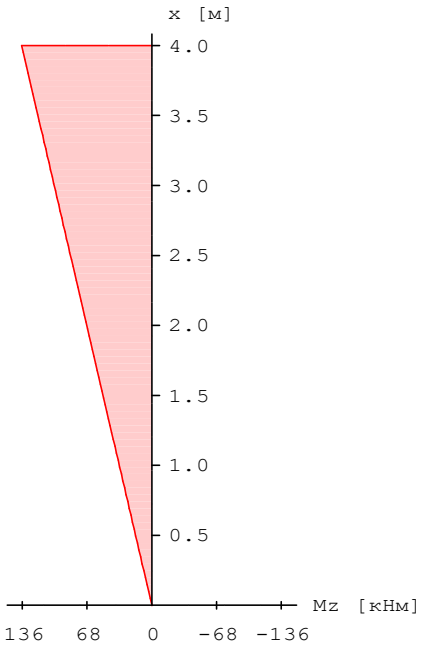
За номером указан знак пульсационной составляющей

**Проверка несущей способности колонны**

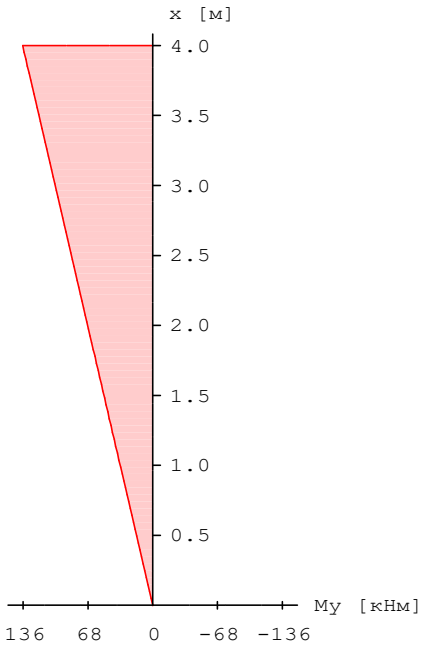
Усилия от комбинации нагрузок и от её длительной части

| x [м] | N [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] | $N_l$ [кН] | $M_{yl}$ [кНм] | $M_{zl}$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 4.00 | 2200.00 | 136.63 | 136.63 | 2200.00 | 0.00 | 0.00 |
| 3.64 | 2200.00 | 124.21 | 124.21 | 2200.00 | 0.00 | 0.00 |
| 3.27 | 2200.00 | 111.79 | 111.79 | 2200.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2.91 | 2200.00 | 99.37 | 99.37 | 2200.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2.55 | 2200.00 | 86.95 | 86.95 | 2200.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2.18 | 2200.00 | 74.53 | 74.53 | 2200.00 | 0.00 | 0.00 |
| 1.82 | 2200.00 | 62.11 | 62.11 | 2200.00 | 0.00 | 0.00 |
| 1.45 | 2200.00 | 49.69 | 49.69 | 2200.00 | 0.00 | 0.00 |
| 1.09 | 2200.00 | 37.26 | 37.26 | 2200.00 | 0.00 | 0.00 |
| 0.73 | 2200.00 | 24.84 | 24.84 | 2200.00 | 0.00 | 0.00 |
| 0.36 | 2200.00 | 12.42 | 12.42 | 2200.00 | 0.00 | 0.00 |
| 0.00 | 2200.00 | 0.00 | 0.00 | 2200.00 | 0.00 | 0.00 |

Моменты в плоскости Y




Моменты в плоскости Z




Жесткости

| Плоскость | $E_bI_b$ [МНм2] | $E_sI_s$ [МНм2] | $EI_{st}$ [МНм2] |
|---|---|---|---|
| Z | 155.13 | 0.00 | 7.70 |
| Y | 155.86 | 0.00 | 2.71 |

Расчетный момент в плоскости Z

| x [м] | $\varphi_l$ [-] | $\delta_e$ [-] | D [МНм2] | $N_{cr}$ [кН] | $\eta$ [-] | $\eta M_y$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 4.00 | 1.80 | 0.15 | 29.79 | 18378.6 | 1.136 | 155.2 |
| 3.64 | 1.82 | 0.15 | 29.60 | 18256.2 | 1.137 | 141.2 |
| 3.27 | 1.83 | 0.15 | 29.39 | 18131.4 | 1.138 | 127.2 |
| 2.91 | 1.85 | 0.15 | 29.19 | 18003.9 | 1.139 | 113.2 |
| 2.55 | 1.86 | 0.15 | 28.98 | 17873.8 | 1.140 | 99.2 |
| 2.18 | 1.88 | 0.15 | 28.76 | 17740.9 | 1.142 | 85.1 |
| 1.82 | 1.90 | 0.15 | 28.54 | 17605.2 | 1.143 | 71.0 |
| 1.45 | 1.92 | 0.15 | 28.32 | 17466.6 | 1.144 | 56.8 |
| 1.09 | 1.94 | 0.15 | 28.09 | 17324.9 | 1.145 | 42.7 |
| 0.73 | 1.96 | 0.15 | 27.85 | 17180.1 | 1.147 | 28.5 |
| 0.36 | 1.98 | 0.15 | 27.61 | 17032.1 | 1.148 | 14.3 |
| 0.00 | 2.00 | 0.15 | 27.37 | 16880.8 | 1.150 | 0.0 |

Предельные усилия и коэффициент запаса

| x [м] | $N_u$ [кН] | $M_{yu}$ [кНм] | $M_{zu}$ [кНм] | $\gamma_u$ |
|---|---|---|---|---|
| 4.00 | 2434.9 | 171.8 | 151.2 | **1.11** |
| 3.64 | 2615.1 | 167.9 | 147.7 | **1.19** |
| 3.27 | 2810.6 | 162.5 | 142.8 | **1.28** |
| 2.91 | 3019.4 | 155.4 | 136.4 | **1.37** |
| 2.55 | 3238.6 | 146.0 | 128.0 | **1.47** |
| 2.18 | 3464.0 | 134.0 | 117.3 | **1.57** |
| 1.82 | 3690.6 | 119.1 | 104.2 | **1.68** |
| 1.45 | 3915.4 | 101.2 | 88.4 | **1.78** |
| 1.09 | 4136.7 | 80.3 | 70.1 | **1.88** |
| 0.73 | 4353.3 | 56.4 | 49.2 | **1.98** |
| 0.36 | 4575.5 | 29.7 | 25.8 | **2.08** |
| 0.00 | 4831.7 | 0.0 | 0.0 | **2.20** |

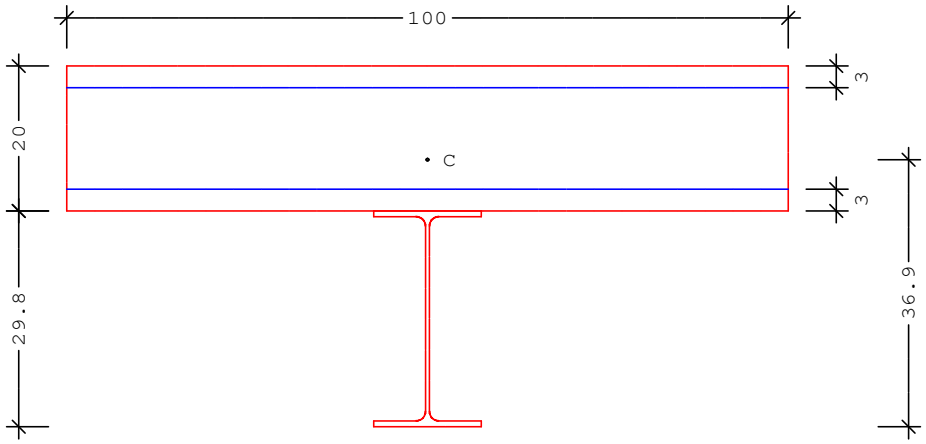
$N_u = \gamma_u N$, $M_{yu} = \gamma_u My$, $M_{zu} = \gamma_u M_z$

**Несущая способность колонны обеспечена**

Расчет выполнен модулем 416 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t417 Сталежелезобетонный элемент EN 1994

Сечение




| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Плита | Ширина | $b_n$ | = 100.0 | см |
| | Высота | $h_n$ | = 20.0 | см |
| Верхняя арматура | Погонная площадь | $a_{sв}$ | = 5.00 | см2/м |
| | Расстояние до ц.т. | $a_в$ | = 3.00 | см |
| Нижняя арматура | Погонная площадь | $a_{sн}$ | = 5.00 | см2/м |
| | Расстояние до ц.т. | $a_н$ | = 3.00 | см |
| Профиль | Двутавр 30Б1 | | ГОСТ Р 57837-2017 | |
| | Ширина | b | = 149 | мм |
| | Высота | h | = 298 | мм |
| | Толщина полок | t | = 8.0 | мм |
| | Толщина стенки | s | = 5.5 | мм |
| Центр тяжести | Расстояние от нижней стороны сечения до центра тяжести приведённого сечения | $a_C$ | = 36.9 | см |

Расчёт — согласно EN 1992-1-1, EN 1993-1-1, EN 1994-1-1

Материалы

| | |
|---|---|
| Бетон | **C20/25** |
| Арматура | **S500** |

Характеристики бетона и арматуры

| № | $f_{ck}$ [МПа] | $f_{cd}$ [МПа] | $\varepsilon_{cu2}$ [%.] | $f_{yk}$ [МПа] | $f_{tk}$ [МПа] | $f_{yd}$ [МПа] | $f_{td}$ [МПа] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 20.00 | 13.33 | 3.50 | 500.0 | 525.0 | 434.8 | 456.5 |
| 2 | | 16.67 | | | | 500.0 | 525.0 |

Данные в строке 2 для расчёта на особые комбинации

Для бетона и арматуры применяются диаграммы, приведённые в EN 1992-1-1, 3.1.7 ф.(3.17), 3.2.7

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Показатель в формуле (3.17) | n | = 2.00 | | - |
| Сталь | | **S 235** | | |
| Предел упругости стали | $f_y$ | = 215 | | МПа |
| Предельная деформация | $\varepsilon_u$ | = 25.00 | | %. |

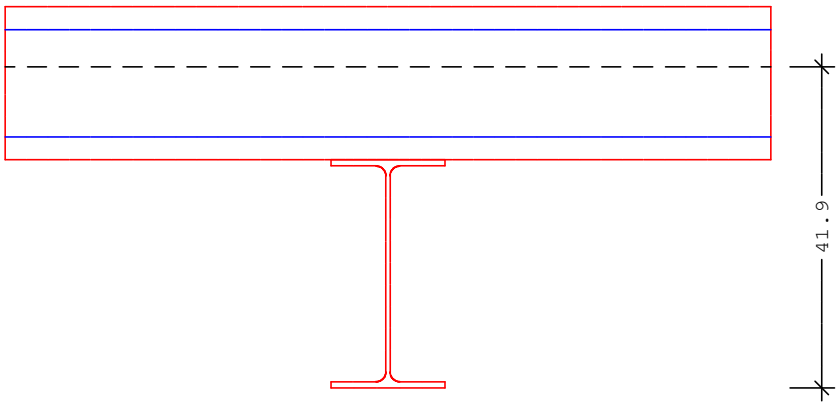
Для конструкционной стали применяется диаграмма, приведённая в EN 1993-1-1, 5.4.3(4)

**Проверка несущей способности элемента**

Предельные усилия (основ. комбинация)

| N [кН] | M [кНм] | $N_u$ [кН] | $M_u$ [кНм] | $\gamma_u$ |
|---|---|---|---|---|
| 0.0 | 100.0 | 0.0 | 298.2 | **2.982** |

Нейтральная линия




Кривизна k = 0.04455 1/м

Деформации бетона

| Максимальная деформация ε [%.] | Максимальная деформация σ [МПа] | Минимальная деформация ε [%.] | Минимальная деформация σ [МПа] |
|---|---|---|---|
| 5.41 | 0.00 | -3.50 | -13.33 |

Деформации арматуры

| Максимальная деформация ε [%.] | Максимальная деформация σ [МПа] | Минимальная деформация ε [%.] | Минимальная деформация σ [МПа] |
|---|---|---|---|
| 4.07 | 436.59 | -2.16 | -432.70 |

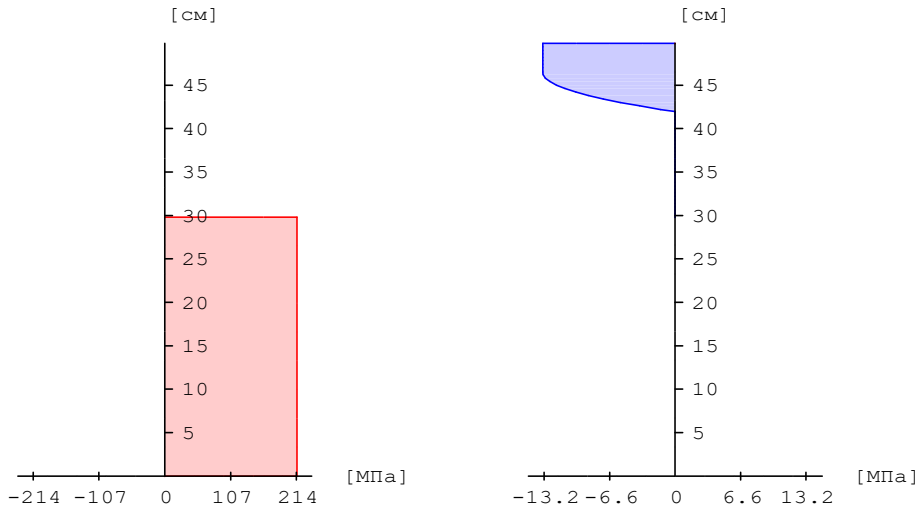
Деформации стали

| Максимальная деформация ε [%.] | Максимальная деформация σ [МПа] | Минимальная деформация ε [%.] | Минимальная деформация σ [МПа] |
|---|---|---|---|
| 18.69 | 215.00 | 5.41 | 215.00 |

Усилия в ж/б плите и в стальном профиле

| $N_b$ [кН] | $M_b$ [кНм] | $N_s$ [кН] | $M_s$ [кНм] |
|---|---|---|---|
| -846.02 | 112.29 | 846.02 | 185.89 |

Эпюры напряжений в стали в бетоне



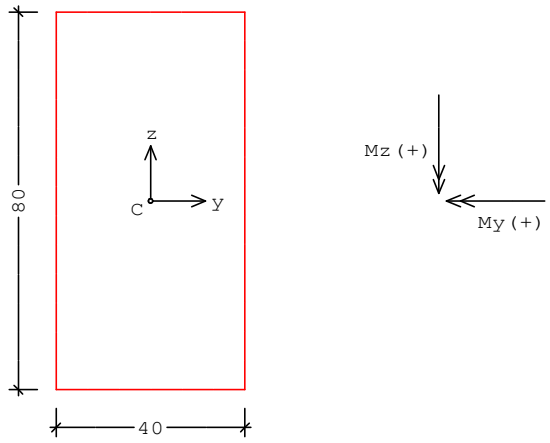
**Несущая способность элемента обеспечена**

Расчет выполнен модулем 417 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t421 Р Р°СЃС‡РµС, Р±РµС,PsPSPSPsPiPs СЌР»РµРјРµРЅС,Р°

Сечение — Прямоугольное сечение

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Ширина | b | = | 40.0 | см |
| Высота | h | = | 80.0 | см |




Усилия — относительно центральных осей бетонного сечения

| N [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] | $N_l$ [кН] | $M_{yl}$ [кНм] | $M_{zl}$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|
| | 50.0 | | | 50.0 | |

Расчет — Согласно СП 63.13330.2018

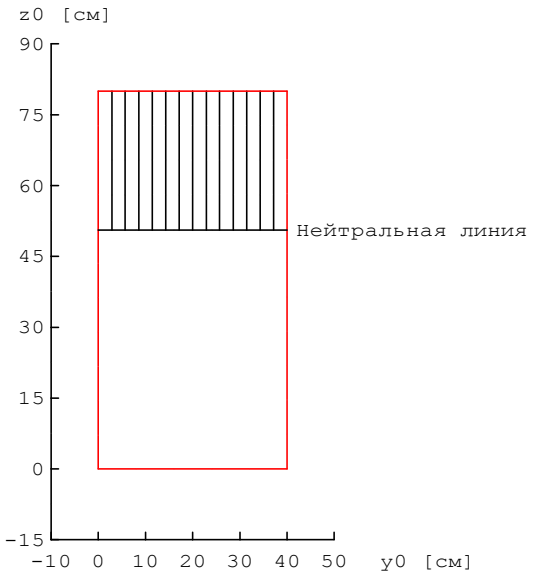
| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Бетон | | | В 25 (тяжелый) | |
| Коэффициент условий работы | $\gamma_b$ | = | 0.900 | - |
| Сопротивление бетона | $\gamma_b R_b$ | = | 13.05 | МПа |
| | $\gamma_b R_{bt}$ | = | 0.95 | МПа |

Для бетона применяется трехлинейная диаграмма

Предельные усилия

| $N_u$ [кН] | $M_{yu}$ [кНм] | $M_{zu}$ [кНм] | $\gamma_u$ [-] |
|---|---|---|---|
| 0.0 | 74.9 | 0.0 | **1.497** |

Сжатая зона




Нейтральная линия

| $y_1$ [см] | $z_1$ [см] | $y_2$ [см] | $z_2$ [см] |
|---|---|---|---|
| 0.00 | 50.60 | 40.00 | 50.60 |

Деформации бетона

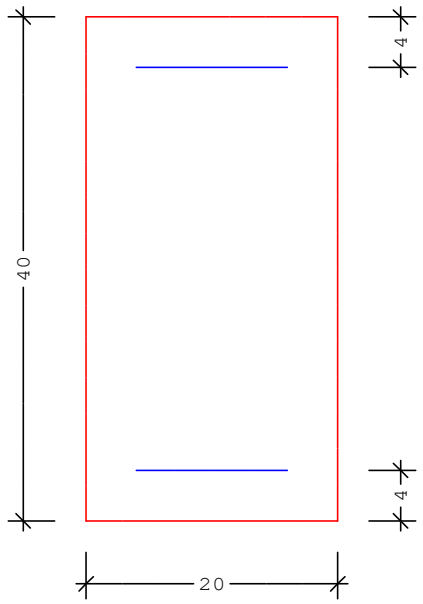
| Максимальная деформация | | Минимальная деформация | |
|---|---|---|---|
| ε [%.] | σ [МПа] | ε [%.] | σ [МПа] |
| 0.150 | 0.95 | -0.087 | -2.61 |

**Прочность элемента обеспечена**

Расчет выполнен модулем 421 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t422 Усиление наклонных сечений ж/б балки композитной а

Балка




| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Ширина сечения | b | = | 20.0 | см |
| Высота сечения | h | = | 40.0 | см |
| Расстояния до ц.т. арматуры | $a_в$ | = | 4.0 | см |
| | $a_н$ | = | 4.0 | см |
| Диаметр хомутов | $d_{sw}$ | = | 8 | мм |
| Число ветвей хомута | n | = | 2 | - |
| Шаг хомутов | $s_w$ | = | 20 | см |
| Длина приопорного участка | l | = | 2.00 | м |

Нагрузки

Усилия в опорном сечении

| Действующие усилия | | Проектные усилия | |
|---|---|---|---|
| $M_o$ [кНм] | $Q_o$ [кН] | $M_{on}$ [кНм] | $Q_{on}$ [кН] |
| 160.0 | 100.0 | 180.0 | 130.0 |

Сосредоточенная нагрузка

| x [м] | Q [кН] | $Q_n$ [кН] |
|---|---|---|
| 1.00 | 15.0 | 20.0 |

Распределённая нагрузка

| q [кН/м] | $q_n$ [кН/м] |
|---|---|
| 15.0 | 20.0 |

Расчет

Согласно СП 63.13330.2018, СП 164.1325800.2014

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Бетон | **В 25 (тяжелый)** | | | |
| Коэффициент условий работы | $\gamma_b$ | = | 1.000 | - |
| Стальная арматура | **A240** | | | |
| Коэффициент условий работы | $\gamma_s$ | = | 1.000 | - |

Характеристики композита

| Тип | Вид | Эксплуатация | $\gamma_f$ | $\gamma_{f1}$ | $\gamma_{f2}$ | $\gamma_{f3}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Стеклокомпозит | Холст | В помещении | 1.8 | 0.70 | 1.00 | 0.3 |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Число слоёв композита | n | = | 2 | - |
| Толщина одного слоя | $t_f$ | = | 4.00 | мм |

Композитные хомуты двухсторонние

Высота наклейки хомутов $h_{fw}$ = 20.0 см

Нормативное сопротивление $R_{f,n}$ = 200.0 МПа

Модуль упругости $E_f$ = 100 ГПа

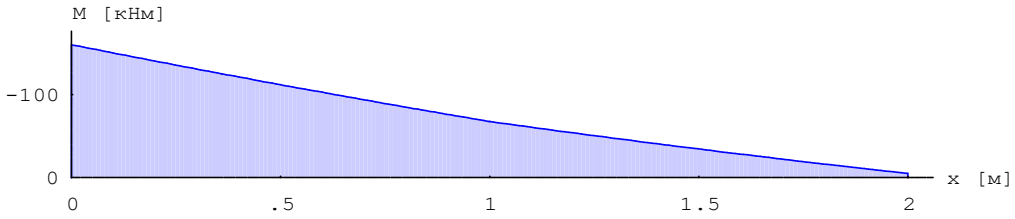
Учёт условия (6.79) $R_{fw} <= \gamma_{f4} R_f$

| $R_b$ [МПа] | $R_f$ [МПа] | $R_{fw}$ [МПа] | $L_f$ [мм] | $k_1$ [-] | $k_2$ [-] | $\gamma_{f4}$ [-] | $\gamma_{f4} R_f$ [МПа] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 14.50 | 77.8 | 58.3 | 8.8 | 1.281 | 0.956 | 0.750 | 58.3 |

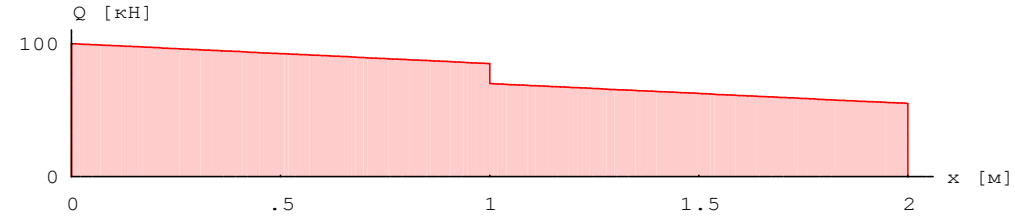
Расчётное сопротивление $R_{fw}$ = 58.3 МПа

**Проверка несущей способности балки при действующих нагрузках**

Изгибающий момент




Поперечная сила

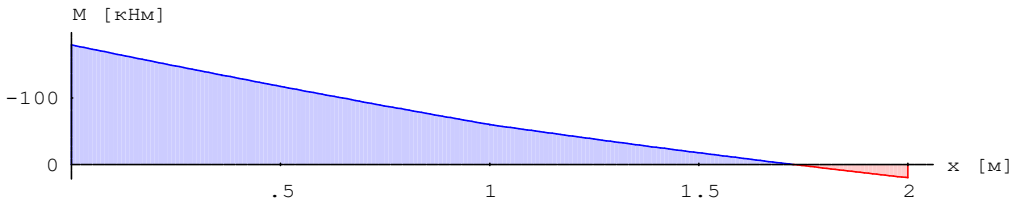



Условие проверки $Q / (Q_b + Q_{sw})$ = 85.0 / 87.0 = **0.977** <= 1

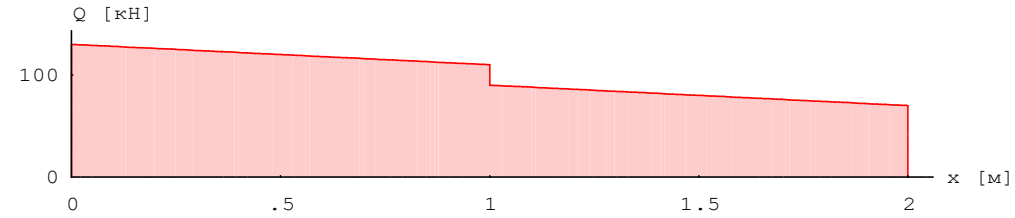
при x = 1.00 м

**Проверка несущей способности балки при проектных нагрузках**

Изгибающий момент




Поперечная сила



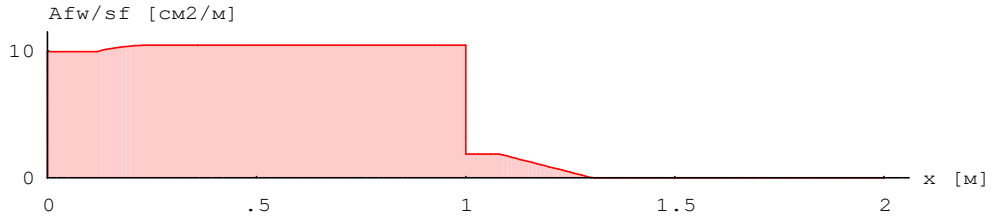
Условие проверки  $Q / (Q_b + Q_{sw}) = 110.0 / 87.0 = 1.265 > 1$

при x = 1.00 м

**Требуется усиление балки**

**Определение требуемой площади композитной арматуры**

Площадь арматуры с учётом длины проекции наклонного сечения




Примечание. При определении требуемой площади арматуры учтено условие (6.86)

Проверка несущей способности усиленной балки при проектных нагрузках по условию $Q / Q_u = Q / (Q_b + Q_{sw} + Q_{fw}) <= 1$ с учётом условия (6.85)

| x [м] | $A_{fw}/s_f$ [см2/м] | C [м] | Q [кН] | $Q_b$ [кН] | $Q_{sw}$ [кН] | $Q_{fw}$ [кН] | $Q/Q_u$ [-] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.360 | 10.46 | 0.360 | 122.8 | 113.4 | 23.1 | 8.3 | **0.848** |
| 0.688 | 10.46 | 0.684 | 116.2 | 59.7 | 43.8 | 15.8 | **0.974** |
| 0.967* | 10.46 | 0.967 | 110.7 | 42.2 | 46.1 | 22.3 | **1.000** |
| 1.016 | 1.87 | 1.016 | 89.7 | 40.2 | 46.1 | 4.2 | **0.991** |
| 1.344 | 0.00 | 1.080 | 83.1 | 37.8 | 46.1 | 0.0 | **0.990** |
| 1.672 | 0.00 | 1.080 | 76.6 | 37.8 | 46.1 | 0.0 | **0.912** |
| 2.000 | 0.00 | 1.080 | 70.0 | 37.8 | 46.1 | 0.0 | **0.834** |

* сечение с наибольшим значением $Q/Q_u$

**Несущая способность балки обеспечена**

Расчет выполнен модулем 422 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t423 Усиление ж/б колонны композитной арматурой

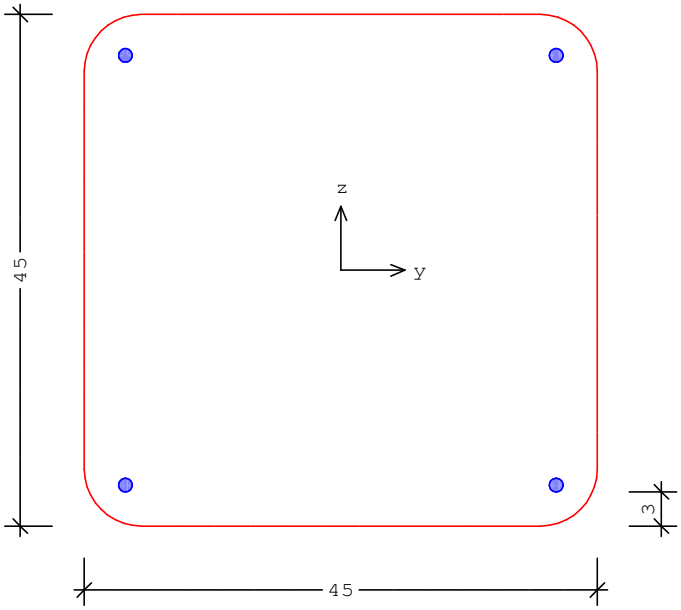
Расчётная схема — Длина колонны l = 6.00 м

Закрепления

| | В плоскости Y | В плоскости Z |
|---|---|---|
| Вверху | шарнирное | шарнирное |
| Внизу | шарнирное | шарнирное |

Сечение

| | | | |
|---|---|---|---|
| Ширина сечения | b | = 45.0 | см |
| Высота сечения | h | = 45.0 | см |
| Радиус закругления углов | r | = 5.0 | см |
| Диаметр арматуры | $d_s$ | = 12 | мм |
| Толщина защитного слоя | $a_з$ | = 30 | мм |




Нагрузки

| № | Вид нагрузки | $\gamma_f$ |
|---|---|---|
| 1 | Постоянная | 1.10 |

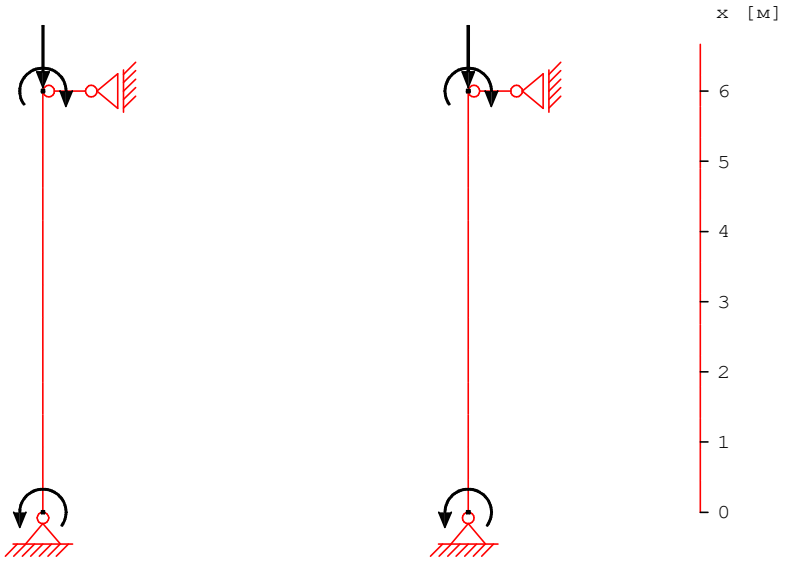
Вертикальные силы

| № | N [кН] |
|---|---|
| 1 | 2500.0 |

Горизонтальные силы и моменты

| № | x [м] | $H_y$ [кН] | $H_z$ [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | | | -50.0 | -50.0 |
| | 6.00 | | | 50.0 | 50.0 |

Нагрузка 1 в плоскости Y в плоскости Z



Расчёт — Согласно СП 63.13330.2018, СП 164.1325800.2014

| | | | |
|---|---|---|---|
| Бетон | **В 25 (тяжелый)** | | |
| Коэффициент условий работы | $\gamma_b$ | = 1.000 | - |
| Сопротивление бетона | $\gamma_b R_b$ | = 14.50 | МПа |
| Для бетона применяется трёхлинейная диаграмма | | | |
| Стальная арматура | **A400** | | |
| Коэффициент условий работы | $\gamma_s$ | = 1.000 | - |
| Сопротивление арматуры | $\gamma_s R_s$ | = 350 | МПа |
| | $\gamma_s R_{sc}$ | = 350 | МПа |
| Для арматуры применяется двухлинейная диаграмма | | | |

Композитная арматура

| Тип | Вид | Эксплуатация | $\gamma_f$ | $\gamma_{f1}$ | $\gamma_{f2}$ |
|---|---|---|---|---|---|
| Углекомпозит | Холст | В помещении | 1.2 | 0.9 | 1.0 |

| | | | |
|---|---|---|---|
| Толщина одного слоя | $t_f$ | = 0.50 | мм |
| Нормативное сопротивление | $R_{f,n}$ | =1500.0 | МПа |
| Сопротивление согласно (5.1) | $R_f$ | =1125.0 | МПа |

**Выбор расчётной комбинации нагрузок**

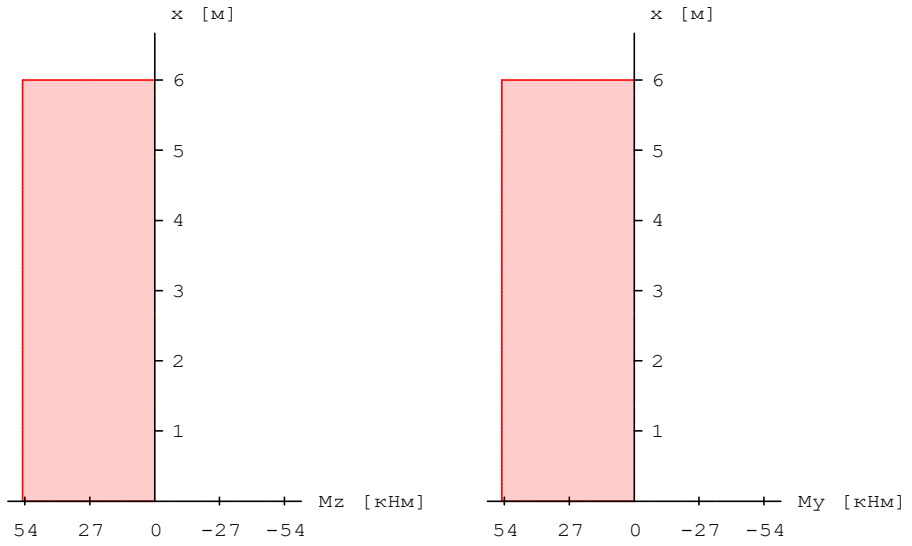
| Расчётная комбинация | Номер нагрузки (Коэффициент) |
|---|---|
| | 1 (1.10) |

**Определение усилий в колонне**

Усилия от полной нагрузки и от её длительной части (с учётом $e_a$)

| x [м] | N [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] | $N_l$ [кН] | $M_{yl}$ [кНм] | $M_{zl}$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 6.00 | 2750.00 | 55.00 | 55.00 | 2750.00 | 55.00 | 55.00 |
| 5.25 | 2750.00 | 55.00 | 55.00 | 2750.00 | 55.00 | 55.00 |
| 4.50 | 2750.00 | 55.00 | 55.00 | 2750.00 | 55.00 | 55.00 |
| 3.75 | 2750.00 | 55.00 | 55.00 | 2750.00 | 55.00 | 55.00 |
| 3.00 | 2750.00 | 55.00 | 55.00 | 2750.00 | 55.00 | 55.00 |
| 2.25 | 2750.00 | 55.00 | 55.00 | 2750.00 | 55.00 | 55.00 |
| 1.50 | 2750.00 | 55.00 | 55.00 | 2750.00 | 55.00 | 55.00 |
| 0.75 | 2750.00 | 55.00 | 55.00 | 2750.00 | 55.00 | 55.00 |
| 0.00 | 2750.00 | 55.00 | 55.00 | 2750.00 | 55.00 | 55.00 |

Изгибающие моменты — в плоскости Y — в плоскости Z



## Определение расчётных изгибающих моментов

Учитывается влияние прогибов в плоскостях Y и Z

Расчётная длина в пл.Y $l_{0Y}$ = 6.00 м
в пл.Z $l_{0Z}$ = 6.00 м

Расчётный момент в плоскости Y

| x [м] | $\varphi_l$ [-] | $\delta_e$ [-] | D [МНм2] | $N_{cr}$ [кН] | $\eta$ [-] | $\eta M_z$ [кНм] | $\eta M_z / hN$ [-] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 6.00 | 2.000 | 0.150 | 18.85 | 5167.8 | 2.137 | 117.6 | 0.095 |
| 5.25 | 2.000 | 0.150 | 18.85 | 5167.8 | 2.137 | 117.6 | 0.095 |
| 4.50 | 2.000 | 0.150 | 18.85 | 5167.8 | 2.137 | 117.6 | 0.095 |
| 3.75 | 2.000 | 0.150 | 18.85 | 5167.8 | 2.137 | 117.6 | 0.095 |
| 3.00 | 2.000 | 0.150 | 18.85 | 5167.8 | 2.137 | 117.6 | 0.095 |
| 2.25 | 2.000 | 0.150 | 18.85 | 5167.8 | 2.137 | 117.6 | 0.095 |
| 1.50 | 2.000 | 0.150 | 18.85 | 5167.8 | 2.137 | 117.6 | 0.095 |
| 0.75 | 2.000 | 0.150 | 18.85 | 5167.8 | 2.137 | 117.6 | 0.095 |
| 0.00 | 2.000 | 0.150 | 18.85 | 5167.8 | 2.137 | 117.6 | 0.095 |

Расчётный момент в плоскости Z

| x [м] | $\varphi_l$ [-] | $\delta_e$ [-] | D [МНм2] | $N_{cr}$ [кН] | $\eta$ [-] | $\eta M_y$ [кНм] | $\eta M_y / hN$ [-] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 6.00 | 2.000 | 0.150 | 18.85 | 5167.8 | 2.137 | 117.6 | 0.095 |
| 5.25 | 2.000 | 0.150 | 18.85 | 5167.8 | 2.137 | 117.6 | 0.095 |
| 4.50 | 2.000 | 0.150 | 18.85 | 5167.8 | 2.137 | 117.6 | 0.095 |
| 3.75 | 2.000 | 0.150 | 18.85 | 5167.8 | 2.137 | 117.6 | 0.095 |
| 3.00 | 2.000 | 0.150 | 18.85 | 5167.8 | 2.137 | 117.6 | 0.095 |
| 2.25 | 2.000 | 0.150 | 18.85 | 5167.8 | 2.137 | 117.6 | 0.095 |
| 1.50 | 2.000 | 0.150 | 18.85 | 5167.8 | 2.137 | 117.6 | 0.095 |
| 0.75 | 2.000 | 0.150 | 18.85 | 5167.8 | 2.137 | 117.6 | 0.095 |
| 0.00 | 2.000 | 0.150 | 18.85 | 5167.8 | 2.137 | 117.6 | 0.095 |

Предельные усилия $N_u = \gamma_u N$, $M_{yu} = \gamma_u M_y$, $M_{zu} = \gamma_u M_z$

| x [м] | $N_u$ [кН] | $M_{yu}$ [кНм] | $M_{zu}$ [кНм] | $\gamma_u$ |
|---|---|---|---|---|
| 6.00 | 2115.3 | 90.4 | 90.4 | **0.769** |
| 5.25 | 2115.3 | 90.4 | 90.4 | **0.769** |
| 4.50 | 2115.3 | 90.4 | 90.4 | **0.769** |
| 3.75 | 2115.3 | 90.4 | 90.4 | **0.769** |
| 3.00 | 2115.3 | 90.4 | 90.4 | **0.769** |
| 2.25 | 2115.3 | 90.4 | 90.4 | **0.769** |
| 1.50 | 2115.3 | 90.4 | 90.4 | **0.769** |
| 0.75 | 2115.3 | 90.4 | 90.4 | **0.769** |
| 0.00 | 2115.3 | 90.4 | 90.4 | **0.769** |

**Требуется усиление колонны**

## Определение требуемой композитной арматуры

Усиление колонны проводится путём устройства обоймы из композитного материала

Периметр сечения u = 171.4 см
Площадь сечения A =2019.6 см2

Число слоёв композита $n_f$ = 3 -

Площадь поперечного сечения обоймы из композита
$A_f = n_f t_f u$ = 25.7 см2

Коэффициент армирования $\mu_f = A_f / A$ = 1.27 %
Коэффициент эффективности $k_{ef}$ = 0.393 -

Характеристики диаграммы состояния сжатого бетона

$R_{b3} = R_b + k_{ef}k_eR_f\mu_f$ = 20.14 МПа
$\varepsilon_{b3}$ = 2.95 %.
$\varepsilon_{b2}$ = 5.17 %.

Предельные усилия

| x [м] | $N_u$ [кН] | $M_{yu}$ [кНм] | $M_{zu}$ [кНм] | $\gamma_u$ |
|---|---|---|---|---|
| 6.00 | 2906.2 | 124.2 | 124.2 | **1.057** |
| 5.25 | 2906.2 | 124.2 | 124.2 | **1.057** |
| 4.50 | 2906.2 | 124.2 | 124.2 | **1.057** |
| 3.75 | 2906.2 | 124.2 | 124.2 | **1.057** |
| 3.00 | 2906.2 | 124.2 | 124.2 | **1.057** |
| 2.25 | 2906.2 | 124.2 | 124.2 | **1.057** |
| 1.50 | 2906.2 | 124.2 | 124.2 | **1.057** |
| 0.75 | 2906.2 | 124.2 | 124.2 | **1.057** |
| 0.00 | 2906.2 | 124.2 | 124.2 | **1.057** |

Мин.коэффициент надёжности $\gamma_u$ = **1.057** -
при x = 0.00 м

Деформации бетона

| Максимальная деформация | | Минимальная деформация | |
|---|---|---|---|
| $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] | $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] |
| 1.74 | 0.00 | -5.17 | -20.14 |

Деформации стали

| Максимальная деформация | | Минимальная деформация | |
|---|---|---|---|
| $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] | $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] |
| 1.39 | 277.39 | -4.82 | -350.00 |

**Несущая способность колонны обеспечена**

Расчет выполнен модулем 423 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t425 Каменные конструкции

Вид расчета: Расчет кладки на смятие

Расчетный случай: Смятие стены при опирании конца балки на распределительную плиту через прокладку

Толщина стены h = 60.0 см

Расстояние между осями балок b = 150.0 см

Длина балки l = 6.00 м
Жесткость балки EI = 10.000 МНм2
Закрепление другого конца балки защемление

Распределенные нагрузки на балку

| № | от x [м] | до x [м] | q [кН/м] |
|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 6.00 | 50.00 |

Материал распределительной плиты железобетон
Класс бетона B20
Класс арматуры A240
Длина плиты $l_p$ = 50.0 см
Ширина плиты $b_p$ = 40.0 см
Высота плиты $h_p$ = 25.0 см
Начальный модуль упругости $E_b$ = 27.5 ГПа

Длина прокладки $l_n$ = 20.0 см
Ширина прокладки $b_n$ = 15.0 см

Расчет

Согласно СП 15.13330.2020

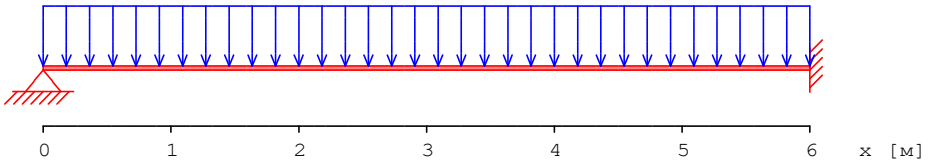
Марка кирпича 150
Марка раствора 75

Расчетное сопротивление R принимается по табл. 6.1
R = 2.000 МПа

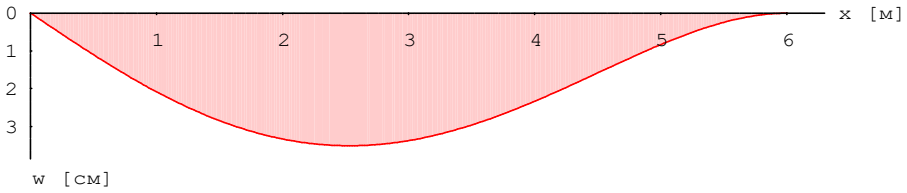
Упругая характеристика α = 1000 -

**Определение усилия в опорном сечении балки**

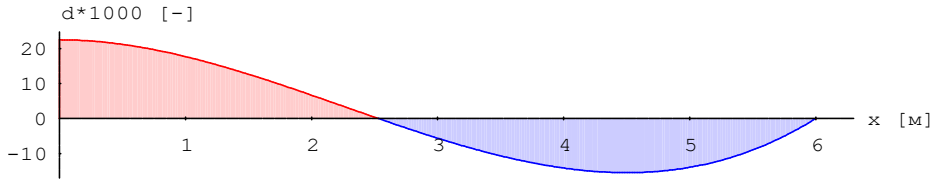
Нагружение балки



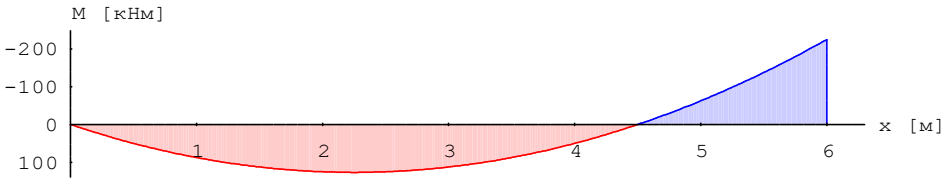

Прогиб балки



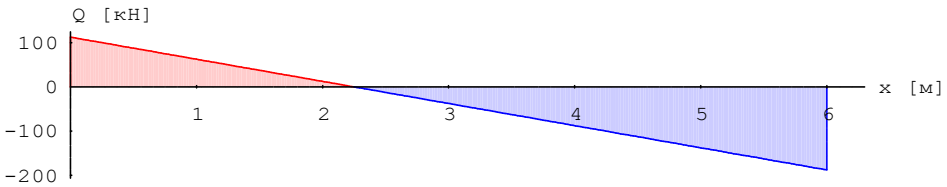

Поворот сечения




Изгибающий момент




Поперечная сила

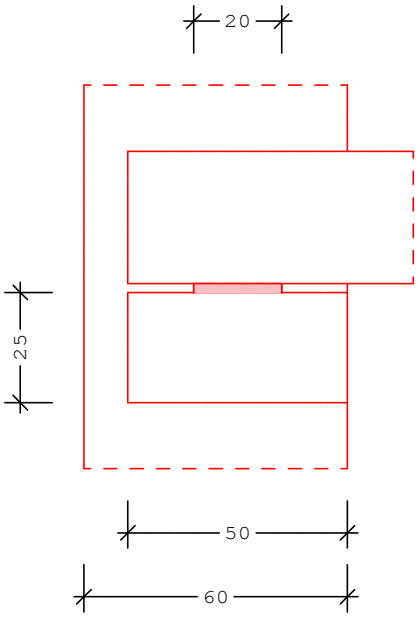


Опорная реакция $Q_0$ = 112.5 кН

**Проверка прочности при смятии согласно Пособию к СНиП II-22-81, 4.18**

Модуль упругости плиты $E_p = 0.85E_b$ = 23.38 ГПа
Модуль упругости кладки $E = 0.5\alpha R_u$ = 2.00 ГПа
Временное сопротивление кладки $R_u$ = 4.00 МПа

Высота пояса кладки, эквивалентного по жесткости распределительной плите
$H_0 = 2(E_p I_p/Ed)^{1/3} = 2(E_p h_p^3/12E)^{1/3}$ = 49.56 см




Фиксирующая прокладка размещается по центральным осям распределительной плиты

Давление на распределительную плиту под прокладкой принимается равномерным

Распределение напряжений под плитой вдоль оси балки по таблице 6

| Схема табл.6 | a [см] | b [см] | d [см] | $\sigma_{max}$ [МПа] | $\psi_1$ [-] |
|---|---|---|---|---|---|
| 8 | 25.00 | 20.00 | 40.00 | 0.608 | 0.925 |

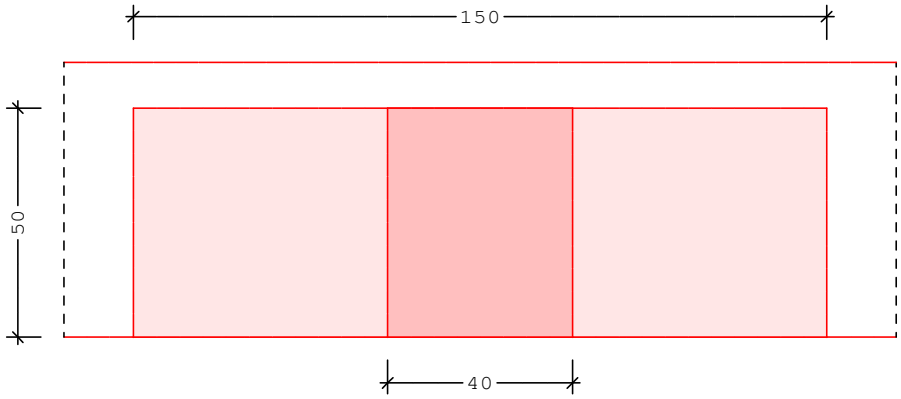
$a = l_p/2$, $b = l_n$, $d = b_p$

Распределение напряжений под плитой вдоль оси стены по таблице 6

| Схема табл.6 | a [см] | b [см] | d [см] | $\sigma_{max}$ [МПа] | $\psi_2$ [-] |
|---|---|---|---|---|---|
| 8 | 20.00 | 15.00 | 50.00 | 0.593 | 0.948 |

$a = b_p/2$, $b = b_n$, $d = l_p$

Площадь смятия $A_c$ и расчетная площадь A




Данные для расчета на смятие

| $A_c$ [см2] | A [см2] | $\xi$ [-] | $\xi_1$ [-] | $\psi$ [-] | d [-] | $R_c$ [МПа] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 2000.0 | 7500.0 | 1.554 | 2.00 | 0.877 | 1.062 | 3.107 |

$\psi = \psi_1 \psi_2$ - коэффициент полноты эпюры давления

Условие прочности $Q_0/(\psi d R_c A_c) =$ **0.194** <= 1

**Прочность кладки обеспечена**

**Проверка допустимости напряжений под плитой согласно Пособию, 4.22**

Условие (28) $\sigma_{max}/(0.8\xi R_u) =$
$0.608/(0.8 * 1.554 * 4.00) =$ **0.122** <= 1

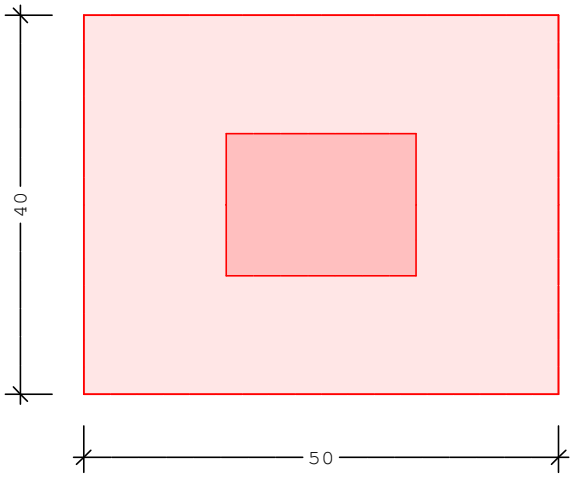
**Расчет на смятие распределительной плиты согласно СП 63.13330.2018**

Расчетные сопротивления $R_b = 11.50$ МПа
$R_s = 210$ МПа

Размеры площади смятия $c_x = 20.0$ см
$c_y = 15.0$ см

Предельная сила при отсутствии косвенной арматуры
$N_b = \psi R_{b,loc} c_x c_y = 712.6$ кН
$\psi = 1.00$ -
$R_{b,loc} = \varphi_b R_b = 23.75$ МПа
$\varphi_b = 0.8(A_{b,max}/c_x c_y)^{1/2} = 2.07$ -
$A_{b,max} = 2000$ см2

Площадь смятия $c_x c_y$ и расчетная площадь $A_{b,max}$




Условие прочности (8.80) $Q_0 / N_b$ = **0.158** <= 1

**По расчету на смятие арматура не требуется**

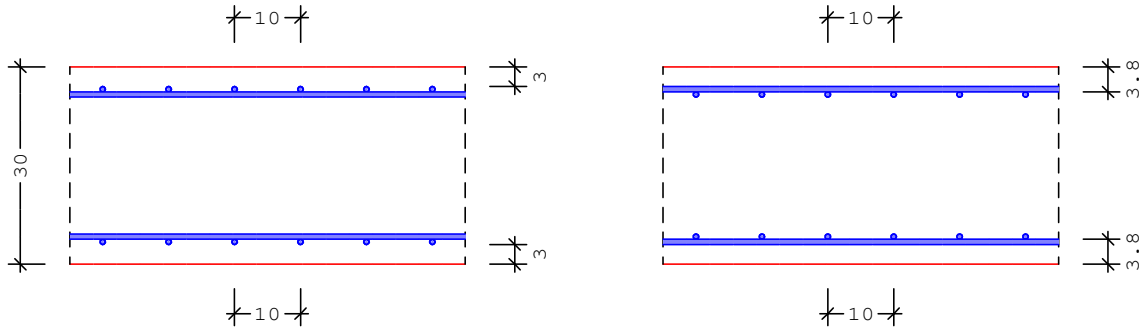
Расчет выполнен модулем 425 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t427 РџРѕРґР±РѕСЂ РїСЂРѕРґРѕР»СЊРЅРѕР№ Р°СЂРјР°С‚СѓСЂ

Плита

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Высота плиты | h | = | 30.0 | см |
| Диаметр арматуры | | | | |
| верхней по оси x | $d_{sx,в}$ | = | 8 | мм |
| нижней по оси x | $d_{sx,н}$ | = | 8 | мм |
| верхней по оси y | $d_{sy,в}$ | = | 8 | мм |
| нижней по оси y | $d_{sy,н}$ | = | 8 | мм |
| Шаг арматуры | | | | |
| верхней по оси x | $s_{x,в}$ | = | 10 | см |
| нижней по оси x | $s_{x,н}$ | = | 10 | см |
| верхней по оси y | $s_{y,в}$ | = | 10 | см |
| нижней по оси y | $s_{y,н}$ | = | 10 | см |
| Погонная площадь арматуры | | | | |
| верхней по оси x | $A_{sx,в}$ | = | 5.03 | см2/м |
| нижней по оси x | $A_{sx,н}$ | = | 5.03 | см2/м |
| верхней по оси y | $A_{sy,в}$ | = | 5.03 | см2/м |
| нижней по оси y | $A_{sy,н}$ | = | 5.03 | см2/м |
| Толщина защитного слоя | | | | |
| верхнего | $c_{nom,в}$ | = | 30 | мм |
| нижнего | $c_{nom,н}$ | = | 30 | мм |

Сечения плиты, нормальные к осям x и y




Расчет согласно MSZ EN 1992-1-1

Бетон **C20/25**
Арматура **S500**

**Проверка прочности при действии моментов Mx, My, Mxy**

Условия прочности $M_x/M_{xu} <= 1$, $M_y/M_{yu} <= 1$

| K | $M_x$ [кНм/м] | $N_x$ [кН/м] | $M_y$ [кНм/м] | $N_y$ [кН/м] | $M_{xu}$ [кНм/м] | $M_{yu}$ [кНм/м] | $M_x/M_{xu}$ | $M_y/M_{yu}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 10.0 | 0.0 | 10.0 | 0.0 | 59.4 | 59.0 | **0.168** | **0.170** |

Условие прочности $M_{xy} \cdot M_{xy} / (|M_{xu} - M_x| \cdot |M_{yu} - M_y|) <= 1$

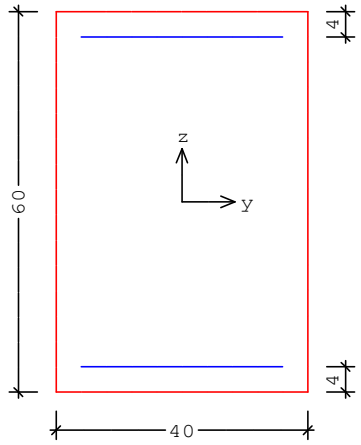
| K | $M_x$ [кНм/м] | $M_y$ [кНм/м] | $M_{xy}$ [кНм/м] | Условие прочности |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 10.0 | 10.0 | 10.0 | **0.041** <= 1 |

**Прочность плиты обеспечена**

Расчет выполнен модулем 427 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t428 Усиление ж/б элемента композитной арматурой

Сечение




| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Ширина сечения | b | = | 40.0 | см |
| Высота сечения | h | = | 60.0 | см |
| Площадь стальной арматуры | $A_{sв}$ | = | 5.00 | $см^2$ |
| | $A_{sн}$ | = | 10.00 | $см^2$ |
| Расстояние до ц.т. арматуры | $a_в$ | = | 4.00 | см |
| | $a_н$ | = | 4.00 | см |

Усилия — Относительно центральных осей бетонного сечения

| Действующие усилия N [кН] | Действующие усилия M [кНм] | Проектные усилия $N_n$ [кН] | Проектные усилия $M_n$ [кНм] |
|---|---|---|---|
| | 100.0 | | 300.0 |

Расчет — Согласно СП 63.13330.2018, СП 164.1325800.2014

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Бетон | **В 25 (тяжелый)** | | | |
| Коэффициент условий работы | $\gamma_b$ | = | 1.000 | - |
| Сопротивление бетона | $\gamma_b R_b$ | = | 14.50 | МПа |

Для бетона применяется трехлинейная диаграмма

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Стальная арматура | **A500** | | | |
| Коэффициент условий работы | $\gamma_s$ | = | 1.000 | - |
| Сопротивление арматуры | $\gamma_s R_s$ | = | 435 | МПа |
| | $\gamma_s R_{sc}$ | = | 400 | МПа |

Для арматуры применяется двухлинейная диаграмма

Композитная арматура

| Тип | Вид | Эксплуатация | $\gamma_f$ | $\gamma_{f1}$ | $\gamma_{f2}$ | $\gamma_{f3}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Углекомпозит | Ламинат | В помещении | 1.2 | 0.95 | 0.900 | 0.8 |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Число слоёв композита | n | = | 3 | - |
| Толщина одного слоя | $t_f$ | = | 0.20 | мм |
| Сопротивление арматуры | $R_{f,n}$ | = | 1000.0 | МПа |
| | $R_f = \gamma_{f1}\gamma_{f2}R_{f,n} / \gamma_f$ | = | 712.5 | МПа |
| Модуль упругости | $E_f$ | = | 150 | ГПа |
| Предельная деформация | $\varepsilon_{f,ult}$ | = | 4.750 | %. |

**Проверка несущей способности элемента при действующих усилиях**

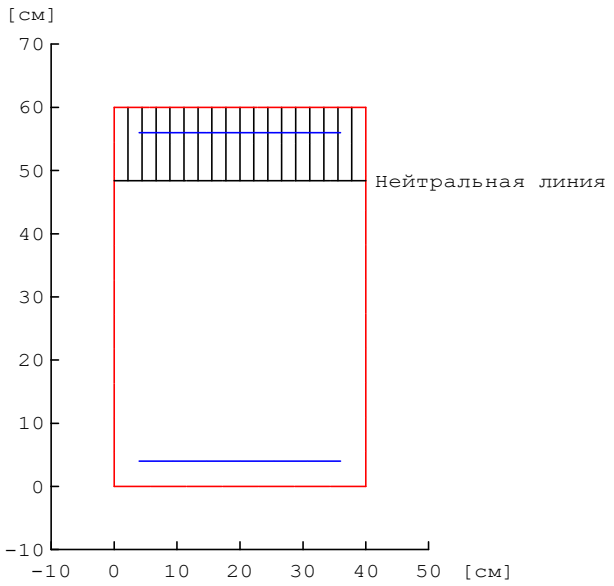
Предельные усилия

| N [кН] | M [кНм] | $N_u$ [кН] | $M_u$ [кНм] | $\gamma_u$ |
|---|---|---|---|---|
| 0.0 | 100.0 | 0.0 | 229.9 | **2.299** |

$N_u = \gamma_u N$, $M_u = \gamma_u M$

**Определение деформаций от действующих усилий**

Сжатая зона




Расстояние от нижней стороны до нейтральной линии
$a_0$ = 48.4 см

Деформация $\varepsilon(z) = -0.02162z + 0.397$, %.

Деформация бетона

| Нижняя сторона | | Верхняя сторона | |
|---|---|---|---|
| ε [%.] | σ [МПа] | ε [%.] | σ [МПа] |
| 1.046 | 0.00 | -0.251 | -7.54 |

1%. = 0.1% = 0.001

Деформация стальной арматуры

| Нижняя арматура | | Верхняя арматура | |
|---|---|---|---|
| ε [%.] | σ [МПа] | ε [%.] | σ [МПа] |
| 0.959 | 191.9 | -0.165 | -33.0 |

**Проверка несущей способности элемента при проектных усилиях**

Предельные усилия

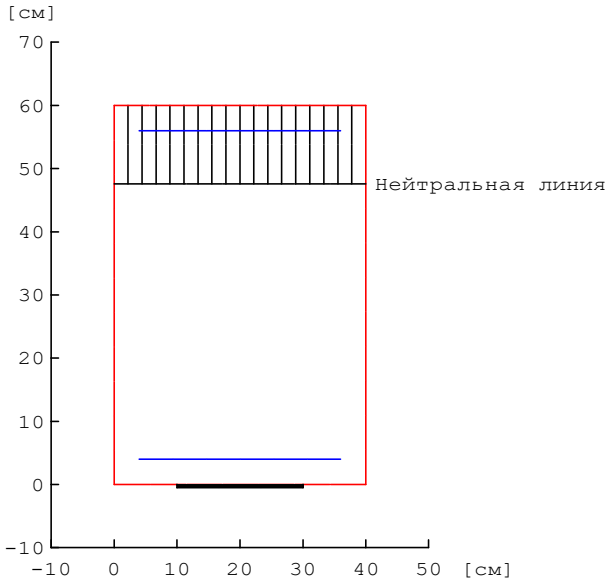
| $N_n$ [кН] | $M_n$ [кНм] | $N_u$ [кН] | $M_u$ [кНм] | $\gamma_u$ |
|---|---|---|---|---|
| 0.0 | 300.0 | 0.0 | 229.9 | **0.766** |

$N_u = \gamma_u N_n$, $M_u = \gamma_u M_n$

**Требуется усиление элемента**

**Определение требуемой площади композитной арматуры**

Сжатая зона




Расстояние от нижней стороны до нейтральной линии
$a_0$ = 47.6 см

Деформация $\varepsilon(z) = -0.12184z + 2.141$, %.

Деформация бетона

| Нижняя сторона | | Верхняя сторона | |
|---|---|---|---|
| ε [%.] | σ [МПа] | ε [%.] | σ [МПа] |
| 5.796 | 0.00 | -1.514 | -12.85 |

Деформация стальной арматуры

| Нижняя арматура | | Верхняя арматура | |
|---|---|---|---|
| ε [%.] | σ [МПа] | ε [%.] | σ [МПа] |
| 5.309 | 435.0 | -1.027 | -205.4 |

Деформация композитной арматуры

| ε [%.] | σ [МПа] |
|---|---|
| 4.750* | 712.5 |

* Предельная деформация

Требуемая площадь арматуры $A_f$ = **2.00** $см^2$

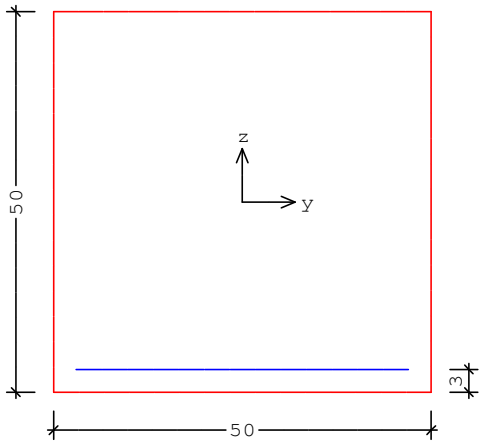
Расчет выполнен модулем 428 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t429 Усиление ж/б балки композитной арматурой

Расчётная схема — Однопролётная балка

Длина балки L = 6.00 м

Сечение




| | | | |
|---|---|---|---|
| Ширина сечения | b | = 50.0 | см |
| Высота сечения | h | = 50.0 | см |

Стальная арматура

| от x [м] | до x [м] | $A_{sв}$ [см2] | $A_{sн}$ [см2] | $a_в$ [см] | $a_н$ [см] | $d_{sв}$ [мм] | $d_{sн}$ [мм] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.00 | 6.00 | 0.00 | 20.00 | 0.00 | 3.00 | 0 | 20 |

Изгибная жёсткость приведённого сечения

| от x [м] | до x [м] | $I_{red}$ [см4] | $E_b I_{red}$ [МНм2] |
|---|---|---|---|
| 0.00 | 6.00 | $5.821 \cdot 10^{+5}$ | 174.630 |

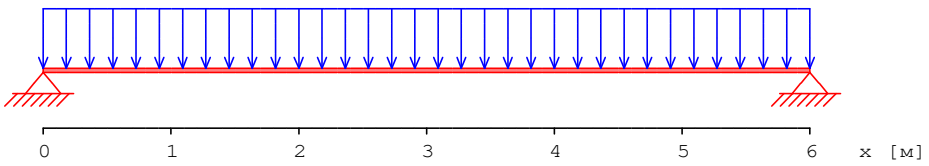
Нагрузки

| № | Вид нагрузки | $\gamma_f$ |
|---|---|---|
| 1 | Кратковременная | 1.10 |

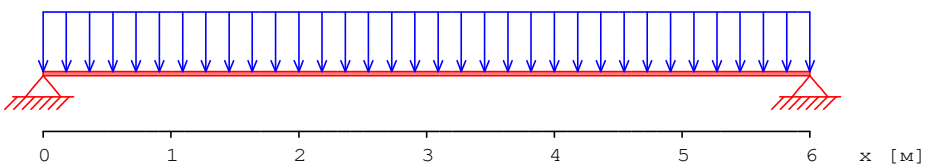
Распределенные нагрузки

| № | от x [м] | до x [м] | q [кН/м] | $q_n$ [кН/м] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 6.00 | 50.00 | 75.00 |

Действующая нагрузка 1




Проектная нагрузка 1



Расчёт — Согласно СП 63.13330.2018, СП 164.1325800.2014

| | | | |
|---|---|---|---|
| Бетон | | **В 25 (тяжелый)** | |
| Коэффициент условий работы | $\gamma_b$ | = 0.900 | - |
| Сопротивление бетона | $\gamma_b R_b$ | = 13.05 | МПа |
| Влажность воздуха окружающей среды | | от 40% до 75% | |
| Коэффициент ползучести | $\varphi_{b,cr}$ | = 2.50 | - |
| Модуль упругости | $E_b$ | = 30.00 | ГПа |
| Для бетона применяется трехлинейная диаграмма | | | |

| | | | |
|---|---|---|---|
| Стальная арматура | | **A500** | |
| Коэффициент условий работы | $\gamma_s$ | = 1.000 | - |
| Сопротивление арматуры | $\gamma_s R_s$ | = 435 | МПа |
| | $\gamma_s R_{sc}$ | = 400 | МПа |
| Для арматуры применяется двухлинейная диаграмма | | | |

Композитная арматура

| Тип | Вид | Эксплуатация | $\gamma_f$ | $\gamma_{f1}$ | $\gamma_{f2}$ | $\gamma_{fl}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Углекомпозит | Ламинат | В помещении | 1.2 | 0.95 | 0.385 | 0.8 |

| | | | |
|---|---|---|---|
| Число слоёв композита | n | = 3 | - |
| Толщина одного слоя | $t_f$ | = 0.50 | мм |
| Нормативное сопротивление | $R_{f,n}$ | =1500.0 | МПа |

Расчётное сопротивление по формуле (5.1)
$R_f = \gamma_{f1}\gamma_{f2}R_{f,n}/\gamma_f$ = 456.9 МПа

Расчётное сопротивление по формуле (5.3)
$R_f = \gamma_{f1}\gamma_{f2}\gamma_{f1}R_{f,n}$ = 438.7 МПа

Сопротивление при расчёте по предельным состояниям второй группы $R_{f,II} = \gamma_{f1}\gamma_{f2}R_{f,n}$ = 548.3 МПа

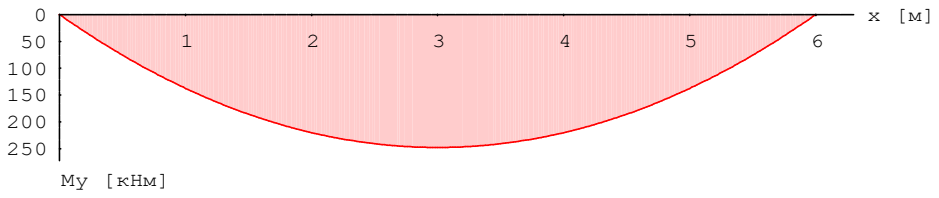
Модуль упругости $E_f$ = 150 ГПа

**Проверка несущей способности балки при действующих нагрузках**

Расчётная комбинация

| Номер нагрузки (Коэффициент) |
|---|
| 1 (1.10) |

Изгибающий момент




Предельный момент $M_u = \gamma_u M$

| от x [м] | до x [м] | M- [кНм] | M+ [кНм] | $M_{u-}$ [кНм] | $M_{u+}$ [кНм] | $\gamma_{u-}$ | $\gamma_{u+}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.00 | 6.00 | | 247.5 | | 348.6 | | **1.409** |

**Определение деформации на растянутой стороне сечения**

Деформация

| от x [м] | до x [м] | Сторона | $\varepsilon_0$ [%.] |
|---|---|---|---|
| 0.00 | 6.00 | нижняя | 1.462 |

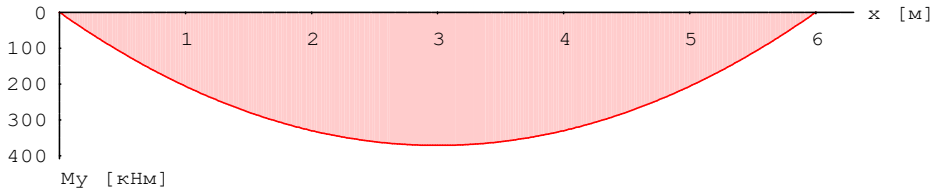
Учтено указание СП 164,6.1.6 ($\gamma_f$=1)

## Проверка несущей способности балки при проектных нагрузках

Расчётная комбинация

| Номер нагрузки (Коэффициент) |
|---|
| 1 (1.10) |

Изгибающий момент




Предельный момент $M_u = \gamma_u M$

| от x [м] | до x [м] | M- [кНм] | M+ [кНм] | Mu- [кНм] | Mu+ [кНм] | γu- | γu+ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.00 | 6.00 | | 371.2 | | 348.6 | | **0.939** |

**Требуется усиление балки**

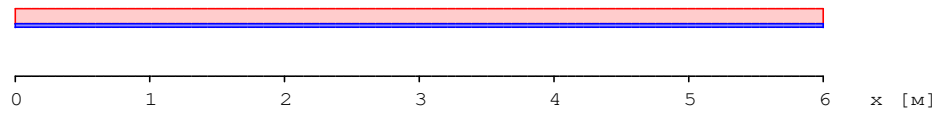
## Определение требуемой площади композитной арматуры

Требуемая площадь композитной арматуры

| от x [м] | до x [м] | Арматура | $A_f$ [см2] |
|---|---|---|---|
| 0.00 | 6.00 | нижняя | **1.57** |

Расчёт проведён при $R_f$= 456.9 МПа

Размещение арматуры

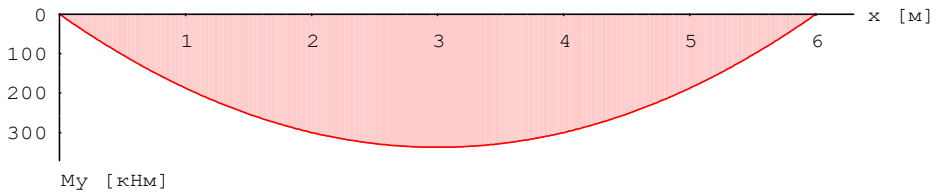



## Расчёт по трещиностойкости при действии проектных нагрузок

Норматив. комбинация

| Номер нагрузки (Коэффициент) |
|---|
| 1 (1.00) |

Изгибающий момент




Предельная ширина раскрытия трещин

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Непродолжительное раскрытие | $a_{c1,u}$ = | 0.40 | мм |
| Продолжительное раскрытие | $a_{c2,u}$ = | 0.30 | мм |

Результаты расчёта по трещиностойкости

| от x [м] | до x [м] | M [кНм] | $M_1$ [кНм] | $M_{crc}$ [кНм] | $a_{c1}$ [мм] | $a_{c2}$ [мм] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.00 | 6.00 | 337.5 | 0.0 | 71.6 | **0.339** | **0.000** |

$M_1$ - изгибающий момент от длительной части комбинации нагрузок

**Трещиностойкость балки обеспечена**

**Расчёт по прогибам согласно СП 63, 8.2.21**

Кривизна определяется согласно СП 63, (8.140-141)
На участках с трещинами кривизна вычисляется
на основе деформационной модели

Изгибная жёсткость приведённого сечения

| от x [м] | до x [м] | D [МНм2] | $D_1$ [МНм2] |
|---|---|---|---|
| 0.00 | 6.00 | 152.350 | 62.041 |

D, $D_1$ определены согласно СП 63, 8.2.26

Норматив. комбинация

| Номер нагрузки (Коэффициент) |
|---|
| 1 (1.00) |

Кривизны

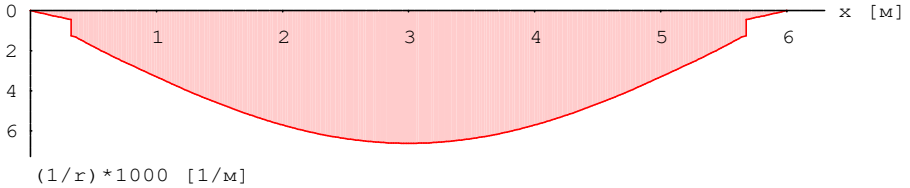
| | Кривизны (8.140) | | Кривизны (8.141) | | |
|---|---|---|---|---|---|
| x [м] | $k_1$ [1/м] | $k_2$ [1/м] | $k_1$ [1/м] | $k_2$ [1/м] | $k_3$ [1/м] |
| 0.00 | 0.00000 | 0.00000 | | | |
| 0.67* | | | 0.00233 | 0.00000 | 0.00000 |
| 1.33* | | | 0.00423 | 0.00000 | 0.00000 |
| 2.00* | | | 0.00570 | 0.00000 | 0.00000 |
| 2.67* | | | 0.00651 | 0.00000 | 0.00000 |
| 3.33* | | | 0.00651 | 0.00000 | 0.00000 |
| 4.00* | | | 0.00570 | 0.00000 | 0.00000 |
| 4.67* | | | 0.00423 | 0.00000 | 0.00000 |
| 5.33* | | | 0.00233 | 0.00000 | 0.00000 |
| 6.00 | 0.00000 | 0.00000 | | | |

* сечение с трещиной в растянутой зоне

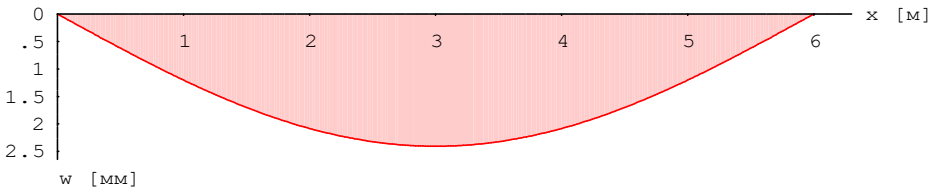
Момент, кривизна и прогиб

| x [м] | $M_n$ [кНм] | $M_{nl}$ [кНм] | k [1/м] | W [см] |
|---|---|---|---|---|
| 0.00 | 0.0 | 0.0 | 0.00000 | 0.000 |
| 0.67* | 133.3 | 0.0 | 0.00233 | 0.823 |
| 1.33* | 233.3 | 0.0 | 0.00423 | 1.546 |
| 2.00* | 300.0 | 0.0 | 0.00570 | 2.084 |
| 2.67* | 333.3 | 0.0 | 0.00651 | 2.370 |
| 3.33* | 333.3 | 0.0 | 0.00651 | 2.370 |
| 4.00* | 300.0 | 0.0 | 0.00570 | 2.084 |
| 4.67* | 233.3 | 0.0 | 0.00423 | 1.546 |
| 5.33* | 133.3 | 0.0 | 0.00233 | 0.823 |
| 6.00 | 0.0 | 0.0 | 0.00000 | 0.000 |

Кривизна



Прогиб



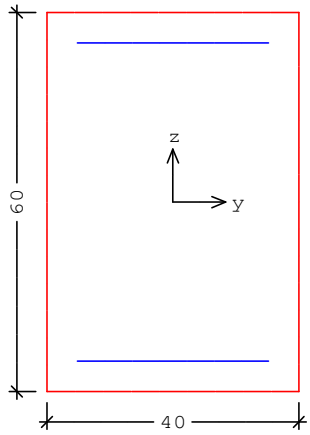

Условие проверки $W_{max}$ / $W_u$ = 2.41 / 4.00 = **0.602** <= 1

**Прогиб балки не превышает предельный прогиб**

Расчет выполнен модулем 429 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t430 Сечение с композитной арматурой

Сечение




| | | | |
|---|---|---|---|
| Ширина сечения | b | = 40 | см |
| Высота сечения | h | = 60 | см |

Усилия

| K | N [кН] | $M_y$ [кНм] |
|---|---|---|
| 1 | | 300.0 |

Расчет — Согласно СП 63.13330.2018, СП 295.1325800.2017

| | | | |
|---|---|---|---|
| Бетон | **В 25 (тяжелый)** | | |
| Коэффициент условий работы | $\gamma_b$ | = 0.900 | - |
| Сопротивление бетона | $\gamma_b R_b$ | = 13.05 | МПа |

Для бетона применяется трехлинейная диаграмма

Композитная арматура

| | | | |
|---|---|---|---|
| Нормативное сопротивление | $R_{fn}$ | = 900 | МПа |
| Расчетное сопротивление | $R_f$ | = 700 | МПа |
| Модуль упругости | $E_f$ | = 100 | ГПа |

**Подбор арматуры по условиям прочности и трещиностойкости**

Данные для подбора

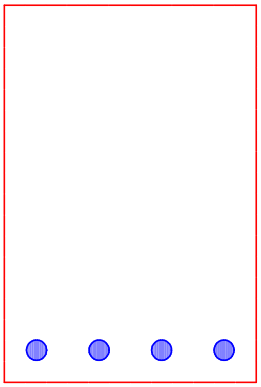
| $d_{min}$ [мм] | $d_{max}$ [мм] | $n_{max}$ | $a_{min}$ [мм] |
|---|---|---|---|
| 10 | 32 | 4 | 0 |

Подобранная арматура

| Место | n | $d_f$ [мм] | $A_f$ [см2] |
|---|---|---|---|
| Внизу | 4 | 32 | 32.17 |

Защитный слой внизу $a_{зн}$ = 35 мм

Подобранная арматура



Стержни: 4 ϕ32
Защитный слой:
азн = 35 мм

**Проверка прочности сечения с подобранной арматурой**

Расстояние до ц.т. арматуры $a_н$ = 5.10 см

Предельные усилия

| K | $N_u$ [кН] | $M_{yu}$ [кНм] | $\gamma_u$ |
|---|---|---|---|
| 1 | 0.0 | 510.7 | **1.702** |

**Прочность сечения обеспечена**

**Проверка трещиностойкости сечения**

Предельная ширина раскрытия трещин
Непродолжительное раскрытие $a_{crc1}$ = 0.40 мм
Продолжительное раскрытие $a_{crc2}$ = 0.20 мм

К 1 Усилия при образовании трещин

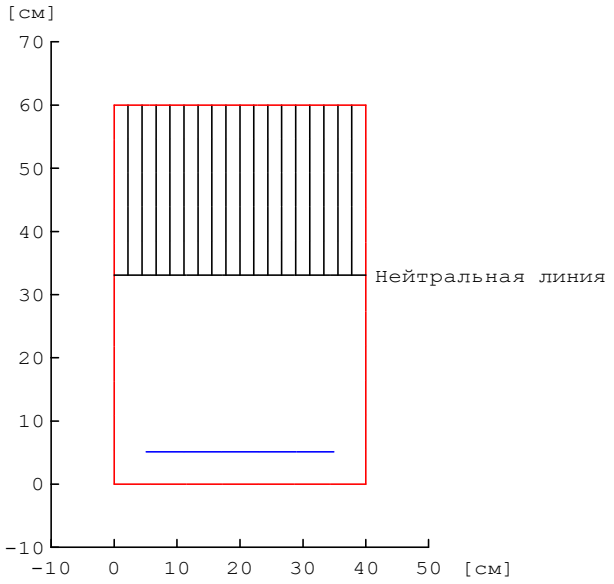
| N [кН] | $M_y$ [кНм] | $N_1$ [кН] | $M_{y1}$ [кНм] | $N_{crc}$ [кН] | $M_{y,crc}$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|
| | 200.0 | | 200.0 | | 77.6 |

Результаты расчета усилий при образовании трещин

Нейтральная линия

| $y_1$ [см] | $z_1$ [см] | $y_2$ [см] | $z_2$ [см] |
|---|---|---|---|
| 0.00 | 33.07 | 40.00 | 33.07 |

Сжатая зона




Кривизна $\kappa_y$ = 0.00045 1/м

Деформации бетона

| Максимальная деформация | | Минимальная деформация | |
|---|---|---|---|
| ε [%.] | σ [МПа] | ε [%.] | σ [МПа] |
| 0.15 | 1.55 | -0.12 | -3.66 |

Деформации композитной арматуры

| Максимальная деформация | | Минимальная деформация | |
|---|---|---|---|
| ε [%.] | σ [МПа] | ε [%.] | σ [МПа] |
| 0.13 | 12.7 | 0.13 | 12.7 |

Ширина раскрытия трещин

| $\sigma_{f,crc}$ [МПа] | $\sigma_f$ [МПа] | $\sigma_{fl}$ [МПа] | $A_{bt}$ [см2] | $A_{ft}$ [см2] | $d_f$ [мм] | $l_f$ [см] | $a_{crc}$ [мм] | $a_{crc,l}$ [мм] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 48.3 | 124.9 | 124.9 | 1200.0* | 32.17 | 32.0 | 20.0 | **0.169** | **0.169** |

* Учтены ограничения на высоту растянутой зоны

**Трещиностойкость сечения обеспечена**

Расчет выполнен модулем 430 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t431 Плита с композитной арматурой

Плита — Толщина плиты: h = 25 см

Расчет — Согласно СП 63.13330.2018, СП 295.1325800.2017

Бетон: **В 25 (тяжелый)**
Коэффициент условий работы: $\gamma_b$ = 0.900 -
Сопротивление бетона: $\gamma_b R_b$ = 13.05 МПа
Для бетона применяется трехлинейная диаграмма

Композитная арматура
Нормативное сопротивление: $R_{fn}$ = 900 МПа
Расчетное сопротивление: $R_f$ = 700 МПа
Модуль упругости: $E_f$ = 100 ГПа

Площадь арматуры, требуемой по условию прочности

| $A_{fxв}$ [см2/м] | $A_{fxн}$ [см2/м] | $A_{fyв}$ [см2/м] | $A_{fyн}$ [см2/м] |
|---|---|---|---|
| 1.43 | 7.17 | 1.43 | 7.49 |

### Подбор арматуры по условиям прочности и трещиностойкости

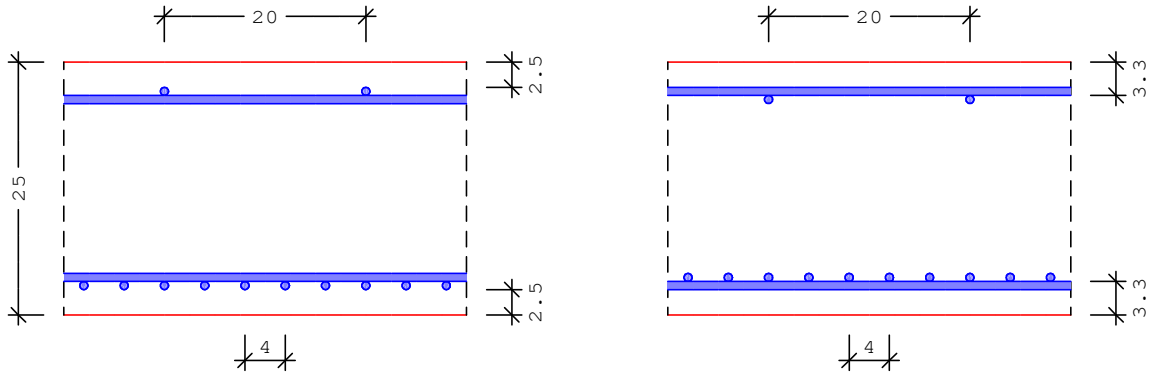
Данные для подбора арматуры

| min $d_f$ [мм] | max $d_f$ [мм] | min s [см] | max s [см] | min $a_э$ [мм] |
|---|---|---|---|---|
| 8 | 20 | 3 | 20 | 25 |

Подобранная арматура по осям x и y

| Ось | Арматура | $d_f$ [мм] | Шаг [см] | $A_f$ [см2/м] | $a_э$ [мм] | $h_0$ [см] | $\mu_f$ [%] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| x | верхняя | 8 | 20 | 2.51 | 25 | 22.1 | 0.11 |
| x | нижняя | 8 | 4 | 12.57 | 25 | 22.1 | 0.57 |
| y | верхняя | 8 | 20 | 2.51 | 33 | 21.3 | 0.12 |
| y | нижняя | 8 | 4 | 12.57 | 33 | 21.3 | 0.59 |

Сечения плиты, нормальные к осям x и y




### Проверка прочности

Условия прочности $M_x/M_{xu} <= 1$, $M_y/M_{yu} <= 1$

| K | $M_x$ [кНм/м] | $M_y$ [кНм/м] | $M_{xu}$ [кНм/м] | $M_{yu}$ [кНм/м] | $M_x/M_{xu}$ | $M_y/M_{yu}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 50.0 | 50.0 | 157.6 | 148.2 | **0.317** | **0.337** |

Условие прочности $(|M_{xu}| - |M_x|)\cdot(|M_{yu}| - |M_y|)/M^2 - M_{xy}\cdot M_{xy}/M^2 >= 0$
при M = 157.6 кНм/м

| K | $M_x$ [кНм/м] | $M_y$ [кНм/м] | $M_{xy}$ [кНм/м] | Условие прочности |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 50.0 | 50.0 | 50.0 | **0.325** >= 0 |

Условие прочности $|M_{xy}| / M_{fxy,u}$ = **0.218** <= 1

$M_{fxy,u} = 0.5R_f(A_{fx} + A_{fy})h_0$ = 229.1 кНм/м

Условие прочности $|M_{xy}| / M_{bxy,u}$ = **0.613** <= 1

$M_{bxy,u} = 0.1R_b h^2$ = 81.6 кНм/м

**Прочность плиты обеспечена**

**Проверка трещиностойкости**

Предельная ширина раскрытия трещин
Непродолжительное раскрытие $a_{crc1}$ = 0.40 мм
Продолжительное раскрытие $a_{crc2}$ = 0.20 мм

Расчет для сечения, нормального к оси x

| K | $M_x$ [кНм/м] | $M_{xl}$ [кНм/м] | $M_{x,crc}$ [кНм/м] | $a_{crc}$ [мм] | $a_{crc,l}$ [мм] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 50.0 | 50.0 | 29.1 | **0.160** | **0.160** |

Расчет для сечения, нормального к оси y

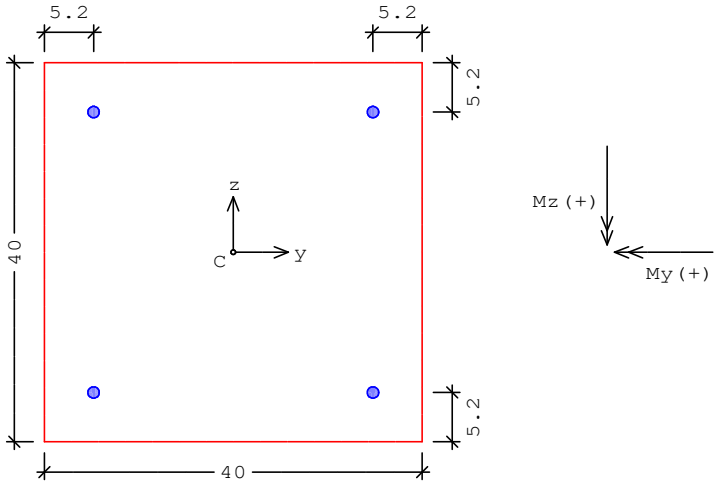
| K | $M_y$ [кНм/м] | $M_{yl}$ [кНм/м] | $M_{y,crc}$ [кНм/м] | $a_{crc}$ [мм] | $a_{crc,l}$ [мм] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 50.0 | 50.0 | 28.8 | **0.168** | **0.168** |

**Трещиностойкость плиты обеспечена**

Расчет выполнен модулем 431 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t432 Подбор продольной арматуры

Сечение — Прямоугольное сечение




Ширина b = 40.0 см
Высота h = 40.0 см

Усилия — относительно главных осей бетонного сечения

| K | $N_d$ [кН] | $M_{yd}$ [кНм] | $M_{zd}$ [кНм] |
|---|---|---|---|
| 1 | | 100.0 | |

Расчет — согласно MSZ EN 1992-1-1

| | | | |
|---|---|---|---|
| Бетон | | **C25/30** | |
| Арматура | | **S500** | |
| Предел текучести арматуры | $f_{yk}$ | = 500 | МПа |
| Предел прочности арматуры | $f_{tk}$ | = 525 | МПа |
| Предельная деформация | $\varepsilon_{uk}$ | = 25 | %. |
| Расстояние до ц.т. арматуры | a | = 5.2 | см |
| Требуемая арматура — Площадь на каждый угол | $A_s$ | = **3.42** | **см$^2$** |
| Общая площадь арматуры | $A_{s,tot}$ | = **13.70** | **см$^2$** |
| Коэффициент армирования | $\rho$ | = 0.86 | % |

**Расчет для сочетания усилий K = 1**

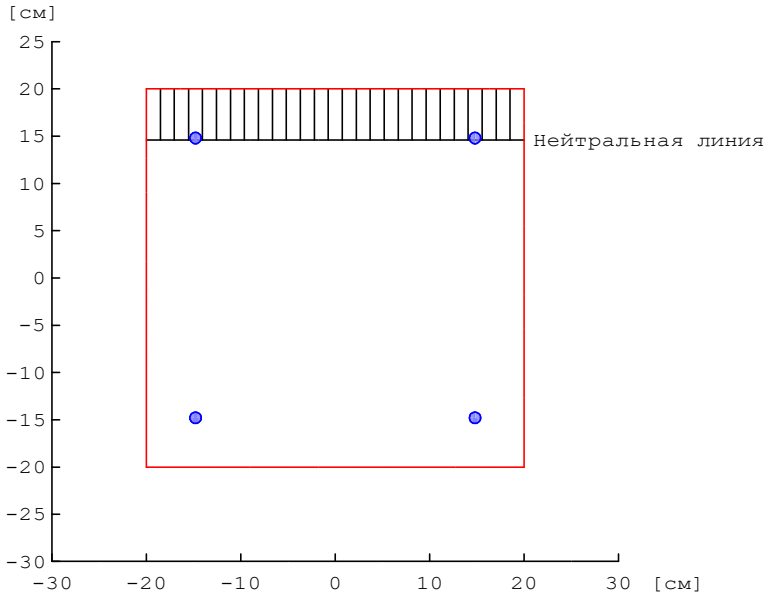
Предельные усилия

| $N_u$ [кН] | $M_{yu}$ [кНм] | $M_{zu}$ [кНм] | $\gamma_u$ |
|---|---|---|---|
| 0.0 | 100.0 | 0.0 | **1.000** |

Нейтральная линия

| $y_1$ [см] | $z_1$ [см] | $y_2$ [см] | $z_2$ [см] |
|---|---|---|---|
| -20.00 | 14.60 | 20.00 | 14.60 |

Сжатая зона




Кривизны — $\kappa_y$ / $\kappa_z$ = 0.06485 / 0.00000 1/м

Деформации бетона

| Максимальная деформация | | Минимальная деформация | |
|---|---|---|---|
| $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] | $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] |
| 22.44 | 0.00 | -3.50 | -16.67 |

Деформации стали

| Максимальная деформация | | Минимальная деформация | |
|---|---|---|---|
| $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] | $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] |
| 19.07 | 450.87 | -0.13 | -25.55 |

Конструирование

Данные для подбора продольной арматуры

| $d_{min}$ [мм] | $d_{max}$ [мм] | $n_{max}$ | $a_{min}$ [мм] |
|---|---|---|---|
| 8 | 40 | 12 | 25 |

Диаметр поперечной арматуры $d_{sw}$ = 6 мм

Мин. толщина защитного слоя $c_{min}$ = 25 мм
Допускаемое отклонение $\Delta c$ = 10 мм

Выбранные стержни

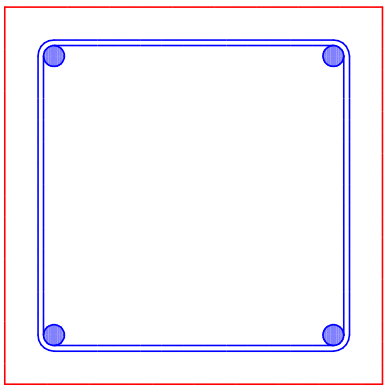
| Размещение | n | $d_s$ [мм] | $A_s$ [см2] |
|---|---|---|---|
| На угол | 1 | 22 | 3.80 |

Общее число стержней $n_{tot}$ = 4 -

Общая площадь арматуры $A_{s,tot}$ = **15.21** **см²**

Коэффициент армирования $\rho$ = 0.95 %

Защитный слой бетона $c_{nom}$ = 35 мм



Стержни: 4 ϕ22
Хомут: ϕ6
Защитный слой:
cnom = 35 мм

**Проверка несущей способности сечения с выбранными стержнями**

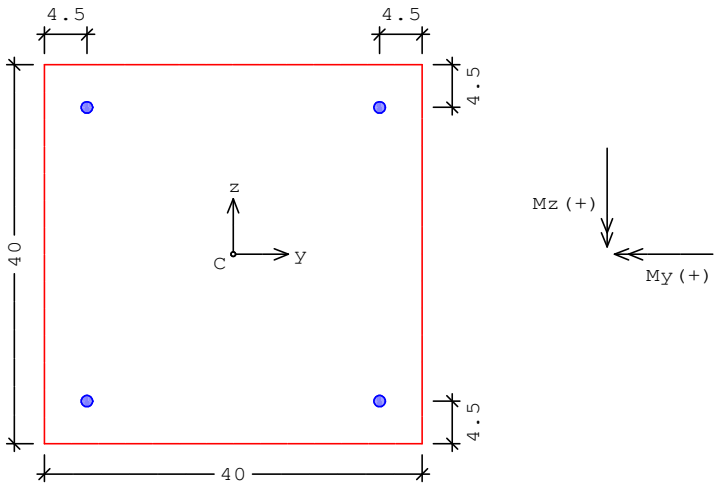
Предельные усилия

| К | $N_u$ [кН] | $M_{yu}$ [кНм] | $M_{zu}$ [кНм] | $\gamma_u$ |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.0 | 110.0 | 0.0 | **1.100** |

Расчет выполнен модулем 432 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t433 Подбор продольной арматуры

Сечение Прямоугольное сечение




| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Ширина | b | = | 40.0 | см |
| Высота | h | = | 40.0 | см |

Усилия — относительно главных осей бетонного сечения

| K | $N_d$ [кН] | $M_{yd}$ [кНм] | $M_{zd}$ [кНм] |
|---|---|---|---|
| 1 | 1000.0 | 100.0 | 100.0 |

Расчет — согласно ТКП EN 1992-1-1

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Бетон | | | **C25/30** | |
| Арматура | | | **S500** | |
| Предел текучести арматуры | $f_{yk}$ | = | 500 | МПа |
| Предел прочности арматуры | $f_{tk}$ | = | 525 | МПа |
| Предельная деформация | $\varepsilon_{uk}$ | = | 25 | %. |
| Расстояние до ц.т. арматуры | a | = | 4.5 | см |
| Требуемая арматура — Площадь на каждый угол | $A_s$ | = | **1.48** | **$см^2$** |
| Общая площадь арматуры | $A_{s,tot}$ | = | **5.92** | **$см^2$** |
| Коэффициент армирования | $\rho$ | = | 0.37 | % |

**Расчет для сочетания усилий K = 1**

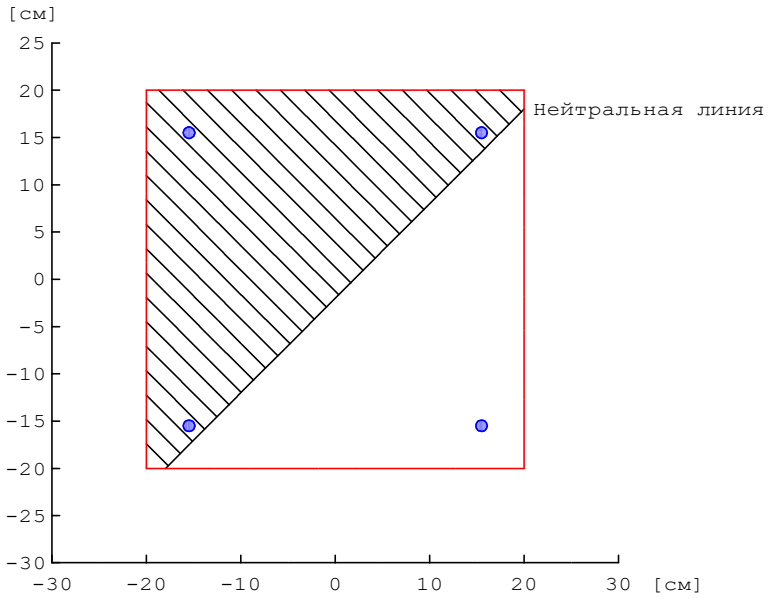
Предельные усилия

| $N_u$ [кН] | $M_{yu}$ [кНм] | $M_{zu}$ [кНм] | $\gamma_u$ |
|---|---|---|---|
| 1000.0 | 100.0 | 100.0 | **1.000** |

Нейтральная линия

| $y_1$ [см] | $z_1$ [см] | $y_2$ [см] | $z_2$ [см] |
|---|---|---|---|
| -17.99 | -20.00 | 20.00 | 17.99 |

Сжатая зона




Кривизны $\kappa_y$ / $\kappa_z$ = 0.00833 / 0.00833 1/м

Деформации бетона

| Максимальная деформация | | Минимальная деформация | |
|---|---|---|---|
| ε [%.] | σ [МПа] | ε [%.] | σ [МПа] |
| 3.17 | 0.00 | -3.50 | -16.67 |

Деформации стали

| Максимальная деформация | | Минимальная деформация | |
|---|---|---|---|
| ε [%.] | σ [МПа] | ε [%.] | σ [МПа] |
| 2.42 | 435.01 | -2.75 | -435.33 |

Конструирование

Данные для подбора продольной арматуры

| $d_{min}$ [мм] | $d_{max}$ [мм] | $n_{max}$ | $a_{min}$ [мм] |
|---|---|---|---|
| 8 | 40 | 20 | 20 |

Диаметр поперечной арматуры $d_{sw}$ = 8 мм

Мин. толщина защитного слоя $c_{min}$ = 20 мм
Допускаемое отклонение $\Delta c$ = 10 мм

Выбранные стержни

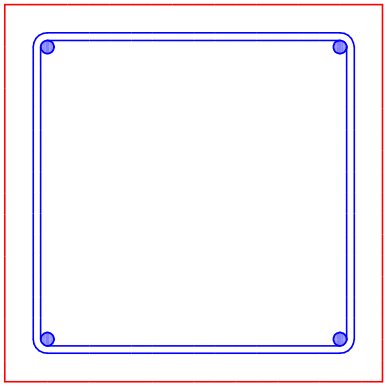
| Размещение | n | $d_s$ [мм] | $A_s$ [см2] |
|---|---|---|---|
| На угол | 1 | 14 | 1.54 |

Общее число стержней $n_{tot}$ = 4 -

Общая площадь арматуры $A_{s,tot}$ = **6.16** **см²**

Коэффициент армирования $\rho$ = 0.38 %

Защитный слой бетона $c_{nom}$ = 30 мм



Стержни: 4 ϕ14
Хомут: ϕ8
Защитный слой:
cnom = 30 мм

**Проверка несущей способности сечения с выбранными стержнями**

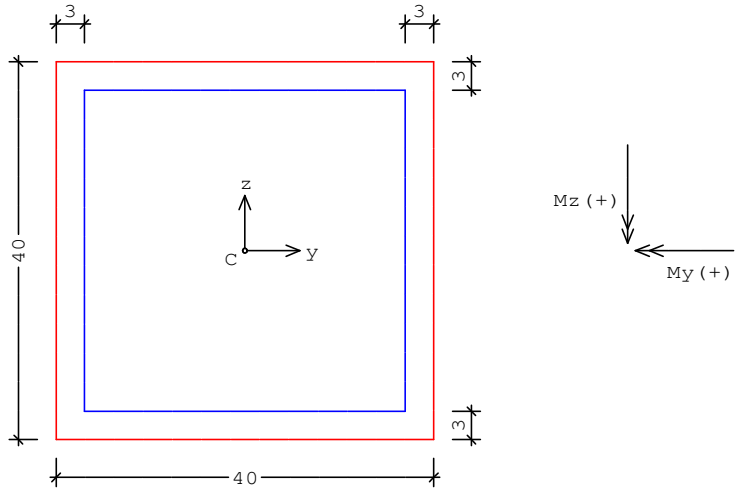
Предельные усилия

| K | $N_u$ [кН] | $M_{yu}$ [кНм] | $M_{zu}$ [кНм] | $\gamma_u$ |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 1010.0 | 101.0 | 101.0 | **1.010** |

Расчет выполнен модулем 433 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t434 Подбор продольной арматуры

Сечение — Прямоугольное сечение




Ширина и высота b = h = 40.0 см

Усилия — Относительно главных осей бетонного сечения

| K | N [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] |
|---|---|---|---|
| 1 | 500.0 | 100.0 | 100.0 |

Расчет — Согласно СП 63.13330.2018 Бетон.и железобетон.кон.

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Бетон | **B 25 (тяжелый)** | | | |
| Коэффициент условий работы | $\gamma_b$ | = | 0.900 | - |
| Сопротивление бетона | $\gamma_b R_b$ | = | 13.05 | МПа |
| Для бетона применяется трехлинейная диаграмма | | | | |
| Предельная деформация бетона | | | | |
| при центральном сжатии | $\varepsilon_{b0}$ | = | 2.00 | %. |
| при изгибе | $\varepsilon_{b2}$ | = | 3.50 | %. |
| Арматура | **A500** | | | |
| Сопротивление арматуры | $R_s$ | = | 435 | МПа |
| | $R_{sc}$ | = | 400 | МПа |
| Для арматуры применяется двухлинейная диаграмма | | | | |
| Предельная деформация | $\varepsilon_{s2}$ | = | 25.00 | %. |
| Расстояние до ц.т. арматуры | a | = | 3.00 | см |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Требуемая арматура | Площадь на каждую b-сторону | $A_{s1}$ | = **3.57** | **см$^2$** |
| | на каждую h-сторону | $A_{s2}$ | = **3.57** | **см$^2$** |
| | Общая площадь арматуры | $A_{s,tot}$ | = **14.29** | **см$^2$** |
| | Коэффициент армирования | $\mu_{tot}$ | = **0.89** | **%** |

**Проверка несущей способности для сочетания усилий К = 1**

Предельные усилия

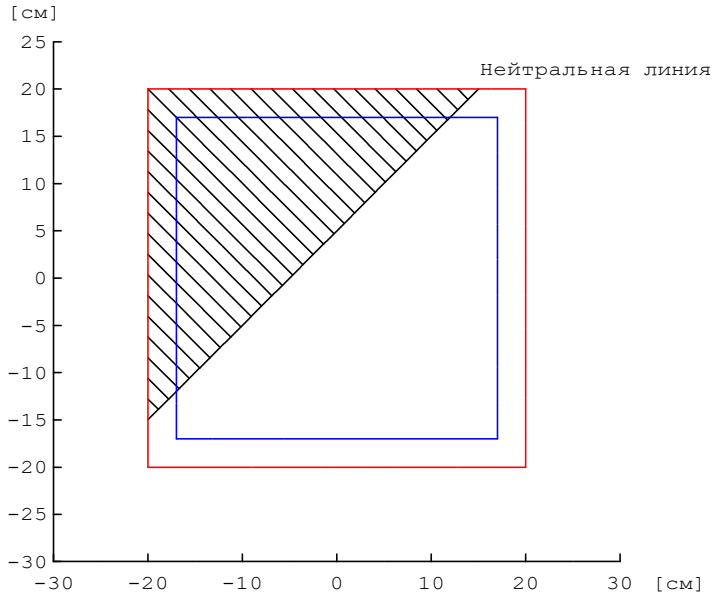
| $N_u$ [кН] | $M_{yu}$ [кНм] | $M_{zu}$ [кНм] | $\gamma_u$ |
|---|---|---|---|
| 500.0 | 100.0 | 100.0 | **1.000** |

$N_u = \gamma_u N$, $M_{yu} = \gamma_u M_y$, $M_{zu} = \gamma_u M_z$

Нейтральная линия

| $y_1$ [см] | $z_1$ [см] | $y_2$ [см] | $z_2$ [см] |
|---|---|---|---|
| -20.00 | -14.99 | 14.99 | 20.00 |

Сжатая зона




Кривизны — $\kappa_y$ / $\kappa_z$ = -0.01000 / 0.01000 1/м

Деформация — $\varepsilon(y,z) = -0.1000z + 0.1000y + 0.501$

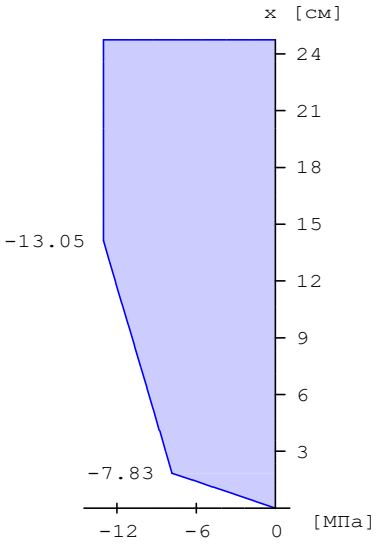
Деформации бетона

| Максимальная деформация | | Минимальная деформация | |
|---|---|---|---|
| $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] | $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] |
| 4.50 | 0.00 | -3.50 | -13.05 |

Деформации стали

| Максимальная деформация | | Минимальная деформация | |
|---|---|---|---|
| ε [%.] | σ [МПа] | ε [%.] | σ [МПа] |
| 3.90 | 435.00 | -2.90 | -400.00 |

Напряжение в бетоне




x - расстояние от нейтральной линии

Усилия

| | N [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] |
|---|---|---|---|
| в бетоне | 597.52 | 56.42 | 56.42 |
| в арматуре | -97.52 | 43.58 | 43.58 |
| суммарные | 500.00 | 100.00 | 100.00 |

Конструирование

| $d_{min}$ [мм] | $d_{max}$ [мм] | $n_{max}$ | $a_{min}$ [мм] |
|---|---|---|---|
| 12 | 28 | 12 | 25 |

Диаметр поперечной арматуры $d_{sw}$ = 8 мм

Минимальная толщина защитного слоя
для продольной арматуры min $a_з$ = 20 мм
для поперечной арматуры min $a_{sw}$ = 15 мм

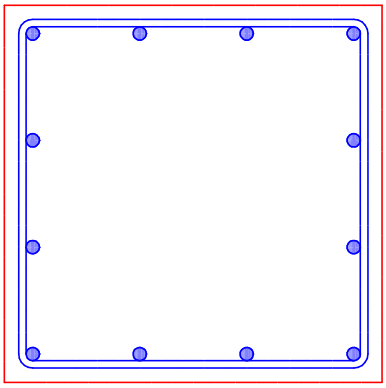
Выбранные стержни

| Место | n | $d_s$ [мм] | $A_s$ [см2] |
|---|---|---|---|
| На угол | 1 | 14 | 1.54 |
| На b-сторону | 2 | 14 | 3.08 |
| На h-сторону | 2 | 14 | 3.08 |

Общее число стержней $n_{tot}$ = 12 -

Защитный слой бетона $a_з$ = 15 мм

Общая площадь арматуры **$A_{s,tot}$ = 18.47 $см^2$**
Коэффициент армирования **$\mu_{tot}$ = 1.15 %**



Стержни: 12 ϕ14
Хомут: ϕ8
Защитный слой:
аз = 15 мм

Предельные усилия для сечения с подобранными арматурными стержнями

| $N_u$ [кН] | $M_{yu}$ [кНм] | $M_{zu}$ [кНм] | $\gamma_u$ |
|---|---|---|---|
| 581.6 | 116.3 | 116.3 | **1.163** |

Расчет выполнен модулем 434 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t435 Подбор продольной арматуры в плитах и стенах

Плита — Толщина плиты: h = 25 см

Расчет — согласно СП 63.13330.2018, 8.1.54, 8.1.57

| | | | |
|---|---|---|---|
| Бетон | **В 25 (тяжелый)** | | |
| Арматура | **A500** | | |
| Коэффициент условий работы | $\gamma_b$ | = 0.900 | - |
| Сопротивление бетона | $\gamma_b R_b$ | = 13.05 | МПа |
| Сопротивление арматуры | $R_s$ | = 435 | МПа |
| | $R_{sc}$ | = 400 | МПа |

Площадь арматуры, требуемой по условию прочности

| $A_{sxв}$ [см2/м] | $A_{sxн}$ [см2/м] | $A_{syв}$ [см2/м] | $A_{syн}$ [см2/м] |
|---|---|---|---|
| 21.60 | 21.60 | 19.90 | 19.90 |

Коэффициент армирования

| $\mu_{sxв}$ [%] | $\mu_{sxн}$ [%] | $\mu_{syв}$ [%] | $\mu_{syн}$ [%] |
|---|---|---|---|
| * 1.00 | * 1.00 | * 1.00 | * 1.00 |

* Нижняя граница коэффициента армирования

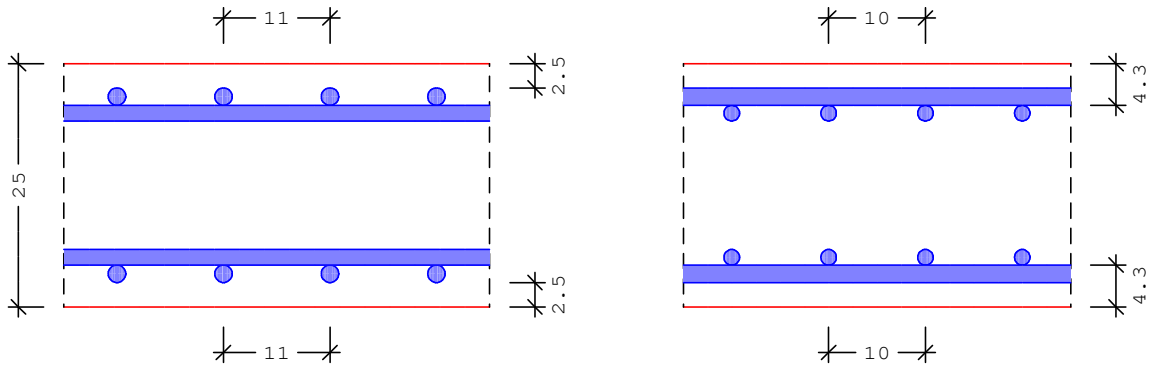
Данные для подбора арматуры

| min $d_s$ [мм] | max $d_s$ [мм] | min s [см] | max s [см] | min $a_з$ [мм] |
|---|---|---|---|---|
| 10 | 18 | 10 | 20 | 25 |

Подобранная арматура по осям x и y

| Ось | Арматура | $d_s$ [мм] | Шаг [см] | $A_s$ [см2/м] | $a_з$ [мм] | $h_0$ [см] | $\mu_s$ [%] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| x | верхняя | 18 | 11 | 23.13 | 25 | 21.6 | 1.07 |
| x | нижняя | 18 | 11 | 23.13 | 25 | 21.6 | 1.07 |
| y | верхняя | 16 | 10 | 20.11 | 43 | 19.9 | 1.01 |
| y | нижняя | 16 | 10 | 20.11 | 43 | 19.9 | 1.01 |

Сечения плиты, нормальные к осям x и y




**Проверка прочности при действии моментов Mx, My, Mxy**

Условия прочности $M_x/M_{xu} <= 1$, $M_y/M_{yu} <= 1$

| K | $M_x$ [кНм/м] | $N_x$ [кН/м] | $M_y$ [кНм/м] | $N_y$ [кН/м] | $M_{xu}$ [кНм/м] | $M_{yu}$ [кНм/м] | $M_x/M_{xu}$ | $M_y/M_{yu}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 50.0 | 0.0 | 50.0 | 0.0 | 190.0 | 145.8 | **0.263** | **0.343** |

Условие прочности $(|M_{xu}| - |M_x|)\cdot(|M_{yu}| - |M_y|)/M^2 - M_{xy}\cdot M_{xy}/M^2 >= 0$
при M = 190.0 кНм/м

| K | $M_x$ [кНм/м] | $M_y$ [кНм/м] | $M_{xy}$ [кНм/м] | Условие прочности |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 50.0 | 50.0 | 25.0 | **0.354** >= 0 |

Условие прочности $|M_{xy}| / M_{sxy,u} =$ **0.064** <= 1

$M_{sxy,u} = 0.5R_s(A_{sx} + A_{sy})h_0 =$ 390.3 кНм/м

Условие прочности $|M_{xy}| / M_{bxy,u} =$ **0.307** <= 1

$M_{bxy,u} = 0.1R_b h^2 =$ 81.6 кНм/м

**Прочность плиты обеспечена**

**Проверка трещиностойкости**

Предельная ширина раскрытия трещин
Непродолжительное раскрытие $a_{crc1} =$ 0.30 мм
Продолжительное раскрытие $a_{crc2} =$ 0.20 мм

| K | $N_x$ [кН/м] | $M_x$ [кНм/м] | $N_{xl}$ [кН/м] | $M_{xl}$ [кНм/м] | $N_{x,crc}$ [кН/м] | $M_{x,crc}$ [кНм/м] | $a_{crc}$ [мм] | $a_{crc,l}$ [мм] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.0 | 50.0 | 0.0 | 50.0 | 0.0 | 35.9 | **0.067** | **0.067** |

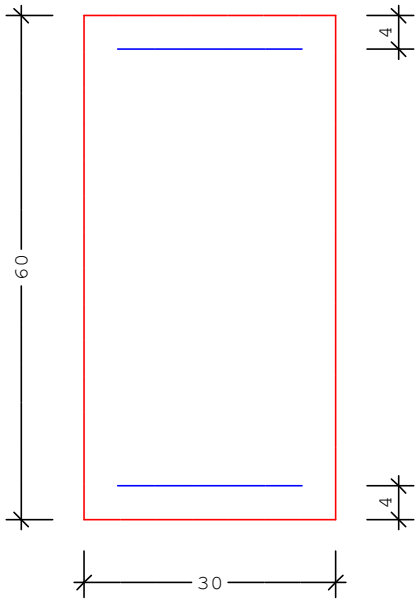
| K | $N_y$ [кН/м] | $M_y$ [кНм/м] | $N_{yl}$ [кН/м] | $M_{yl}$ [кНм/м] | $N_{y,crc}$ [кН/м] | $M_{y,crc}$ [кНм/м] | $a_{crc}$ [мм] | $a_{crc,l}$ [мм] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.0 | 50.0 | 0.0 | 50.0 | 0.0 | 32.3 | **0.095** | **0.095** |

**Трещиностойкость плиты обеспечена**

Расчет выполнен модулем 435 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t436 Подбор поперечной арматуры

Сечение




| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Ширина сечения | b | = | 30.0 | см |
| Высота сечения | h | = | 60.0 | см |
| Расстояния до ц.т. арматуры | $a_в$ | = | 4.00 | см |
| | $a_н$ | = | 4.00 | см |
| Площади продольной арматуры | $A_{sв}$ | = | 5.00 | см2 |
| | $A_{sн}$ | = | 15.00 | см2 |
| Диаметр хомутов | $d_{sw}$ | = | 0 | мм |
| Длина приопорного участка | l | = | 2.00 | м |

Нагрузки

Усилия в опорном сечении

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Изгибающий момент | $M_o$ | = | 200.0 | кНм |
| Поперечная сила | $Q_o$ | = | 300.0 | кН |

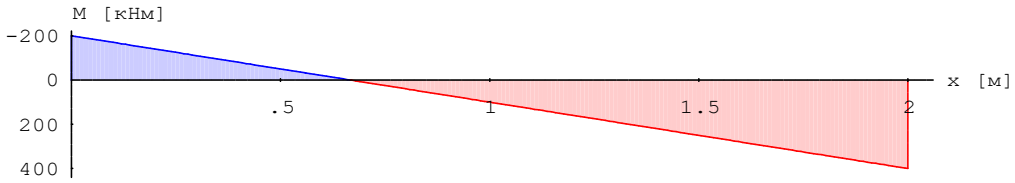
Расчёт

Согласно СП 63.13330.2018 с изменениями №1, №2

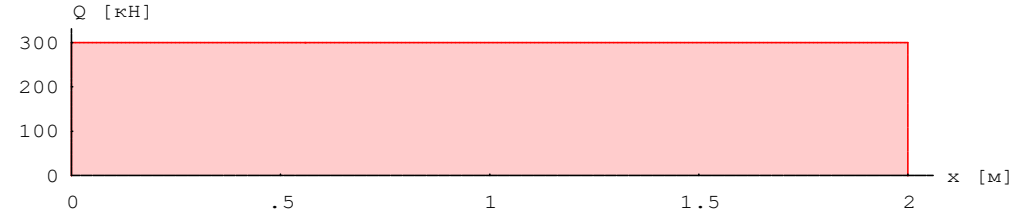
| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Бетон | **В 25 (тяжелый)** | | | |
| Продольная арматура | **A500** | | | |
| Поперечная арматура | **A400** | | | |
| Коэффициент условий работы | $\gamma_b$ | = | 0.900 | - |
| Расчётные сопротивления | $\gamma_b R_b$ | = | 13.05 | МПа |
| | $\gamma_b R_{bt}$ | = | 0.95 | МПа |
| | $R_s$ | = | 435 | МПа |
| | $R_{sc}$ | = | 400 | МПа |
| | $R_{sw}$ | = | 280 | МПа |

**Подбор поперечной арматуры при прямом изгибе**

Изгибающий момент




Поперечная сила




Требуемая площадь поперечной арматуры

| x [м] | C [см] | $C_{sw}$ [см] | треб.$A_{sw}/s_w$ [см2/м] | $s_{w,max}$ [см] | $a_{sw}$ [см2/м] |
|---|---|---|---|---|---|
| 0.560 | 56.0 | 56.0 | 5.26 | 29.6 | 9.37 |
| 0.570 | 57.0 | 57.0 | 5.52 | 29.6 | 9.38 |
| 0.667 | 66.7 | 66.7 | 7.14 | 29.6 | 9.38 |
| 1.333 | 133.3 | 112.0 | 8.50 | 29.6 | 9.38 |
| 2.000 | 168.0 | 112.0 | 9.38 | 29.6 | 9.38 |

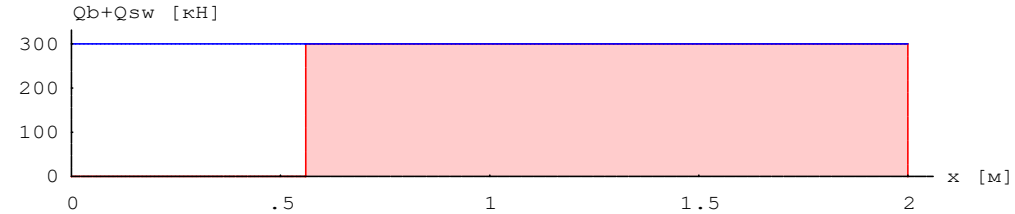
$C_{sw}$ - длина участка размещения поперечной арматуры
$s_{w,max}$ - расчётный верхний предел для шага хомутов
$a_{sw}$ - погонная площадь арматуры с учётом $C_{sw}$

Проверка прочности по условию $Q/(Q_b + Q_{sw}) <= 1$ при треб.$A_{sw}/s_w$

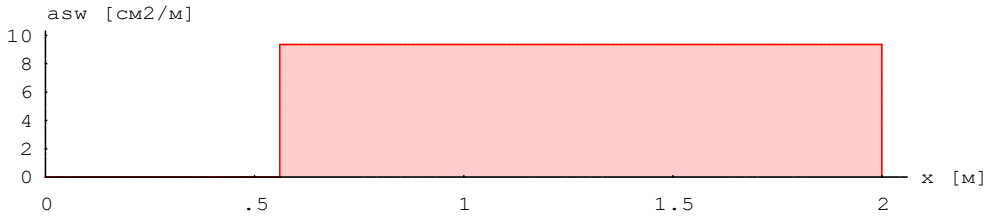
| x [м] | Q [кН] | $Q_b$ [кН] | $Q_{sw}$ [кН] | $Q/(Q_b+Q_{sw})$ |
|---|---|---|---|---|
| 0.560 | 300.0 | 238.1 | 61.9 | **1.000** |
| 0.560* | 300.0 | 238.1 | 61.9 | **1.000** |
| 0.667 | 300.0 | 200.0 | 100.0 | **1.000** |
| 1.333 | 300.0 | 100.0 | 200.0 | **1.000** |
| 2.000 | 300.0 | 79.4 | 220.6 | **1.000** |

* сечение с наибольшим значением $Q/(Q_b+Q_{sw})$

Усилие, воспринимаемое бетоном и арматурой



Погонная площадь арматуры

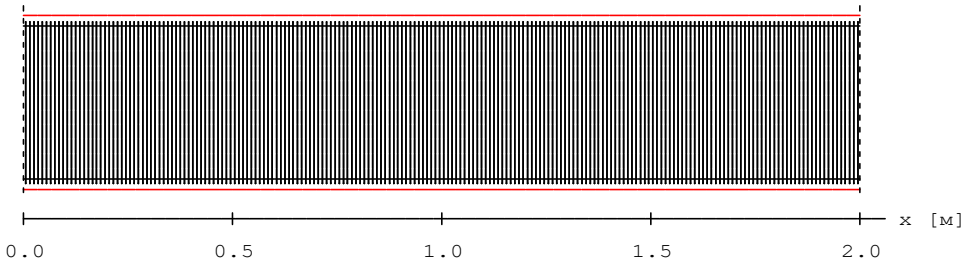



Данные для подбора арматуры

| $s_{w,max}$ [см] | $s_{w+}$ [см] | $s_1$ [см] |
|---|---|---|
| 15 | 5 | $s_w/2$ |

Подобранная поперечная арматура

| от x [м] | до x [м] | Число хомутов | Шаг [см] | $A_{sw}/s_w$ [см2/м] |
|---|---|---|---|---|
| 0.000 | 1.995 | 200 | 1 | 0.00 |

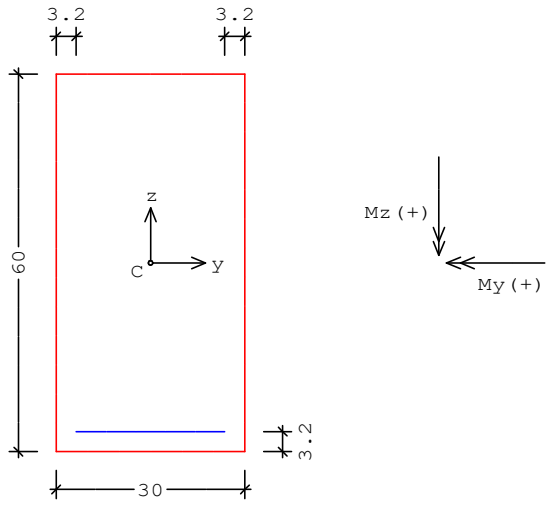



**Прочность элемента не обеспечена**

Расчет выполнен модулем 436 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t437 Расчет по прочности и трещиностойкости

Сечение — Прямоугольное сечение




| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Ширина сечения | b | = | 30.0 | см |
| Высота сечения | h | = | 60.0 | см |

Усилия — Относительно центральных осей бетонного сечения

Расчетные усилия

| K | N [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] |
|---|---|---|---|
| 1 | | 200.0 | |

Нормативные усилия

| $K_n$ | N [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] | $N_l$ [кН] | $M_{yl}$ [кНм] | $M_{zl}$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | | 150.0 | | | 120.0 | |

Расчет — Согласно СП 63.13330.2018

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Бетон | | **B 25 (тяжелый)** | | |
| Верхняя арматура | | **A400** | | |
| Нижняя арматура | | **A500** | | |
| Для бетона применяется | | трехлинейная диаграмма | | |
| Для арматуры применяется | | двухлинейная диаграмма | | |
| Коэффициент условий работы | $\gamma_b$ | = 0.900 | | - |
| Сопротивление бетона | $R_{bn}$ | = 18.50 | | МПа |
| | $R_{btn}$ | = 1.55 | | МПа |
| | $\gamma_b R_b$ | = 13.05 | | МПа |
| Сопротивление верхней арматуры | $R_{snв}$ | = 400 | | МПа |
| | $R_{sв}$ | = 350 | | МПа |
| | $R_{scв}$ | = 350 | | МПа |
| нижней арматуры | $R_{snн}$ | = 500 | | МПа |
| | $R_{sн}$ | = 435 | | МПа |
| | $R_{scн}$ | = 400 | | МПа |

**Подбор арматуры по условию прочности**

Требуемая арматура

| | | | |
|---|---|---|---|
| Площадь арматуры верхней | $A_{sв}$ | = 0.00 | $см^2$ |
| нижней | $A_{sн}$ | = 8.90 | $см^2$ |
| Общая площадь арматуры | $A_{s,tot}$ | = 8.90 | $см^2$ |
| Коэффициент армирования | $\mu_{tot}$ | = 0.49 | % |

Данные для подбора арматуры

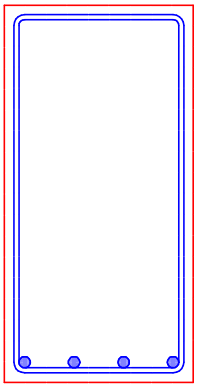
| Место | dmin [мм] | dmax [мм] | nmax | amin [мм] |
|---|---|---|---|---|
| Вверху | 12 | 28 | 4 | 25 |
| Внизу | 12 | 28 | 4 | 25 |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Диаметр поперечной арматуры | $d_{sw}$ | = 8 | | мм |
| Минимальная толщина защитного слоя | | | | |
| для продольной арматуры | min $a_{зв}$ | = 20 | | мм |
| | min $a_{зн}$ | = 20 | | мм |
| для поперечной арматуры | min $a_{зw}$ | = 15 | | мм |

Выбранные стержни

| Место | n | $d_s$ [мм] | $A_s$ [см2] |
|---|---|---|---|
| Внизу | 4 | 18 | 10.18 |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Общее число стержней | $n_{tot}$ | = 4 | | - |
| Защитный слой вверху | $a_{зв}$ | = 15 | | мм |
| внизу | $a_{зн}$ | = 15 | | мм |
| Общая площадь арматуры | $A_{s,tot}$ | = 10.18 | | $см^2$ |
| Коэффициент армирования | $\mu_{tot}$ | = 0.57 | | % |



Стержни: 4 ϕ18
Хомут: ϕ8
Защитный слой:
азв = 15 мм
азн = 15 мм

Предельные усилия $N_u = \gamma_u N$, $M_{yu} = \gamma_u M_y$, $M_{zu} = \gamma_u M_z$

| K | N [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] | $N_u$ [кН] | $M_{yu}$ [кНм] | $M_{zu}$ [кНм] | $\gamma_u$ [-] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.0 | 200.0 | 0.0 | 0.0 | 225.5 | 0.0 | **1.127** |

**Прочность сечения обеспечена**

**Расчёт по трещиностойкости**

Предельная ширина раскрытия трещин
Непродолжительное раскрытие $a_{c1,u}$ = 0.30 мм
Продолжительное раскрытие $a_{c2,u}$ = 0.20 мм

Расчет по образованию трещин

| $K_n$ | $N_{crc}$ [кН] | $M_{y,crc}$ [кНм] | $M_{z,crc}$ [кНм] | Условие проверки |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.0 | 57.6 | 0.0 | **не выполняется** |

Расчет по непродолж. раскрытию трещин

| $K_n$ | $\sigma_s$ [МПа] | $a_{crc}$ [мм] | Условие проверки |
|---|---|---|---|
| 1 | 283.8 | **0.253** | **выполняется** |

Данные для расчета

| $K_n$ | $\sigma_{s,crc}$ [МПа] | $\psi_s$ [-] | $A_{bt}$ [см2] | $A_s$ [см2] | $d_s$ [мм] | $l_s$ [см] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 108.5 | 0.694 | 900.0* | 10.18 | 18 | 40.0 |

* Учтены ограничения на высоту растянутой зоны

Расчет по продолж. раскрытию трещин

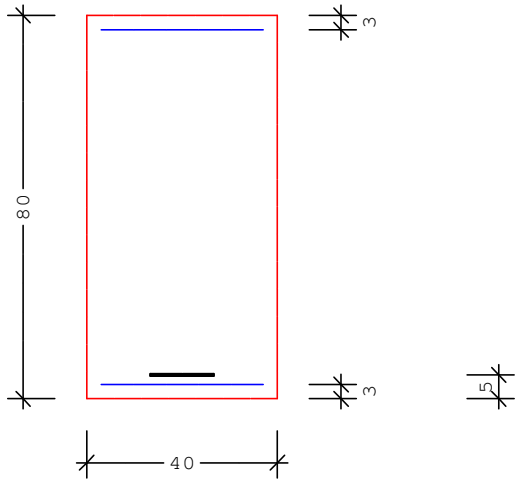
| $K_n$ | $\sigma_{sl}$ [МПа] | $\psi_s$ [-] | $a_{crc}$ [мм] | Условие проверки |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 226.0 | 0.616 | **0.195** | **выполняется** |

**Трещиностойкость сечения обеспечена**

Расчет выполнен модулем 437 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t438 Преднапряженный элемент

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Сечение | Ширина сечения | b | = | 40.0 | см |
| | Высота сечения | h | = | 80.0 | см |
| Ненапрягаемая арматура | | | | | |
| | Площадь арматуры | $A_{sв}$ | = | 3.00 | $см^2$ |
| | | $A_{sн}$ | = | 3.00 | $см^2$ |
| | Расстояние до ц.т. арматуры | $a_в$ | = | 3.00 | см |
| | | $a_н$ | = | 3.00 | см |
| | Диаметр арматуры | $d_{sв}$ | = | 12 | мм |
| | | $d_{sн}$ | = | 12 | мм |
| Напрягаемая арматура | | | | | |
| | Площадь арматуры | $A_{spн}$ | = | 15.00 | $см^2$ |
| | Расстояние до ц.т. арматуры | $a_{pн}$ | = | 5.00 | см |
| | Диаметр арматуры | $d_{spн}$ | = | 20 | мм |




| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Преднапряжение | Натяжение арматуры на упоры | механическим способом | | | |
| | Длина напрягаемой арматуры | l | = | 6.00 | м |
| | Предварительное напряжение | $\sigma_{spн}$ | = | 900 | МПа |
| Расчет | Согласно СП 63.13330.2018 (с изменением №1) | | | | |
| | Расчет на основе нелинейной деформационной модели | | | | |
| | Бетон | **В 25 (тяжелый)** | | | |
| | Для бетона применяется трехлинейная диаграмма | | | | |
| | Ненапрягаемая арматура | **A500** | | | |
| | Сопротивление арматуры | $R_s$ | = | 435 | МПа |
| | | $R_{sc}$ | = | 400 | МПа |
| | Модуль упругости арматуры | $E_s$ | = | 200 | ГПа |
| | Для арматуры применяется двухлинейная диаграмма | | | | |
| | Напрягаемая арматура | **A1000** | | | |
| | Сопротивление арматуры | $R_s$ | = | 870 | МПа |
| | | $R_{sc}$ | = | 400 | МПа |
| | Модуль упругости арматуры | $E_s$ | = | 200 | ГПа |
| | Для арматуры применяется трехлинейная диаграмма | | | | |

**Определение напряжений в стадии предварительного обжатия**

Характеристики бетона в момент обжатия

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Передаточная прочность | $R_{bp}$ | = | 10.0 | МПа |
| Расчетное сопротивление | $R_b$ | = | 6.00 | МПа |
| Модуль упругости | $E_b$ | = | 19.00 | ГПа |

Значения $R_b$,$E_b$ определяются как для класса бетона, численно равного передаточной прочности бетона

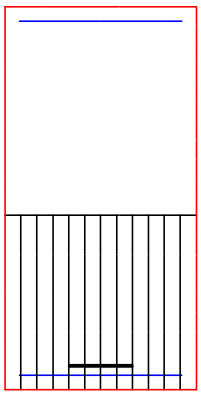
Первые потери предварительного напряжения

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| от релаксации напряжения | $\Delta\sigma_{sp1}$ | = | 70.0 | МПа |
| от деформации упоров | $\Delta\sigma_{sp3}$ | = | 30.0 | МПа |
| от деформации анкеров | $\Delta\sigma_{sp4}$ | = | 66.7 | МПа |

Предварительные напряжения, деформации и усилия с учетом первых потерь

| $\sigma_{spв}$ [МПа] | $\sigma_{spн}$ [МПа] | $\varepsilon_{spв}$ [%.] | $\varepsilon_{spн}$ [%.] | $P_в$ [кН] | $P_н$ [кН] |
|---|---|---|---|---|---|
| | 733.3 | | 3.67 | | 1100.0 |

Сжатая зона



Расстояние от нижней стороны бетонного сечения до нейтральной линии 36.47 см

Деформация бетона

| Максимальная деформация | | Минимальная деформация | |
|---|---|---|---|
| $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] | $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] |
| 1.52 | 0.00 | -1.28 | -5.04 |

Деформация ненапряг. арматуры

| Нижняя арматура | | Верхняя арматура | |
|---|---|---|---|
| $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] | $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] |
| -1.17 | -234.4 | 1.42 | 283.9 |

Деформация напряг. арматуры

| Нижняя арматура | | Верхняя арматура | |
|---|---|---|---|
| $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] | $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] |
| 2.56 | 512.9 | | |

Напряжение в бетоне на уровне напрягаемой арматуры

$\sigma_{bpн}$ = -4.81 МПа

**Проверка прочности элемента в стадии предварительного обжатия**

Условие прочности $\sigma_{b,max} / 0.9R_{bp}$ = 5.04 / 9.00 = **0.560** <= 1

**Определение предельного изгибающего момента в стадии эксплуатации**

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Сопротивление бетона | $\gamma_b R_b$ | = | 13.05 | МПа |
| при | $\gamma_b$ | = | 0.900 | - |
| Модуль упругости бетона | $E_b$ | = | 30.00 | ГПа |
| Влажность воздуха окружающей среды | | | от 40% до 75% | |
| Коэффициент ползучести | $\varphi_{b,cr}$ | = | 2.50 | - |

Характеристики приведенного сечения

| a [см] | $y_в$ [см] | $y_н$ [см] | $A_{red}$ [см2] | $I_{red}$ [см4] |
|---|---|---|---|---|
| 39.0 | | -34.0 | 3340.0 | $1.880 \cdot 10^{+6}$ |

a - расстояние от нижней стороны бетонного сечения до центра тяжести приведенного сечения
y - координата центра тяжести напрягаемой арматуры

Вторые потери предварительного напряжения

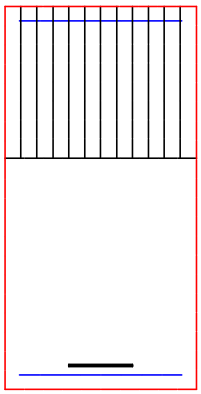
от усадки бетона $\Delta\sigma_{sp5н}$ = 40.0 МПа
от ползучести бетона $\Delta\sigma_{sp6н}$ = 49.9 МПа

Предварительные напряжения, деформации и усилия с учетом полных потерь

| $\sigma_{spв}$ [МПа] | $\sigma_{spн}$ [МПа] | $\varepsilon_{spв}$ [%.] | $\varepsilon_{spн}$ [%.] | $P_в$ [кН] | $P_н$ [кН] |
|---|---|---|---|---|---|
| | 643.5 | | 3.22 | | 965.2 |

**Положительный предельный момент** $M_{u+}$ = **945.8** кНм

Сжатая зона



Расстояние от нижней стороны бетонного сечения до нейтральной линии 48.30 см

Деформация бетона

| Максимальная деформация | | Минимальная деформация | |
|---|---|---|---|
| $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] | $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] |
| 5.33 | 0.00 | -3.50 | -13.05 |

Деформация ненапряг. арматуры

| Нижняя арматура | | Верхняя арматура | |
|---|---|---|---|
| $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] | $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] |
| 5.00 | 435.0 | -3.17 | -400.0 |

Деформация напряг. арматуры

| Нижняя арматура | | Верхняя арматура | |
|---|---|---|---|
| $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] | $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] |
| 8.00 | 928.9 | | |

**Отрицательный предельный момент** $M_{u-}$ = **-98.8** кНм

Сжатая зона

Расстояние от нижней стороны бетонного сечения до нейтральной линии 10.08 см

Деформация бетона

| Максимальная деформация | | Минимальная деформация | |
|---|---|---|---|
| ε [%.] | σ [МПа] | ε [%.] | σ [МПа] |
| 24.28 | 0.00 | -3.50 | -13.05 |

Деформация ненапряг. арматуры

| Нижняя арматура | | Верхняя арматура | |
|---|---|---|---|
| ε [%.] | σ [МПа] | ε [%.] | σ [МПа] |
| -2.46 | -400.0 | 23.23 | 435.0 |

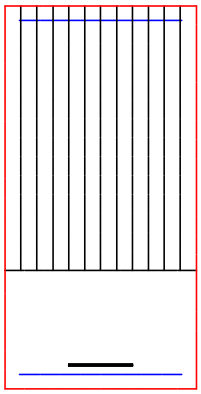
Деформация напряг. арматуры

| Нижняя арматура | | Верхняя арматура | |
|---|---|---|---|
| ε [%.] | σ [МПа] | ε [%.] | σ [МПа] |
| 1.45 | 290.6 | | |

**Определение изгибающего момента при образовании трещин**

Сопротивление бетона $R_{bn}$ = 18.50 МПа
$R_{btn}$ = 1.55 МПа

Положительный момент $M_{crc+}$ = 634.6 кНм
Сжатая зона



Расстояние от нижней стороны бетонного сечения до нейтральной линии 24.78 см

Деформация бетона

| Максимальная деформация | | Минимальная деформация | |
|---|---|---|---|
| ε [%.] | σ [МПа] | ε [%.] | σ [МПа] |
| 0.15 | 1.55 | -0.33 | -10.03 |

Деформация ненапряг. арматуры

| Нижняя арматура | | Верхняя арматура | |
|---|---|---|---|
| ε [%.] | σ [МПа] | ε [%.] | σ [МПа] |
| 0.13 | 26.4 | -0.32 | -63.2 |

Деформация напряг. арматуры

| Нижняя арматура | | Верхняя арматура | |
|---|---|---|---|
| ε [%.] | σ [МПа] | ε [%.] | σ [МПа] |
| 3.34 | 667.4 | | |

Площадь растянутой зоны $A_{bt}$ = 991.3 $см^2$
Приведенная площадь растянутой арматуры
$A_{st}$ = 16.62 $см^2$

**Проверка трещиностойкости элемента**

Заданные моменты

| K | M [кНм] | $M_l$ [кНм] | $M_{crc}$ [кНм] |
|---|---|---|---|
| 1 | 800.0 | 400.0 | 634.6 |

Предельная ширина раскрытия трещин
Непродолжительное раскрытие $a_{crc1}$ = 0.30 мм
Продолжительное раскрытие $a_{crc2}$ = 0.20 мм

Ширина раскрытия трещин

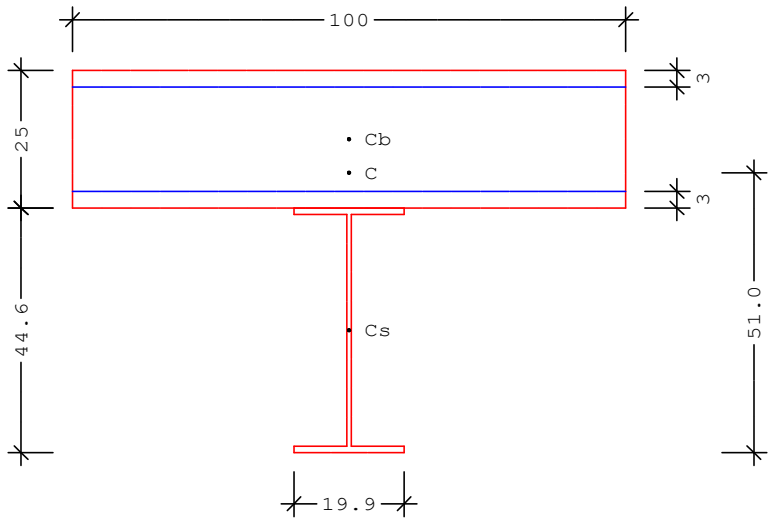
| K | $\sigma_{s,crc}$ [МПа] | $\sigma_s$ [МПа] | $\sigma_{sl}$ [МПа] | $d_s$ [мм] | $l_s$ [см] | $a_{crc}$ [мм] | $a_{crc,l}$ [мм] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 52.9 | 186.6 | 1.0 | 12 | 35.8 | **0.129** | **0.000** |

**Трещиностойкость элемента обеспечена**

Расчет выполнен модулем 438 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t439 Сталежелезобетонный элемент

Сечение




| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Плита | Ширина | $b_n$ | = 100.0 | см |
| | Высота | $h_n$ | = 25.0 | см |
| Верхняя арматура | Погонная площадь | $a_{sв}$ | = 10.00 | см2/м |
| | Расстояние до ц.т. | $a_в$ | = 3.00 | см |
| Нижняя арматура | Погонная площадь | $a_{sн}$ | = 10.00 | см2/м |
| | Расстояние до ц.т. | $a_н$ | = 3.00 | см |
| Профиль | Двутавр 45Б1 | | ГОСТ Р 57837-2017 | |
| | Ширина | b | = 199 | мм |
| | Высота | h | = 446 | мм |
| | Толщина полок | t | = 12.0 | мм |
| | Толщина стенки | s | = 8.0 | мм |
| Расстояние | от нижней стороны сечения до центра тяжести | | | |
| | железобетонной части | $a_{Cb}$ | = 57.1 | см |
| | стальной части | $a_{Cs}$ | = 22.3 | см |
| | приведенного сечения | $a_C$ | = 51.0 | см |

Расчет — Согласно СП 266.1325800.2016

Материалы — Бетон: В 25 (тяжелый); Арматура: А500

Сопротивления бетона и арматуры

| $R_{bn}$ [МПа] | $R_b$ [МПа] | $R_{btn}$ [МПа] | $R_{sn}$ [МПа] | $R_s$ [МПа] | $R_{sc}$ [МПа] |
|---|---|---|---|---|---|
| 18.50 | 14.50 | 1.55 | 500 | 435 | 400 |

Коэффициент условий работы $\gamma_b$ = 0.900 -

Для бетона применяется трехлинейная диаграмма
Для арматуры применяется двухлинейная диаграмма

Модуль упругости бетона $E_b$ = 30.0 ГПа
Модуль упругости арматуры $E_s$ = 200 ГПа

Сталь: С 255

Сопротивление стали $R_y$ = 240 МПа
Модуль упругости стали $E$ = 206 ГПа
Коэффициент условий работы $\gamma_c$ = 1.000 -
Предельная деформация стали $\varepsilon_{lim}$ = 25.00 %.

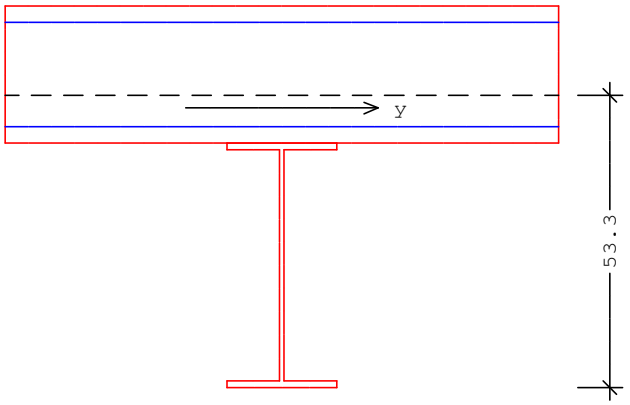
**Проверка несущей способности элемента**

Предельные усилия

| N [кН] | $M_y$ [кНм] | $N_u$ [кН] | $M_{yu}$ [кНм] | $\gamma_u$ |
|---|---|---|---|---|
| 0.0 | 1000.0 | 0.0 | 838.2 | **0.838** |

**Деформации и напряжения для предельных усилий**

Нейтральная линия




Кривизна $\kappa_y$ =-0.02150 1/м

Деформации бетона

| Максимальная деформация $\varepsilon$ [%.] | Максимальная деформация $\sigma$ [МПа] | Минимальная деформация $\varepsilon$ [%.] | Минимальная деформация $\sigma$ [МПа] |
|---|---|---|---|
| 1.87 | 0.00 | -3.50 | -13.05 |

Деформации арматуры

| Максимальная деформация $\varepsilon$ [%.] | Максимальная деформация $\sigma$ [МПа] | Минимальная деформация $\varepsilon$ [%.] | Минимальная деформация $\sigma$ [МПа] |
|---|---|---|---|
| 1.23 | 245.98 | -2.86 | -400.00 |

Деформации стали

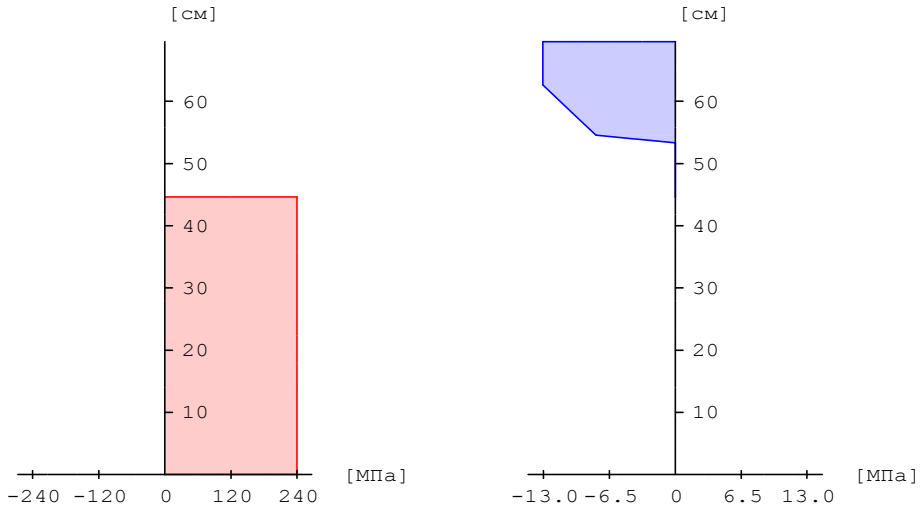
| Максимальная деформация $\varepsilon$ [%.] | Максимальная деформация $\sigma$ [МПа] | Минимальная деформация $\varepsilon$ [%.] | Минимальная деформация $\sigma$ [МПа] |
|---|---|---|---|
| 11.46 | 240.00 | 1.87 | 240.00 |

Знак '+' при растяжении, знак '-' при сжатии

Усилия в частях сечения относительно их центральных осей

| $N_b$ [кН] | $M_b$ [кНм] | $N_s$ [кН] | $M_s$ [кНм] |
|---|---|---|---|
| -1956.5 | 157.3 | 1956.5 | |

Эпюры напряжений в стали в бетоне




**Несущая способность элемента не обеспечена**

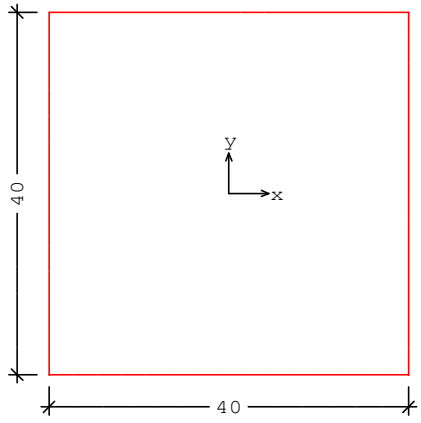
Расчет выполнен модулем 439 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t440

## Расчет на продавливание

Расчетная схема

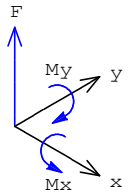
| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Размеры сечения колонны | $c_x$ | = | 40 | см |
| | $c_y$ | = | 40 | см |
| Толщина плиты | h | = | 25 | см |
| Рабочая высота сечения плиты | $h_{0x}$ | = | 22.0 | см |
| | $h_{0y}$ | = | 22.0 | см |



## Нагрузка

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Продавливающая сила | F | = | 500.0 | кН |
| Момент относительно оси x | $M_x$ | = | 50.0 | кНм |
| Момент относительно оси y | $M_y$ | = | 50.0 | кНм |

Положительные направления силы и моментов




## Расчет

Согласно СП 63.13330.2018

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Бетон | | **B 25 (тяжелый)** | | |
| Коэффициент условий работы | $\gamma_b$ | = | 0.900 | - |
| Сопротивление бетона | $\gamma_b R_{bt}$ | = | 0.945 | МПа |
| Поперечная арматура | | **A400** | | |
| Сопротивление арматуры | $R_{sw}$ | = | 280 | МПа |
| Расчетный периметр | u | = | 248.0 | см |

Моменты инерции расчетного контура

$I_x$ = 0.1589 м3 $I_y$ = 0.1589 м3

Моменты сопротивления расчетного контура

$W_x$ = 0.5125 м2 $W_y$ = 0.5125 м2

Предельные усилия в бетоне

| $F_{b,ult}$ [кН] | $M_{bx,ult}$ [кНм] | $M_{by,ult}$ [кНм] |
|---|---|---|
| 515.6 | 106.6 | 106.6 |

Условие прочности

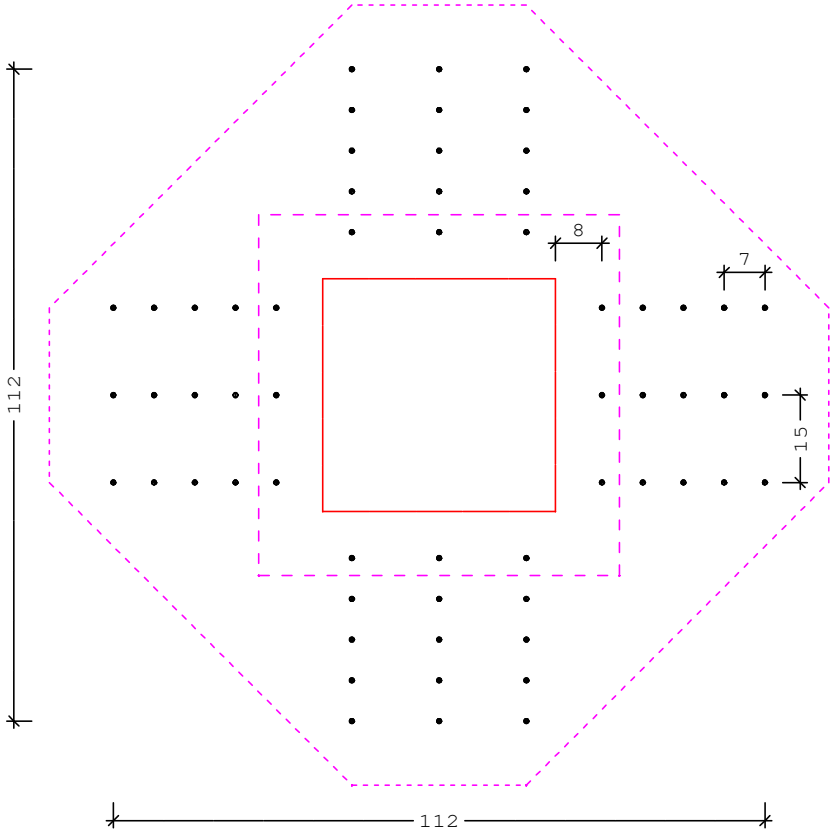
$F / F_{ult} + M_x / M_{x,ult} + M_y / M_{y,ult} =$

0.9698 + 0.2424 + 0.2424 = **1.455** > 1

Вклад моментов ограничен согласно 8.1.46

## Конструирование

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Диаметр хомутов | $d_{sw}$ | = | 8 | мм |
| Шаг хомутов вдоль контура | $s_{w1}$ | = | 15 | см |
| Шаг хомутов перпендикулярно контуру | $s_{w2}$ | = | 7 | см |
| Расстояние от колонны до ближайших хомутов | $s_{w0}$ | = | 8 | см |
| Погонная площадь арматуры | $A_{sw}/s_{w1}$ | = | 10.05 | см2/м |
| | $A_{sw}$ = 3 * 0.50 | = | 1.51 | см2 |
| Число хомутов | $n_w$ | = | 60 | - |




Проверка прочности плиты с учетом крестообразного размещения арматуры

Характеристики участков с поперечной арматурой

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| $L_{swx}$ = | 30 | см | $L_{swy}$ = | 30 | см |
| $I_{swx}$ = | 0.0622 | м3 | $I_{swy}$ = | 0.0622 | м3 |
| $W_{swx}$ = | 0.2005 | м2 | $W_{swy}$ = | 0.2005 | м2 |

Предельные усилия в арматуре

| $F_{sw,ult}$ [кН] | $M_{sw,x,ult}$ [кНм] | $M_{sw,y,ult}$ [кНм] |
|---|---|---|
| 270.2 | 45.2 | 45.2 |

Условие прочности $F / F_{ult} + M_x / M_{x,ult} + M_y / M_{y,ult} =$

0.6363 + 0.1591 + 0.1591 = **0.954** <= 1

Вклад моментов ограничен согласно 8.1.46

Проверка прочности плиты за границей расположения поперечной арматуры

Расчетный периметр u = 414.2 см

Моменты инерции расчетного контура

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| $I_x$ = | 0.8346 | м3 | $I_y$ = | 0.8346 | м3 |

Моменты сопротивления расчетного контура

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| $W_x$ = | 1.2457 | м2 | $W_y$ = | 1.2457 | м2 |

Предельные усилия в бетоне

| $F_{b,ult}$ [кН] | $M_{bx,ult}$ [кНм] | $M_{by,ult}$ [кНм] |
|---|---|---|
| 861.0 | 259.0 | 259.0 |

Условие прочности $F / F_{ult} + M_x / M_{x,ult} + M_y / M_{y,ult} =$

$0.5807 + 0.1452 + 0.1452 = \mathbf{0.871} <= 1$

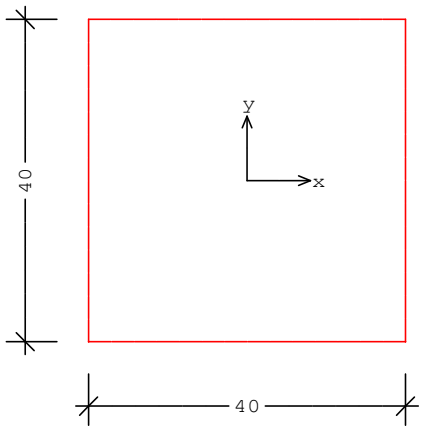
Вклад моментов ограничен согласно 8.1.46

Расчет выполнен модулем 440 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t441 Расчет на продавливание (ТКП EN 1992)

Расчетная схема

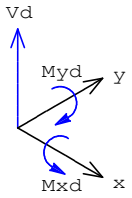
| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Размеры сечения колонны | $c_x$ | = | 40.0 | см |
| | $c_y$ | = | 40.0 | см |
| Средняя рабочая высота плиты | d | = | 22.0 | см |
| Коэфф.продольного армирования | $\rho_x$ | = | 0.50 | % |
| | $\rho_y$ | = | 0.50 | % |




Усилия

| K | $V_d$ [кН] | $M_{xd}$ [кНм] | $M_{yd}$ [кНм] |
|---|---|---|---|
| 1 | 500.0 | 50.0 | 50.0 |

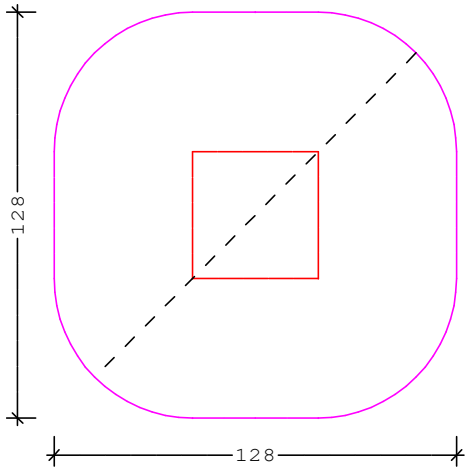
Положительные направления силы и моментов




Расчет согласно ТКП EN 1992-1-1, 6.4

| | |
|---|---|
| Бетон | **C30/37** |
| Поперечная арматура | **S500** |

Контрольный контур




Примечание — Приведена нулевая линия распределения поперечного усилия от действия моментов согласно рис. 6.19

Контрольный периметр — $u$ = 436.3 см

**Проверка прочности плиты без поперечной арматуры**

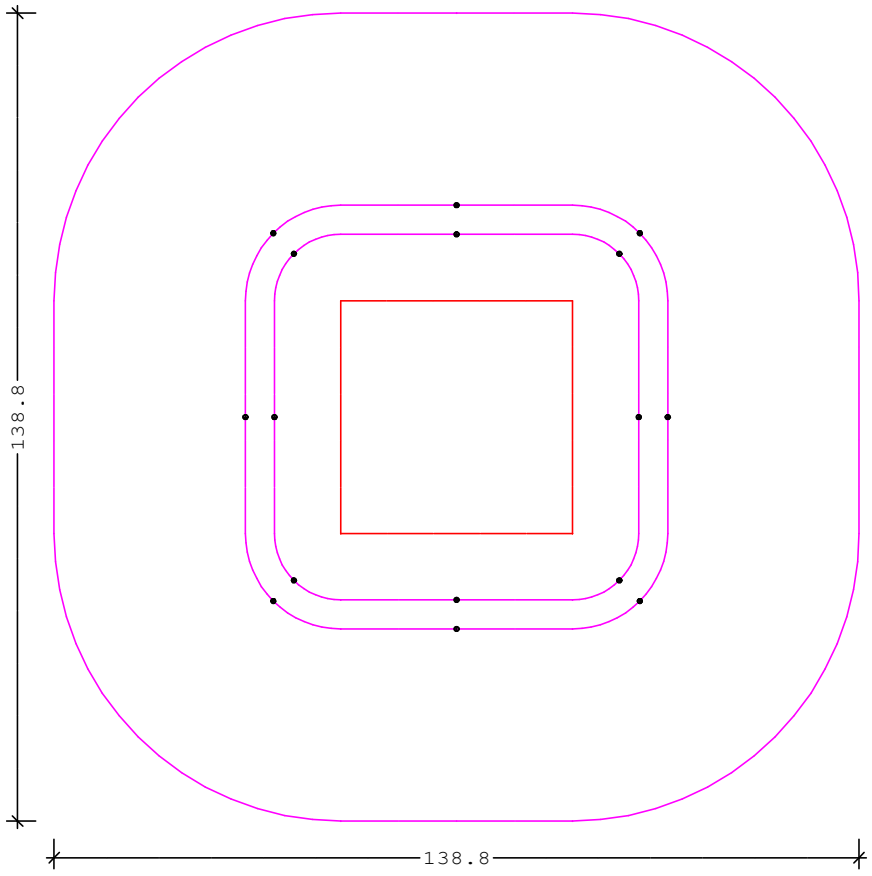
| | | | |
|---|---|---|---|
| Поперечное усилие (рис.6.19) | $\tau$ | = 22.47 | кН/м |
| Коэффициент учета моментов $\beta = 1 + \tau u / V_d$ | | = 1.196 | - |
| Расчетное напряжение $v_{Ed} = \beta V_d/ud$ | | = 0.623 | МПа |
| Расчетное сопротивление | $v_{Rd,c}$ | = 0.578 | МПа |
| Условие прочности $v_{Ed} / v_{Rd,c}$ | | = **1.078** | > 1 |

**Проверка прочности плиты по контуру колонны**

| | | | |
|---|---|---|---|
| Расчетный периметр | $u_0$ | = 160.0 | см |
| Расчетное напряжение $v_{Ed} = \beta V_d/u_0 d$ | | = 1.699 | МПа |
| Максимальное сопротивление | $v_{Rd,max}$ | = 5.280 | МПа |
| Условие прочности $v_{Ed} / v_{Rd,max}$ | | = **0.322** | <= 1 |

Конструирование — с учетом требований 9.4.3

| | | | |
|---|---|---|---|
| Диаметр хомутов | $d_{sw}$ | = 8 | мм |
| Расст. от колонны до хомутов | $s_1$ | = 11 | см |
| Радиальный шаг хомутов | $s_r$ | = 5 | см |
| Тангенциальный шаг хомутов | $s_{t,max}$ | = 32.9 | см |
| Число хомутов вдоль контура | $n_t$ | = 8 | - |
| Число контуров с хомутами | $n_r$ | = 2 | - |
| Условие (9.11) $1.5A_s/(s_r s_t) / (0.08(f_{ck})^{1/2}/f_{yk})$ | | = 5.234 | >= 1 |
| Площадь сечения хомута | $A_s$ | = 0.50 | см2 |
| Расчетная площадь $A_{sw} = n_t A_s$ | | = 4.02 | см2 |
| Сопротивление арматуры | $f_{yd,ef}$ | = 305.0 | МПа |




**Проверка прочности плиты с поперечной арматурой**

Расчетное сопротивление $v_{Rd,cs}$ = 1.277 МПа

Условие прочности $v_{Ed} / v_{Rd,cs}$ = **0.488** <= 1

**Проверка прочности плиты по внешнему контуру**

Расстояние от арматуры до контура = 32.6 см

Расчетный периметр $u_{out}$ = 470.2 см

Расчетное напряжение $v_{Ed} = \beta V_d / u_{out} d$ = 0.578 МПа

Условие прочности $v_{Ed} / v_{Rd,c}$ = **1.000** <= 1

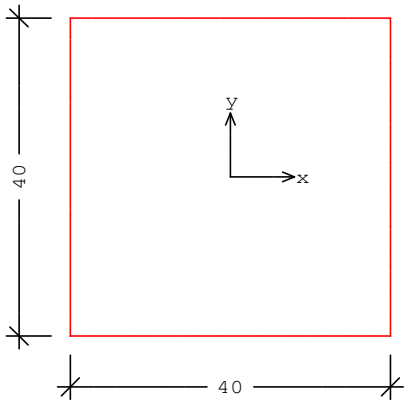
Расчет выполнен модулем 441 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t442

## Расчет на продавливание (MSZ EN 1992)

Расчетная схема

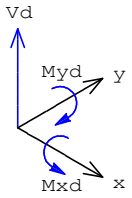
| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Размеры сечения колонны | $c_x$ | = | 40.0 | см |
| | $c_y$ | = | 40.0 | см |
| Средняя рабочая высота плиты | d | = | 22.0 | см |
| Коэфф.продольного армирования | $\rho_x$ | = | 0.50 | % |
| | $\rho_y$ | = | 0.50 | % |




Усилия

| K | $V_d$ [кН] | $M_{xd}$ [кНм] | $M_{yd}$ [кНм] |
|---|---|---|---|
| 1 | 500.0 | 50.0 | 50.0 |

Положительные направления силы и моментов

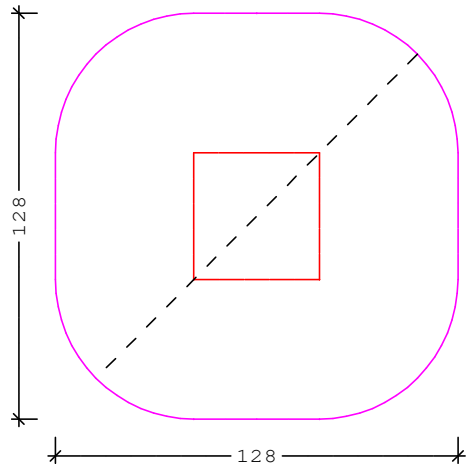



Расчет

согласно MSZ EN 1992-1-1, 6.4

| | |
|---|---|
| Бетон | **C25/30** |
| Поперечная арматура | **S400** |

Контрольный контур



Примечание — Приведена нулевая линия распределения поперечного усилия от действия моментов согласно рис. 6.19

Контрольный периметр $u$ = 436.3 см

**Проверка прочности плиты без поперечной арматуры**

Поперечное усилие (рис.6.19) $\tau$ = 22.47 кН/м

Коэффициент учета моментов $\beta = 1 + \tau u / V_d$ = 1.196 -

Расчетное напряжение $v_{Ed} = \beta V_d/ud$ = 0.623 МПа

Расчетное сопротивление $v_{Rd,c}$ = 0.544 МПа

Условие прочности $v_{Ed} / v_{Rd,c}$ = **1.145** > 1

**Проверка прочности плиты по контуру колонны**

Расчетный периметр $u_0$ = 160.0 см

Расчетное напряжение $v_{Ed} = \beta V_d/u_0 d$ = 1.699 МПа

Максимальное сопротивление $v_{Rd,max}$ = 3.600 МПа

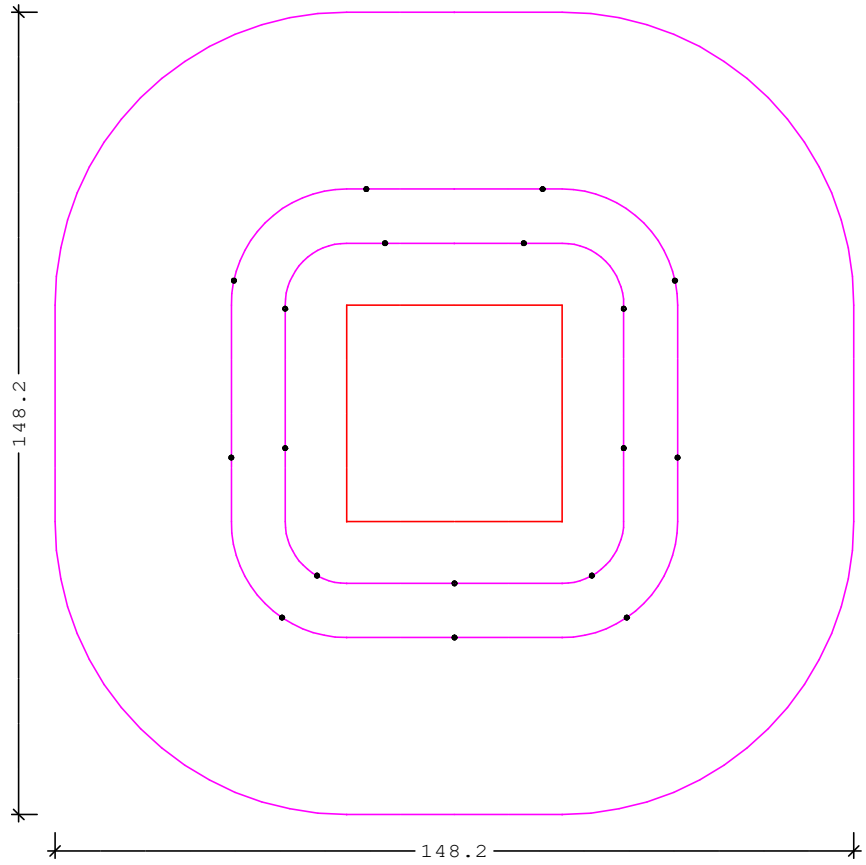
Условие прочности $v_{Ed} / v_{Rd,max}$ = **0.472** <= 1

Конструирование — с учетом требований 9.4.3

| | | | |
|---|---|---|---|
| Диаметр хомутов | $d_{sw}$ = | 8 | мм |
| Расст. от колонны до хомутов | $s_1$ = | 11 | см |
| Радиальный шаг хомутов | $s_r$ = | 10 | см |
| Тангенциальный шаг хомутов | $s_{t,max}$ = | 32.7 | см |
| Число хомутов вдоль контура | $n_t$ = | 9 | - |
| Число контуров с хомутами | $n_r$ = | 2 | - |

Условие (9.11) $1.5A_s/(s_r s_t) / (0.08(f_{ck})^{1/2}/f_{yk})$ = 2.305 >= 1

| | | | |
|---|---|---|---|
| Площадь сечения хомута | $A_s$ = | 0.50 | см2 |
| Расчетная площадь $A_{sw} = n_t A_s$ | = | 4.52 | см2 |
| Сопротивление арматуры | $f_{yd,ef}$ = | 305.0 | МПа |




**Проверка прочности плиты с поперечной арматурой**

Расчетное сопротивление $v_{Rd,cs}$ = 0.882 МПа

Условие прочности $v_{Ed} / v_{Rd,cs}$ = **0.706** <= 1

**Проверка прочности плиты по внешнему контуру**

Расстояние от арматуры до контура = 32.3 см

Расчетный периметр $u_{out}$ = 499.7 см

Расчетное напряжение $v_{Ed} = \beta V_d / u_{out} d$ = 0.544 МПа

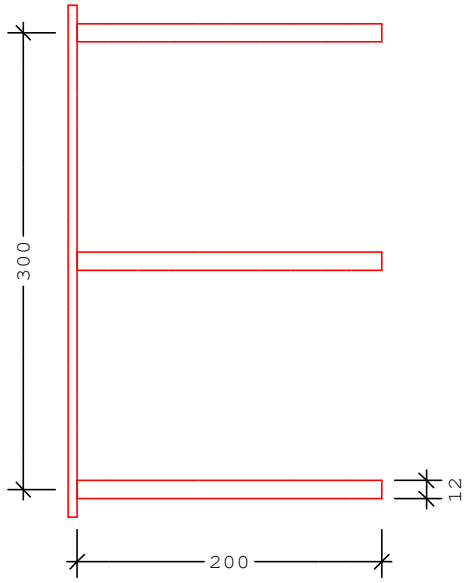
Условие прочности $v_{Ed} / v_{Rd,c}$ = **1.000** <= 1

Расчет выполнен модулем 442 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t444 Закладнавя деталь

Анкеры

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Диаметр анкеров | $d_{an}$ | = | 12 | мм |
| Длина анкеров | $l_{an}$ | = | 200 | мм |
| Число рядов анкеров | n | = | 3 | - |
| Расстояние между крайними рядами анкеров | z | = | 300 | мм |
| Число анкеров в ряду | $n_1$ | = | 2 | - |




Усилия

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Нормальная сила | N | = | 10.0 | кН |
| Момент | M | = | 10.0 | кНм |
| Сдвигающая сила | Q | = | 10.0 | кН |

Расчет

Согласно СП 63.13330.2018

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Бетон | **B 25 (тяжелый)** | | | |
| Сопротивление бетона | $R_b$ | = | 14.50 | МПа |
| | $R_{bt}$ | = | 1.05 | МПа |
| Арматурная сталь | **A500** | | | |
| Сопротивление стали | $R_s$ | = | 435 | МПа |

**Проверка прочности нормальных анкеров**

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Наибольшая растягивающая сила в одном ряду анкеров | $N_{an,j}$ | = | 36.7 | кН |
| Наибольшая сжимающая сила в одном ряду анкеров | $N'_{an,j}$ | = | -30.0 | кН |
| Сдвигающая сила, приходящаяся на один ряд анкеров | $Q_{an,j}$ | = | 0.3 | кН |

Условие прочности $Q_{an,j} / Q_{an,j,0} + N_{an,j} / N_{an,j,0} =$

0.3 / 29.6 + 36.7 / 98.4 = **0.384** <= 1

**Проверка допустимости нагрузки на бетон**

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Растягивающая сила в анкере | $N_{an1}$ | = | 18.3 | кН |

Расчетное сопротивление сцепления анкера с бетоном
$R_{bond} = \eta_1 \eta_2 R_{bt}$ = 2.6 МПа
$\eta_1$ = 2.5 -
$\eta_2$ = 1.0 -
Предельное усилие сцепления
$N_{bond} = \pi d_{an} l_{an} R_{bond}$ = 19.8 кН

Условие допустимости $N_{an1} / N_{bond}$ = 18.3 / 19.8 = **0.926** <= 1

**Работоспособность закладной детали обеспечена**

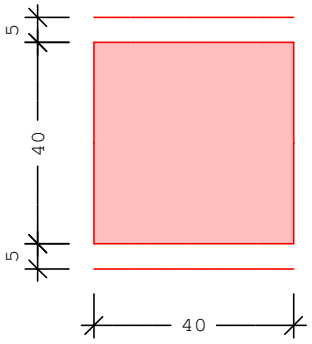
Расчет выполнен модулем 444 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t445 Расчет на местное сжатие

Расчетная схема

Толщина элемента $h$ = 50 см
Размеры грузовой площади $c_x$ = 40 см
$c_y$ = 40 см

Расстояния от грузовой площади до краев элемента
$a_в$ = 5 см
$a_н$ = 5 см




Нагрузка

Сжимающая сила $N$ = 1500 кН
Сила распределена по грузовой площади неравномерно

Расчет

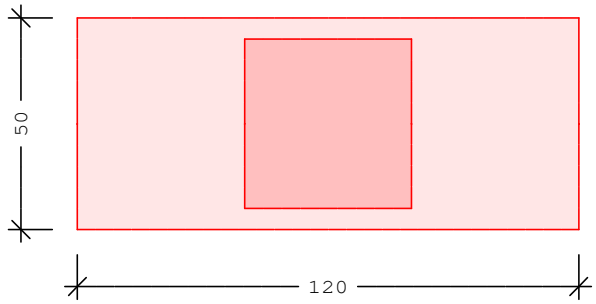
Согласно СП 63.13330.2018

Бетон **В 25 (тяжелый)**
Арматура **А240**
Коэффициент условий работы $\gamma_b$ = 0.900 -
Расчетные сопротивления $\gamma_b R_b$ = 13.050 МПа
$R_{s,xy}$ = 210 МПа

Предельная сила при отсутствии косвенной арматуры
$N_b = \psi R_{b,loc} c_x c_y$ = 2426 кН
$\psi$ = 0.75 -
$R_{b,loc} = \varphi_b R_b$ = 20.22 МПа
$\varphi_b = 0.8 (A_{b,max} / c_x c_y)^{1/2}$ = 1.55 -
$A_{b,max}$ = 6000 см2

Условие прочности (8.80) $N / N_b$ = **0.618** <= 1

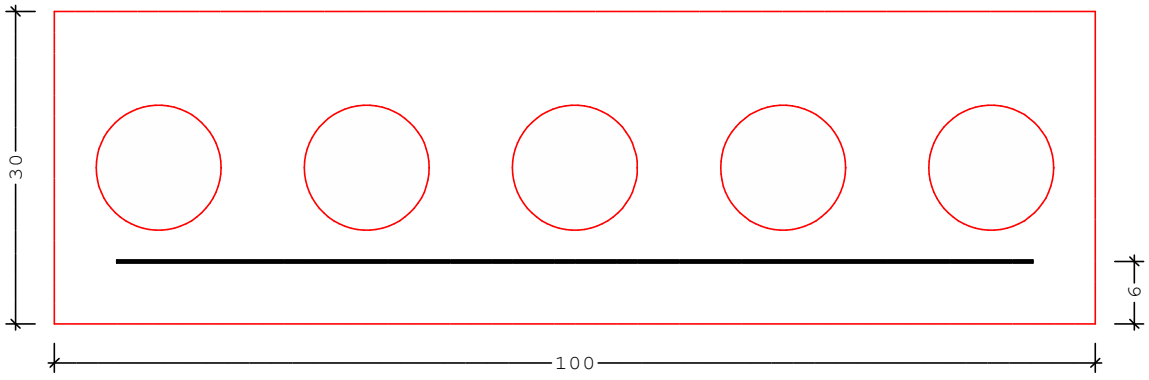
**По расчету на местное сжатие арматура не требуется**




Расчет выполнен модулем 445 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t446 Расчет огнестойкости преднапряжённой плиты

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Сечение | Ширина сечения | b | = | 100.0 | см |
| | Высота сечения | h | = | 30.0 | см |
| | Число полостей | n | = | 5 | - |
| | Диаметр полостей | D | = | 12.0 | см |
| Ненапрягаемая арматура | | | | | |
| | Площадь арматуры | $A_s$ | = | 30.00 | $см^2$ |
| | Расстояние до ц.т. арматуры | a | = | 6.00 | см |
| Напрягаемая арматура | | | | | |
| | Площадь арматуры | $A_{sp}$ | = | 10.00 | $см^2$ |
| | Расстояние до ц.т. арматуры | $a_p$ | = | 6.00 | см |




| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Преднапряжение | Натяжение арматуры на упоры | механическим способом | | | |
| | Длина напрягаемой арматуры | l | = | 6.00 | м |
| | Предварительное напряжение | $\sigma_{sp}$ | = | 400 | МПа |
| Расчет | Согласно СП 63.13330.2018 (с изменением №1) | | | | |
| | Расчет на основе нелинейной деформационной модели | | | | |
| | Бетон | **В 30 (тяжелый)** | | | |
| | на силикатном заполнителе | | | | |
| | Плотность бетона | ρ | = | 2500 | кг/м3 |
| | Для бетона применяется двухлинейная диаграмма | | | | |

Ненапрягаемая арматура **A500**
Сопротивление арматуры $R_s$ = 435 МПа
Модуль упругости арматуры $E_s$ = 200 ГПа
Для арматуры применяется двухлинейная диаграмма

Напрягаемая арматура **A800**
Сопротивление арматуры $R_s$ = 695 МПа
Модуль упругости арматуры $E_s$ = 200 ГПа
Для арматуры применяется двухлинейная диаграмма

## Определение напряжений в стадии предварительного обжатия

Характеристики бетона в момент обжатия
Передаточная прочность $R_{bp}$ = 20.0 МПа
Расчетное сопротивление $R_b$ = 11.50 МПа
Модуль упругости $E_b$ = 27.50 ГПа

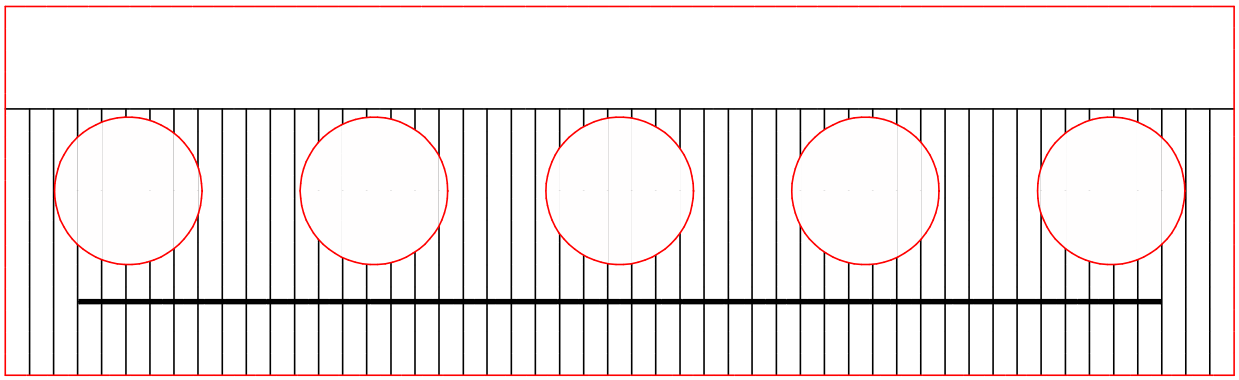
Значения $R_b$,$E_b$ определяются как для класса бетона, численно равного передаточной прочности бетона

Первые потери предварительного напряжения
от релаксации напряжения $\Delta\sigma_{sp1}$ = 20.0 МПа
от деформации упоров $\Delta\sigma_{sp3}$ = 30.0 МПа
от деформации анкеров $\Delta\sigma_{sp4}$ = 66.7 МПа

Предварительное напряжение, деформация и усилие с учетом первых потерь

| $\sigma_{sp}$ [МПа] | $\varepsilon_{sp}$ [%.] | P [кН] |
|---|---|---|
| 283.3 | 1.42 | 283.3 |

Сжатая зона



Деформация бетона

| Максимальная деформация | | Минимальная деформация | |
|---|---|---|---|
| $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] | $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] |
| 0.04 | 0.00 | -0.09 | -2.53 |

Деформация ненапрягаемой арматуры

| $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] |
|---|---|
| -0.07 | -13.3 |

Деформация напрягаемой арматуры

| $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] |
|---|---|
| 1.35 | 270.0 |

Напряжение в бетоне на уровне напрягаемой арматуры
$\sigma_{bp}$ = -1.83 МПа

## Проверка прочности плиты в стадии предварительного обжатия

Условие прочности $\sigma_{b,max} / 0.9R_{bp}$ = 2.53 / 18.00 = **0.140** <= 1

**Определение предельного изгибающего момента в стадии эксплуатации**

Сопротивление бетона $R_b$ = 17.00 МПа
Влажность воздуха окружающей среды от 40% до 75%
Коэффициент ползучести $\varphi_{b,cr}$ = 2.30 -

Характеристики приведенного сечения
$A_{red}$ = 2680.7 $см^2$ $I_{red}$ = $2.380 \cdot 10^{+5}$ $см^4$

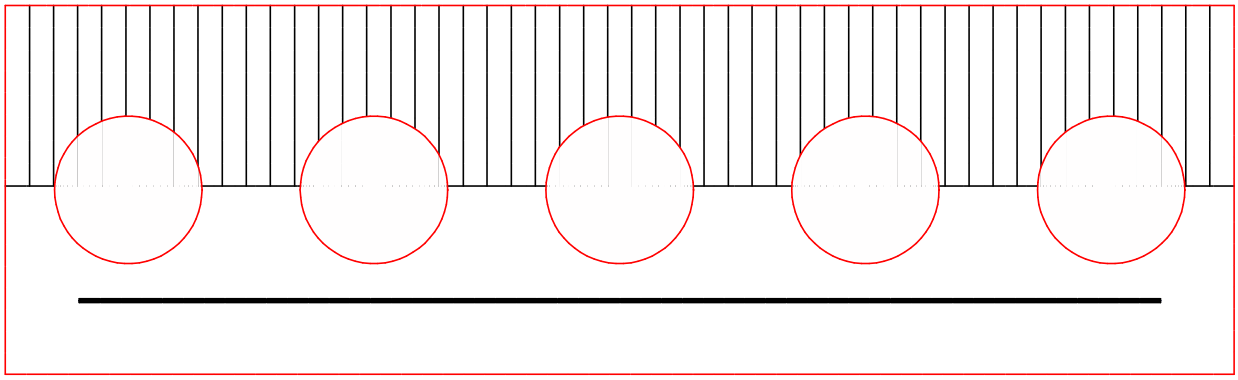
Вторые потери предварительного напряжения
от усадки бетона $\Delta\sigma_{sp5}$ = 40.0 МПа
от ползучести бетона $\Delta\sigma_{sp6}$ = 18.4 МПа

Предварительное напряжение, деформация и усилие с учетом полных потерь

| $\sigma_{sp}$ [МПа] | $\varepsilon_{sp}$ [%.] | P [кН] |
|---|---|---|
| 224.9 | 1.12 | 224.9 |

**Предельный момент** $M_u$ = **355.9** кНм

Сжатая зона



Деформация бетона

| Максимальная деформация | | Минимальная деформация | |
|---|---|---|---|
| $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] | $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] |
| 3.65 | 0.00 | -3.50 | -17.00 |

Деформация ненапрягаемой арматуры

| $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] |
|---|---|
| 2.22 | 435.0 |

Деформация напрягаемой арматуры

| $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] |
|---|---|
| 3.34 | 668.8 |

**Расчет по огнестойкости согласно СП 468.1325800.2019, 8.7**

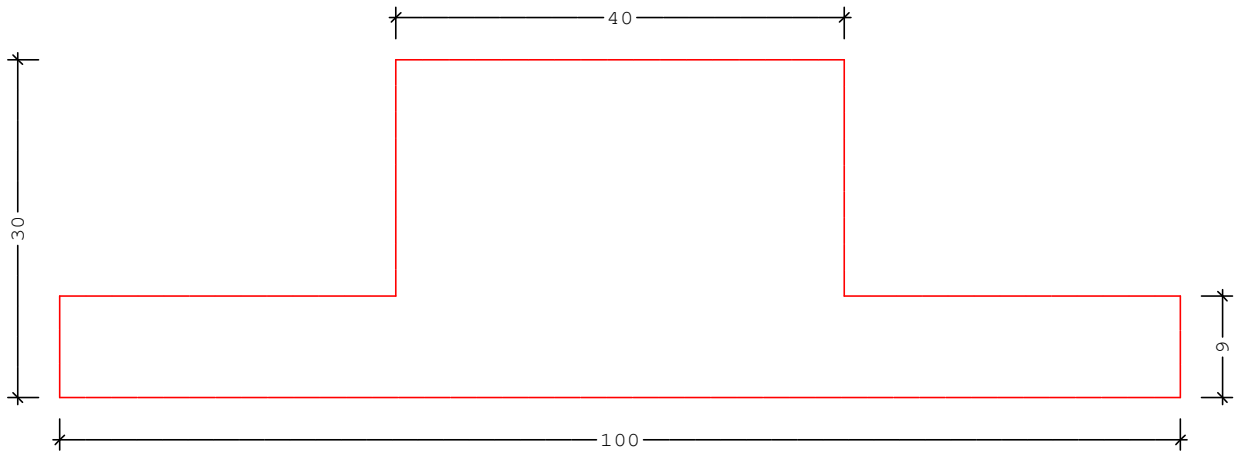
Рассматривается нагрев нижней поверхности плиты

При расчете многопустотной плиты рассматривается редуцированное сечение плиты

Изменение температуры среды при пожаре принимается согласно ГОСТ 30247.0-94

Изгибающий момент M = 150.0 кНм

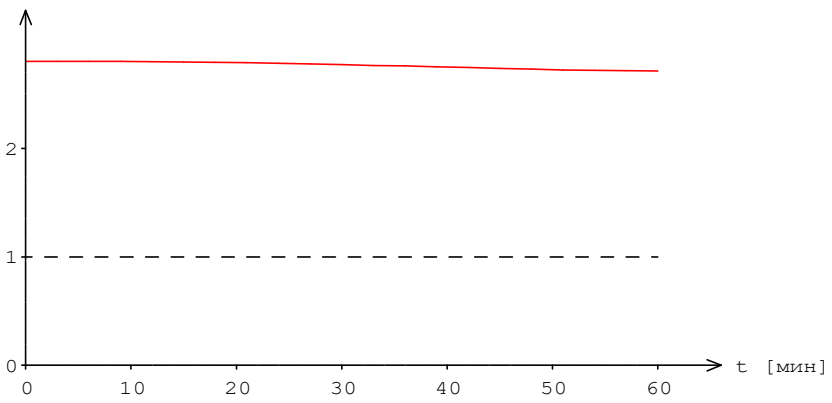
Сечение при расчете температурного поля



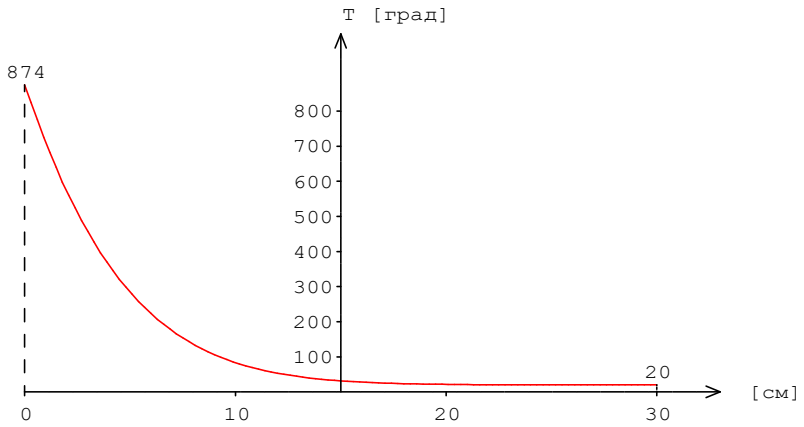

Коэффициент запаса прочности

| t [мин] | T среды [°C] | $\gamma_u$ |
|---|---|---|
| 0 | 20 | 2.807 |
| 3 | 502 | 2.807 |
| 6 | 603 | 2.806 |
| 9 | 663 | 2.805 |
| 12 | 705 | 2.803 |
| 15 | 739 | 2.800 |
| 18 | 766 | 2.796 |
| 21 | 789 | 2.791 |
| 24 | 809 | 2.786 |
| 27 | 826 | 2.781 |
| 30 | 842 | 2.775 |
| 33 | 856 | 2.768 |
| 36 | 869 | 2.762 |
| 39 | 881 | 2.755 |
| 42 | 892 | 2.748 |
| 45 | 902 | 2.740 |
| 48 | 912 | 2.733 |
| 51 | 921 | 2.726 |
| 54 | 930 | 2.720 |
| 57 | 938 | 2.719 |
| 60 | 945 | 2.717 |

Коэффициент запаса прочности $\gamma_u$



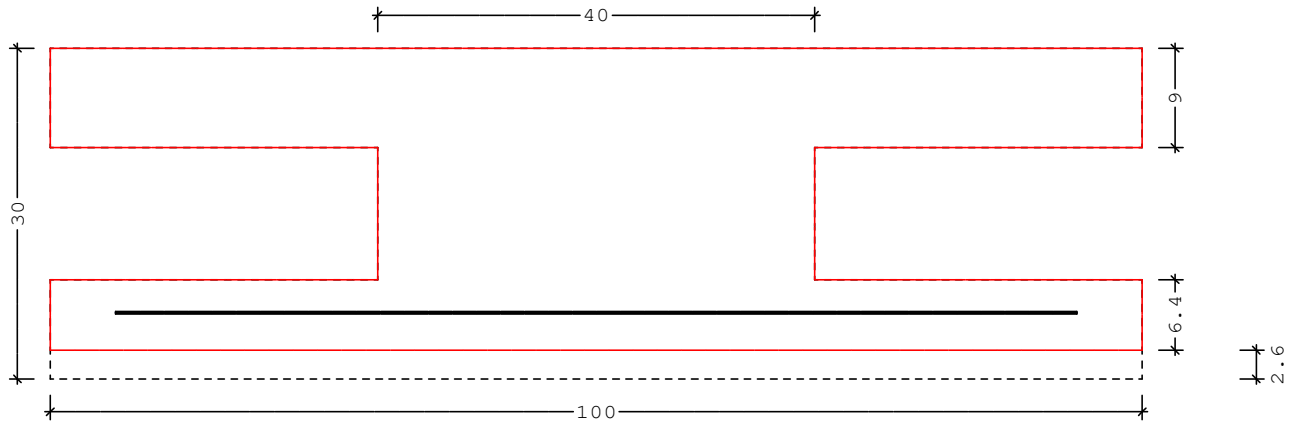
Температура при t = 60 мин




**Определение предельного момента при t = 60 мин**

Глубина прогрева бетона до критической температуры
$a_t$ = 2.6 см

Сечение при определении предельного момента




Характеристики ненапрягаемой арматуры

| | | | |
|---|---|---|---|
| Температура | T = | 224 | °C |
| Коэффициент условий работы | $\gamma_{bt}$ = | 1.00 | - |
| Сопротивление | $R_{snt}$ = | 500 | МПа |
| Коэффициент условий работы | $\beta_s$ = | 0.92 | - |
| Модуль упругости | $E_{st}$ = | 183 | ГПа |

Характеристики напрягаемой арматуры

| | | | |
|---|---|---|---|
| Температура | T = | 224 | °C |
| Коэффициент условий работы | $\gamma_{bt}$ = | 0.99 | - |
| Сопротивление | $R_{snt}$ = | 792 | МПа |
| Коэффициент условий работы | $\beta_s$ = | 0.89 | - |
| Модуль упругости | $E_{st}$ = | 178 | ГПа |

Коэффициент температурного расширения

| | | | |
|---|---|---|---|
| арматуры | $\alpha_{st} \cdot 10^6$ = | 12.6 | 1/°C |
| бетона | $\alpha_{bt} \cdot 10^6$ = | 8.4 | 1/°C |

Дополнительные потери предварительного напряжения от температурной усадки бетона

$\Delta\sigma_{sp,t}$ = 40.0 МПа

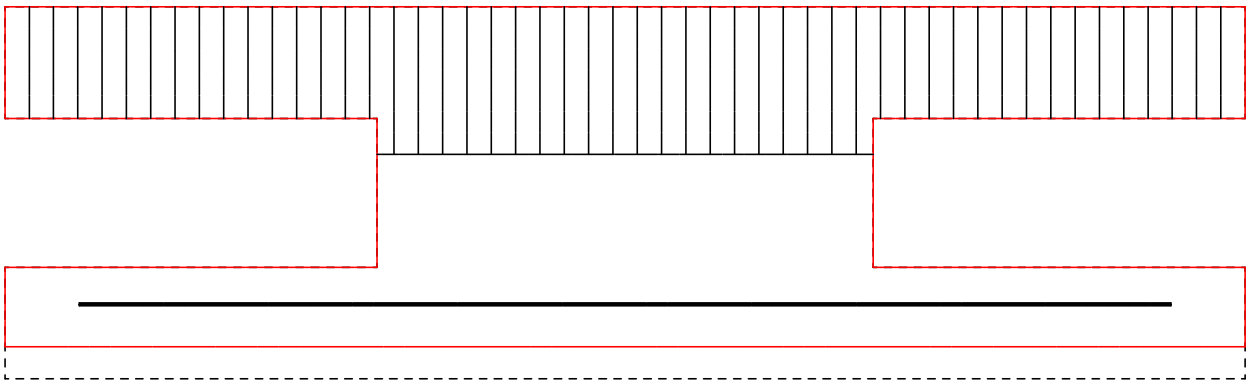
от релаксации напряжений при нагреве арматуры
$\Delta\sigma_{sp,t} = 0.001T\sigma_{sp} = 50.3$ МПа

от разности температурных деформаций
$\Delta\sigma_{sp,t} = (\alpha_{st} - \alpha_{bt})TE_{st} = 168.4$ МПа

Деформация напрягаемой арматуры, определенная с учетом полных потерь предварительного напряжения
$\varepsilon_{sp} = 0.00$ %.

**Предельный момент** $M_{u,t} = 407.5$ кНм

Сжатая зона



Деформация бетона

| Максимальная деформация | | Минимальная деформация | |
|---|---|---|---|
| ε [%.] | σ [МПа] | ε [%.] | σ [МПа] |
| 4.57 | 0.00 | -3.50 | -22.00 |

Деформация ненапрягаемой арматуры

| ε [%.] | σ [МПа] |
|---|---|
| 3.56 | 500.0 |

Деформация напрягаемой арматуры

| ε [%.] | σ [МПа] |
|---|---|
| 3.56 | 633.2 |

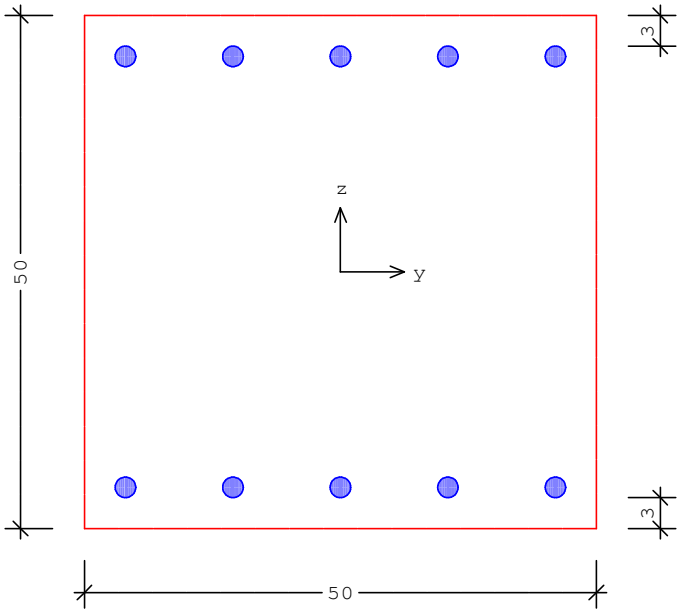
Условие прочности $M / M_{u,t} =$ **0.368** <= 1

**Огнестойкость плиты обеспечена**

Расчет выполнен модулем 446 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t450 Расчет по огнестойкости

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Сечение балки | Ширина сечения | b | = | 50.0 | см |
| | Высота сечения | h | = | 50.0 | см |
| Верхняя арматура | Диаметр крайних стержней | $d_{s,kp}$ | = | 20 | мм |
| | Диаметр промежут. стержней | $d_{s,np}$ | = | 20 | мм |
| | Число промежут. стержней | $n_{np}$ | = | 3 | - |
| | Толщина защитного слоя сверху | $a_з$ | = | 30 | мм |
| | сбоку | $a_{зб}$ | = | 30 | мм |
| Нижняя арматура | Диаметр крайних стержней | $d_{s,kp}$ | = | 20 | мм |
| | Диаметр промежут. стержней | $d_{s,np}$ | = | 20 | мм |
| | Число промежут. стержней | $n_{np}$ | = | 3 | - |
| | Толщина защитного слоя снизу | $a_з$ | = | 30 | мм |
| | сбоку | $a_{зб}$ | = | 30 | мм |




Усилия — Относительно центральной оси бетонного сечения

| № | N [кН] | $M_y$ [кНм] |
|---|---|---|
| 1 | | 100.0 |

Расчёт — Согласно СП 468.1325800.2019, СП 63.13330.2018
Применяется метод расчёта согласно СП 468, 8.6
Изменение температуры среды при пожаре принимается согласно ГОСТ 30247.0-94

Бетон **В 30 (тяжелый)**
на силикатном заполнителе
Плотность бетона $\rho$ = 2400 кг/м3
Бетон сухой

Продольная арматура **A500**

Сопротивления при нормальной температуре

| | | |
|---|---|---|
| $R_{bn}$ | = 22.00 | МПа |
| $R_{sn}$ | = 500 | МПа |
| $R_{sc}$ | = 400 | МПа |

**Проверка прочности при пожаре**

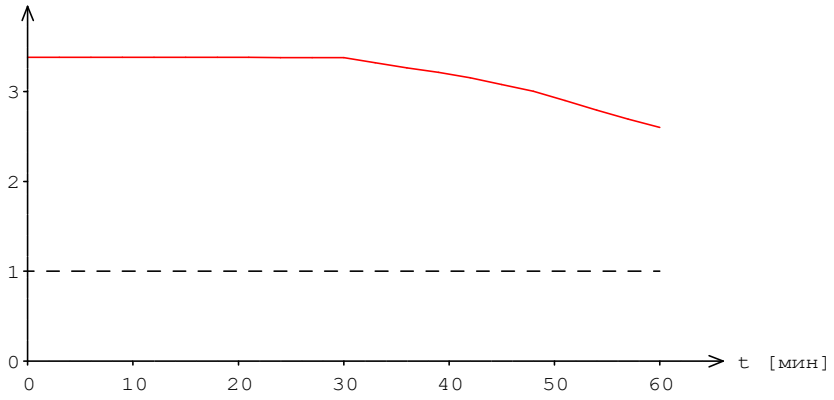
Нагрев трёхсторонний

Граничное условие Равенство потоков на контуре сечения

Коэффициент запаса прочности

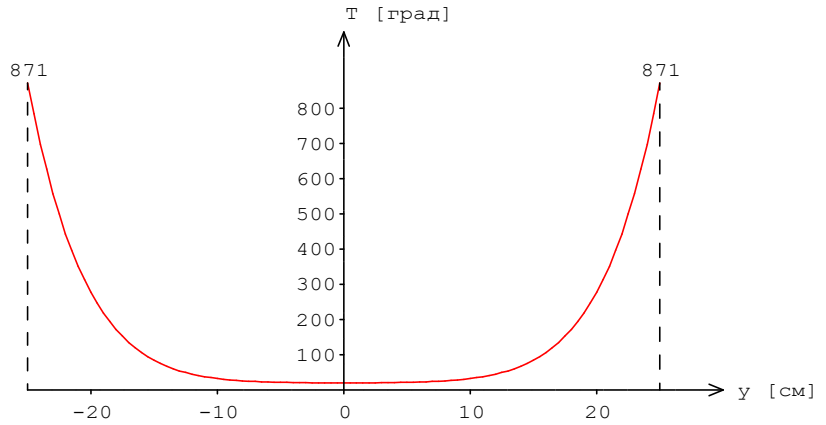
| t [мин] | T среды [°C] | $\gamma_u$ |
|---|---|---|
| 0 | 20 | 3.383 |
| 3 | 502 | 3.383 |
| 6 | 603 | 3.382 |
| 9 | 663 | 3.382 |
| 12 | 705 | 3.381 |
| 15 | 739 | 3.380 |
| 18 | 766 | 3.380 |
| 21 | 789 | 3.379 |
| 24 | 809 | 3.378 |
| 27 | 826 | 3.377 |
| 30 | 842 | 3.377 |
| 33 | 856 | 3.319 |
| 36 | 869 | 3.264 |
| 39 | 881 | 3.212 |
| 42 | 892 | 3.153 |
| 45 | 902 | 3.077 |
| 48 | 912 | 3.005 |
| 51 | 921 | 2.901 |
| 54 | 930 | 2.793 |
| 57 | 938 | 2.693 |
| 60 | 945 | 2.600 |

Коэффициент запаса прочности $\gamma_u$

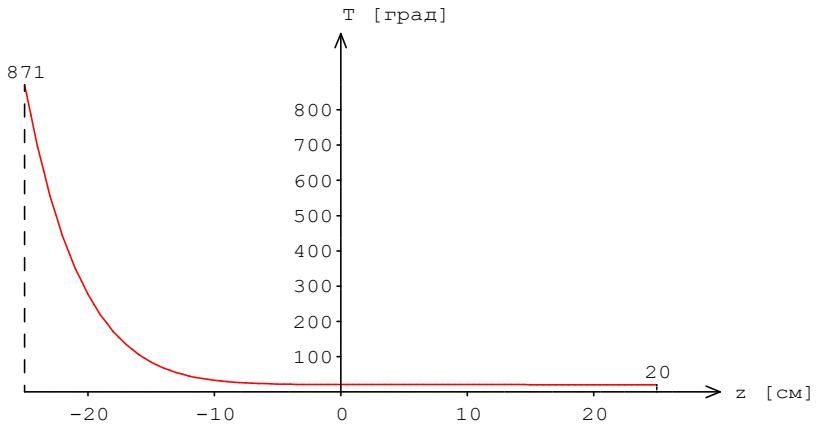



**Температурное поле при t = 60 мин**

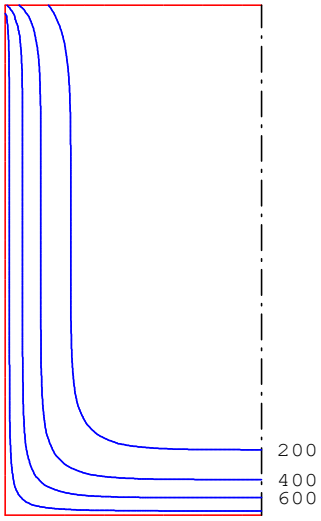
Температура T на оси y



Температура T на оси z




Изотермы




Температура верхней арматуры

| y [см] | z [см] | T [°C] |
|---|---|---|
| -21.00 | 21.00 | 317 |
| -10.50 | 21.00 | 31 |
| 0.00 | 21.00 | 20 |
| 10.50 | 21.00 | 31 |
| 21.00 | 21.00 | 317 |

Температура нижней арматуры

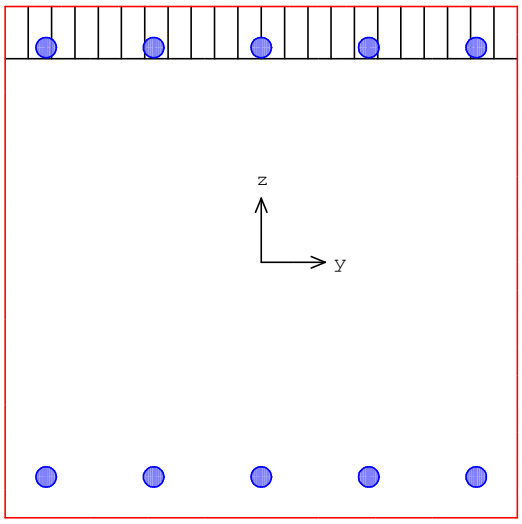
| y [см] | z [см] | T [°C] |
|---|---|---|
| -21.00 | -21.00 | 528 |
| -10.50 | -21.00 | 356 |
| 0.00 | -21.00 | 351 |
| 10.50 | -21.00 | 356 |
| 21.00 | -21.00 | 528 |

**Проверка прочности**

Предельные усилия

| N [кН] | $M_y$ [кНм] | $N_u$ [кН] | $M_{yu}$ [кНм] | $\gamma_u$ |
|---|---|---|---|---|
| 0.0 | 100.0 | 0.0 | 260.0 | **2.600** |

Сжатая зона при действии предельных усилий




Высота сжатой зоны x = 5.1 см

Кривизна $\kappa_y$ =-0.06863 1/м

Деформация $\varepsilon(z) = -0.6863z + 13.658$, %.

Деформации бетона в углах сечения

| Максимальная деформация | | | Минимальная деформация | | |
|---|---|---|---|---|---|
| ε [%.] | σ [МПа] | T [°C] | ε [%.] | σ [МПа] | T [°C] |
| 30.82 | 0.00 | 918 | -3.50 | -3.31 | 635 |

Предельная деформация бетона

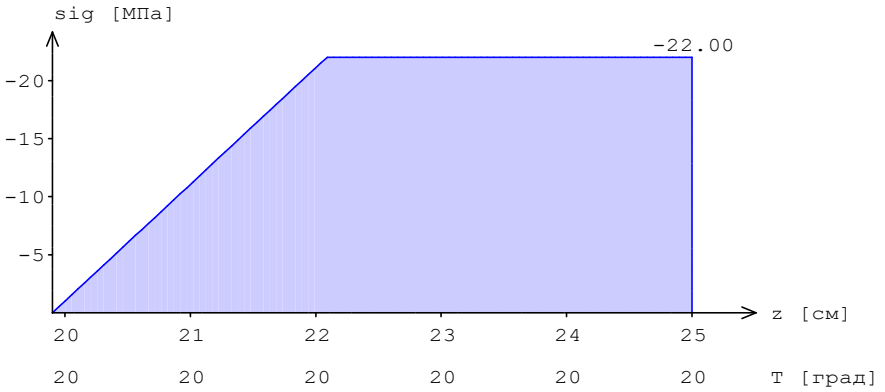
| y [см] | z [см] | T [°C] | $\varepsilon_{b2}$ [%.] |
|---|---|---|---|
| 0.00 | 25.00 | 20 | -3.50 |

y, z - координаты точки, в которой достигается предельная деформация с учётом температуры

Деформации арматуры

| Максимальная деформация | | | Минимальная деформация | | |
|---|---|---|---|---|---|
| ε [%.] | σ [МПа] | T [°C] | ε [%.] | σ [МПа] | T [°C] |
| 28.07 | 461.8 | 351 | -0.76 | -134.6 | 317 |

Напряжение в сжатом бетоне



Усилия

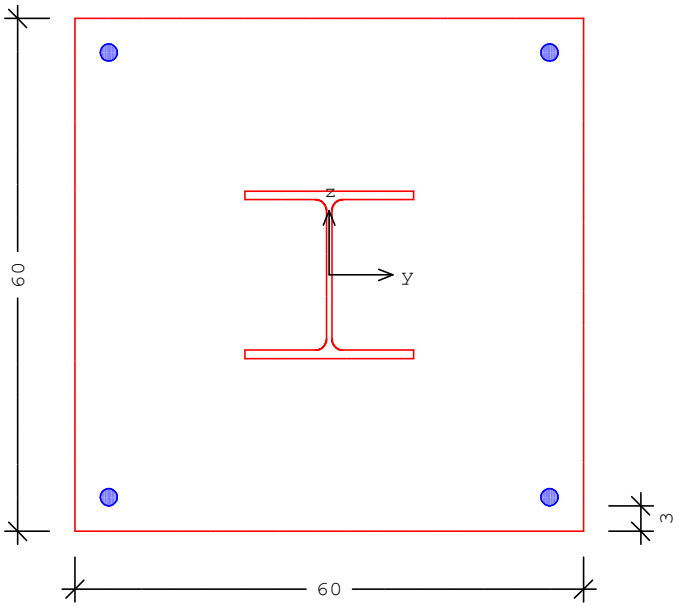
| | N [кН] | $M_y$ [кНм] |
|---|---|---|
| в бетоне | 374.55 | 86.21 |
| в арматуре | -374.56 | 173.76 |
| суммарные | -0.01 | 259.97 |

**Огнестойкость обеспечена**

Расчет выполнен модулем 450 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t451 Расчет по огнестойкости (сталежелезобетонное сечен

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Сечение | Ширина сечения | b | = 60.0 | см |
| | Высота сечения | h | = 60.0 | см |
| Арматура | Диаметр стержней | $d_s$ | = 20 | мм |
| | Толщина защитного слоя | $a_з$ | = 30 | мм |
| Профиль | Двутавр 20К1 | | ГОСТ Р 57837-2017 | |
| | Ширина | b | = 199 | мм |
| | Высота | h | = 196 | мм |
| | Толщина полок | t | = 10.0 | мм |
| | Толщина стенки | s | = 6.5 | мм |

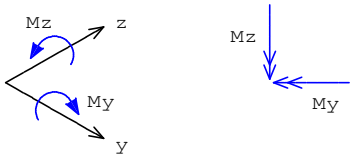



Усилия

Относительно центральных осей бетонного сечения

| № | N [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] |
|---|---|---|---|
| 1 | 2500.0 | | 300.0 |

Положительные направления моментов



Расчет

Согласно СП 468.1325800.2019, СП 63.13330.2018, СП 266.1325800.2016

Применяется метод расчета согласно СП 468, 8.6

Изменение температуры среды при пожаре принимается согласно ГОСТ 30247.0-94

Бетон **В 25 (тяжелый)**
на силикатном заполнителе
Плотность бетона $\rho$ = 2350 кг/м3
Бетон сухой

Продольная арматура **А500С марки 25Г2С**

Сталь **С 355Б**

Сопротивления при нормальной температуре

| | | |
|---|---|---|
| $R_{bn}$ | = 18.50 | МПа |
| $R_{sn}$ | = 500 | МПа |
| $R_{sc}$ | = 400 | МПа |
| $R_{yn}$ | = 355 | МПа |

Модули упругости при нормальной температуре

| | | |
|---|---|---|
| $E_b$ | = 30.0 | ГПа |
| $E_s$ | = 200.0 | ГПа |
| E | = 206.0 | ГПа |

Изгибные жесткости при нормальной температуре

| Плоскость изгиба | $E_bI_b$ [МНм2] | $E_sI_s$ [МНм2] | $EI_{st}$ [МНм2] |
|---|---|---|---|
| Y | 324.00 | 16.99 | 2.71 |
| Z | 324.00 | 16.99 | 7.92 |

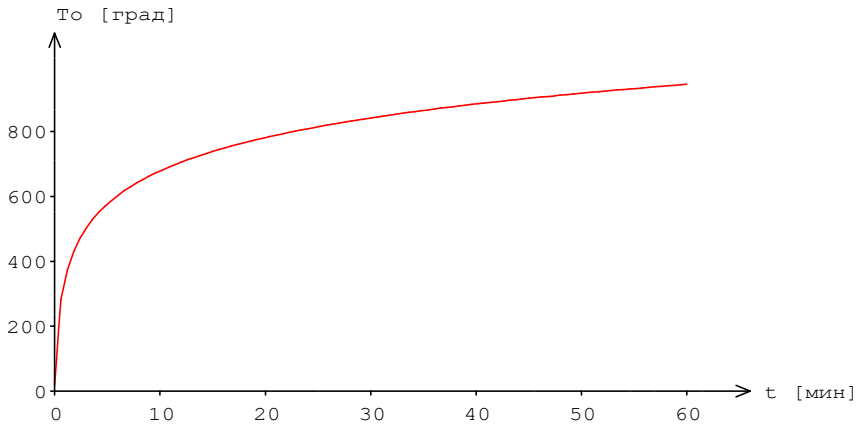
**Данные для учета прогиба колонны в плоскости Z**

| | | | |
|---|---|---|---|
| Длина колонны | l | = 6.00 | м |
| Случайный эксцентриситет | $e_{az}$ | = 20.0 | мм |
| Расчетная длина | $l_{0z}$ | = 6.00 | м |

Эксцентриситет $e_0$ принимается не менее $e_a$

**Проверка прочности при пожаре**

Зависимость температуры среды от времени



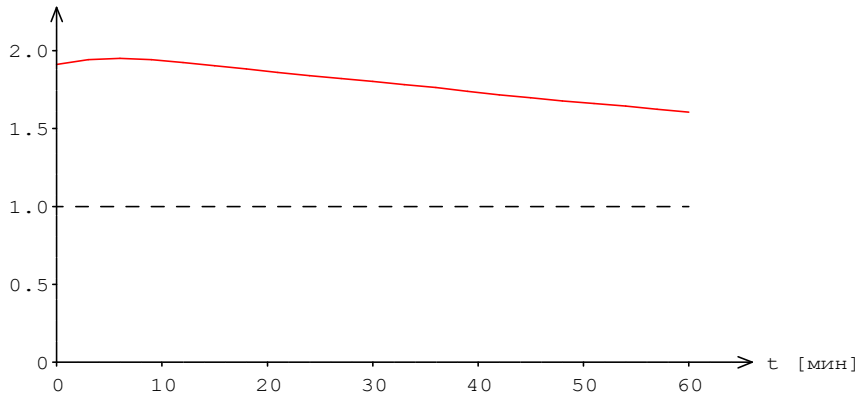

Нагрев всесторонний

Температура профиля принимается равной наибольшей температуре на контуре профиля

Коэффициент запаса прочности

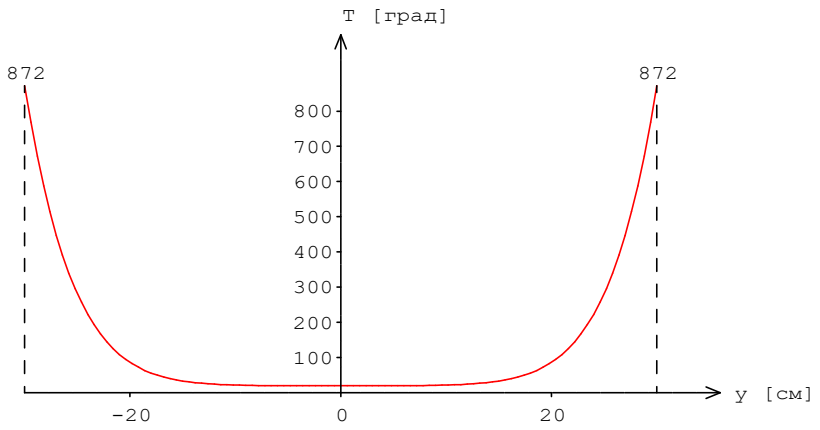
| t [мин] | T среды [°C] | $\gamma_u$ |
|---|---|---|
| 0 | 20 | 1.911 |
| 3 | 502 | 1.943 |
| 6 | 603 | 1.952 |
| 9 | 663 | 1.943 |
| 12 | 705 | 1.924 |
| 15 | 739 | 1.903 |
| 18 | 766 | 1.882 |
| 21 | 789 | 1.860 |
| 24 | 809 | 1.840 |
| 27 | 826 | 1.822 |
| 30 | 842 | 1.803 |
| 33 | 856 | 1.782 |
| 36 | 869 | 1.763 |
| 39 | 881 | 1.739 |
| 42 | 892 | 1.717 |
| 45 | 902 | 1.697 |
| 48 | 912 | 1.678 |
| 51 | 921 | 1.660 |
| 54 | 930 | 1.643 |
| 57 | 938 | 1.624 |
| 60 | 945 | 1.605 |

Коэффициент запаса прочности $\gamma_u$

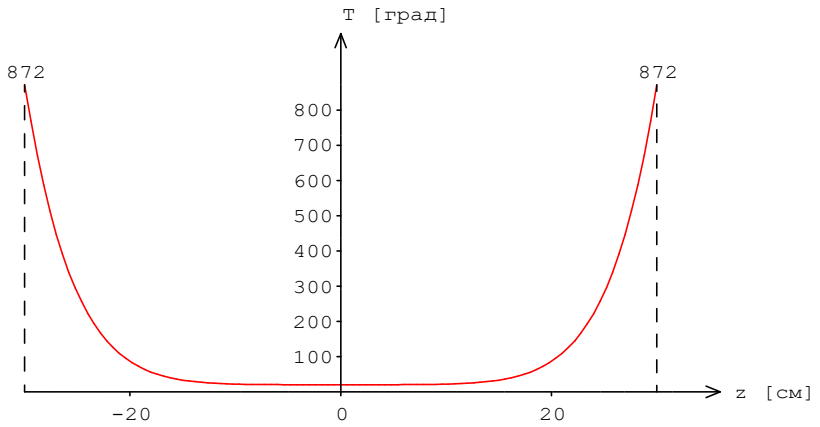



**Температурное поле при t = 60 мин**

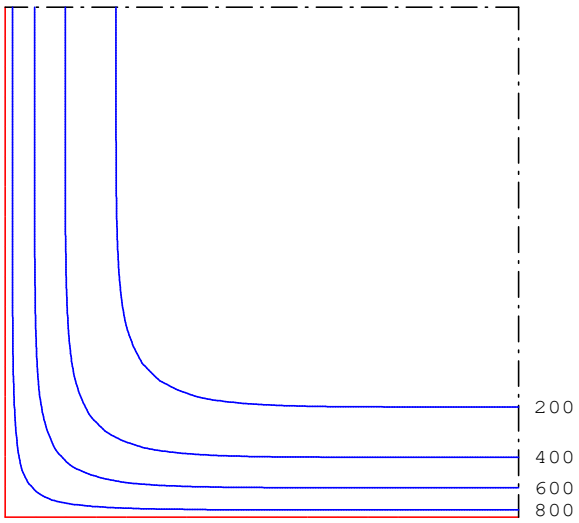
Температура T на оси y



Температура T на оси z




Изотермы




Параметры диаграммы для стали

Температура, сопротивление, модуль упругости

| T [°C] | $\gamma_{st}$ [-] | $\beta_{st}$ [-] | $R_{ynt}$ [МПа] | $E_t$ [ГПа] |
|---|---|---|---|---|
| 24 | 1.000 | 1.000 | 355.0 | 206.0 |

$R_{ynt} = \gamma_{st} R_{yn}$, $E_t = \beta_{st} E$
$\gamma_{st}$, $\beta_{st}$ принимаются по EN 1994-1-2, Table 3.2

**Проверка прочности для сочетания усилий 1**

Расчетные моменты с учетом случайного эксцентриситета и прогиба

| Пл. | M [кНм] | $\delta_e$ [-] | $D_b$ [МНм2] | $D_s$ [МНм2] | $D_{st}$ [МНм2] | D [МНм2] | $N_{cr}$ [кН] | $\eta$ [-] | $\eta$M [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Y | 300.0 | | | | | | | 1.00 | 300.0 |
| Z | 50.0 | 0.150 | 162.934 | 15.914 | 7.923 | 39.768 | 10903 | 1.30 | 64.9 |

Примечание. $D = 0.15/[\varphi_l(0.3 + \delta_e)]0.85D_b + 0.7(D_s + D_{st})$, $\varphi_l = 2.0$
$D_b = \Sigma\beta_{b,i}E_bI_{b,i}$, $D_s = \Sigma\beta_{s,i}E_sI_{s,i}$, $D_{st} = \beta_{st}EI$

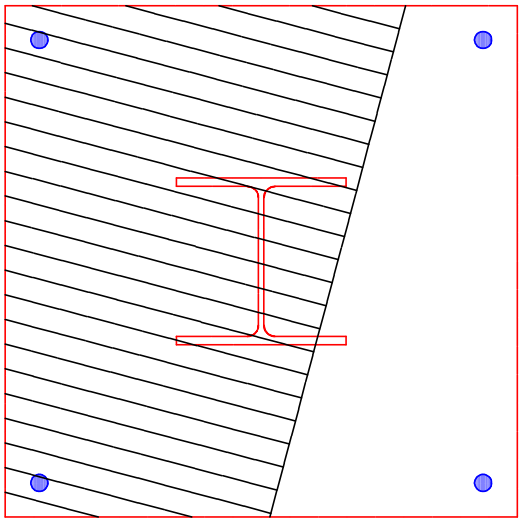
Предельные усилия $N_u = \gamma_u N$, $M_{yu} = \gamma_u M_y$, $M_{zu} = \gamma_u M_z$

| N [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] | $N_u$ [кН] | $M_{yu}$ [кНм] | $M_{zu}$ [кНм] | $\gamma_u$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 2500.0 | 64.9 | 300.0 | 4012.0 | 104.1 | 481.4 | **1.605** |

Нейтральная линия

| $y_1$ [см] | $z_1$ [см] | $y_2$ [см] | $z_2$ [см] |
|---|---|---|---|
| 1.02 | -30.00 | 16.93 | 30.00 |

Сжатая зона при действии предельных усилий



Кривизны $\kappa_y$ / $\kappa_z$ = -0.00344 / 0.01299 1/м

Деформация $\varepsilon(y,z) = -0.0344z + 0.1299y - 1.166$, $^{\circ}/_{oo}$

Деформации бетона на контуре сечения

| Максимальная деформация | | | Минимальная деформация | | |
|---|---|---|---|---|---|
| $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] | T [°C] | $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] | T [°C] |
| 3.77 | 0.00 | 918 | -6.10 | -0.00 | 918 |

Предельная деформация бетона

| y [см] | z [см] | T [°C] | $\varepsilon_{b2}$ [%.] | d [м] | $\varepsilon_{b2}$/d [1/м] |
|---|---|---|---|---|---|
| -17.92 | 14.00 | 62 | -3.98 | 0.296 | -0.01344 |

y, z - координаты точки, в которой достигается предельная деформация с учетом температуры
d - расстояние от нейтральной линии до точки (y,z)

Деформации арматуры

| Максимальная деформация | | | Минимальная деформация | | |
|---|---|---|---|---|---|
| $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] | T [°C] | $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] | T [°C] |
| 3.11 | 416.7 | 533 | -5.44 | -333.4 | 533 |

Деформации стали

| Максимальная деформация | | | Минимальная деформация | | |
|---|---|---|---|---|---|
| $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] | T [°C] | $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] | T [°C] |
| 0.46 | 95.7 | 24 | -2.80 | -355.0 | 24 |

Усилия

| | N [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] |
|---|---|---|---|
| в бетоне | 2882.38 | 70.63 | 345.24 |
| в арматуре | 1.06 | 13.89 | 108.65 |
| в стали | 1128.55 | 19.59 | 27.55 |
| суммарные | 4011.99 | 104.11 | 481.44 |

**Огнестойкость обеспечена**

Расчет выполнен модулем 451 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t452 Расчёт трубобетонной колонны по огнестойкости

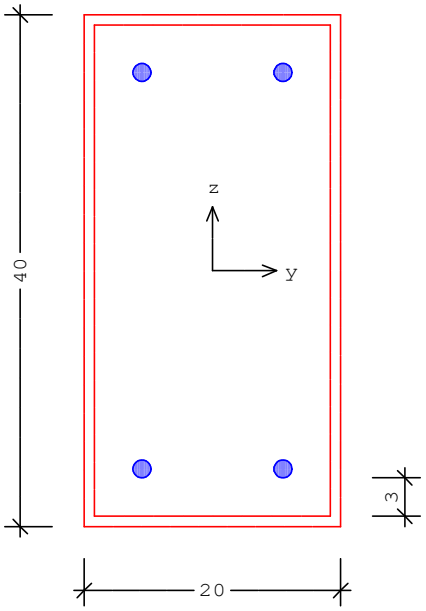
Расчётная схема — Длина колонны $l = 6.00$ м

Закрепления

| | В плоскости Y | В плоскости Z |
|---|---|---|
| Вверху | шарнирное | шарнирное |
| Внизу | жесткое | жесткое |

Сечение
- Ширина сечения $b = 200$ мм
- Высота сечения $h = 400$ мм

Арматура
- Диаметр стержней $d_s = 14$ мм
- Толщина защитного слоя $a_з = 30$ мм
- Толщина стенки трубы $t = 8.0$ мм

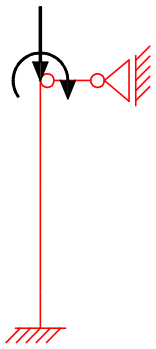


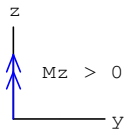

Нагрузки — Вертикальная сила $V = 300.0$ кН

Горизонтальные силы и моменты

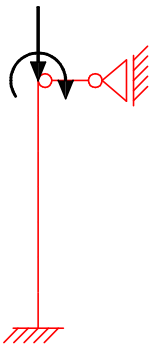
| | $H_y$ [кН] | $H_z$ [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|
| Вверху | | | 5.0 | 5.0 |

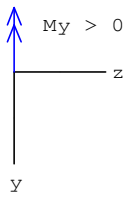
в плоскости Y






в плоскости Z






Расчёт

Согласно СП 468.1325800.2019, СП 63.13330.2018

Применяется метод расчёта согласно СП 468, 8.6

Расчёт усилий по деформированной схеме проводится для плоскостей Y и Z

Изменение температуры среды при пожаре принимается согласно ГОСТ 30247.0-94

Бетон **В 25 (тяжелый)**
на силикатном заполнителе
Плотность бетона $\rho$ = 2300 кг/м3
Бетон сухой

Продольная арматура **A500**

Сталь **C 245**

Сопротивления при нормальной температуре

| | | |
|---|---|---|
| $R_{bn}$ | = 18.50 | МПа |
| $R_{sn}$ | = 500 | МПа |
| $R_{sc}$ | = 400 | МПа |
| $R_{yn}$ | = 245 | МПа |

Модули упругости при нормальной температуре

| | | |
|---|---|---|
| $E_b$ | = 30.0 | ГПа |
| $E_s$ | = 200.0 | ГПа |
| E | = 206.0 | ГПа |

**Линейный расчёт усилий в колонне при нормальной температуре**

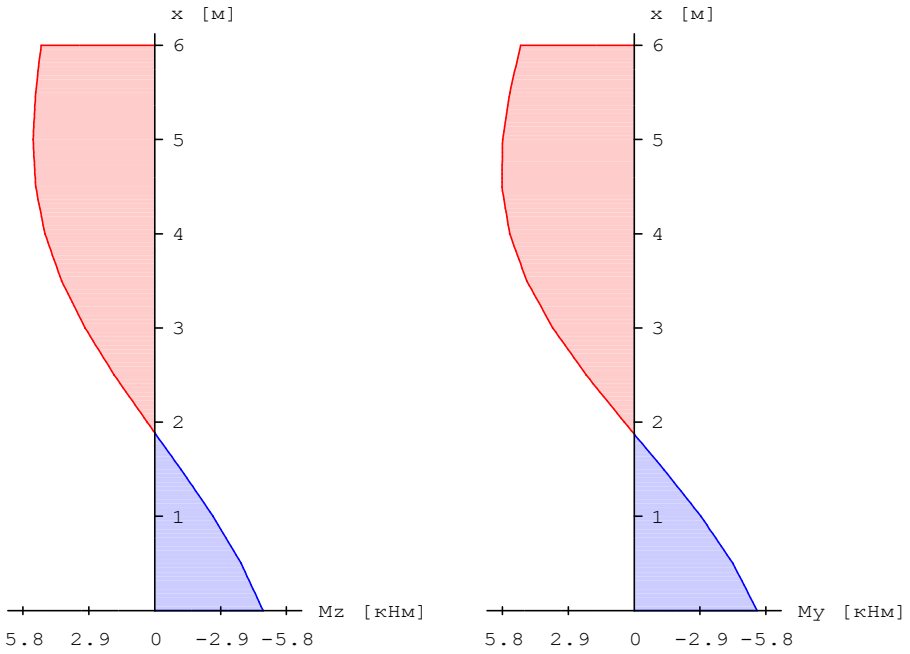
Жёсткости приведённого сечения

| | | |
|---|---|---|
| $D_y$ | = 73.0 | МНм2 |
| $D_z$ | = 21.7 | МНм2 |

Начальные прогибы, суммарные прогибы и моменты

| x [м] | $w_{y0}$ [см] | $w_{z0}$ [см] | $w_y$ [см] | $w_z$ [см] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 6.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 5.0 | 5.0 |
| 5.50 | -0.33 | -0.44 | -0.35 | -0.44 | 5.5 | 5.2 |
| 5.00 | -0.62 | -0.82 | -0.66 | -0.84 | 5.8 | 5.4 |
| 4.50 | -0.84 | -1.12 | -0.89 | -1.14 | 5.8 | 5.2 |
| 4.00 | -0.97 | -1.29 | -1.02 | -1.31 | 5.5 | 4.8 |
| 3.50 | -1.00 | -1.33 | -1.05 | -1.35 | 4.7 | 4.1 |
| 3.00 | -0.93 | -1.24 | -0.98 | -1.26 | 3.6 | 3.1 |
| 2.50 | -0.78 | -1.04 | -0.82 | -1.06 | 2.1 | 1.8 |
| 2.00 | -0.58 | -0.78 | -0.61 | -0.79 | 0.4 | 0.3 |
| 1.50 | -0.37 | -0.49 | -0.39 | -0.50 | -1.3 | -1.2 |
| 1.00 | -0.18 | -0.24 | -0.19 | -0.24 | -2.9 | -2.6 |
| 0.50 | -0.05 | -0.06 | -0.05 | -0.07 | -4.4 | -3.8 |
| 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -5.4 | -4.8 |

Изгибающие моменты в плоскости Y в плоскости Z




**Проверка прочности колонны при пожаре**

Нагрев всесторонний

Расчётные усилия

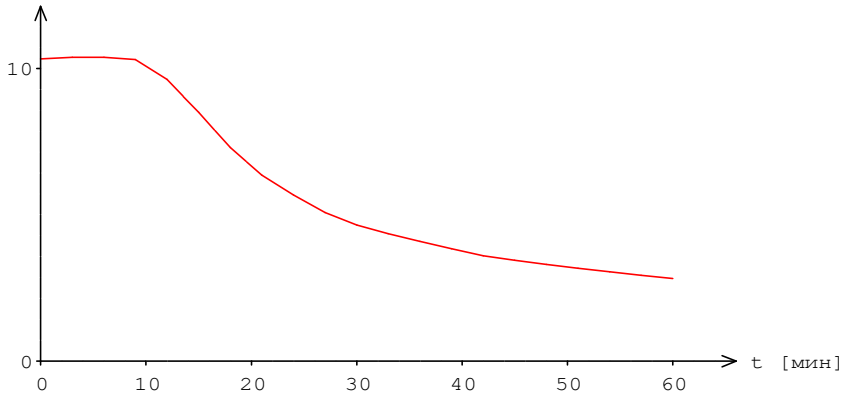
| N [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] |
|---|---|---|
| 300.0 | 5.8 | 5.2 |

Коэффициент запаса прочности

| t [мин] | T среды [°C] | $\gamma_u$ |
|---|---|---|
| 0 | 20 | 10.329 |
| 3 | 502 | 10.391 |
| 6 | 603 | 10.383 |
| 9 | 663 | 10.310 |
| 12 | 705 | 9.625 |
| 15 | 739 | 8.497 |
| 18 | 766 | 7.298 |
| 21 | 789 | 6.361 |
| 24 | 809 | 5.679 |
| 27 | 826 | 5.083 |
| 30 | 842 | 4.652 |

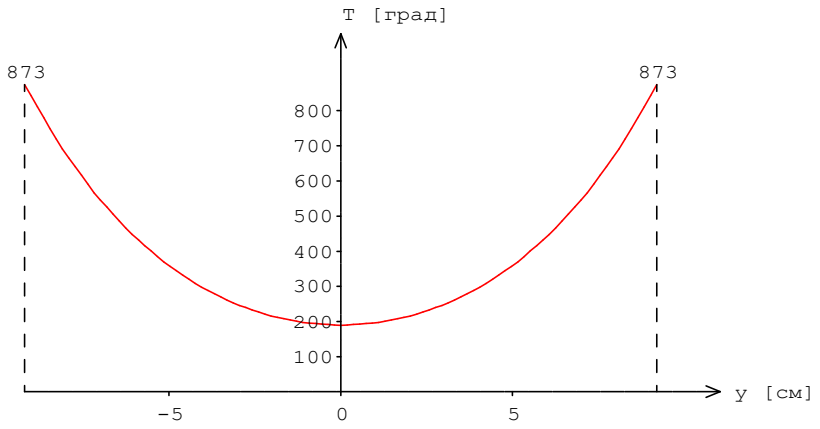
| | | |
|---|---|---|
| 33 | 856 | 4.356 |
| 36 | 869 | 4.098 |
| 39 | 881 | 3.842 |
| 42 | 892 | 3.606 |
| 45 | 902 | 3.452 |
| 48 | 912 | 3.311 |
| 51 | 921 | 3.176 |
| 54 | 930 | 3.052 |
| 57 | 938 | 2.934 |
| 60 | 945 | 2.827 |

Коэффициент запаса прочности $\gamma_u$

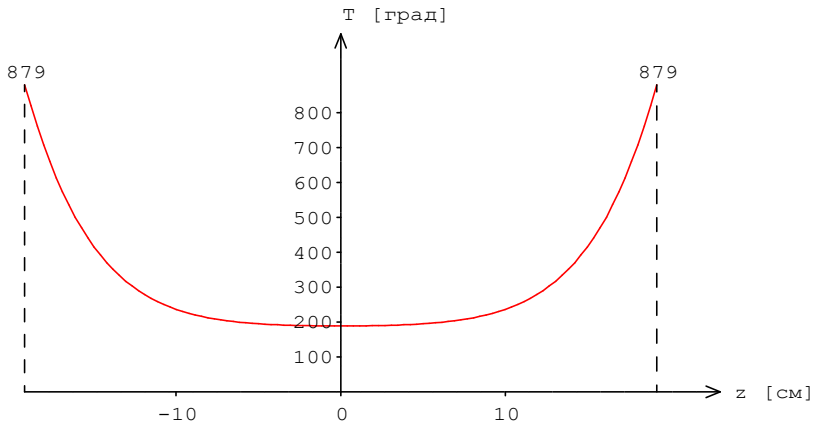



**Температурное поле при t = 60 мин**

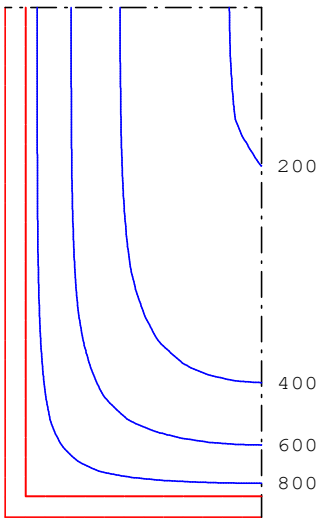
Температура T на оси y



Температура T на оси z




Изотермы




Параметры стали

Температура, сопротивление, модуль упругости

| T [°C] | $\gamma_{st}$ [-] | $\beta_{st}$ [-] | $R_{ynt}$ [МПа] | $E_t$ [ГПа] |
|---|---|---|---|---|
| 879 | 0.070 | 0.072 | 17.2 | 14.9 |

$R_{ynt} = \gamma_{st} R_{yn}$, $E_t = \beta_{st} E$
$\gamma_{st}$, $\beta_{st}$ принимаются по EN 1994-1-2, Table 3.2

**Нелинейный расчёт усилий в колонне при t = 60 мин**

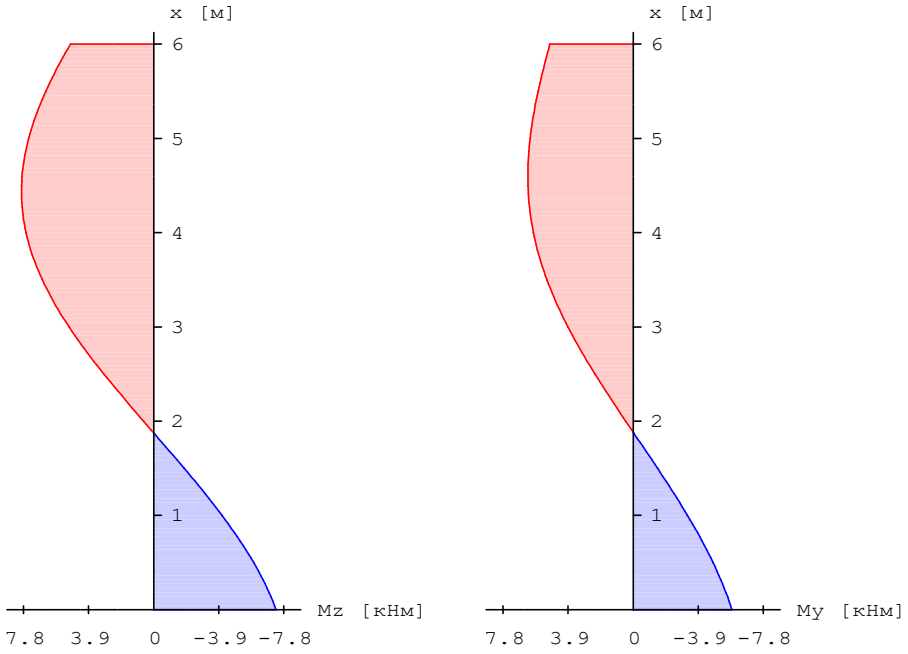
Погрешность расчёта $\varepsilon$ = 0.69 %

Начальные прогибы, суммарные прогибы и моменты

| x [м] | $w_{y0}$ [см] | $w_{z0}$ [см] | $w_y$ [см] | $w_z$ [см] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 6.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 5.0 | 5.0 |
| 5.50 | -0.33 | -0.44 | -0.84 | -0.54 | 5.7 | 6.5 |
| 5.00 | -0.62 | -0.82 | -1.53 | -1.00 | 6.2 | 7.5 |
| 4.50 | -0.84 | -1.12 | -2.03 | -1.35 | 6.3 | 7.9 |
| 4.00 | -0.97 | -1.29 | -2.28 | -1.54 | 6.0 | 7.7 |
| 3.50 | -1.00 | -1.33 | -2.30 | -1.58 | 5.2 | 6.7 |
| 3.00 | -0.93 | -1.24 | -2.11 | -1.46 | 3.9 | 5.1 |
| 2.50 | -0.78 | -1.04 | -1.75 | -1.22 | 2.3 | 3.0 |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 2.00 | -0.58 | -0.78 | -1.29 | -0.91 | 0.4 | 0.6 |
| 1.50 | -0.37 | -0.49 | -0.82 | -0.58 | -1.5 | -1.8 |
| 1.00 | -0.18 | -0.24 | -0.40 | -0.28 | -3.3 | -4.1 |
| 0.50 | -0.05 | -0.06 | -0.11 | -0.08 | -4.8 | -6.0 |
| 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -5.9 | -7.3 |

Изгибающие моменты в плоскости Y в плоскости Z




Расчётные усилия

| N [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] |
|---|---|---|
| 300.0 | 6.3 | 7.9 |

**Проверка прочности**

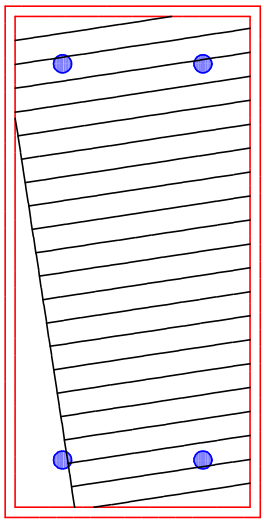
Предельные усилия $N_u = \gamma_u N$, $M_{yu} = \gamma_u M_y$, $M_{zu} = \gamma_u M_z$

| N [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] | $N_u$ [кН] | $M_{yu}$ [кНм] | $M_{zu}$ [кНм] | $\gamma_u$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 300.0 | 6.3 | 7.9 | 774.4 | 16.3 | 20.4 | **2.581** |

Нейтральная линия

| $y_1$ [см] | $z_1$ [см] | $y_2$ [см] | $z_2$ [см] |
|---|---|---|---|
| -9.20 | 11.25 | -4.54 | -19.20 |

Сжатая зона бетона при действии предельных усилий



Кривизны $\kappa_y$ / $\kappa_z$ = -0.01002 / -0.06553 1/м

Деформация $\varepsilon(y,z) = -0.1002z - 0.6553y - 4.901$, %.

Деформация бетона на контуре

| Максимальная деформация | | | Минимальная деформация | | |
|---|---|---|---|---|---|
| ε [%.] | σ [МПа] | T [°C] | ε [%.] | σ [МПа] | T [°C] |
| 3.05 | 0.00 | 919 | -12.85 | -0.00 | 919 |

Предельная деформация бетона

| y [см] | z [см] | T [°C] | $\varepsilon_{b2}$ [%.] | d [м] | $\varepsilon_{b2}$/d [1/м] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1.59 | 4.80 | 212 | -6.43 | 0.097 | -0.06629 |

y, z - координаты точки, в которой достигается предельная деформация с учётом температуры
d - расстояние от нейтральной линии до точки (y,z)

Деформация арматуры

| Максимальная деформация | | | Минимальная деформация | | |
|---|---|---|---|---|---|
| ε [%.] | σ [МПа] | T [°C] | ε [%.] | σ [МПа] | T [°C] |
| 0.26 | 39.9 | 577 | -10.06 | -169.0 | 577 |

Деформация стали

| Максимальная деформация | | | Минимальная деформация | | |
|---|---|---|---|---|---|
| ε [%.] | σ [МПа] | T [°C] | ε [%.] | σ [МПа] | T [°C] |
| 3.31 | 17.2 | 879 | -13.12 | -17.2 | 879 |

Усилия

| | N [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] |
|---|---|---|---|
| в бетоне | 647.82 | 6.47 | 9.20 |
| в арматуре | 71.90 | 4.98 | 1.77 |
| в стали | 54.69 | 4.84 | 9.42 |
| суммарные | 774.41 | 16.30 | 20.39 |

**Огнестойкость колонны обеспечена**

Расчет выполнен модулем 452 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t453 Расчет по огнестойкости плит и стен

Плита

Высота сечения h = 30.0 см

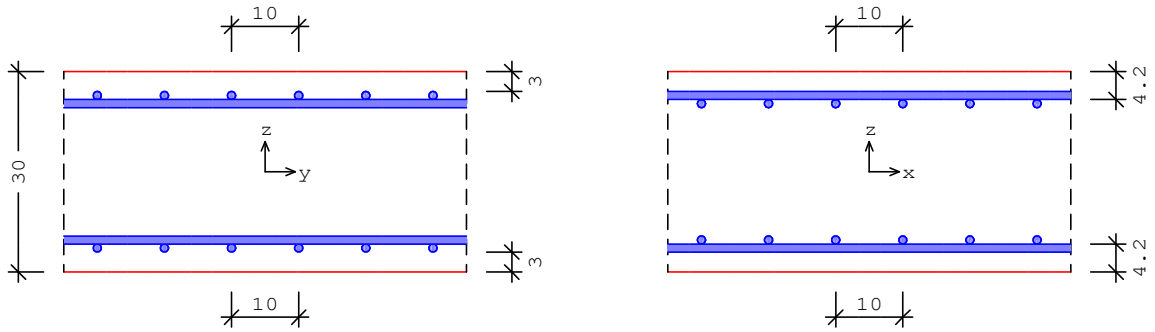
Верхняя арматура

| По оси | $d_s$ [мм] | s [см] | $A_s$ [см2/м] | $a_з$ [мм] |
|---|---|---|---|---|
| x | 12 | 10.0 | 11.31 | 30.0 |
| y | 12 | 10.0 | 11.31 | 42.0 |

Нижняя арматура

| По оси | $d_s$ [мм] | s [см] | $A_s$ [см2/м] | $a_з$ [мм] |
|---|---|---|---|---|
| x | 12 | 10.0 | 11.31 | 30.0 |
| y | 12 | 10.0 | 11.31 | 42.0 |

Сечения плиты, нормальные к осям x и y




Усилия

В сечениях, нормальных к осям x и y

| № | $M_x$ [кНм/м] | $M_y$ [кНм/м] | $M_{xy}$ [кНм/м] | $N_x$ [кН/м] | $N_y$ [кН/м] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 50.0 | 50.0 | 25.0 | | |

Расчет

Согласно СП 468.1325800.2019, СП 63.13330.2018
Применяется метод расчета согласно СП 468, 8.6
Изменение температуры среды при пожаре принимается согласно ГОСТ 30247.0-94

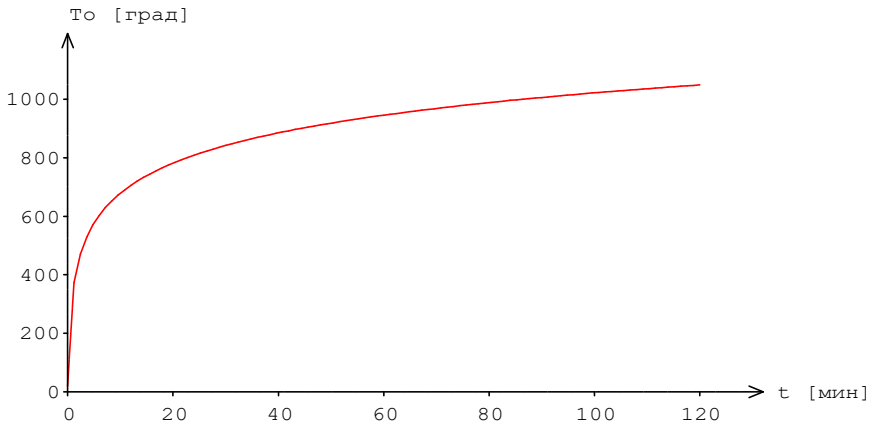
Бетон **В 25 (тяжелый)**
на силикатном заполнителе
Плотность бетона $\rho$ = 2350 кг/м3
Бетон сухой

Продольная арматура **А500С марки 25Г2С**

Сопротивления при нормальной температуре
$R_{bn}$ = 18.50 МПа
$R_{sn}$ = 500 МПа
$R_{sc}$ = 400 МПа

**Проверка прочности при пожаре**

Зависимость температуры среды от времени

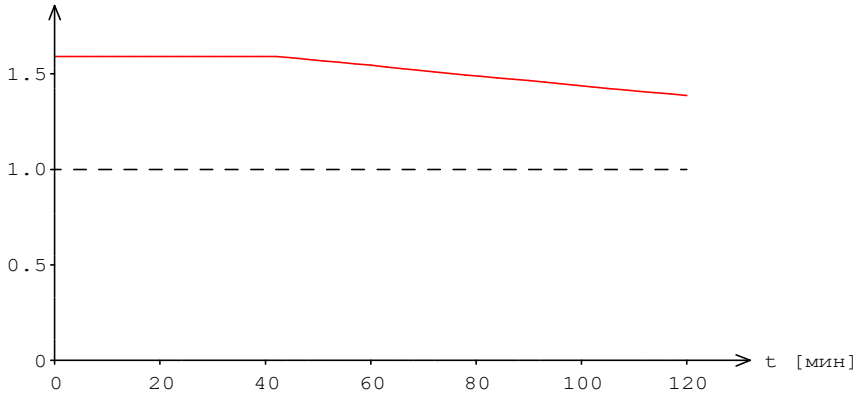



Нагрев нижней стороны сечения

Коэффициент запаса прочности

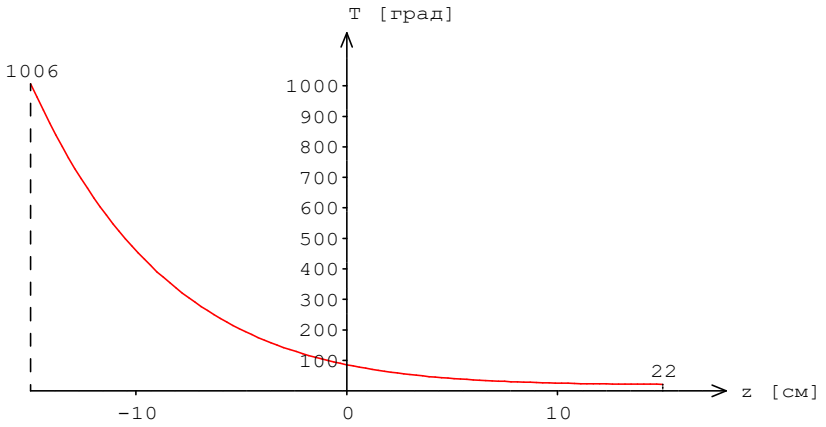
| t [мин] | T среды [°C] | $\gamma_u$ |
|---|---|---|
| 0 | 20 | 1.591 |
| 3 | 502 | 1.591 |
| 6 | 603 | 1.591 |
| 9 | 663 | 1.591 |
| 12 | 705 | 1.591 |
| 15 | 739 | 1.591 |
| 18 | 766 | 1.591 |
| 21 | 789 | 1.591 |
| 24 | 809 | 1.591 |
| 27 | 826 | 1.591 |
| 30 | 842 | 1.591 |
| 33 | 856 | 1.591 |
| 36 | 869 | 1.591 |
| 39 | 881 | 1.591 |
| 42 | 892 | 1.591 |
| 45 | 902 | 1.582 |
| 48 | 912 | 1.574 |
| 51 | 921 | 1.567 |
| 54 | 930 | 1.559 |
| 57 | 938 | 1.552 |
| 60 | 945 | 1.545 |
| 63 | 953 | 1.536 |
| 66 | 960 | 1.527 |
| 69 | 966 | 1.518 |
| 72 | 973 | 1.509 |
| 75 | 979 | 1.501 |
| 78 | 985 | 1.493 |
| 81 | 990 | 1.486 |
| 84 | 996 | 1.478 |
| 87 | 1001 | 1.471 |
| 90 | 1006 | 1.464 |
| 93 | 1011 | 1.456 |
| 96 | 1016 | 1.447 |
| 99 | 1020 | 1.439 |
| 102 | 1025 | 1.431 |
| 105 | 1029 | 1.423 |
| 108 | 1033 | 1.415 |
| 111 | 1037 | 1.408 |
| 114 | 1041 | 1.401 |
| 117 | 1045 | 1.394 |
| 120 | 1049 | 1.387 |

Коэффициент запаса прочности $\gamma_u$




**Температурное поле при t = 120 мин**

Температура T на оси z




**Проверка прочности для сочетания усилий 1**

Условие прочности $\gamma_{xu} = N_{xu}/N_x = M_{xu}/M_x >= 1$

| $N_x$ [кН/м] | $M_x$ [кНм/м] | $N_{xu}$ [кН/м] | $M_{xu}$ [кНм/м] | $\gamma_{xu}$ |
|---|---|---|---|---|
| 0.0 | 50.0 | 0.0 | 112.3 | **2.245** |

Условие прочности $\gamma_{yu} = N_{yu}/N_y = M_{yu}/M_y >= 1$

| $N_y$ [кН/м] | $M_y$ [кНм/м] | $N_{yu}$ [кН/м] | $M_{yu}$ [кНм/м] | $\gamma_{yu}$ |
|---|---|---|---|---|
| 0.0 | 50.0 | 0.0 | 120.8 | **2.415** |

Условие прочности $\gamma_u = 1/[M_x/M_{xu} + M_y/M_{yu} - M_xM_y/(M_{xu}M_{yu}) + M_{xy}^2/(M_{xu}M_{yu})] >= 1$ согласно СП 63,(8.100)

| $N_x$ [кН/м] | $M_x$ [кНм/м] | $N_y$ [кН/м] | $M_y$ [кНм/м] | $M_{xu}$ [кНм/м] | $M_{yu}$ [кНм/м] | $M_{xy}$ [кНм/м] | $\gamma_u$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.0 | 50.0 | 0.0 | 50.0 | 112.3 | 120.8 | 25.0 | **1.387** |

Условие прочности $\gamma_u = M_{bxy,u}/M_{xy} >= 1$ согласно СП 63,(8.104)

| $R_{bt,cp}$ [МРа] | $M_{bxy,u}$ [кНм/м] | $M_{xy}$ [кНм/м] | $\gamma_u$ |
|---|---|---|---|
| 16.16 | 145.4 | 25.0 | **5.817** |

$R_{bt,cp}$ - среднее сопротивление бетона
$M_{bxy,u} = 0.1R_{bt,cp}h^2$

Условие прочности $\gamma_u = M_{sxy,u}/M_{xy} >= 1$ согласно СП 63,(8.105)

| $T_в$ [°C] | $T_н$ [°C] | $R_{st,в}$ [МПа] | $R_{st,н}$ [МПа] | $h_0$ [см] | $M_{sxy,u}$ [кНм/м] | $M_{xy}$ [кНм/м] | $\gamma_u$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 25 | 576 | 500.0 | 393.0 | 25.8 | 260.6 | 25.0 | **10.422** |

$T_в$, $T_н$ - температура верхней и нижней арматуры
$R_{st,в}$, $R_{st,н}$ - сопротивление верхней и нижней арматуры
$M_{sxy,u} = 0.5[R_{st,в}(A_{sx}+A_{sy})_в + R_{st,н}(A_{sx}+A_{sy})_н]h_0$

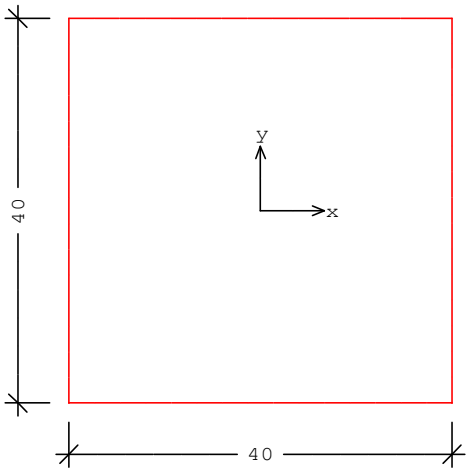
**Огнестойкость плиты обеспечена**

Расчет выполнен модулем 453 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t454 Расчет на продавливание при огневом воздействии

Расчетная схема

Размеры сечения колонны
$c_x$ = 40.0 см
$c_y$ = 40.0 см




Высота плиты h = 25.0 см
Рабочая высота плиты $h_0$ = 20.0 см

Нагрузки

| № | F [кН] | $M_x$ [кНм] | $M_y$ [кНм] |
|---|---|---|---|
| 1 | 500.0 | | |

Расчет

Согласно СП 468.1325800.2019, СП 63.13330.2018
Изменение температуры среды при пожаре принимается согласно ГОСТ 30247.0-94

Бетон **В 25 (тяжелый)**
на силикатном заполнителе
Плотность бетона $\rho$ = 2300 кг/м3
Бетон сухой

Сопротивление при нормальной температуре

$R_{btn}$ = 1.55 МПа

Коэффициент условий работы бетона

| № | T [°C] | $\gamma_{btt}$ | № | T [°C] | $\gamma_{btt}$ | № | T [°C] | $\gamma_{btt}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 20 | 1.00 | 2 | 50 | 0.80 | 3 | 100 | 0.75 |
| 4 | 150 | 0.70 | 5 | 200 | 0.65 | 6 | 300 | 0.50 |
| 7 | 400 | 0.35 | 8 | 500 | 0.20 | 9 | 600 | 0.05 |

Коэффициент условий работы арматуры

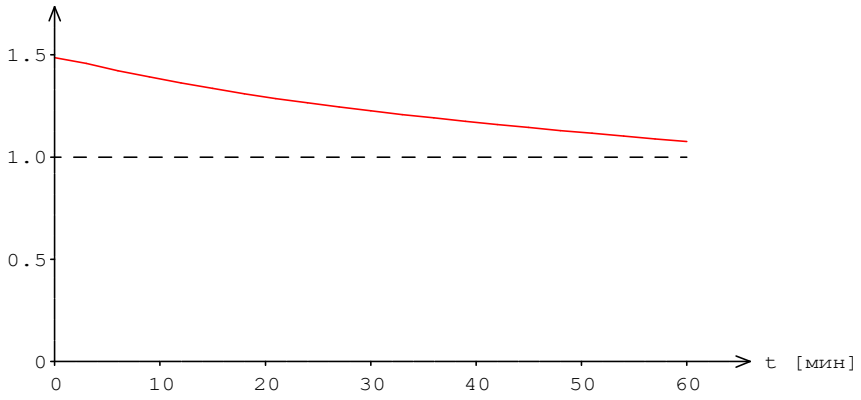
| № | T [°C] | $\gamma_{st}$ | № | T [°C] | $\gamma_{st}$ | № | T [°C] | $\gamma_{st}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 100 | 1.00 | 2 | 200 | 1.00 | 3 | 300 | 1.00 |
| 4 | 400 | 0.85 | 5 | 500 | 0.60 | 6 | 600 | 0.37 |
| 7 | 700 | 0.22 | 8 | 800 | 0.10 | 9 | 900 | 0.00 |
| 10 | 1000 | 0.00 | 11 | 1100 | 0.00 | 12 | 1200 | 0.00 |

**Проверка прочности плиты при пожаре**

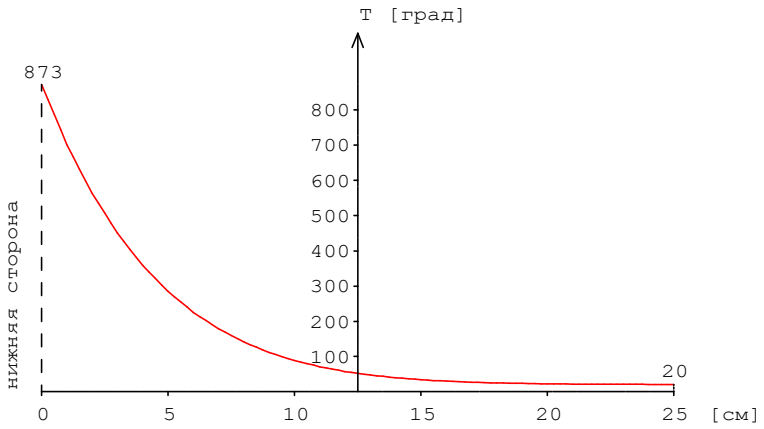
Коэффициент запаса прочности

| t [мин] | T среды [°C] | $\gamma_u$ |
|---|---|---|
| 0 | 20 | 1.488 |
| 3 | 502 | 1.459 |
| 6 | 603 | 1.423 |
| 9 | 663 | 1.392 |
| 12 | 705 | 1.363 |
| 15 | 739 | 1.336 |
| 18 | 766 | 1.310 |
| 21 | 789 | 1.287 |
| 24 | 809 | 1.266 |
| 27 | 826 | 1.246 |
| 30 | 842 | 1.227 |
| 33 | 856 | 1.209 |
| 36 | 869 | 1.192 |
| 39 | 881 | 1.176 |
| 42 | 892 | 1.160 |
| 45 | 902 | 1.145 |
| 48 | 912 | 1.131 |
| 51 | 921 | 1.116 |
| 54 | 930 | 1.102 |
| 57 | 938 | 1.089 |
| 60 | 945 | 1.077 |

Коэффициент запаса прочности $\gamma_u$

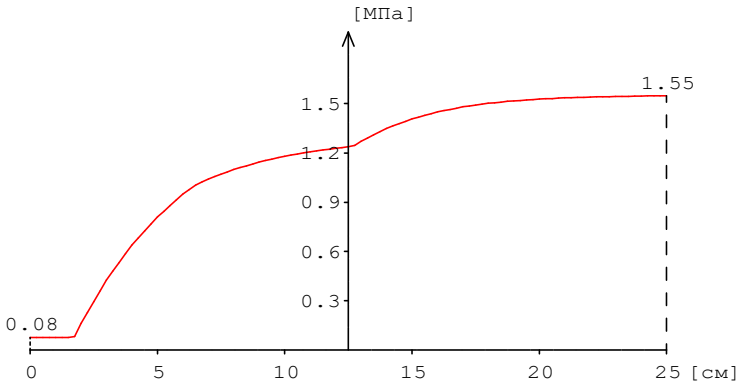



**Температурное поле при t = 60 мин**



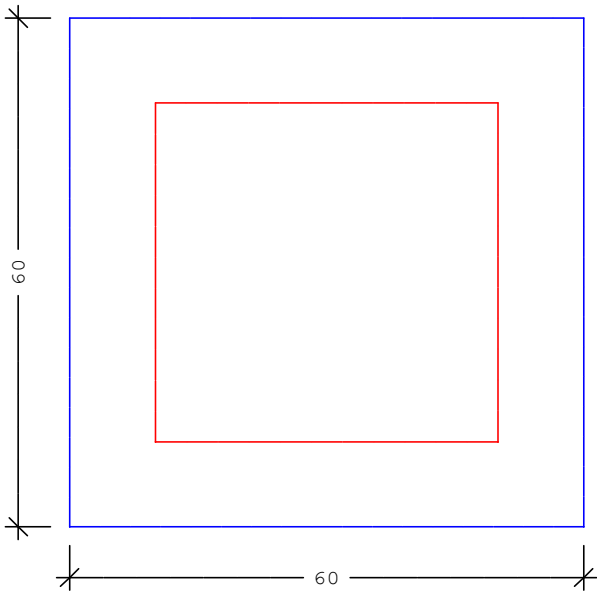

**Расчет на продавливание при t = 60 мин**

Изменение сопротивления бетона $R_{btnt}$




Среднее сопротивление бетона $R_{btnt}$ = 1.12 МПа

Расчетный контур




Расчетный периметр u = 240.0 см

Моменты сопротивления расчетного контура
$W_x$ = 4800 см2 $W_y$ = 4800 см2

Предельные усилия в бетоне

| $F_{b,ult}$ [кН] | $M_{bx,ult}$ [кНм] | $M_{by,ult}$ [кНм] |
|---|---|---|
| 538.3 | 107.7 | 107.7 |

Условие прочности $F / F_{ult} + M_x / M_{x,ult} + M_y / M_{y,ult} =$

0.9288 + 0.0000 + 0.0000 = **0.929** <= 1
$\gamma_u$ = 1.077 -

**Огнестойкость плиты обеспечена**

Расчет выполнен модулем 454 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

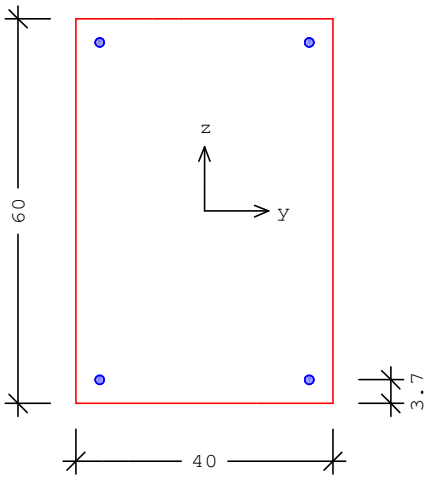
## Поз. t455 Расчет по огнестойкости согласно СТО НИИЖБ

Сечение

Ширина b = 40.0 см
Высота h = 60.0 см

Диаметр стержней $d_s$ = 14 мм

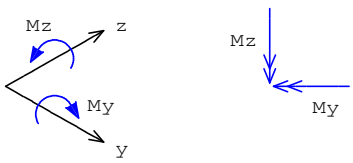
Толщина защитного слоя $a_з$ = 30 мм




Усилия

Относительно центральных осей бетонного сечения

Положительные направления моментов




| K | N [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] |
|---|---|---|---|
| 1 | 500.0 | 100.0 | |

Материал

Бетон В 25 (тяжелый)
на силикатном заполнителе
Плотность бетона $\rho$ = 2300 кг/м3
Бетон сухой

Продольная арматура A500

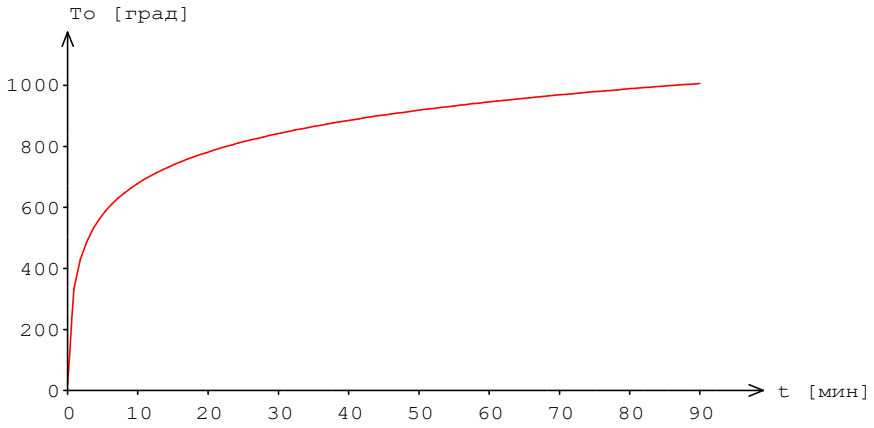
Норматив. сопротивления при нормальной температуре
$R_{bn}$ = 18.50 МПа
$R_{sn}$ = 500 МПа

Расчет

**Согласно СТО 36554501-006-2006**
Изменение температуры среды при пожаре принимается согласно ГОСТ 30247.0-94

Рассматривается всесторонний нагрев сечения

Зависимость температуры среды от времени

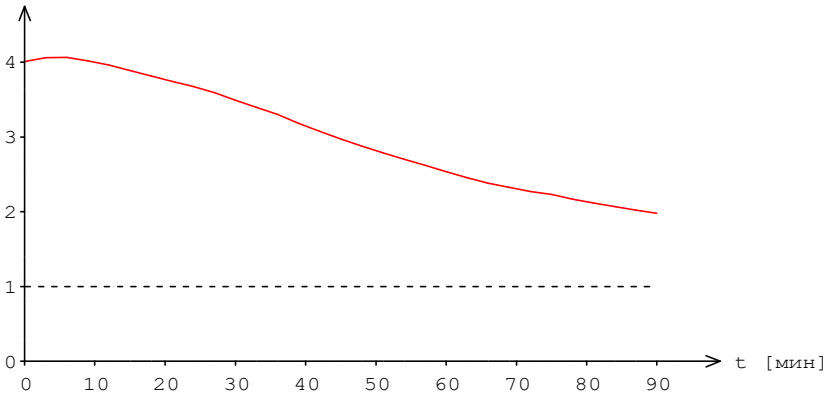



Коэффициент запаса прочности

| № | t [мин] | $T_o$ [град] | $\gamma_u$ |
|---|---|---|---|
| 1 | 0 | 20 | 4.009 |
| 2 | 3 | 502 | 4.062 |
| 3 | 6 | 603 | 4.069 |
| 4 | 9 | 663 | 4.021 |
| 5 | 12 | 705 | 3.964 |
| 6 | 15 | 739 | 3.888 |
| 7 | 18 | 766 | 3.818 |
| 8 | 21 | 789 | 3.744 |
| 9 | 24 | 809 | 3.673 |
| 10 | 27 | 826 | 3.595 |
| 11 | 30 | 842 | 3.491 |
| 12 | 33 | 856 | 3.396 |
| 13 | 36 | 869 | 3.304 |
| 14 | 39 | 881 | 3.185 |
| 15 | 42 | 892 | 3.075 |
| 16 | 45 | 902 | 2.975 |
| 17 | 48 | 912 | 2.878 |
| 18 | 51 | 921 | 2.790 |
| 19 | 54 | 930 | 2.705 |
| 20 | 57 | 938 | 2.621 |
| 21 | 60 | 945 | 2.539 |
| 22 | 63 | 953 | 2.456 |
| 23 | 66 | 960 | 2.384 |
| 24 | 69 | 966 | 2.327 |
| 25 | 72 | 973 | 2.271 |
| 26 | 75 | 979 | 2.234 |
| 27 | 78 | 985 | 2.167 |
| 28 | 81 | 990 | 2.118 |

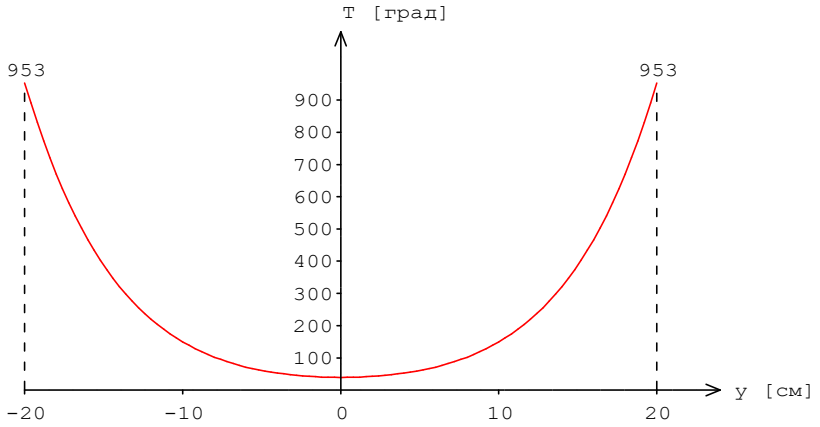
| | | | |
|---|---|---|---|
| 29 | 84 | 996 | 2.071 |
| 30 | 87 | 1001 | 2.023 |
| 31 | 90 | 1006 | 1.978 |

Коэффициент запаса прочности $\gamma_u$

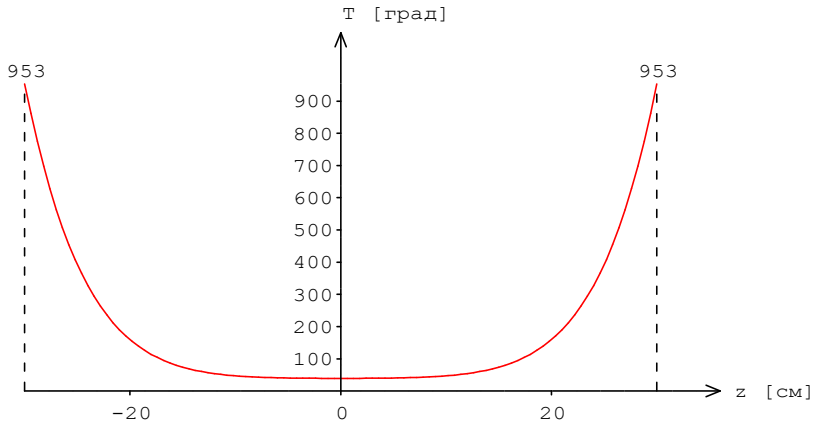



Температурное поле при t = 90 мин

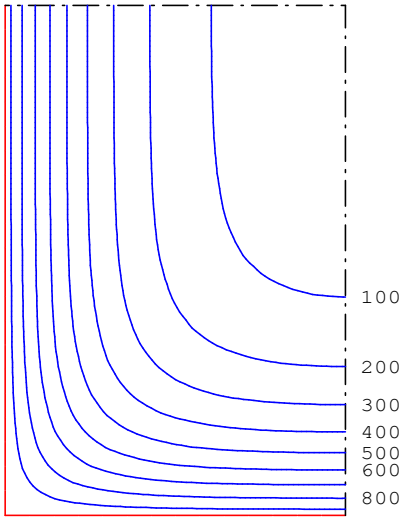
Температура T на оси y




Температура T на оси z



Изотермы




| Расстояние от поверхности по y [мм] | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 121.1 | (100) | 85.0 | (200) | 63.8 | (300) |
| 48.3 | (400) | 36.4 | (500) | 26.3 | (600) |
| 17.7 | (700) | 10.0 | (800) | 3.5 | (900) |

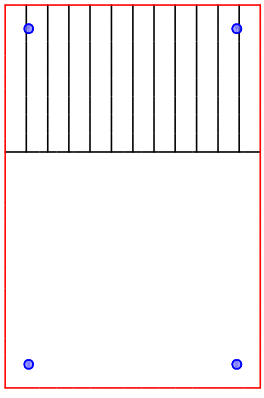
| Расстояние от поверхности по z [мм] | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 128.4 | (100) | 87.4 | (200) | 65.0 | (300) |
| 48.9 | (400) | 36.8 | (500) | 26.5 | (600) |
| 17.8 | (700) | 10.0 | (800) | 3.5 | (900) |

Несущая способность при t = 90 мин

Предельные усилия

| $N_u$ [кН] | $M_{yu}$ [кНм] | $M_{zu}$ [кНм] | $\gamma_u$ |
|---|---|---|---|
| 988.9 | 197.77 | 0.00 | **1.978** |

Сжатая зона



Кривизны $\kappa_y$ / $\kappa_z$ = -0.04154 / 0.00000 1/м

Деформации бетона

| Максимальная деформация | | | Минимальная деформация | | |
|---|---|---|---|---|---|
| ε [%.] | σ [МПа] | T [град] | ε [%.] | σ [МПа] | T [град] |
| 15.37 | 0.00 | 990 | -9.55 | -0.53 | 990 |

Деформации стали

| Максимальная деформация | | | Минимальная деформация | | |
|---|---|---|---|---|---|
| ε [%.] | σ [МПа] | T [град] | ε [%.] | σ [МПа] | T [град] |
| 13.83 | 106.6 | 706 | -8.02 | -106.6 | 706 |

**Огнестойкость сечения обеспечена**

Расчет выполнен модулем 455 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t456 Расчёт по огнестойкости при прямом изгибе

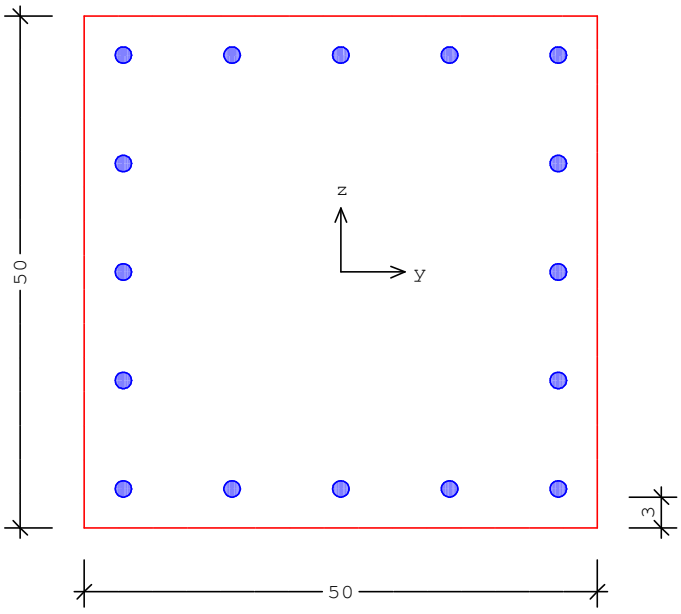
Расчётная схема — Длина колонны $l = 6.00$ м

Закрепление

| Внизу | Вверху |
|---|---|
| шарнирное | шарнирное |

Сечение
- Ширина $b = 50.0$ см
- Высота $h = 50.0$ см

Арматура
- Диаметр угловых стержней $d_s = 16$ мм
- Диаметр промежут. стержней $d_{s,np} = 16$ мм
- Число промежут. стержней $n_b = 3$, $n_h = 3$ -
- Толщина защитного слоя $a_з = 30$ мм

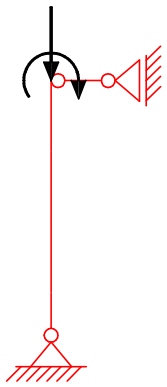


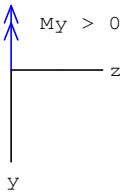

Нагрузки — Относительно центральных осей бетонного сечения

Вертикальная сила $V = 1000.0$ кН

Горизонтальные силы и моменты

| $H_н$ [кН] | $H_в$ [кН] | $M_н$ [кНм] | $M_в$ [кНм] |
|---|---|---|---|
| | | | 100.0 |






Расчёт

Согласно СП 468.1325800.2019, СП 63.13330.2018
Применяется метод расчёта согласно СП 468, 8.6
Изменение температуры среды при пожаре принимается согласно ГОСТ 30247.0-94

Бетон **B 30 (тяжелый)**
на силикатном заполнителе
Плотность бетона $\rho$ = 2300 кг/м3
Бетон сухой

Продольная арматура **A500**

Сопротивления при нормальной температуре
$R_{bn}$ = 22.00 МПа
$R_{sn}$ = 500 МПа
$R_{sc}$ = 400 МПа

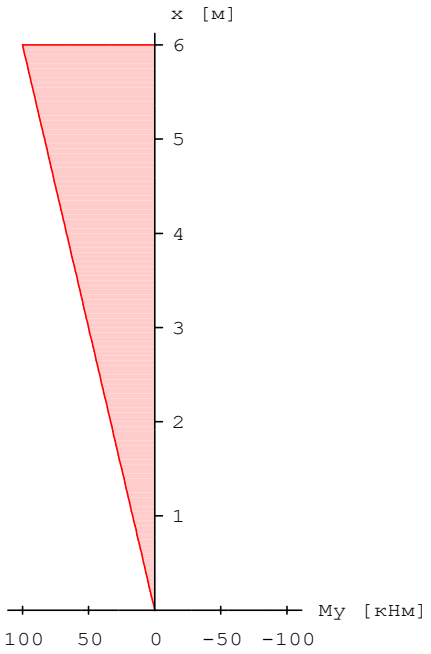
Случайный эксцентриситет $e_a$ = 16.7 мм
Расчётная длина колонны $l_0$ = 6.00 м
Эксцентриситет $e_0$ увеличивается на $e_a$

**Расчёт усилий по недеформированной схеме при нормальной температуре**

Изгибающий момент

| x [м] | $M_y$ [кНм] |
|---|---|
| 0.00 | 0.0 |
| 0.50 | 8.3 |
| 1.00 | 16.7 |
| 1.50 | 25.0 |
| 2.00 | 33.3 |
| 2.50 | 41.7 |
| 3.00 | 50.0 |
| 3.50 | 58.3 |
| 4.00 | 66.7 |
| 4.50 | 75.0 |
| 5.00 | 83.3 |
| 5.50 | 91.7 |
| 6.00 | 100.0 |

Изгибающий момент




**Проверка прочности при пожаре**

Нагрев трёхсторонний

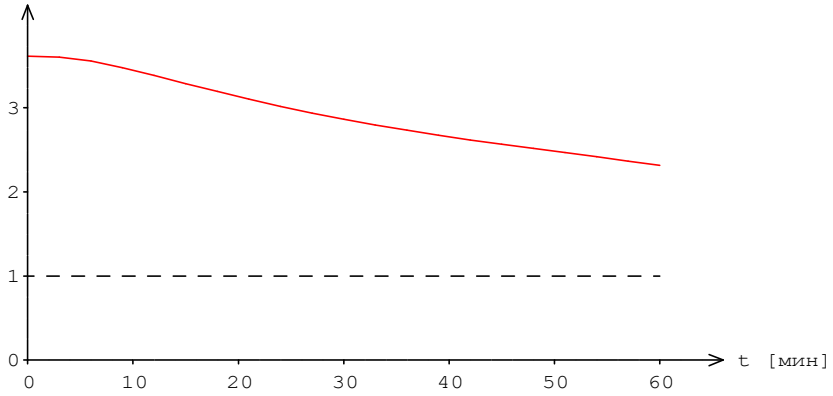
Расчётные усилия

| N [кН] | $M_y$ [кНм] |
|---|---|
| 1000.0 | 100.0 |

Коэффициент запаса прочности

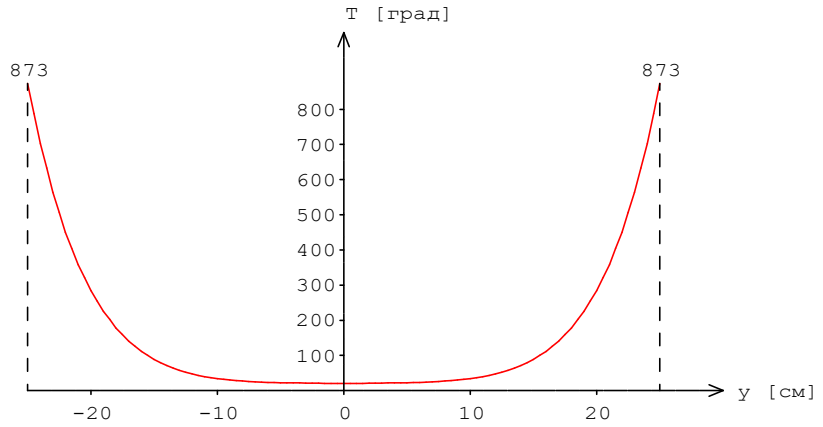
| t [мин] | T среды [°C] | $\gamma_u$ |
|---|---|---|
| 0 | 20 | 3.616 |
| 3 | 502 | 3.603 |
| 6 | 603 | 3.555 |
| 9 | 663 | 3.475 |
| 12 | 705 | 3.384 |
| 15 | 739 | 3.289 |
| 18 | 766 | 3.194 |
| 21 | 789 | 3.103 |
| 24 | 809 | 3.017 |
| 27 | 826 | 2.937 |
| 30 | 842 | 2.863 |
| 33 | 856 | 2.796 |
| 36 | 869 | 2.733 |
| 39 | 881 | 2.673 |
| 42 | 892 | 2.617 |
| 45 | 902 | 2.565 |
| 48 | 912 | 2.515 |
| 51 | 921 | 2.468 |
| 54 | 930 | 2.418 |
| 57 | 938 | 2.366 |
| 60 | 945 | 2.316 |

Коэффициент запаса прочности $\gamma_u$

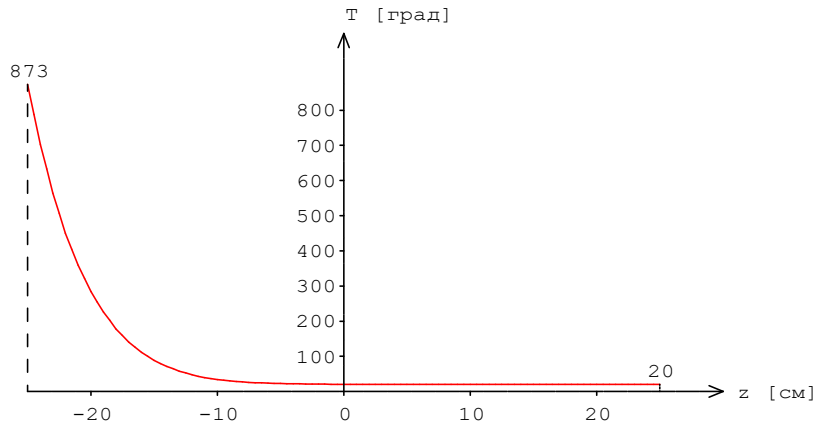



**Температурное поле при t = 60 мин**

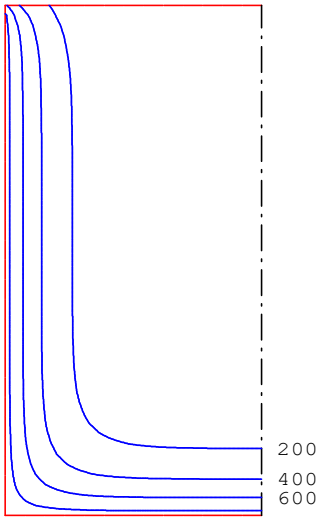
Температура T на оси y




Температура T на оси z



Изотермы




**Проверка прочности**

Расчётный момент

| $M_y$ [кНм] | $\delta_e$ [-] | $D_b$ [МНм2] | $D_s$ [МНм2] | D [МНм2] | $N_{cr}$ [кН] | $\eta$ [-] | $\eta M_y$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 116.7* | 0.233 | 106.201 | 17.629 | 27.274 | 7477 | 1.15 | 134.7 |

* значение с учётом $e_a$

$D = 0.15/[\varphi_l(0.3 + \delta_e)]D_b + 0.7D_s$, $\varphi_l = 2.0$

Расчётный момент с учётом температурного прогиба $W_t$

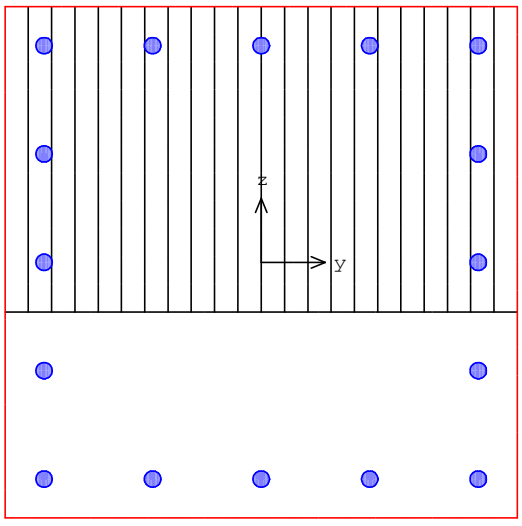
| $T_b$ [°C] | $T_s$ [°C] | $\alpha_{bt}\cdot 10^6$ [1/°C] | $\alpha_{st}\cdot 10^6$ [1/°C] | $h_0$ [см] | a [-] | $W_t$ [см] | $W_t N$ [кНм] | $M_y$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 20 | 453 | 9.00 | 13.76 | 46.2 | 1.00 | 5.80 | 58.0 | 192.7 |

$W_t = a|\alpha_{st}(T_s - 20) - \alpha_{bt}(T_b - 20)|\cdot l_0^2/(8h_0)$ согласно СП 468, (8.29)

Предельные усилия

| N [кН] | $M_y$ [кНм] | $N_u$ [кН] | $M_{yu}$ [кНм] | $\gamma_u$ |
|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 192.7 | 2316.1 | 446.3 | **2.316** |

Сжатая зона при действии предельных усилий



Высота сжатой зоны $x = 29.9$ см

Кривизна $\kappa_y = -0.01172$ 1/м

Деформация $\varepsilon(z) = - 0.1172z - 0.571$, %.

Предельная деформация бетона

| y [см] | z [см] | T [°C] | $\varepsilon_{b2}$ [%.] |
|---|---|---|---|
| 0.00 | 25.00 | 20 | -3.50 |

y, z - координаты точки, в которой достигается предельная деформация с учётом температуры

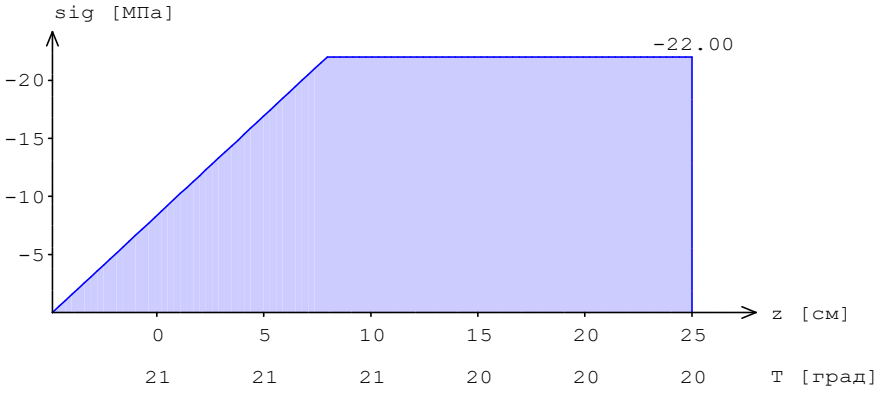
Деформации бетона в углах сечения

| Максимальная деформация | | | Минимальная деформация | | |
|---|---|---|---|---|---|
| $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] | T [°C] | $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] | T [°C] |
| 2.36 | 0.00 | 919 | -3.50 | -3.28 | 636 |

Деформации арматуры

| Максимальная деформация | | | Минимальная деформация | | |
|---|---|---|---|---|---|
| $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] | T [°C] | $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] | T [°C] |
| 1.91 | 329.7 | 377 | -3.06 | -377.0 | 338 |

Напряжение в сжатом бетоне




Усилия

| | N [кН] | $M_y$ [кНм] |
|---|---|---|
| в бетоне | 2095.12 | 283.09 |
| в арматуре | 220.97 | 163.17 |
| суммарные | 2316.08 | 446.26 |

**Огнестойкость колонны обеспечена**

Расчет выполнен модулем 456 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t462 База колонны двутаврового сечения

Сечение колонны — Двутавр 25К2 — СТО АСЧМ 20-93

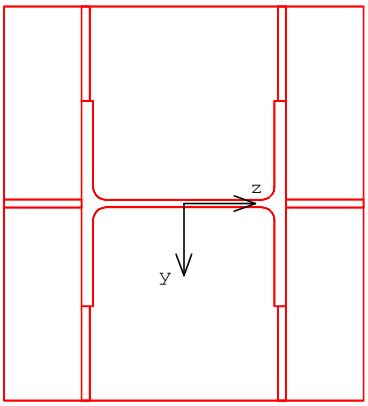
| h [мм] | b [мм] | $t_w$ [мм] | $t_f$ [мм] | r [мм] |
|---|---|---|---|---|
| 250 | 250 | 9.0 | 14.0 | 16 |

Усилия

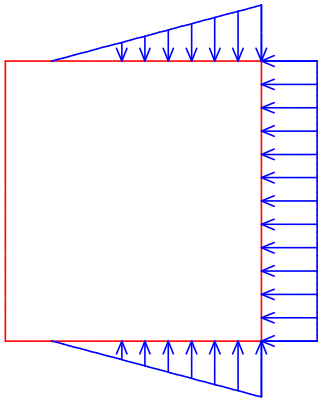
| К | N [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] | $Q_y$ [кН] | $Q_z$ [кН] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 500.0 | 50.0 | | | |

Расчет — Согласно СП 16.13330.2017

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Сталь для колонны | | **С 255** | | |
| Расчетное сопротивление | $R_y$ | = 240 | | МПа |
| Сталь для плиты | | **С 235** | | |
| Расчетное сопротивление | $R_y$ | = 230 | | МПа |
| Коэффициент условий работы | $\gamma_c$ | = 1.10 | | - |
| Бетон для фундамента | | **В20** | | |
| Коэффициент условий работы | $\gamma_b$ | = 0.90 | | - |
| Расчетное сопротивление | $\gamma_b R_b$ | = 10.35 | | МПа |
| Вид сварки | | ручная сварка | | |
| Расчетное сопротивление | $R_{wf}$ | = 200 | | МПа |
| Опорная плита — Ширина по оси y | $b_y$ | = 480 | | мм |
| по оси z | $b_z$ | = 440 | | мм |
| Толщина | $t_n$ | = 25 | | мм |
| Рёбра в пл. полок — Ширина | $b_p$ | = 115 | | мм |
| Высота | $h_p$ | = 115 | | мм |
| Рёбра в пл. стенки — Ширина | $b_{pc}$ | = 95 | | мм |
| Высота | $h_{pc}$ | = 115 | | мм |
| Толщина рёбер | $t_p$ | = 10 | | мм |



Отпор фундамента К = 1



**Проверка прочности опорной плиты**

Отпор фундамента

| К | max $\sigma_b$ [МПа] | min $\sigma_b$ [МПа] | $N_b$ [кН] | $e_y$ [мм] | $e_z$ [мм] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 5.79 | 0.00 | 500.0 | 0.0 | 100.0 |

Поворот опорной плиты $\varphi$ = 0.00058 -

| К | Тип плиты | p [МПа] | max M [кНм/м] | max $\sigma$ / $R_y\gamma_c$ | Условие прочности |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 5 | 5.79 | 25.0 | 240.2 / 242.0 | выполнено |

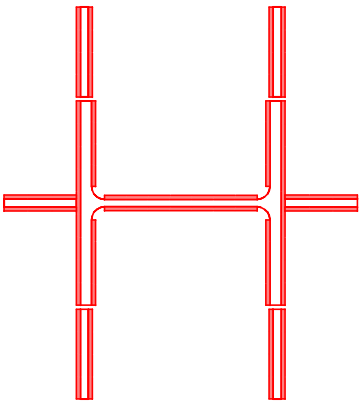
Тип 5 - плита с двумя защемленными смежными краями

**Сварное соединение колонны и рёбер с опорной плитой**

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Катет шва полки | $k_f$ | = | 5* | мм |
| Катет шва стенки | $k_f$ | = | 5* | мм |
| Катет шва ребра полки | $k_f$ | = | 5* | мм |
| Катет шва ребра стенки | $k_f$ | = | 5* | мм |

* Минимальное значение

Сварные швы



Проверка прочности швов (случай $\beta_f R_{wf} <= \beta_z R_{wz}$)

Характеристики сечения швов

| A [см2] | $I_y$ [см4] | $I_z$ [см4] | $A_y$ [см2] | $A_z$ [см2] |
|---|---|---|---|---|
| 81.8 | 12124 | 11427 | 58.0 | 12.6 |

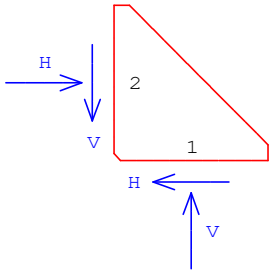
Примечание. Значения определены с учетом $\beta_f$ = 0.7

Примечание. Расчетные длины швов уменьшены на 10мм

| K | $\sigma_w$ [МПа] | $\tau_w$ [МПа] | $\tau_f$ / $R_{wf}$ | Условие прочности |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 151.8 | 0.0 | 151.8 / 200.0 | выполнено |

Примечание. $\tau_f = (\sigma_w^2 + \tau_w^2)^{1/2}$

**Проверка прочности рёбер в плоскостях полок**




Силы и напряжения на гранях ребра

| K | V [кН] | H [кН] | $\sigma_1$ [МПа] | $\tau_1$ [МПа] | $\sigma_2$ [МПа] | $\tau_2$ [МПа] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 90.7 | 90.7 | 78.9 | 78.9 | 78.9 | 78.9 |

| K | $\sigma_{n1}$ / $R_y$ | $\sigma_{n2}$ / $R_y$ | Условия прочности |
|---|---|---|---|
| 1 | 157.7 / 240.0 | 157.7 / 240.0 | выполнены |

Примечание. $\sigma_n = (\sigma^2 + 3\tau^2)^{1/2}$

**Сварное соединение колонны и рёбер полок стыковыми швами**

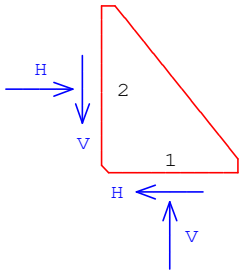
Рабочая толщина шва $t$ = 10 мм
Расчетная длина шва $l_w$ = 90 мм

Проверка прочности сварных швов

| K | $\sigma$ [МПа] | $\tau$ [МПа] | $\sigma_n$ / $R_{wy}$ | Условие прочности |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 100.8 | 100.8 | 201.5 / 204.0 | выполнено |

Примечание. $\sigma_n = (\sigma^2 + 3\tau^2)^{1/2}$

**Проверка прочности рёбер в плоскости стенки**




Силы и напряжения на гранях ребра

| K | V [кН] | H [кН] | $\sigma_1$ [МПа] | $\tau_1$ [МПа] | $\sigma_2$ [МПа] | $\tau_2$ [МПа] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 87.9 | 76.2 | 106.3 | 80.2 | 66.3 | 76.5 |

| K | $\sigma_{n1}$ / $R_y$ | $\sigma_{n2}$ / $R_y$ | Условия прочности |
|---|---|---|---|
| 1 | 175.0 / 240.0 | 148.1 / 240.0 | выполнены |

Примечание. $\sigma_n = (\sigma^2 + 3\tau^2)^{1/2}$

**Сварное соединение колонны и рёбер стенки двусторонними угловыми швами**

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| | Катет шва | $k_f$ | = 6 | мм |
| | Расчетная длина шва | $l_w$ | = 100 | мм |

Проверка прочности сварных швов (случай $\beta_f R_{wf} <= \beta_z R_{wz}$)

| K | $\sigma_w$ [МПа] | $\tau_w$ [МПа] | $\tau_f$ / $R_{wf}$ | Условие прочности |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 127.1 | 146.6 | 194.0 / 200.0 | выполнено |

Примечание. $\tau_f = (\sigma_w^2 + \tau_w^2)^{1/2}$

**Несущая способность базы колонны обеспечена**

Расчет выполнен модулем 462 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t463 База колонны трубчатого сечения

Сечение колонны

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| | Диаметр | D | = 200 | мм |
| | Толщина стенки | t | = 10.0 | мм |

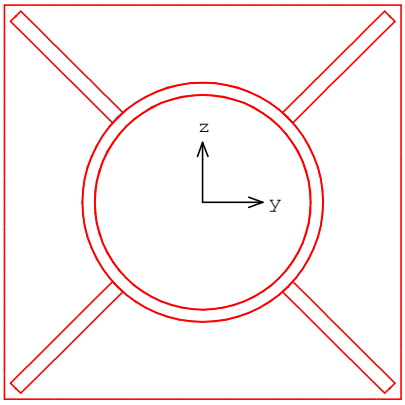
Усилия

| K | N [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] | $Q_y$ [кН] | $Q_z$ [кН] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 500.0 | 50.0 | | | |

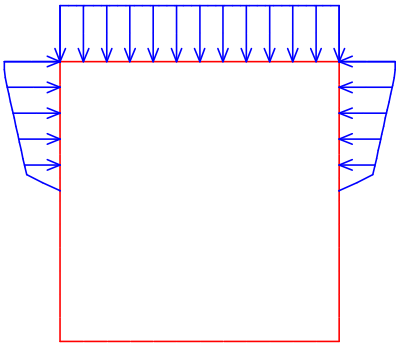
Расчет

Согласно СП 16.13330.2017

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| | Сталь для колонны | **С 255** | | |
| | Расчетное сопротивление | $R_y$ | = 240 | МПа |
| | Сталь для плиты | **С 235** | | |
| | Расчетное сопротивление | $R_y$ | = 230 | МПа |
| | Коэффициент условий работы | $\gamma_c$ | = 1.10 | - |
| | Сталь для рёбер | **С 255** | | |
| | Расчетное сопротивление | $R_y$ | = 250 | МПа |
| | Бетон для фундамента | **В25** | | |
| | Коэффициент условий работы | $\gamma_b$ | = 0.90 | - |
| | Расчетное сопротивление | $\gamma_b R_b$ | = 13.05 | МПа |
| | Вид сварки | | ручная сварка | |
| | Расчетное сопротивление | $R_{wf}$ | = 200 | МПа |
| Опорная плита | Ширина | $b_n$ | = **330** | **мм** |
| | Толщина | $t_n$ | = **45** | **мм** |
| Рёбра | Ширина | $b_p$ | = 120 | мм |
| | Высота | $h_p$ | = 115 | мм |
| | Толщина | $t_p$ | = 12 | мм |




Отпор фундамента К = 1



**Проверка прочности опорной плиты**

Отпор фундамента

| К | max $\sigma_b$ [МПа] | min $\sigma_b$ [МПа] | $N_b$ [кН] | $e_y$ [мм] | $e_z$ [мм] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 13.05 | 0.00 | 500.0 | -0.0 | 100.0 |

Поворот опорной плиты $\varphi$ = 0.01461 -

| К | Тип плиты | p [МПа] | max M [кНм/м] | max $\sigma$ / $R_y\gamma_c$ | Условие прочности |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 3 | 13.05 | 66.2 | 196.2 / 231.0 | **выполнено** |

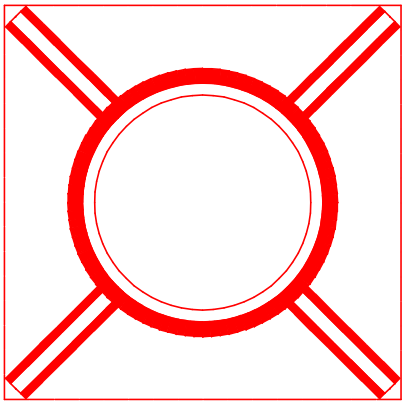
Тип 3 - плита, имеющая форму равнобокой трапеции

**Сварное соединение колонны и рёбер с опорной плитой**

Катет шва колонны $k_f$ = 12* мм
Катет швов рёбер $k_f$ = 6* мм

* Минимальное значение

Сварные швы



Проверка прочности швов (случай $\beta_f R_{wf} <= \beta_z R_{wz}$)

| Характеристики при расчете на действие N, $M_y$, $M_z$ | | |
|---|---|---|
| A [см2] | $I_y$ [см4] | $I_z$ [см4] |
| 85.71 | 7038 | 7038 |

| Характеристики при расчете на действие $Q_y$, $Q_z$ | | | |
|---|---|---|---|
| $A_{yк}$ [см2] | $A_{yp}$ [см2] | $A_{zк}$ [см2] | $A_{zp}$ [см2] |
| 26.39 | 23.28 | 26.39 | 23.28 |

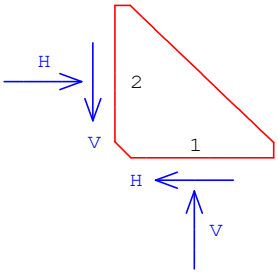
Примечание. Значения определены с учетом $\beta_f = 0.7$

Примечание. Расчетные длины швов уменьшены на 10мм

| К | $\sigma_w$ [МПа] | $\tau_w$ [МПа] | $\tau_f$ / $R_{wf}$ | Условие прочности |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 168.8 | 0.0 | 168.8 / 200.0 | **выполнено** |

Примечание. $\tau_f = (\sigma_w^2 + \tau_w^2)^{1/2}$

**Проверка прочности рёбер**




Силы и напряжения на гранях ребра

| К | V [кН] | H [кН] | $\sigma_1$ [МПа] | $\tau_1$ [МПа] | $\sigma_2$ [МПа] | $\tau_2$ [МПа] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 139.8 | 156.5 | 118.2 | 108.7 | 113.4 | 101.3 |

| К | $\sigma_{n1}$ / $R_y$ | $\sigma_{n2}$ / $R_y$ | Условия прочности |
|---|---|---|---|
| 1 | 222.2 / 240.0 | 208.9 / 240.0 | **выполнены** |

Примечание. $\sigma_n = (\sigma^2 + 3\tau^2)^{1/2}$

**Сварное соединение колонны и рёбер**

| | | | |
|---|---|---|---|
| Катет швов | $k_f$ | = 9 | мм |
| Расчетная длина швов | $l_w$ | = 93 | мм |

Швы двусторонние

Проверка прочности швов (случай $\beta_f R_{wf} <= \beta_z R_{wz}$)

| K | $\sigma_w$ [МПа] | $\tau_w$ [МПа] | $\tau_f$ / $R_{wf}$ | Условие прочности |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 133.5 | 119.3 | 179.1 / 200.0 | **выполнено** |

Примечание. $\tau_f = (\sigma_w^2 + \tau_w^2)^{1/2}$

**Несущая способность базы колонны обеспечена**

Расчет выполнен модулем 463 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t465 Подбор сечения стального элемента

Усилия

| K | $M_y$ [кНм] | $Q_z$ [кН] | F [кН] | $b_F$ [мм] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 100.0 | 100.0 | | |

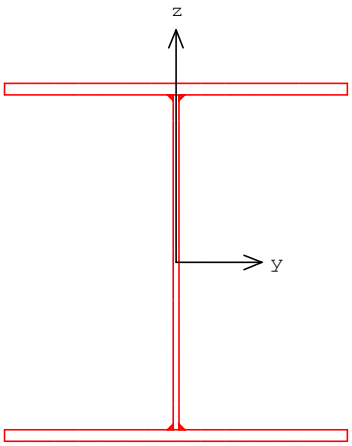
Расчет

Согласно СП 16.13330.2017

Сталь **С 255**
Коэффициент условий работы $\gamma_c$ = 1.000 -

Расчетные сопротивления $R_y$ = 240 МПа
$R_s$ = 139 МПа

Сечение балки **Двутавр сварной**




Размеры сечения

| h [мм] | b [мм] | $t_w$ [мм] | $t_f$ [мм] |
|---|---|---|---|
| 250 | 240 | 4.0 | 8.0 |

Поперечные ребра жесткости не требуются.

Катет поясных швов $k_f$ = 4* мм

* Минимальное значение

| A [см2] | $I_y$ [см4] | $I_z$ [см4] | $W_y$ [см3] | $W_z$ [см3] | $S_y$ [см3] | $I_t$ [см4] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 47.76 | 6051 | 1843 | 484.1 | 153.6 | 259.7 | 8.69 |

Жесткость сечения в плоскости Z $EI_y$ = 12.47 МНм2
в плоскости Y $EI_z$ = 3.80 МНм2

**Проверка прочности балки по напряжениям σ и τ**

$\sigma / R_y\gamma_c$ = 206.6 / 240.0 = **0.861** <= 1
$\tau / R_s\gamma_c$ = 107.3 / 139.2 = **0.771** <= 1

**Проверка прочности стенки балки по напряжению $\sigma_v$**

$$\sigma_v = (\sigma_x^2 - \sigma_x\sigma_z + \sigma_z^2 + 3\tau_{xz}^2)^{1/2}$$

Напряжения в стенке $\sigma_x$ = 193.3 МПа
$\tau_{xz}$ = 96.0 МПа
$\sigma_z$ = 0.0 МПа

$\sigma_v / 1.15R_y\gamma_c$ = 255.0 / 276.0 = **0.924** <= 1

**Проверка устойчивости плоской формы изгиба балки в плоскости Z**

Расчетная длина по п. 8.4.2 $l_{ef}$ = 6.00 м

$M_y / \varphi_b W_y R_y \gamma_c$ = **0.996** <= 1

Коэффициенты

| Нагруж.пояс | α | ψ | $\varphi_1$ | $\varphi_b$ |
|---|---|---|---|---|
| Верхний | 5.808 | 2.065 | 0.878 | 0.864 |

**Проверка устойчивости стенки двутавра**

Расчетная высота стенки $h_{ef}$ = 234.0 мм

$\lambda_w = h_{ef}/t_w * (R_y/E)^{1/2}$ - условная гибкость стенки

Расчетные напряжения σ = 193.3 МПа
τ = 106.8 МПа

Критические напряжения

| β | δ | $c_{cr}$ | $\sigma_{cr}$ [МПа] | $\tau_{cr}$ [МПа] |
|---|---|---|---|---|
| 0.80 | 6.56 | 34.84 | 2097.3 | 359.6 |

Левая часть условия (80) = 0.311 -

$\lambda_w / \lambda_{uw}$ = 2.00 / 3.58 = **0.558** <= 1

**Проверка устойчивости полок двутавра**

Расчетная ширина свеса полки $b_{ef}$ = 118.0 мм

$\lambda_f = b_{ef}/t_f * (R_y/E)^{1/2}$ - условная гибкость свеса

$\lambda_f / \lambda_{uf}$ = 0.50 / 0.54 = **0.934** <= 1

**Проверка прочности сварного соединения полок и стенки**

Поясные швы двусторонние угловые швы
Вид сварки автоматическая сварка
Расчетные сопротивления $R_{wf}$ = 245.0 МПа
$R_{wz}$ = 171.0 МПа
Коэффициенты для расчета шва $\beta_f$ = 0.70 -
$\beta_z$ = 1.00 -

Расчетное усилие согласно СП, табл.43
$T = Q_z b t_f (h - t_f) / 2I_y$ = 383.9 кН/м
Напряжения $\tau_f = T / 2\beta_f k_f$ = 68.6 МПа
$\tau_z = T / 2\beta_z k_f$ = 48.0 МПа

$\tau_f / R_{wf}\gamma_c$ = 68.6 / 245.0 = **0.280** <= 1

$\tau_z$ / $R_{wz}\gamma_c$ = 48.0 / 171.0 = **0.281** <= 1

**Несущая способность элемента обеспечена**

Расчет выполнен модулем 465 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t466 Подбор сечения стального элемента

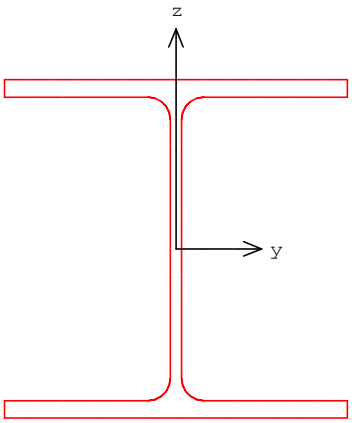
Усилия

| K | N [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] | $V_y$ [кН] | $V_z$ [кН] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 100.0 | 40.0 | 30.0 | | |

Расчет согласно ТКП EN 1993-1-1

Сталь **S 275**

Сечение колонны Двутавр 20К1 СТО АСЧМ 20-93




Размеры сечения

| h [мм] | b [мм] | $t_w$ [мм] | $t_f$ [мм] | r [мм] |
|---|---|---|---|---|
| 196 | 199 | 6.5 | 10.0 | 13 |

Предел текучести $f_y$ = 275 МПа

Сечение класса 1

Характеристики сечения

| A [см2] | $I_y$ [см4] | $I_z$ [см4] | $I_T$ [см4] | $I_\omega$ [см6] |
|---|---|---|---|---|
| 52.69 | 3846 | 1314 | 17.34 | 112100 |

Моменты сопротивления

| $W_{el,y}$ [см3] | $W_{el,z}$ [см3] | $W_{pl,y}$ [см3] | $W_{pl,z}$ [см3] |
|---|---|---|---|
| 392.4 | 132.1 | 432.8 | 199.9 |

**Проверка прочности элемента по условию для сечений классов 1 и 2**

Предельные усилия

| $N_{pl,Rd}$ [кН] | $M_{N,y,Rd}$ [кНм] | $M_{N,z,Rd}$ [кНм] |
|---|---|---|
| 1449.0 | 119.0 | 55.0 |

$M_{N,i,Rd}$- предельный момент с учетом N

Условие (6.41) $(M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd})^{\alpha} + (M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd})^{\beta}$ = **0.659** <= 1

$\alpha$ = 2.00 -
$\beta$ = 1.00 -

**Проверка устойчивости элемента по условиям (6.61), (6.62)**

Предельные усилия

| $M_{pl,y,Rd}$ [кНм] | $M_{pl,z,Rd}$ [кНм] | $N_{Rk}$ [кН] | $M_{y,Rk}$ [кНм] | $M_{z,Rk}$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|
| 119.0 | 55.0 | 1449.0 | 119.0 | 55.0 |

Критические силы и условные гибкости

| $L_{cr,y}$ [м] | $L_{cr,z}$ [м] | $N_{cr,y}$ [кН] | $N_{cr,z}$ [кН] | $N_{cr,T}$ [кН] | $\lambda_y$ | $\lambda_z$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 6.00 | 6.00 | 2214 | 757 | 2089 | 0.809 | 1.384 |

Критический момент и условная гибкость

| $L_{cr,LT}$ [м] | $M_{cr}$ [кНм] | $C_1$ | $\lambda_{LT}$ | $\lambda_{0*}$ | $\lambda_0$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 6.00 | 227.7 | 1.830 | 0.723 | 0.258 | 0.978 |

Примечание.Значение $M_{cr}$ вычислено для заданного $\psi_y$

Кривая потери устойчивости в плоскости Z - b
в плоскости Y - c
из плоскости Z - a

Коэффициенты

| $\chi_y$ | $\chi_z$ | $\chi_{LT}$ | $\mu_y$ | $\mu_z$ |
|---|---|---|---|---|
| 0.719 | 0.355 | 0.837 | 0.987 | 0.911 |

Коэффициенты

| $w_y$ | $w_z$ | $n_{pl}$ |
|---|---|---|
| 1.103 | 1.500 | 0.069 |

Коэффициенты

| $\psi_y$ | $\psi_z$ | $C_{m,y,0}$ | $C_{m,z,0}$ | $C_{m,y}$ | $C_{m,z}$ | $C_{m,LT}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.00 | 0.00 | 0.785 | 0.774 | 0.935 | 0.774 | 1.000 |

Коэффициенты

| $a_{LT}$ | $b_{LT}$ | $c_{LT}$ | $d_{LT}$ | $e_{LT}$ |
|---|---|---|---|---|
| 0.995 | 0.104 | 0.472 | 0.157 | 0.189 |

Коэффициенты

| $C_{yy}$ | $C_{yz}$ | $C_{zy}$ | $C_{zz}$ |
|---|---|---|---|
| 0.974 | 0.760 | 0.896 | 0.990 |

Коэффициенты

| $k_{yy}$ | $k_{yz}$ | $k_{zy}$ | $k_{zz}$ |
|---|---|---|---|
| 0.992 | 0.811 | 0.512 | 0.821 |

$(N_{Ed}/(\chi_y N_{Rk}) + k_{yy}M_{y,Ed}/(\chi_{LT}M_{y,Rk}) + k_{yz}M_{z,Ed}/M_{z,Rk})\gamma_{M1}$ =
0.096 + 0.399 + 0.443 = **0.937** <= 1

$(N_{Ed}/(\chi_z N_{Rk}) + k_{zy}M_{y,Ed}/(\chi_{LT}M_{y,Rk}) + k_{zz}M_{z,Ed}/M_{z,Rk})\gamma_{M1}$ =
0.194 + 0.206 + 0.448 = **0.848** <= 1

**Несущая способность элемента обеспечена**

Расчет выполнен модулем 466 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t467 Расчетные длины колонн

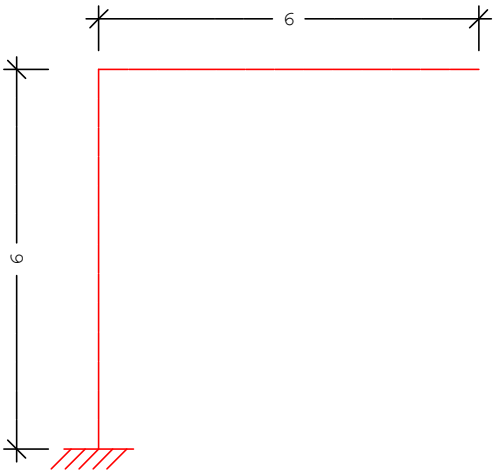
Расчетная схема — Одноэтажная свободная рама

Рассматривается крайняя колонна

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Длина колонны | $l_c$ | = | 6.00 | м |
| Момент инерции сечения | $I_c$ | = | 5000 | см4 |

Нижний конец колонны жестко закреплён

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Пролет | l | = | 6.00 | м |
| Момент инерции — ригеля сверху | $I_s$ | = | 5000 | см4 |




Расчет — Согласно СП 16.13330.2011, таблица 31

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Параметры — p не ограничено | n | = | 1.000 | - |
| Коэффициент расчётной длины | $\mu$ | = | 1.17 | - |
| Расчётная длина колонны | $l_{ef}$ | = | 7.02 | м |

Расчет выполнен модулем 467 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t468 Стальная колонна

Расчетная схема — Длина колонны l = 6.00 м

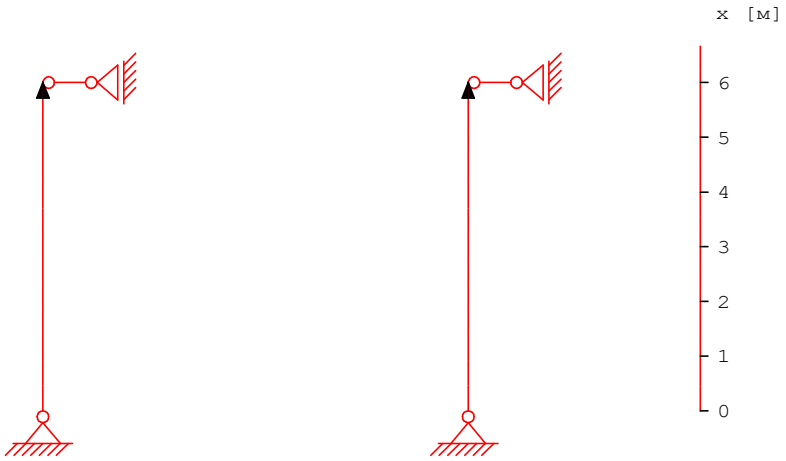
Закрепления

| | В плоскости Y | В плоскости Z |
|---|---|---|
| Вверху | шарнирное | шарнирное |
| Внизу | шарнирное | шарнирное |

Нагрузки

| № | Вид нагрузки | $\gamma_f$ | Группа | Знак |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Постоянная | 1.10 | | |

Нагрузка 1 в плоскости Y в плоскости Z

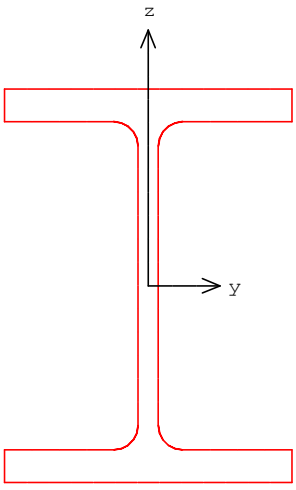



Расчет Согласно СП 16.13330.2017

Сталь **С 255**
Коэффициент условий работы $\gamma_c$ = 1.000 -

Расчетные сопротивления $R_y$ = 240 МПа
$R_s$ = 139 МПа

Сечение **Двутавр 20Ш4** **ГОСТ Р 57837-2017**




Размеры сечения

| h [мм] | b [мм] | $t_w$ [мм] | $t_f$ [мм] | r [мм] |
|---|---|---|---|---|
| 211 | 155 | 11.0 | 17.5 | 13 |

Характеристики сечения

| A [см2] | $I_y$ [см4] | $I_z$ [см4] | $W_y$ [см3] | $W_z$ [см3] |
|---|---|---|---|---|
| 75.06 | 5697 | 1089 | 540.0 | 140.5 |

Жесткость сечения в плоскости Z $EI_y$ = 11.74 МНм2
в плоскости Y $EI_z$ = 2.24 МНм2

**Несущая способность колонны обеспечена**

Расчет выполнен модулем 468 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t469 Стальная колонна (Eurocode 3)

Расчетная схема

Длина колонны L = 4.00 м

Закрепления

| | В плоскости Y | В плоскости Z |
|---|---|---|
| Вверху | шарнирное | шарнирное |
| Внизу | жесткое | жесткое |

Воздействия

| № | Тип воздействия | Описание |
|---|---|---|
| 1 | Постоянное | Постоянное воздействие постоянное – |

Коэффициент упр. надежностью $K_{FI}$ = 1.0 –

При комбинировании применяются формулы (6.10a,b)

Характеристики

| № | $\gamma_{sup}$ | $\gamma_{inf}$ | $\psi_0$ | $\psi_1$ | $\psi_2$ | Группа | Знак |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1.35 | 1.00 | | | | | |

Нагрузки

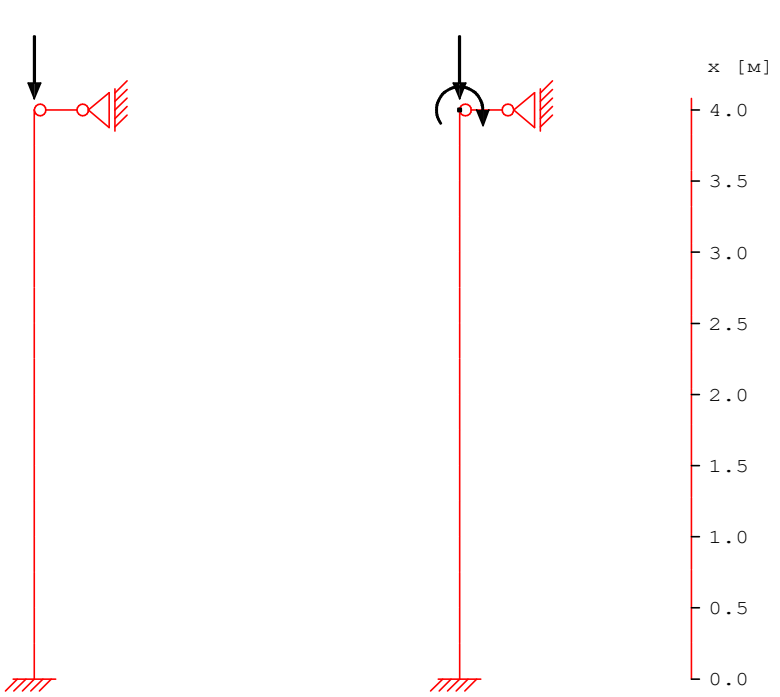
Вертикальные силы

| № | x [м] | V [кН] | $e_y$ [см] | $e_z$ [см] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 4.00 | 1000.0 | | |

Горизонтальные силы и моменты

| № | x [м] | $H_y$ [кН] | $H_z$ [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 4.00 | | | 100.0 | |

Воздействие 1



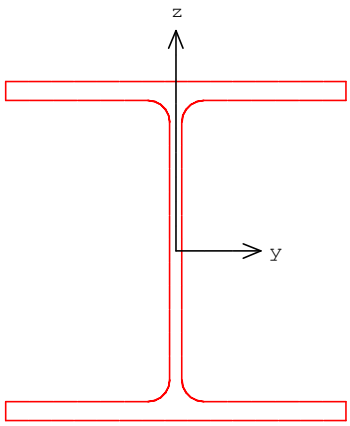
Расчет согласно ТКП EN 1993-1-1

Сталь **S 275**

Комбинации

| К | Номер воздействия (Коэффициент) |
|---|---|
| 1 | 1 (1.35) |
| 2 | 1 (1.00) |
| 3 | 1 (1.15) |
| 4 | 1 (1.00) |

Сечение Двутавр 25К2 СТО АСЧМ 20-93




Размеры сечения

| h [мм] | b [мм] | $t_w$ [мм] | $t_f$ [мм] | r [мм] |
|---|---|---|---|---|
| 250 | 250 | 9.0 | 14.0 | 16 |

Предел текучести $f_y$ = 275 МПа

Сечение класса 1

Моменты инерции

| A [см2] | $I_y$ [см4] | $I_z$ [см4] | $I_T$ [см4] | $I_\omega$ [см6] |
|---|---|---|---|---|
| 92.18 | 10830 | 3649 | 58.02 | 501000 |

Моменты сопротивления

| $W_{el,y}$ [см3] | $W_{el,z}$ [см3] | $W_{pl,y}$ [см3] | $W_{pl,z}$ [см3] |
|---|---|---|---|
| 866.4 | 291.9 | 960.4 | 442.0 |

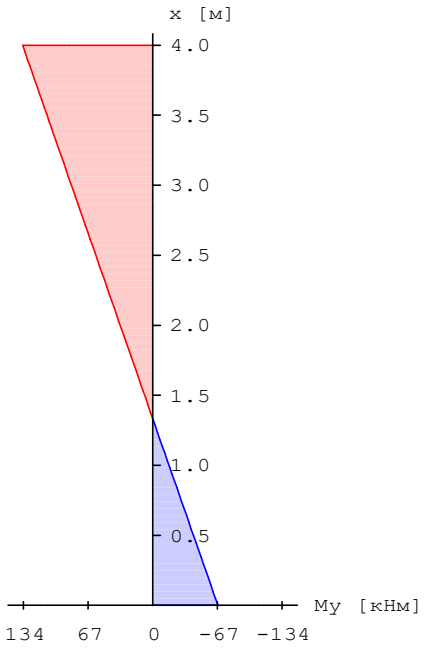
**Проверка прочности колонны по условию для сечений классов 1 и 2**

Комбинация

| Номер воздействия (Коэффициент) |
|---|
| 1 (1.35) |

Усилия

| x [м] | N [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] | $V_y$ [кН] | $V_z$ [кН] |
|---|---|---|---|---|---|
| 4.00 | 1350.0 | 135.0 | 0.0 | 0.0 | -50.6 |
| 3.33 | 1350.0 | 101.2 | 0.0 | 0.0 | -50.6 |
| 2.67 | 1350.0 | 67.5 | 0.0 | 0.0 | -50.6 |
| 2.00 | 1350.0 | 33.8 | 0.0 | 0.0 | -50.6 |
| 1.33 | 1350.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | -50.6 |
| 0.67 | 1350.0 | -33.8 | 0.0 | 0.0 | -50.6 |
| 0.00 | 1350.0 | -67.5 | 0.0 | 0.0 | -50.6 |




Усилия в сечении

| x [м] | N [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] | $V_y$ [кН] | $V_z$ [кН] |
|---|---|---|---|---|---|
| 4.00 | 1350.0 | 135.0 | 0.0 | 0.0 | -50.6 |

Учет поперечной силы

| Плоскость изгиба | $A_v$ [см2] | $V_{pl,Rd}$ [кН] | ρ |
|---|---|---|---|
| Z | 27.9 | 443.3 | 0.000 |

Предельные усилия

| $N_{pl,Rd}$ [кН] | $M_{V,y,Rd}$ [кНм] | $M_{V,z,Rd}$ [кНм] | $M_{N,y,Rd}$ [кНм] | $M_{N,z,Rd}$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|
| 2535.0 | 264.1 | 121.5 | 140.3 | 103.6 |

$M_{V,i,Rd}$- предельный момент с учетом V
$M_{N,i,Rd}$- предельный момент с учетом V и N

Условие (6.41) $(M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd})^{\alpha} + (M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd})^{\beta}$ = **0.925** <= 1

$\alpha$ = 2.00 -
$\beta$ = 2.66 -

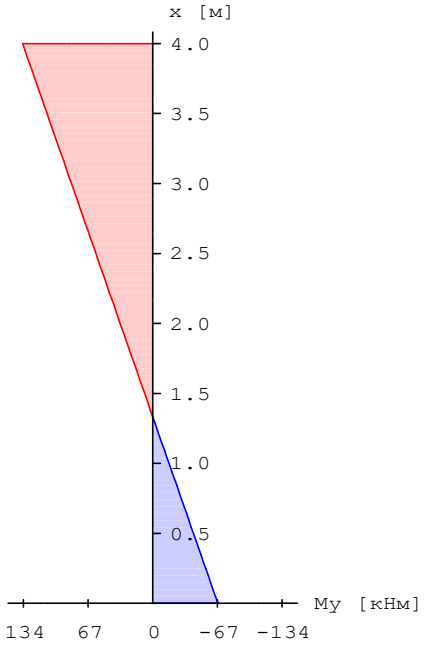
**Проверка устойчивости колонны по условиям (6.61), (6.62)**

Комбинация

| Номер воздействия (Коэффициент) |
|---|
| 1 (1.35) |

Усилия и прогибы

| x [м] | N [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] | $W_y$ [мм] | $W_z$ [мм] |
|---|---|---|---|---|---|
| 4.00 | 1350.0 | 135.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 3.33 | 1350.0 | 101.2 | 0.0 | 0.0 | -2.7 |
| 2.67 | 1350.0 | 67.5 | 0.0 | 0.0 | -3.5 |
| 2.00 | 1350.0 | 33.8 | 0.0 | 0.0 | -3.0 |
| 1.33 | 1350.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | -1.8 |
| 0.67 | 1350.0 | -33.8 | 0.0 | 0.0 | -0.6 |
| 0.00 | 1350.0 | -67.5 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |




Максимальные усилия и прогибы

| $N_{max}$ [кН] | $M_{y,max}$ [кНм] | $M_{z,max}$ [кНм] | $W_{y,max}$ [мм] | $W_{z,max}$ [мм] |
|---|---|---|---|---|
| 1350.0 | 135.0 | 0.0 | 0.0 | 3.5 |

Предельные усилия

| $M_{pl,y,Rd}$ [кНм] | $M_{pl,z,Rd}$ [кНм] | $N_{Rk}$ [кН] | $M_{y,Rk}$ [кНм] | $M_{z,Rk}$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|
| 264.1 | 121.5 | 2535.0 | 264.1 | 121.5 |

Критические силы и условные гибкости

| $N_{cr,y}$ [кН] | $N_{cr,z}$ [кН] | $N_{cr,T}$ [кН] | $\lambda_y$ | $\lambda_z$ |
|---|---|---|---|---|
| 28700 | 9670 | 11440 | 0.297 | 0.512 |

Расчетные длины

| $L_{cr,y}$ [м] | $L_{cr,z}$ [м] | $L_{cr,T}$ [м] |
|---|---|---|
| 2.797 | 2.797 | 2.796 |

Критический момент и условная гибкость

| $M_{cr}$ [кНм] | $M_{cr,0}$ [кНм] | $C_1$ | $\lambda_{LT}$ | $\lambda_{0*}$ | $\lambda_0$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 2370.9 | 726.8 | 2.582 | 0.334 | 0.300 | 0.603 |

$M_{cr,0}$ - критический момент при $M_y(x)$ = const и при шарнирном закреплении концов
$\lambda_{0*}$ - граничное значение $\lambda_0$ по таблице А.1

Кривая потери устойчивости в плоскости Z - b
в плоскости Y - c
из плоскости Z - a

Коэффициенты

| $\chi_y$ | $\chi_z$ | $\chi_{LT}$ | $\mu_y$ | $\mu_z$ |
|---|---|---|---|---|
| 0.965 | 0.836 | 0.969 | 0.998 | 0.974 |

Коэффициенты

| $w_y$ | $w_z$ | $n_{pl}$ |
|---|---|---|
| 1.108 | 1.500 | 0.533 |

Коэффициенты

| $C_{m,y,0}$ | $C_{m,z,0}$ | $C_{m,y}$ | $C_{m,z}$ | $C_{m,LT}$ |
|---|---|---|---|---|
| 0.671 | 1.034 | 0.838 | 1.034 | 1.000 |

Коэффициенты

| $a_{LT}$ | $b_{LT}$ | $c_{LT}$ | $d_{LT}$ | $e_{LT}$ |
|---|---|---|---|---|
| 0.995 | 0.000 | 0.449 | 0.000 | 3.803 |

Коэффициенты

| $C_{yy}$ | $C_{yz}$ | $C_{zy}$ | $C_{zz}$ |
|---|---|---|---|
| 1.070 | 1.171 | 1.027 | 0.660 |

Коэффициенты

| $k_{yy}$ | $k_{yz}$ | $k_{zy}$ | $k_{zz}$ |
|---|---|---|---|
| 0.820 | 0.715 | 0.430 | 1.772 |

$(N_{Ed}/(\chi_y N_{Rk}) + k_{yy}M_{y,Ed}/(\chi_{LT}M_{y,Rk}) + k_{yz}M_{z,Ed}/M_{z,Rk})\gamma_{M1} =$
$0.552 + 0.432 + 0.000 =$ **0.984** <= 1

$(N_{Ed}/(\chi_z N_{Rk}) + k_{zy}M_{y,Ed}/(\chi_{LT}M_{y,Rk}) + k_{zz}M_{z,Ed}/M_{z,Rk})\gamma_{M1} =$
$0.637 + 0.227 + 0.000 =$ **0.864** <= 1

**Несущая способность колонны обеспечена**

Расчет выполнен модулем 469 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t470 Сквозная колонна

Расчетная схема — Длина колонны $l_c$ = 6.00 м

Закрепления

| | В плоскости Y | В плоскости Z |
|---|---|---|
| Вверху | шарнирное | шарнирное |
| Внизу | шарнирное | шарнирное |

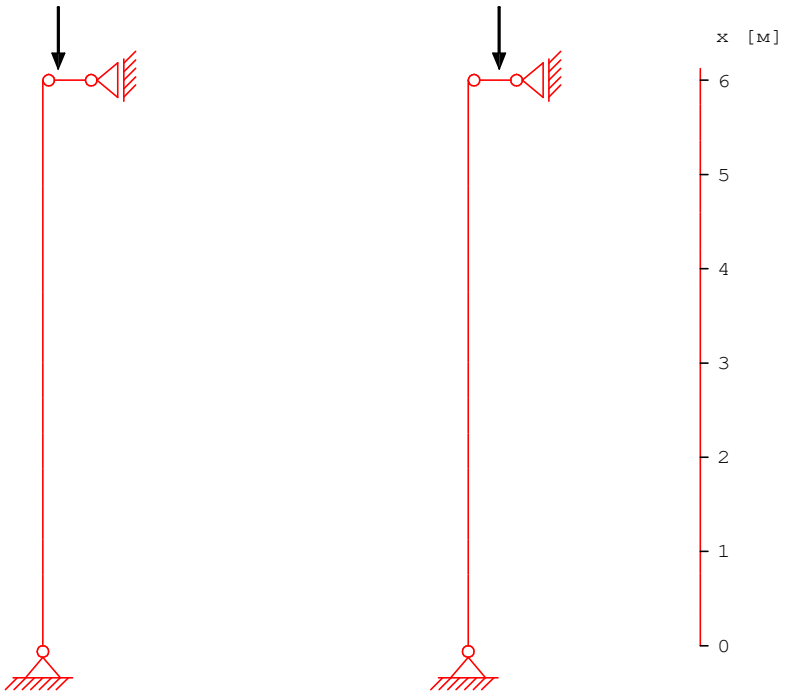
Нагрузки

| № | Вид нагрузки | $\gamma_f$ | Группа | Знак |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Постоянная | 1.10 | | |

Вертикальные силы

| № | x [м] | V [кН] | $e_y$ [см] | $e_z$ [см] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 6.00 | 1000.0 | 10.0 | 20.0 |

Нагрузка 1 — в плоскости Y — в плоскости Z



Расчет — Согласно СП 16.13330.2017

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Сталь | | С 255 | | |
| Коэффициент условий работы | $\gamma_c$ | = | 1.000 | - |
| Расчетные сопротивления | $R_y$ | = | 240 | МПа |
| | $R_s$ | = | 139 | МПа |

Сечение ветви — Швеллер 40П — ГОСТ 8240-97

Размеры швеллера

| h [мм] | b [мм] | $t_w$ [мм] | $t_f$ [мм] |
|---|---|---|---|
| 400 | 115 | 8.0 | 13.5 |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Расстояние от наружной грани стенки швеллера до центра тяжести | $z_0$ | = | 30.5 | мм |
| Высота сечения колонны | $h_c$ | = | 730 | мм |
| Расстояние между полками | $a_f$ | = | 500 | мм |
| Расстояние между осями ветвей | $a_b$ | = | 669.0 | мм |

Решетка — Соединительные элементы — раскосы из уголка
Уголок равнополочный 36х4 — ГОСТ 8509-93

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Длина раскосов | $l_p$ | = | 681 | мм |
| Расстояние между узлами | $l_b$ | = | 785.7 | мм |
| Число раскосов одной грани | n | = | 14 | - |
| Длина участка размещения | l | = | 5.50 | м |
| Угол между осью ветви и осью раскоса | $\alpha$ | = | 59.6 | град |
| Коэффициент условий работы раскосов | $\gamma_{cp}$ | = | 0.750 | - |

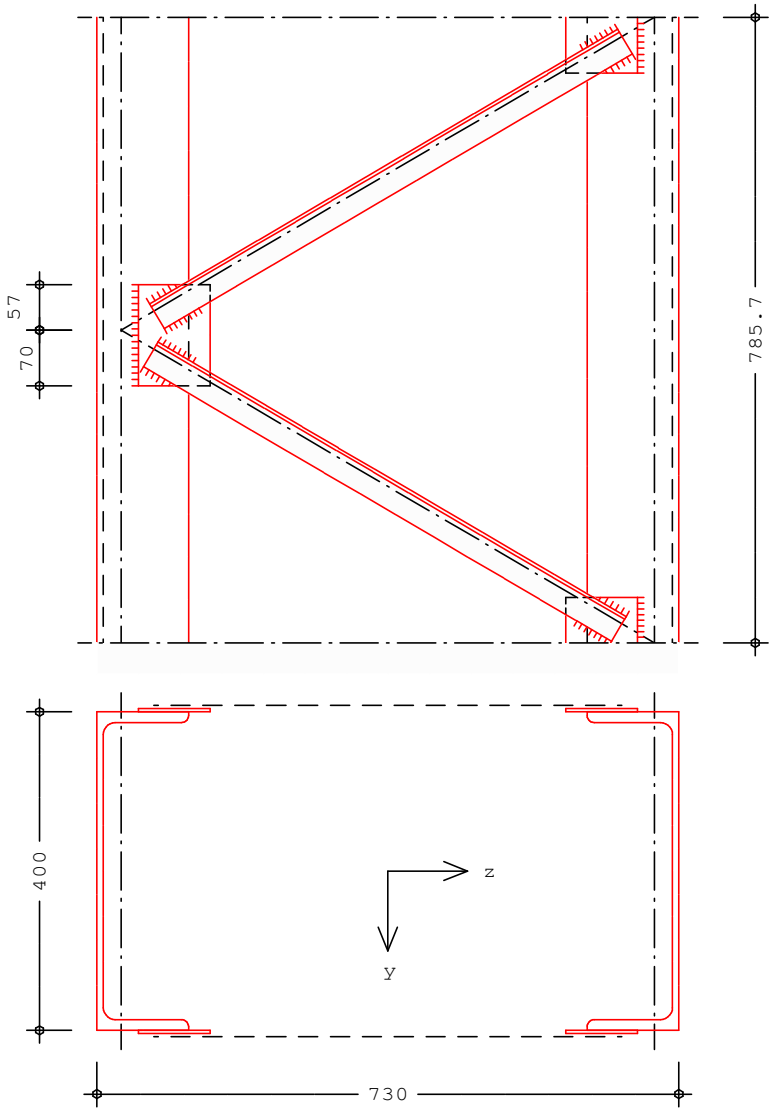
Примечание. Раскосы центрируются на оси ветвей

Для прикрепления раскосов применяются фасонки.

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Ширина фасонок | $b_ф$ | = | 90 | мм |
| Высота фасонок | $h_ф$ | = | 127 | мм |
| Толщина фасонок | $t_ф$ | = | 4 | мм |
| Расстояние от наружной грани ветви до края фасонки | $a_ф$ | = | 52 | мм |
| Расстояние от узла до верхнего края фасонки | $a_{ф0}$ | = | 57 | мм |
| Катет сварных швов на обушке | $k_{fo}$ | = | 4 | мм |
| на пере | $k_{fn}$ | = | 4 | мм |
| Зазор между сварными швами смежных раскосов | $a_c$ | = | 10.1 | мм |

Фасонки прикрепляются к полкам ветвей внахлестку

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Катет сварных швов фасонок | $k_{fф}$ | = | 4 | мм |




| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| | Вес двух ветвей колонны | $G_b$ | = 5.68 | кН |
| | Общий вес конструкции | G | = 6.19 | кН |
| Характеристики сечения раскосов | Площадь | $A_p$ | = 2.75 | см2 |
| | Минимальный момент инерции | $I_p$ | = 1.36 | см4 |
| | Расстояние от наружной грани полки до центра тяжести | $z_{0p}$ | = 10.4 | мм |

Характеристики сечения ветви

| $A_b$ [см2] | $I_1$ [см4] | $I_2$ [см4] | $W_1$ [см3] | $W_2$ [см3] |
|---|---|---|---|---|
| 61.51 | 15260 | 760 | 763.0 | 89.9 |

Характеристики сечения колонны

| A [см2] | $I_y$ [см4] | $I_z$ [см4] | $W_y$ [см3] | $W_z$ [см3] |
|---|---|---|---|---|
| 123.02 | 139167 | 30520 | 3812.8 | 1526.0 |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Жесткость сечения | в плоскости Z | $EI_y$ | = 286.68 | МНм2 |
| | в плоскости Y | $EI_z$ | = 62.87 | МНм2 |

**Проверка прочности колонны по напряжениям σ и τ**

| Напряжение | Комбинация | x [м] | N [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] | $Q_y$ [кН] | $Q_z$ [кН] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| σ | 1 | 6.00 | 1100.0 | 220.0 | 110.0 | -18.3 | -36.7 |
| τ | 1 | 0.00 | 1100.0 | 0.0 | 0.0 | -18.3 | -36.7 |

$\sigma$ / $R_y\gamma_c$ = 219.2 / 240.0 = 0.913 <= 1
$\tau$ / $R_s\gamma_c$ = 6.6 / 139.2 = 0.048 <= 1

**Проверка устойчивости колонны в плоскостях** Z и Y

Расчетные усилия

| Плос-кость | Комби-нация | x [м] | N [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|
| Z | 1 | 6.00 | 1100.0 | 220.0 | |
| Y | 1 | 6.00 | 1100.0 | | 110.0 |

Расчетные длины и гибкость колонны

| Плос-кость | $l_{ef}$ [м] | Гибкость $\lambda$ | Предельная гибкость |
|---|---|---|---|
| Z | 13.05 | 38.8 | 140.6 |
| Y | 6.00 | 38.1 | 140.6 |

Гибкость в плоскости Z определена по формуле (15)
$\alpha$ = 26.56 -
$\lambda_y$ = 17.8 -

В плоскости Z N / $\varphi_e AR_y\gamma_c$ = 0.657 <= 1
В плоскости Y N / $\varphi_e AR_y\gamma_c$ = 0.657 <= 1

Коэффициенты

| Плоск. | m | $\eta$ | $m_{ef}$ | $\varphi_e$ | $\varphi$ |
|---|---|---|---|---|---|
| Z | 0.638 | | | 0.567 | |
| Y | 0.806 | 1.565 | 1.262 | 0.567 | |

Примечание. Коэффициент m для пл. Z определяется по формуле (123) при a = 361 мм

**Проверка устойчивости ветви в плоскости** Z

Расчетные усилия

| Комби-нация | x [м] | N [кН] | $M_y$ [кНм] |
|---|---|---|---|
| 1 | 6.00 | 1100.0 | 220.0 |

Расчетная длина и гибкость ветви

| $l_{ef}$ [м] | Гибкость $\lambda$ | Предельная гибкость |
|---|---|---|
| 0.786 | 22.4 | 79.1 |

Примечание. Расчетная длина принята равной $l_b$.

Продольная сила в ветви $N_b = N / 2 + |M_y| / a_b$ = 878.8 кН

Условие (7) $N_b / \varphi A_b R_y\gamma_c$ = 0.637 <= 1

$\varphi$ = 0.934 -

**Проверка устойчивости плоской формы изгиба ветви в плоскости** Y

Расчетные усилия

| Комби-нация | x [м] | N [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 6.00 | 1100.0 | 220.0 | 110.0 |

Продольная сила в ветви $N_b = N / 2 + |M_y| / a_b$ = 878.8 кН

Изгибающий момент в ветви $M_b = |M_z| / 2$ = 55.0 кНм

Условие (111) $N_b / c\varphi A_b R_y\gamma_c$ = 0.863 <= 1

Коэффициенты

| m | $\alpha$ | $\beta$ | c | $\varphi$ |
|---|---|---|---|---|
| 0.505 | 0.700 | 1.000 | 0.739 | 0.934 |

**Проверка устойчивости стенки ветви**

Расчетная высота стенки $h_{ef}$ = 343.0 мм

$\lambda_w = h_{ef}/t_w * (R_y/E)^{1/2}$ - условная гибкость стенки

$\lambda_{uw}$ определяется согласно табл. 22 (тип сечения 3)

| $N_b$ [кН] | $M_b$ [кНм] | $Q_b$ [кН] | $\sigma_1$ [МПа] | $\sigma_2$ [МПа] | $\tau$ [МПа] | $\alpha$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 878.8 | 55.0 | 9.2 | 204.7 | 81.1 | 3.1 | 0.60 |

При $0.5 < \alpha < 1$ значение $\lambda_{uw}$ определяется интерполяцией по значениям $\lambda_{uw0} = 1.260$ и $\lambda_{uw1} = 2.320$, принимаемым при $\alpha = 0.5$ и $\alpha = 1$
Значение $\lambda_{uw0}$ определяется по таблице 9 при $\lambda = 1.300$.

$\lambda_w / \lambda_{uw} = 1.46 / 1.48 = 0.989 <= 1$

**Проверка устойчивости полок ветви**

Расчетная ширина свеса полки $b_{ef} = 92.0$ мм

$\lambda_f = b_{ef}/t_f * (R_y/E)^{1/2}$ - условная гибкость свеса

$\lambda_f / \lambda_{uf} = 0.23 / 0.53 = 0.436 <= 1$

**Проверка устойчивости раскосов**

Расчетные усилия

| Комбинация | x [м] | N [кН] | $Q_z$ [кН] |
|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 1100.0 | -36.7 |

Расчетная длина и гибкость раскосов

| $l_{ef}$ [м] | Гибкость $\lambda$ | Предельная гибкость |
|---|---|---|
| 0.613 | 87.2 | 158.4 |

Условная поперечная сила в колонне по формуле (18)
$Q_{fic} = 12.7$ кН
при $\varphi = 0.914$ -

Поперечная сила, воспринимаемая одним раскосом
$Q_p = \max(Q_{fic}, |Q_z|) / 2 = 18.3$ кН

Усилие в раскосе $N_p = Q_p/\sin\alpha + N\cos^2\alpha A_p/A = 27.6$ кН

Условие (7) $N_p / \varphi_p A_p R_y \gamma_{cp} = 0.860 <= 1$

$\varphi_p = 0.648$ -

**Проверка прочности сварного соединения раскосов с фасонками**

Вид сварки ручная сварка
Расчетные сопротивления $R_{wf} = 200.0$ МПа
$R_{wz} = 166.5$ МПа
Коэффициенты для расчета швов $\beta_f = 0.70$ -
$\beta_z = 1.00$ -

Расчетные усилия в сварных швах
на обушке $N_o = 19.6$ кН
на пере $N_n = 8.0$ кН

Расчетные длины сварных швов
на обушке $l_{wo} = 40.6$ мм
на пере $l_{wn} = 40.4$ мм

$\tau_{fo} / R_{wf}\gamma_c = 172.3 / 200.0 = 0.861 <= 1$
$\tau_{zo} / R_{wz}\gamma_c = 120.6 / 166.5 = 0.724 <= 1$

$\tau_{fn} / R_{wf}\gamma_c = 70.4 / 200.0 = 0.352 <= 1$
$\tau_{zn} / R_{wz}\gamma_c = 49.3 / 166.5 = 0.296 <= 1$

**Проверка прочности сварного соединения фасонок с полками ветвей**

Расчетное усилие, действующее в одном шве фасонки
$F = N_p \cos\alpha = 14.0$ кН

Расчетная длина шва $l_w = 117.0$ мм

$\tau_f / R_{wf}\gamma_c = 42.6 / 200.0 = 0.213 <= 1$
$\tau_z / R_{wz}\gamma_c = 29.8 / 166.5 = 0.179 <= 1$

**Несущая способность колонны обеспечена**

Расчет выполнен модулем 470 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t476 Подбор сечения стального элемента (MSZ EN 1993)

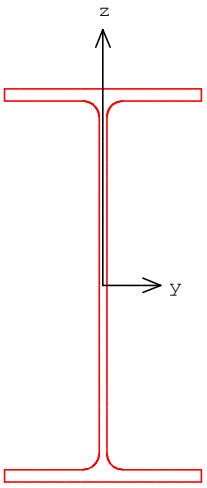
Усилия

| K | $M_y$ [кНм] | $V_z$ [кН] |
|---|---|---|
| 1 | 100.0 | 100.0 |

Расчет согласно MSZ EN 1993-1-1

Сталь **S 275**

Сечение балки Двутавр 35Б2 СТО АСЧМ 20-93




Размеры сечения

| h [мм] | b [мм] | $t_w$ [мм] | $t_f$ [мм] | r [мм] |
|---|---|---|---|---|
| 350 | 175 | 7.0 | 11.0 | 14 |

Предел текучести $f_y = 275$ МПа

Сечение класса 3

Характеристики сечения

| A [см2] | $I_y$ [см4] | $I_z$ [см4] | $I_T$ [см4] | $I_\omega$ [см6] |
|---|---|---|---|---|
| 63.14 | 13560 | 984 | 22.35 | 279700 |

Моменты сопротивления
$W_{el,y} = 774.9$ см3
$W_{pl,y} = 868.0$ см3

**Проверка прочности элемента по условию для сечений класса 3**

Условие (6.1) $(\sigma^2 + 3\tau^2)^{1/2} / (f_y / \gamma_{M0}) =$
$129.1 / 275.0 =$ **0.469** <= 1

$\sigma$ = 129.1 МПа
$\tau$ = 0.0 МПа

**Проверка устойчивости элемента по условию (6.54)**

Критический момент и условная гибкость

| $L_{cr,LT}$ [м] | $M_{cr}$ [кНм] | $\lambda_{LT}$ |
|---|---|---|
| 6.00 | 139.1 | 1.238 |

Примечание. Значение $M_{cr}$ вычислено для $M_y(x)$=const

Кривая потери устойчивости из плоскости - a

Коэффициенты

| $k_c$ | f | $\chi_{LT}$ | $\chi_{LT,mod}$ |
|---|---|---|---|
| 0.940 | 0.981 | 0.507 | 0.516 |

Несущая способность $M_{b,Rd}$ = 110.0 кНм

Условие устойчивости $M_{y,Ed} / M_{b,Rd} =$ **0.909** <= 1

**Несущая способность элемента обеспечена**

Расчет выполнен модулем 476 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t479 Стальная колонна (MSZ EN 1993)

Расчетная схема

Длина колонны L = 6.00 м

Закрепления

| | В плоскости Y | В плоскости Z |
|---|---|---|
| Внизу | жесткое | жесткое |

Воздействия

| № | Тип воздействия | Описание |
|---|---|---|
| 1 | Постоянное | Постоянное воздействие постоянное - |

Коэффициент упр. надежностью $K_{FI}$ = 1.0 -

При комбинировании применяется формула (6.10)

Характеристики

| № | $\gamma_{sup}$ | $\gamma_{inf}$ | $\psi_0$ | $\psi_1$ | $\psi_2$ | Группа | Знак |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1.35 | 1.00 | | | | | |

Нагрузки

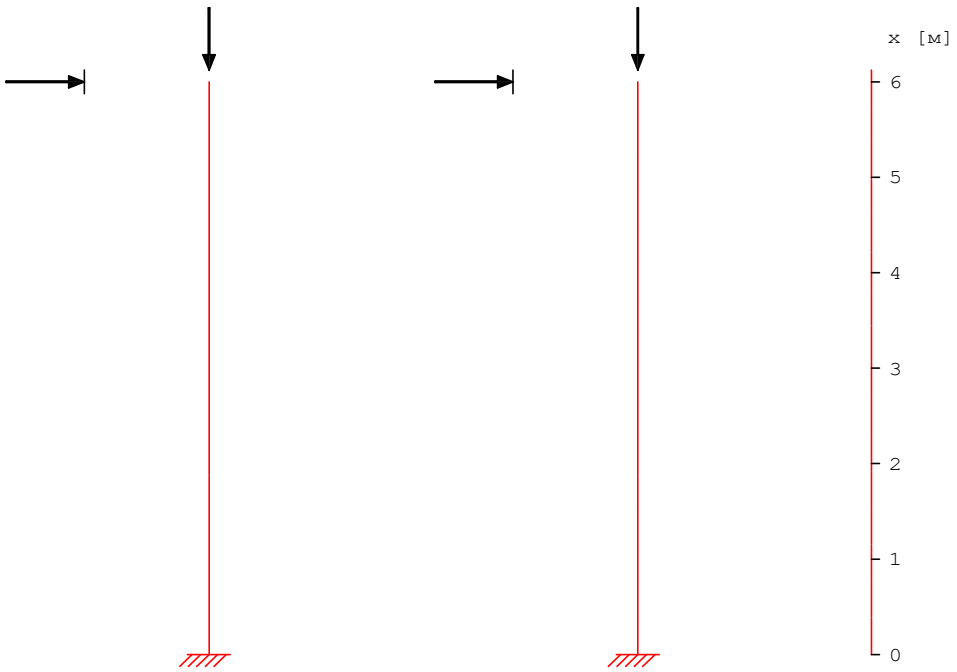
Вертикальные силы

| № | x [м] | V [кН] | $e_y$ [см] | $e_z$ [см] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 6.00 | 100.0 | | |

Горизонтальные силы и моменты

| № | x [м] | $H_y$ [кН] | $H_z$ [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 6.00 | 5.0 | 5.0 | | |

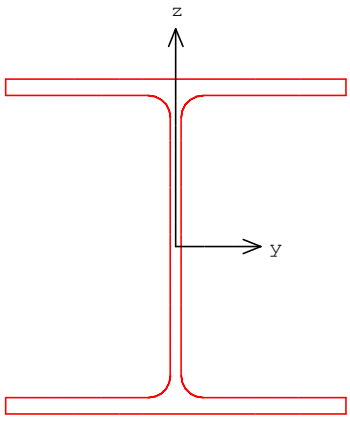
Воздействие 1




Расчет согласно MSZ EN 1993-1-1

Сталь **S 275**

Сечение Двутавр 25К1 СТО АСЧМ 20-93




Размеры сечения

| h [мм] | b [мм] | $t_w$ [мм] | $t_f$ [мм] | r [мм] |
|---|---|---|---|---|
| 246 | 249 | 8.0 | 12.0 | 16 |

Предел текучести $f_y$ = 275 МПа

Сечение класса 2

Моменты инерции

| A [см2] | $I_y$ [см4] | $I_z$ [см4] | $I_T$ [см4] | $I_\omega$ [см6] |
|---|---|---|---|---|
| 79.72 | 9171 | 3090 | 37.98 | 417300 |

Моменты сопротивления

| $W_{el,y}$ [см3] | $W_{el,z}$ [см3] | $W_{pl,y}$ [см3] | $W_{pl,z}$ [см3] |
|---|---|---|---|
| 745.6 | 248.2 | 821.4 | 375.6 |

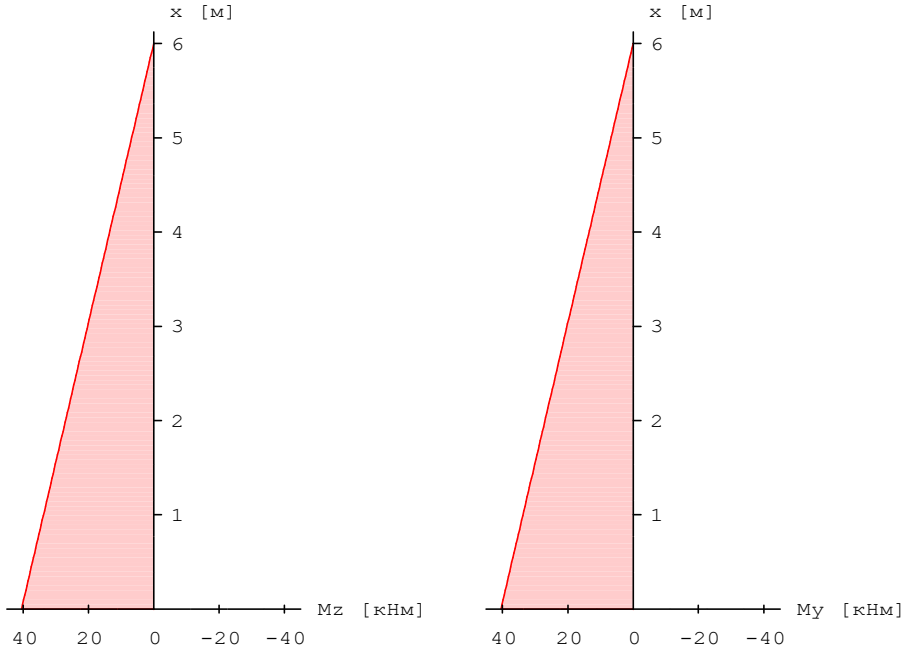
**Проверка прочности колонны по условию для сечений классов 1 и 2**

Комбинация

| Номер воздействия (Коэффициент) |
|---|
| 1 (1.35) |

Усилия

| x [м] | N [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] | $V_y$ [кН] | $V_z$ [кН] |
|---|---|---|---|---|---|
| 6.00 | 135.0 | 0.0 | 0.0 | 6.8 | 6.8 |
| 4.50 | 135.0 | 10.1 | 10.1 | 6.8 | 6.8 |
| 3.00 | 135.0 | 20.2 | 20.3 | 6.8 | 6.8 |
| 1.50 | 135.0 | 30.4 | 30.4 | 6.8 | 6.8 |
| 0.00 | 135.0 | 40.5 | 40.5 | 6.8 | 6.8 |




Усилия в сечении

| x [м] | N [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] | $V_y$ [кН] | $V_z$ [кН] |
|---|---|---|---|---|---|
| 0.00 | 135.0 | 40.5 | 40.5 | 6.8 | 6.8 |

Учет поперечной силы

| Плоскость изгиба | $A_v$ [см2] | $V_{pl,Rd}$ [кН] | ρ |
|---|---|---|---|
| Z | 24.8 | 393.1 | 0.000 |
| Y | 59.8 | 948.8 | 0.000 |

Предельные усилия

| $N_{pl,Rd}$ [кН] | $M_{V,y,Rd}$ [кНм] | $M_{V,z,Rd}$ [кНм] | $M_{N,y,Rd}$ [кНм] | $M_{N,z,Rd}$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|
| 2192.3 | 225.9 | 103.3 | 225.9 | 103.3 |

$M_{V,i,Rd}$ - предельный момент с учетом V
$M_{N,i,Rd}$ - предельный момент с учетом V и N

Условие (6.41) $(M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd})^{\alpha} + (M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd})^{\beta}$ = **0.424** <= 1

$\alpha$ = 2.00 -
$\beta$ = 1.00 -

**Проверка устойчивости колонны по условиям (6.61), (6.62)**

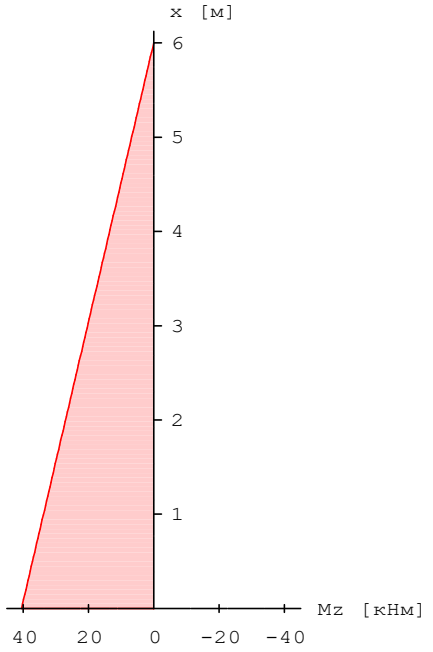
Комбинация

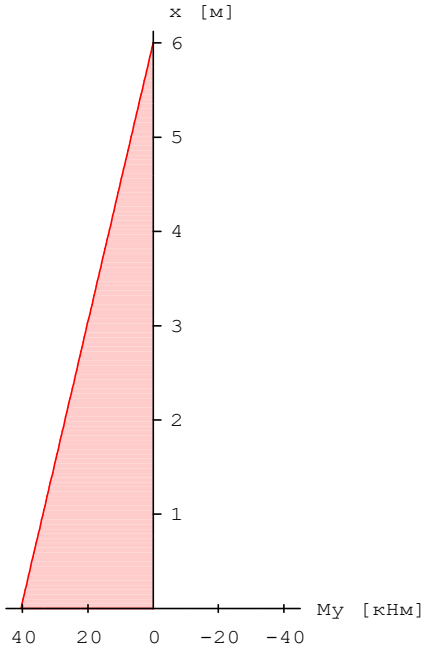
| Номер воздействия (Коэффициент) |
|---|
| 1 (1.35) |

Усилия и прогибы

| x [м] | N [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] | $W_y$ [мм] | $W_z$ [мм] |
|---|---|---|---|---|---|
| 6.00 | 135.0 | 0.0 | 0.0 | 74.9 | 25.2 |
| 4.50 | 135.0 | 10.1 | 10.1 | 47.4 | 16.0 |

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 3.00 | 135.0 | 20.2 | 20.3 | 23.4 | 7.9 |
| 1.50 | 135.0 | 30.4 | 30.4 | 6.4 | 2.2 |
| 0.00 | 135.0 | 40.5 | 40.5 | 0.0 | 0.0 |




Максимальные усилия и прогибы

| $N_{max}$ [кН] | $M_{y,max}$ [кНм] | $M_{z,max}$ [кНм] | $W_{y,max}$ [мм] | $W_{z,max}$ [мм] |
|---|---|---|---|---|
| 135.0 | 40.5 | 40.5 | 74.9 | 25.2 |

Предельные усилия

| $M_{pl,y,Rd}$ [кНм] | $M_{pl,z,Rd}$ [кНм] | $N_{Rk}$ [кН] | $M_{y,Rk}$ [кНм] | $M_{z,Rk}$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|
| 225.9 | 103.3 | 2192.3 | 225.9 | 103.3 |

Критические силы и условные гибкости

| $N_{cr,y}$ [кН] | $N_{cr,z}$ [кН] | $N_{cr,T}$ [кН] | $\lambda_y$ | $\lambda_z$ |
|---|---|---|---|---|
| 1320 | 445 | 2385 | 1.289 | 2.220 |

Расчетные длины

| $L_{cr,y}$ [м] | $L_{cr,z}$ [м] | $L_{cr,T}$ [м] |
|---|---|---|
| 12.000 | 12.000 | 12.000 |

Критический момент и условная гибкость

| $M_{cr}$ [кНм] | $M_{cr,0}$ [кНм] | $C_1$ | $\lambda_{LT}$ | $\lambda_{0*}$ | $\lambda_0$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 535.4 | 312.0 | 1.839 | 0.650 | 0.244 | 0.851 |

$M_{cr,0}$ - критический момент при $M_y(x)$ = const и при шарнирном закреплении концов
$\lambda_{0*}$ - граничное значение $\lambda_0$ по таблице А.1

Кривая потери устойчивости в плоскости Z - b
в плоскости Y - c
из плоскости Z - a

Коэффициенты

| $\chi_y$ | $\chi_z$ | $\chi_{LT}$ | $\mu_y$ | $\mu_z$ |
|---|---|---|---|---|
| 0.432 | 0.164 | 0.870 | 0.939 | 0.733 |

Коэффициенты

| $w_y$ | $w_z$ | $n_{pl}$ |
|---|---|---|
| 1.102 | 1.500 | 0.062 |

Коэффициенты

| $C_{m,y,0}$ | $C_{m,z,0}$ | $C_{m,y}$ | $C_{m,z}$ | $C_{m,LT}$ |
|---|---|---|---|---|
| 0.778 | 0.754 | 0.920 | 0.754 | 1.040 |

Коэффициенты

| $a_{LT}$ | $b_{LT}$ | $c_{LT}$ | $d_{LT}$ | $e_{LT}$ |
|---|---|---|---|---|
| 0.996 | 0.029 | 0.055 | 0.008 | 0.013 |

Коэффициенты

| $C_{yy}$ | $C_{yz}$ | $C_{zy}$ | $C_{zz}$ |
|---|---|---|---|
| 0.955 | 0.875 | 0.786 | 0.928 |

Коэффициенты

| $k_{yy}$ | $k_{yz}$ | $k_{zy}$ | $k_{zz}$ |
|---|---|---|---|
| 1.049 | 0.814 | 0.511 | 0.855 |

$(N_{Ed}/(\chi_y N_{Rk}) + k_{yy}M_{y,Ed}/(\chi_{LT}M_{y,Rk}) + k_{yz}M_{z,Ed}/M_{z,Rk})\gamma_{M1} =$
$0.142 + 0.216 + 0.319 = \mathbf{0.678} <= 1$

$(N_{Ed}/(\chi_z N_{Rk}) + k_{zy}M_{y,Ed}/(\chi_{LT}M_{y,Rk}) + k_{zz}M_{z,Ed}/M_{z,Rk})\gamma_{M1} =$
$0.376 + 0.105 + 0.335 = \mathbf{0.817} <= 1$

**Несущая способность колонны обеспечена**

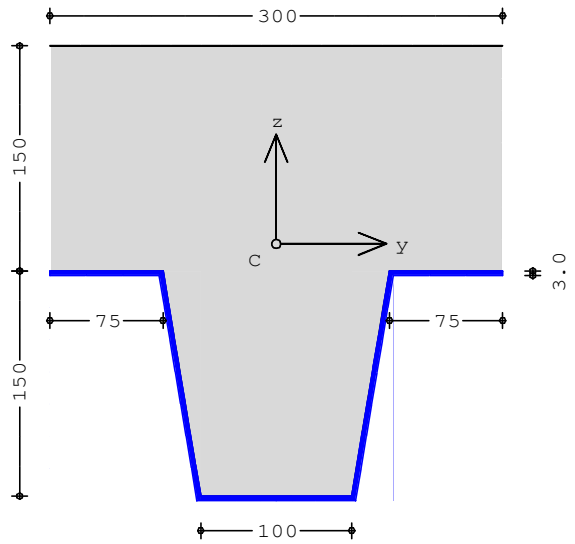
Расчет выполнен модулем 479 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t480 Сталежелезобетонное сечение с профнастилом

Сечение

M = 1 :5

Поперечное сечение




| | | | |
|---|---|---|---|
| Высота сечения | $h$ | = 300 | мм |
| Шаг гофра | $S_n$ | = 300 | мм |
| Координата ц.т. сечения | $z_c$ | = 168 | мм |
| Высота бетона над настилом | $h_f$ | = 150 | мм |

Профилированный настил с гофром открытого типа

| | | | |
|---|---|---|---|
| Толщина настила | $t_n$ | = 3.0 | мм |
| Высота настила | $h_n$ | = 150 | мм |
| Ширина нижней полки | $b$ | = 100 | мм |
| Ширина бетонного ребра | $b'$ | = 150 | мм |
| Координата ц.т. настила | $z_{c,н}$ | = 82 | мм |
| Площадь сечения настила на 1 м | $A$ | = 55.4 | $см^2$ |
| Момент инерции настила на 1 м | $I_y$ | =1944.4 | $см^4$ |
| Момент сопротивления настила на 1 м | $W_y$ | = 237.8 | $см^3$ |

| | | | |
|---|---|---|---|
| Количество пролётов | $n_{пр}$ = | 4 | - |
| Длина пролёта | $l$ = | 600.0 | см |
| Ширина опоры настила | $l_a$ = | 60 | мм |
| Радиус гиба в гофрах | $r_n$ = | 5 | мм |

Нагрузки

| | | | |
|---|---|---|---|
| Нагрузка от веса бетона | $q_б$ = | 5.212 | кПа |
| Коэффициент надёжности | $\gamma_f$ = | 1.2 | - |
| Нагрузка от веса настила | $q_c$ = | 0.427 | кПа |
| Коэффициент надёжности | $\gamma_f$ = | 1.05 | - |
| Монтажная нагрузка | $q_м$ = | 0.500 | кПа |
| Коэффициент надёжности | $\gamma_f$ = | 1.3 | - |
| Нормативная нагрузка на настил | $q_н$ = | 6.138 | кПа |
| Расчётная нагрузка на настил | $q_p$ = | 7.352 | кПа |

Расчёт — Согласно СП 266.1325800.2016 КОНСТРУКЦИИ СЖБ

| | | | |
|---|---|---|---|
| Бетон | **В 25 (тяжелый)** | | |
| Плотность бетона | $\rho_b$ = | 2500.0 | кг/м$^3$ |
| Профилированный настил | **О 250** | | |
| Плотность стали | $\rho_s$ = | 7850.0 | кг/м$^3$ |
| Предел текучести стали | $R_{yn}$ = | 250.0 | МПа |
| Модуль упругости стали | $E_{st}$ = | 206.0 | ГПа |
| Сопротивление настила | $R_y$ = | 245.0 | МПа |
| Расчётное сопротивление сдвигу | $R_s$ = | 142.1 | МПа |

**Расчёт настила на жёсткость:**

| | | | |
|---|---|---|---|
| Условие жёсткости: $f_n <= l/200$ | | | |
| Прогиб настила | $f_n$ = | 17.5 | мм |
| Правая часть неравенства | $l/200$ = | 30.0 | мм |

**Жесткость настила обеспечена**

**Расчёт на устойчивость стенок гофров настила:**

| | | | |
|---|---|---|---|
| Условие устойчивости: $Q <= Q_{кр}$ | | | |
| Поперечная сила | $Q$ = | 10.115 | кН |
| Поперечная критическая сила | $Q_{кр}$ = | 30.583 | кН |

**Устойчивость стенок настила обеспечена**

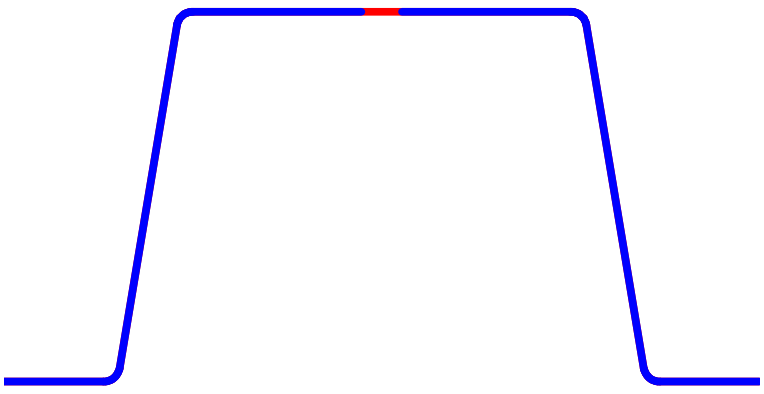
**Расчёт настила на прочность:**

| | | | |
|---|---|---|---|
| Условие прочности: $M/W_y <= R_y$ | | | |
| Изгибающий момент от расчётных нагрузок на 1 м | $M$ = | 28.320 | кНм |
| Левая часть неравенства | $M/W_y$ = | 119.094 | МПа |
| Правая часть неравенства | $R_y$ = | 245.0 | МПа |

**Прочность настила обеспечена**

Редуцирование

M = 1:3 — Схема редуцирования сечения настила



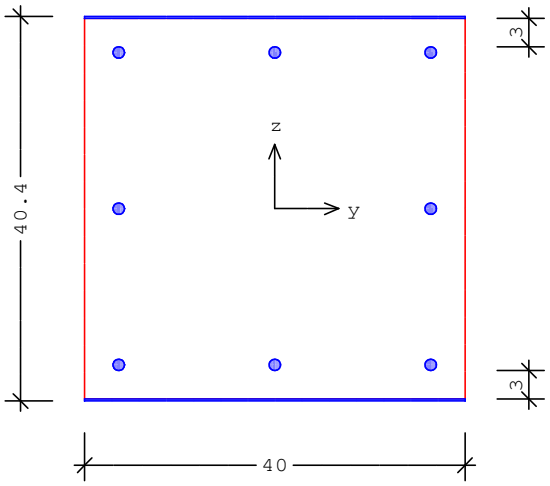
Координата ц.т. редуц. настила $z_{c,ef}$= 83 мм
Площадь сечения настила на 1 м $A_{ef}$ = 52.5 $см^2$
Момент инерции настила на 1 м $I_{y,ef}$=1732.3 $см^4$
Момент сопротивления настила на 1 м $W_{y,ef}$= 213.4 $см^3$

**Расчёт редуцированного сечения настила на прочность:**
Условие прочности: $M/W_{y,ef} <= R_y$
Изгибающий момент от расчётных нагрузок на 1 м M = 28.320 МПа
Левая часть неравенства $M/W_{y,ef}$= 132.707 МПа
Правая часть неравенства $R_y$ = 245.0 МПа
**Прочность настила обеспечена**

Расчет выполнен модулем 480 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t484

Сечение колонны




| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| | Ширина сечения | b | = 40.0 | см |
| | Высота бетонной части | h | = 40.0 | см |
| Арматура | Диаметр угловых стержней | $d_s$ | = 12 | мм |
| | Диаметр промежут. стержней | $d_{s,np}$ | = 12 | мм |
| | Число промежут. стержней | $n_b$ | = 1 | - |
| | | $n_h$ | = 1 | - |
| | Толщина защитного слоя | $a_з$ | = 30 | мм |
| | Толщина листовой арматуры | $t_в$ | = 2.0 | мм |
| | | $t_н$ | = 2.0 | мм |
| | | $t_л$ | = 0.0 | мм |
| | | $t_п$ | = 0.0 | мм |

Усилия

| K | N [кН] | $M_y$ [кНм] | $Q_z$ [кН] |
|---|---|---|---|
| 1 | 30.0 | 140.0 | 50.0 |

Расчёт — Согласно СП 63.13330.2018

| | | | |
|---|---|---|---|
| Бетон | **В 25** | | |
| Коэффициент условий работы | $\gamma_b$ | = 1.000 | - |
| Сопротивление бетона | $\gamma_b R_b$ | = 14.50 | МПа |
| Для бетона применяется трёхлинейная диаграмма | | | |
| Предельная деформация сжатого бетона | | | |
| при центральном сжатии | $\varepsilon_{b0}$ | = 2.00 | %. |
| при изгибе | $\varepsilon_{b2}$ | = 3.50 | %. |
| Стержневая арматура | **А 500** | | |
| Сопротивление арматуры | $R_s$ | = 435.0 | МПа |
| | $R_{sc}$ | = 400.0 | МПа |
| Для арматуры применяется двухлинейная диаграмма | | | |
| Предельная деформация | $\varepsilon_{s2}$ | = 25.00 | %. |
| Листовая арматура | **С 235** | | |
| Коэффициент условий работы | $\gamma_c$ | = 1.000 | - |
| Сопротивление арматуры | $\gamma_c R_y$ | = 230.0 | МПа |
| Для арматуры применяется двухлинейная диаграмма | | | |
| Предельная деформация | $\varepsilon_{p,max}$ | = 25.00 | %. |

**Данные для учёта прогиба колонны**

| | | | |
|---|---|---|---|
| Длина колонны | l | = 4.00 | м |
| Расчётная длина | $l_0$ | = 4.00 | м |
| Случайный эксцентриситет | $e_a$ | = 13.3 | мм |
| Эксцентриситет $e_0$ принимается не менее $e_a$ | | | |

Жёсткости

| Сечение | E [ГПа] | EIy [МНм2] |
|---|---|---|
| Бетон | 30.0 | 64.000 |
| Стержни | 200.0 | 3.650 |
| Листы | 206.0 | 13.316 |

Момент инерции приведённого сечения относительно оси y $I_{y,red}$ = 2.699·10$^{+5}$ см4

**Проверка несущей способности для сочетания усилий К = 1**

Расчётный момент с учётом случайного эксцентриситета и прогиба

| Плоск. | M [кНм] | $\delta_e$ [-] | D [МНм2] | $N_{cr}$ [кН] | $\eta$ [-] | $\eta$M [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Z | 140.0 | 1.500 | 14.143 | 8724 | 1.003 | 140.5 |

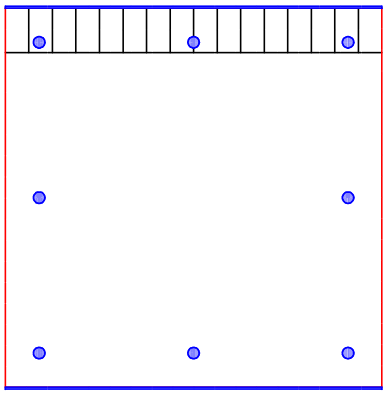
$D = 0.15/[\varphi_l(0.3 + \delta_e)]0.85E_bI_b + 0.7(E_sI_s + EI_p)$, $\varphi_l$ = 2.0

Предельные усилия

| N [кН] | $M_y$ [кНм] | $N_u$ [кН] | $M_{yu}$ [кНм] | $\gamma_u$ |
|---|---|---|---|---|
| 30.0 | 140.5 | 31.4 | 147.2 | **1.048** |

$N_u = \gamma_u N$, $M_{yu} = \gamma_u M_y$

Сжатая зона при действии предельных усилий



Высота сжатой зоны x = 4.9 см

Кривизна $\kappa_y$ =-0.07037 1/м

Деформация $\varepsilon(z) = - 0.7037z + 10.785$, %.

Примечание. $\varepsilon > 0$ при растяжении, $\varepsilon < 0$ при сжатии

Деформации бетона

| Максимальная деформация | | Минимальная деформация | |
|---|---|---|---|
| ε [%.] | σ [МПа] | ε [%.] | σ [МПа] |
| 24.86 | 0.00 | -3.29 | -14.50 |

Деформации стержневой арматуры

| Максимальная деформация | | Минимальная деформация | |
|---|---|---|---|
| ε [%.] | σ [МПа] | ε [%.] | σ [МПа] |
| 22.33 | 435.00 | -0.76 | -151.11 |

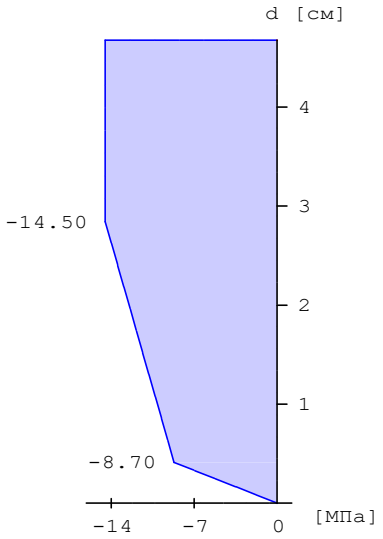
Деформации верхней листовой арматуры

| Максимальная деформация | | Минимальная деформация | |
|---|---|---|---|
| ε [%.] | σ [МПа] | ε [%.] | σ [МПа] |
| -3.29 | -230.00 | -3.43 | -230.00 |

Деформации нижней листовой арматуры

| Максимальная деформация | | Минимальная деформация | |
|---|---|---|---|
| ε [%.] | σ [МПа] | ε [%.] | σ [МПа] |
| 25.00 | 230.00 | 24.86 | 230.00 |

Напряжение в сжатом бетоне (d - расстояние от нейтральной линии)



Усилия в предельном состоянии

| | N [кН] | $M_y$ [кНм] |
|---|---|---|
| в сжатом бетоне | 226.15 | 40.62 |
| в стержн. арматуре | -194.72 | 32.61 |
| в листовой арматуре | 0.00 | 73.97 |
| суммарные | 31.43 | 147.20 |

**Определение сдвигающего усилия в шве объединения листа с бетоном при действии заданных усилий**

Расстояние между расчётными сечениями

| $Q_z$ [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_{y1}$ [кНм] | $\Delta x$ [м] |
|---|---|---|---|
| 50.0 | 140.0 | 133.0 | 0.140 |

$M_{y1} = 0.95M_y$, $\Delta x = |M_y - M_{y1}|/Q_z$

Сдвигающее усилие

| Лист | N [кН] | $N_1$ [кН] | S [кН/м] |
|---|---|---|---|
| Верхний | 160.63 | 123.39 | 266.00 |
| Нижний | -184.00 | -184.00 | 0.00 |

N, $N_1$ - усилия при действии $M_y$, $M_{y1}$
$S = |N - N_1|/\Delta x$

**Несущая способность элемента обеспечена**

Расчет выполнен модулем 484 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t485 Колонна с листовым армированием

Расчётная схема

Длина колонны $l = 8.00$ м

Закрепления

| | В плоскости Y | В плоскости Z |
|---|---|---|
| Вверху | шарнирное | шарнирное |
| Внизу | шарнирное | шарнирное |

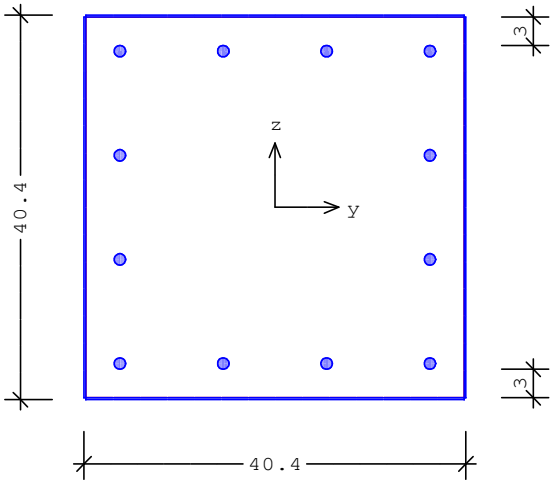
Сечение

Ширина сечения $b = 40.0$ см
Высота бетонной части $h = 40.0$ см

Арматура

Диаметр угловых стержней $d_s = 12$ мм
Диаметр промежут. стержней $d_{s,np} = 12$ мм
Число промежут. стержней $n_b = 2$ -
$n_h = 2$ -
Толщина защитного слоя $a_з = 30$ мм

Толщина листовой арматуры $t_в = 2.0$ мм
$t_н = 2.0$ мм
$t_л = 2.0$ мм
$t_п = 2.0$ мм

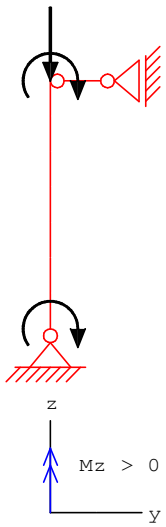



Нагрузки — Вертикальная сила V = 200.0 кН

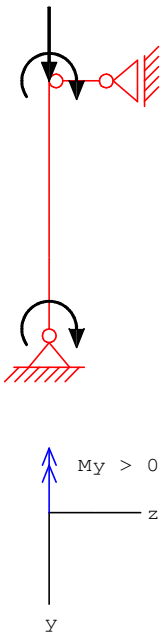
Горизонтальные силы и моменты

| | $H_y$ [кН] | $H_z$ [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|
| Вверху | | | 50.0 | 50.0 |
| Внизу | | | 50.0 | 50.0 |

в плоскости Y




в плоскости Z




Расчёт — Согласно СП 63.13330.2018

| | | | |
|---|---|---|---|
| Бетон | **В 25** | | |
| Коэффициент условий работы | $\gamma_b$ | = 1.000 | - |
| Сопротивление бетона | $\gamma_b R_b$ | = 14.50 | МПа |
| Для бетона применяется трёхлинейная диаграмма | | | |
| Предельная деформация сжатого бетона | | | |
| при центральном сжатии | $\varepsilon_{b0}$ | = 2.00 | %. |
| при изгибе | $\varepsilon_{b2}$ | = 3.50 | %. |
| Стержневая арматура | **А 500** | | |
| Сопротивление арматуры | $R_s$ | = 435.0 | МПа |
| | $R_{sc}$ | = 400.0 | МПа |
| Для арматуры применяется двухлинейная диаграмма | | | |

Предельная деформация $\varepsilon_{s2}$ = 25.00 %.

Листовая арматура **С 235**
Коэффициент условий работы $\gamma_c$ = 1.000 -
Сопротивление арматуры $\gamma_c R_y$ = 230.0 МПа
Для арматуры применяется двухлинейная диаграмма
Предельная деформация $\varepsilon_{p,max}$ = 25.00 %.

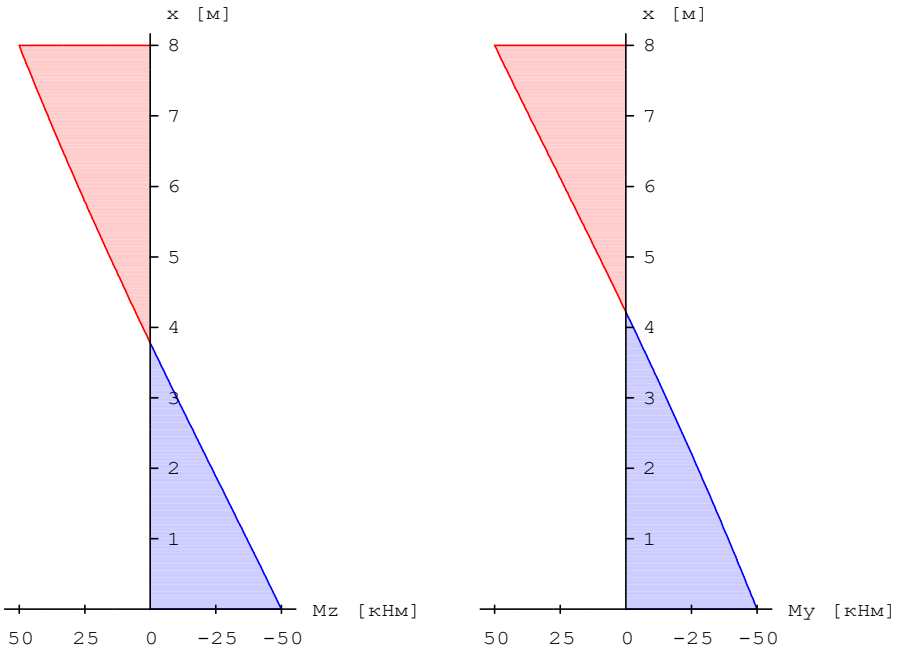
**Нелинейный расчёт усилий в колонне**

Погрешность расчёта $\varepsilon$ = 0.129 %

Начальные прогибы $w_{y0}$, $w_{z0}$, суммарные прогибы $w_y$, $w_z$, моменты $M_y$, $M_z$

| x [м] | $w_{y0}$ [см] | $w_{z0}$ [см] | $w_y$ [см] | $w_z$ [см] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -50.0 | -50.0 |
| 0.50 | -0.26 | 0.26 | -0.15 | 0.40 | -44.6 | -43.5 |
| 1.00 | -0.51 | 0.51 | -0.34 | 0.75 | -39.0 | -36.8 |
| 1.50 | -0.74 | 0.74 | -0.55 | 1.02 | -33.3 | -30.2 |
| 2.00 | -0.94 | 0.94 | -0.77 | 1.23 | -27.5 | -23.5 |
| 2.50 | -1.11 | 1.11 | -0.98 | 1.37 | -21.5 | -16.8 |
| 3.00 | -1.23 | 1.23 | -1.16 | 1.45 | -15.4 | -10.2 |
| 3.50 | -1.31 | 1.31 | -1.31 | 1.46 | -9.2 | -3.6 |
| 4.00 | -1.33 | 1.33 | -1.41 | 1.41 | -2.8 | 2.8 |
| 4.50 | -1.31 | 1.31 | -1.46 | 1.31 | 3.6 | 9.2 |
| 5.00 | -1.23 | 1.23 | -1.45 | 1.16 | 10.2 | 15.4 |
| 5.50 | -1.11 | 1.11 | -1.37 | 0.98 | 16.8 | 21.5 |
| 6.00 | -0.94 | 0.94 | -1.23 | 0.77 | 23.5 | 27.5 |
| 6.50 | -0.74 | 0.74 | -1.02 | 0.55 | 30.2 | 33.3 |
| 7.00 | -0.51 | 0.51 | -0.75 | 0.34 | 36.8 | 39.0 |
| 7.50 | -0.26 | 0.26 | -0.40 | 0.15 | 43.5 | 44.6 |
| 8.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 50.0 | 50.0 |

Моменты в плоскости Y в плоскости Z



Коэффициент запаса прочности для выбранных сочетаний усилий

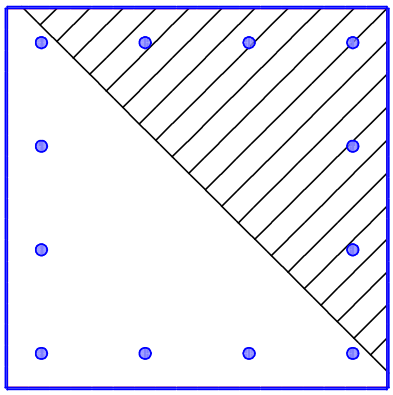
| Критерий выбора | x [м] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] | $\gamma_u$ |
|---|---|---|---|---|
| max My > 0 | 8.00 | 50.0 | 50.0 | 3.573 |
| min My < 0 | 0.00 | -50.0 | -50.0 | 3.573 |

**Проверка прочности для наиболее опасного сочетания усилий**

Предельные усилия $N_u = \gamma_u N$, $M_{yu} = \gamma_u M_y$, $M_{zu} = \gamma_u M_z$

| N [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] | $N_u$ [кН] | $M_{yu}$ [кНм] | $M_{zu}$ [кНм] | $\gamma_u$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 200.0 | 50.0 | 50.0 | 714.6 | 178.7 | 178.7 | **3.573** |

Сжатая зона при действии предельных усилий



Кривизны $\kappa_y$ / $\kappa_z$ = -0.00915 / -0.00915 1/м

Деформация $\varepsilon(y,z) = -0.0915z - 0.0915y + 0.159$, %.

Примечание. $\varepsilon > 0$ при растяжении, $\varepsilon < 0$ при сжатии

Деформации бетона

| Максимальная деформация | | Минимальная деформация | |
|---|---|---|---|
| $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] | $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] |
| 3.82 | 0.00 | -3.50 | -14.50 |

Деформации стержневой арматуры

| Максимальная деформация | | Минимальная деформация | |
|---|---|---|---|
| $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] | $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] |
| 3.16 | 435.00 | -2.84 | -400.00 |

Деформации верхней листовой арматуры

| Максимальная деформация | | Минимальная деформация | |
|---|---|---|---|
| $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] | $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] |
| 0.16 | 32.73 | -3.52 | -230.00 |

Деформации нижней листовой арматуры

| Максимальная деформация | | Минимальная деформация | |
|---|---|---|---|
| $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] | $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] |
| 3.84 | 230.00 | 0.16 | 32.73 |

Деформации левой листовой арматуры

| Максимальная деформация | | Минимальная деформация | |
|---|---|---|---|
| $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] | $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] |
| 3.84 | 230.00 | 0.16 | 32.73 |

Деформации правой листовой арматуры

| Максимальная деформация | | Минимальная деформация | |
|---|---|---|---|
| $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] | $\varepsilon$ [%.] | $\sigma$ [МПа] |
| 0.16 | 32.73 | -3.52 | -230.00 |

Усилия в предельном состоянии

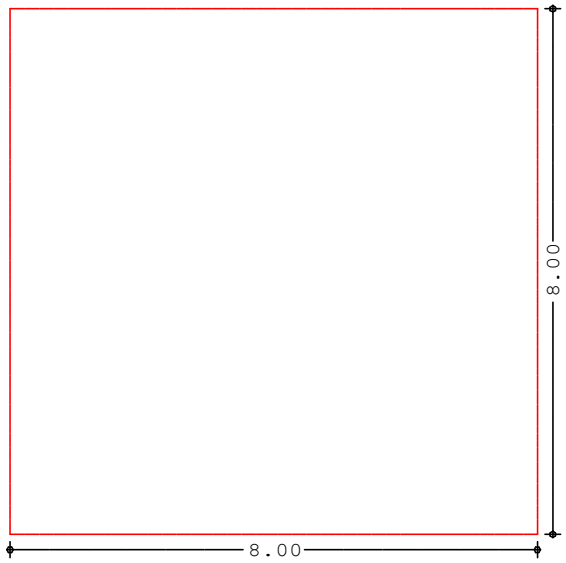
| | N [кН] | $M_y$ [кНм] | $M_z$ [кНм] |
|---|---|---|---|
| в сжатом бетоне | 786.23 | 66.90 | 66.90 |
| в стержн. арматуре | -39.89 | 40.22 | 40.22 |
| в листовой арматуре | -31.69 | 71.55 | 71.55 |
| суммарные | 714.64 | 178.66 | 178.66 |

**Несущая способность колонны обеспечена**

Расчет выполнен модулем 485 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t500 Плитный фундамент

Расчетная схема
M = 1 :115




| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Размеры плиты | lx | = | 8.00 | м |
| | ly | = | 8.00 | м |
| Толщина плиты | h | = | 40 | см |

Слои грунта

| № | h[м] | E[МПа] |
|---|---|---|
| 1 | 4.00 | 20.00 |
| 2 | 6.00 | 18.00 |
| 3 | 10.00 | 22.00 |

Нагружение

| № | Вид нагрузки | Kl | γf |
|---|---|---|---|
| 1 | постоянная | | 1.10 |
| 2 | длительная | | 1.20 |

Kl - коэфф. длительной части кратковременной нагрузки

Сосредоточенные силы

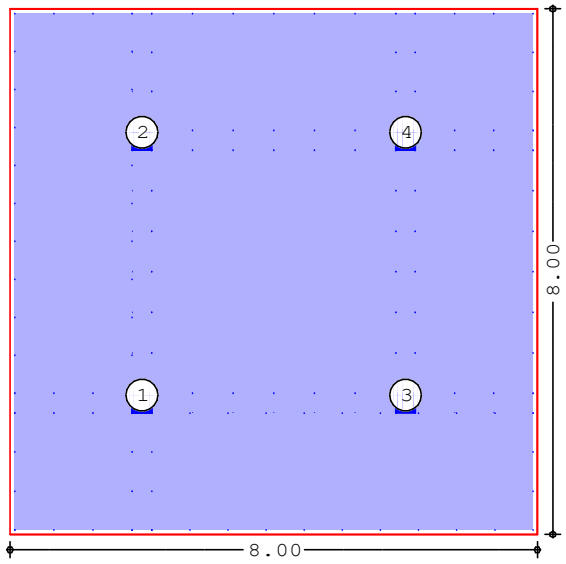
| Нагр. | № | x [м] | y [м] | lx [см] | ly [см] | P [кН] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1 | 2.00 | 2.00 | 30.0 | 30.0 | 1000.0 |
| | 2 | 2.00 | 6.00 | 30.0 | 30.0 | 1000.0 |
| | 3 | 6.00 | 2.00 | 30.0 | 30.0 | 1000.0 |
| | 4 | 6.00 | 6.00 | 30.0 | 30.0 | 1000.0 |
| 2 | 1 | 2.00 | 2.00 | 30.0 | 30.0 | 1000.0 |
| | 2 | 2.00 | 6.00 | 30.0 | 30.0 | 1000.0 |
| | 3 | 6.00 | 2.00 | 30.0 | 30.0 | 1000.0 |
| | 4 | 6.00 | 6.00 | 30.0 | 30.0 | 1000.0 |

x, y - координаты центра

Равномерно распределённые нагрузки

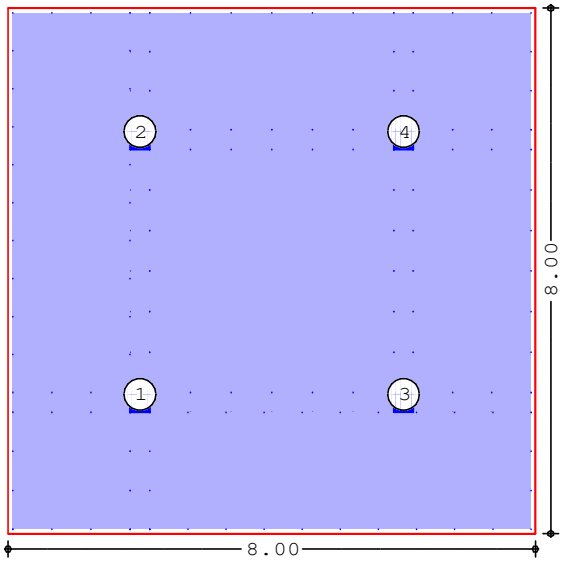
| Нагрузка | p [кПа] |
|---|---|
| 1 | 20.00 |
| 2 | 20.00 |

Нагрузка № 1 Постоянная нагрузка
M = 1 :115



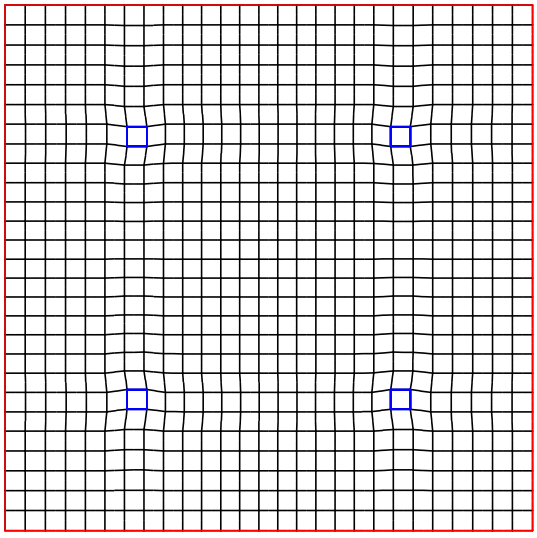

Равномерно распределенная нагрузка 20.00 кПа

Нагрузка № 2 Длительная нагрузка
М = 1 :115




Равномерно распределенная нагрузка 20.00 кПа

Расчёт усилий
КЭ-сетка
М = 1 :115



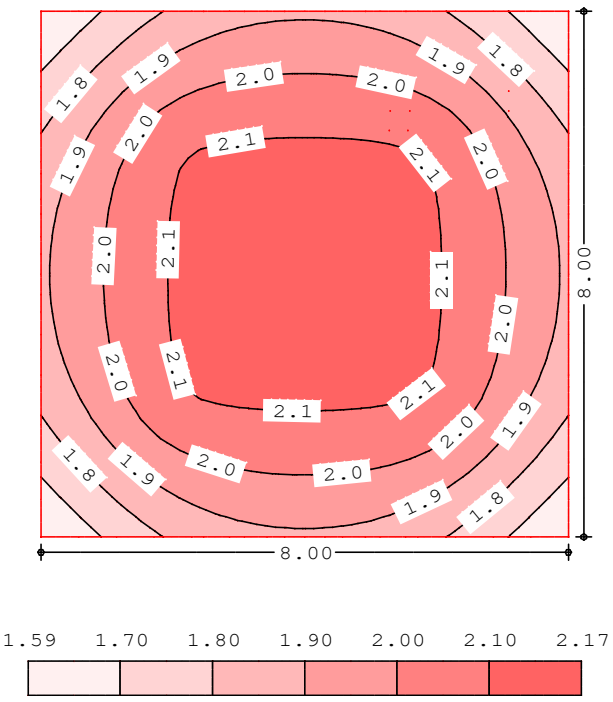
Характерный размер элемента сетки l = 0.27 м

Модуль упругости $E_b$ = 30000 МПа
Коэффициент Пуассона $\nu$ = 0.20

Нагрузка № 1 Постоянная нагрузка

Осадка, см

М = 1 :115

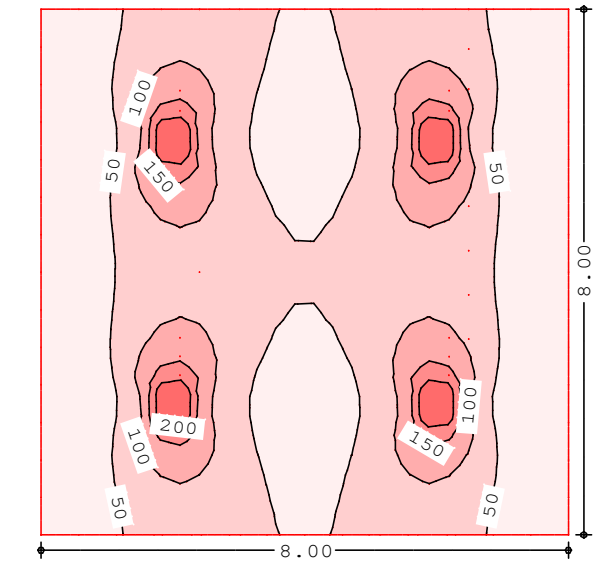


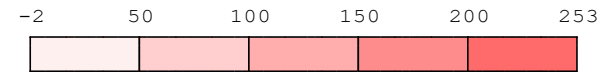




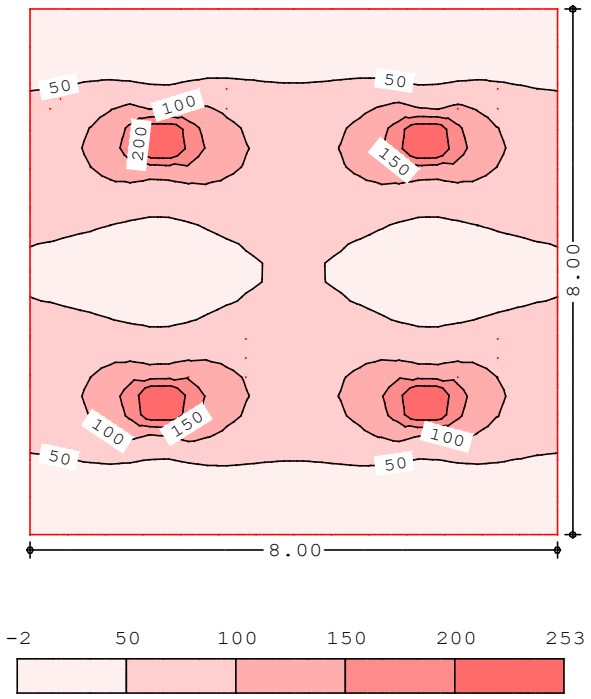
Момент Mx, кНм/м

М = 1 :115

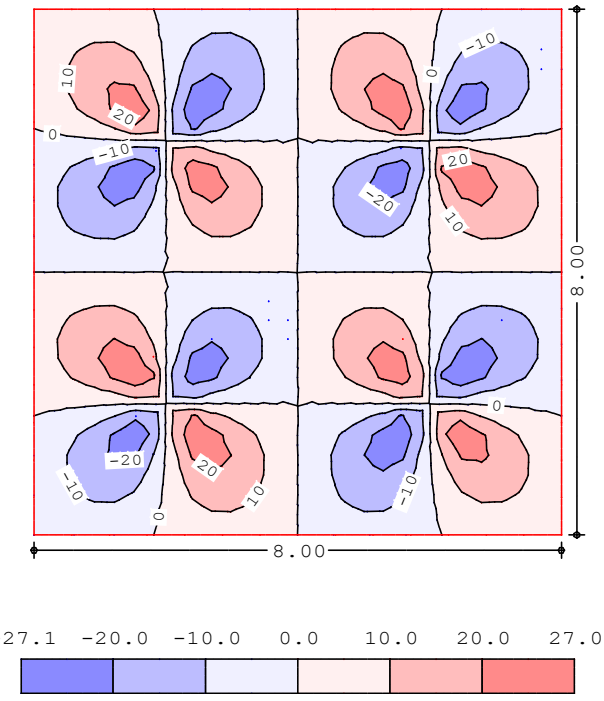


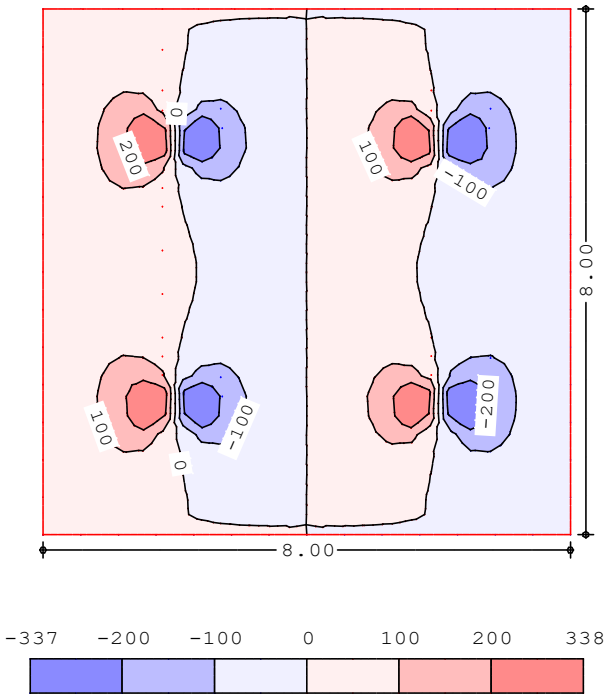
Момент My, кНм/м
M = 1 :115




Момент Mxy, кНм/м
M = 1 :115



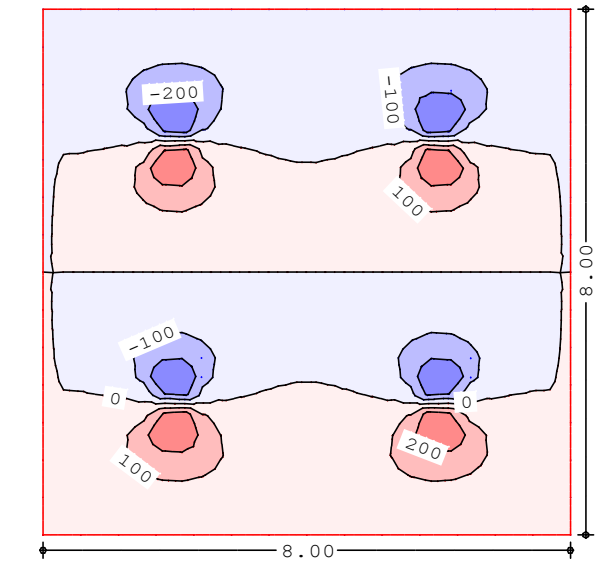
Поперечная сила Qx, кН/м
М = 1 :115

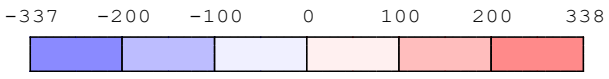




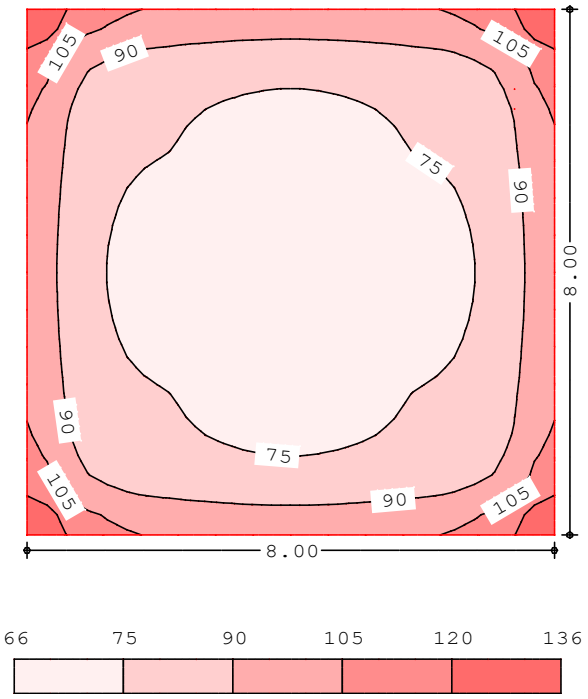


Поперечная сила Qy, кН/м
М = 1 :115

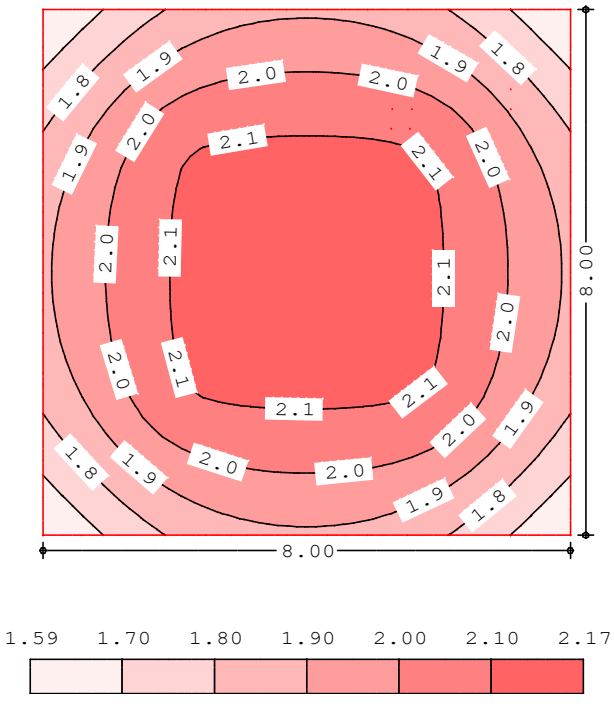


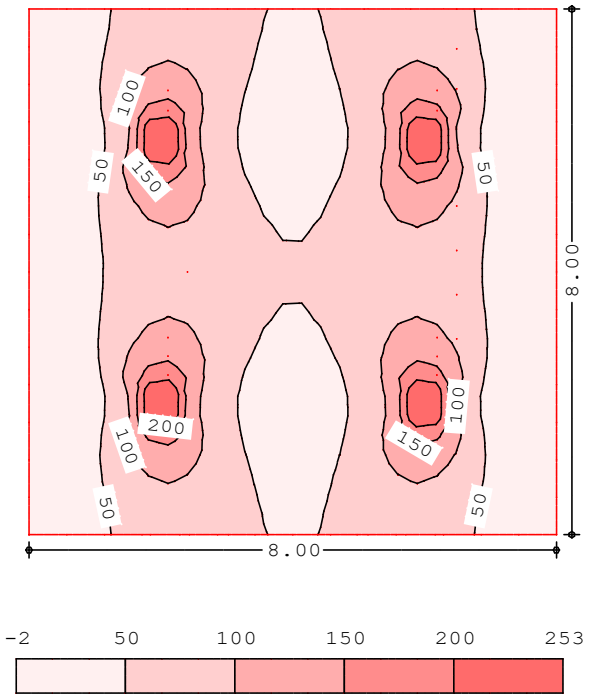
Давление, кПа
М = 1 :115



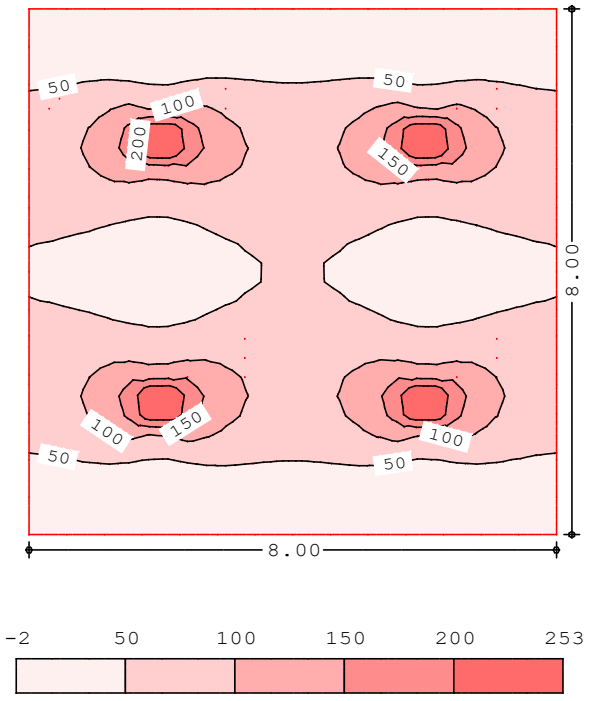

Нагрузка № 2 Длительная нагрузка
Осадка, см
М = 1 :115



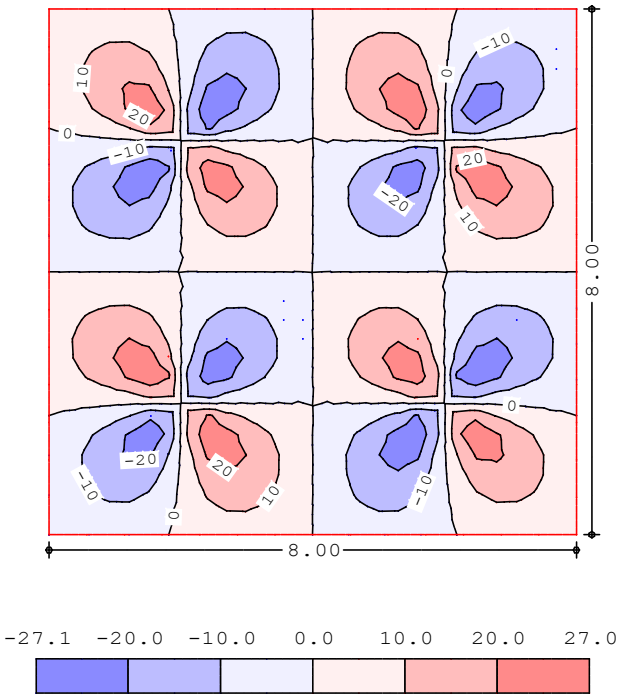
Момент Mx, кНм/м
M = 1 :115




Момент My, кНм/м
M = 1 :115



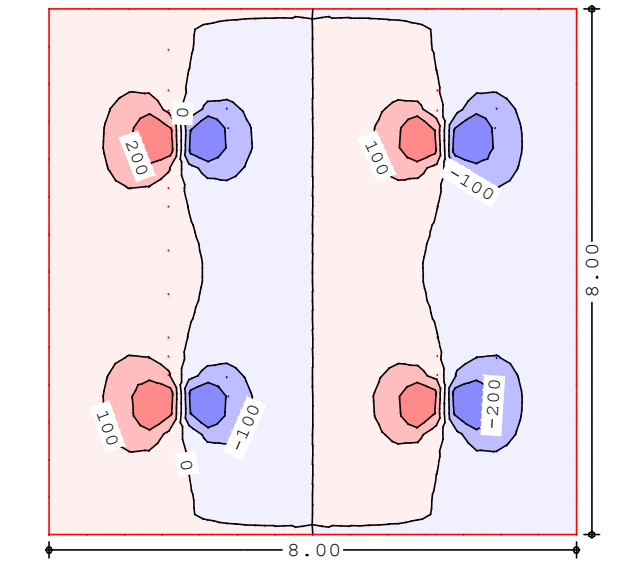
Момент Mxy, кНм/м
M = 1 :115

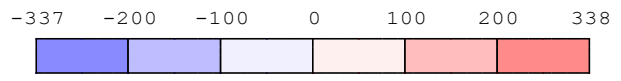




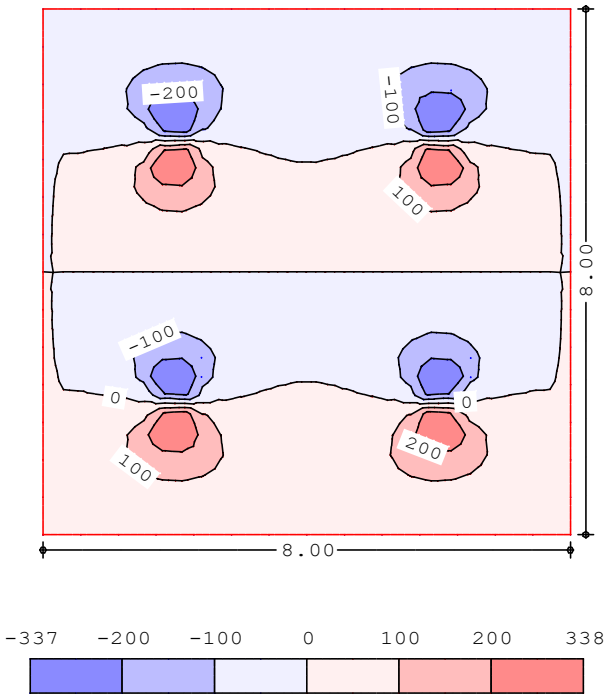


Поперечная сила Qx, кН/м
M = 1 :115

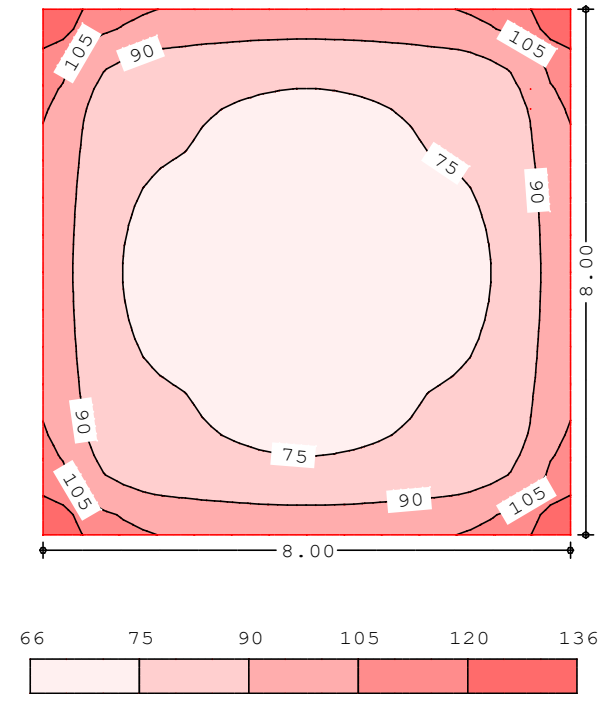


Поперечная сила Qy, кН/м
М = 1 :115




Давление, кПа
М = 1 :115

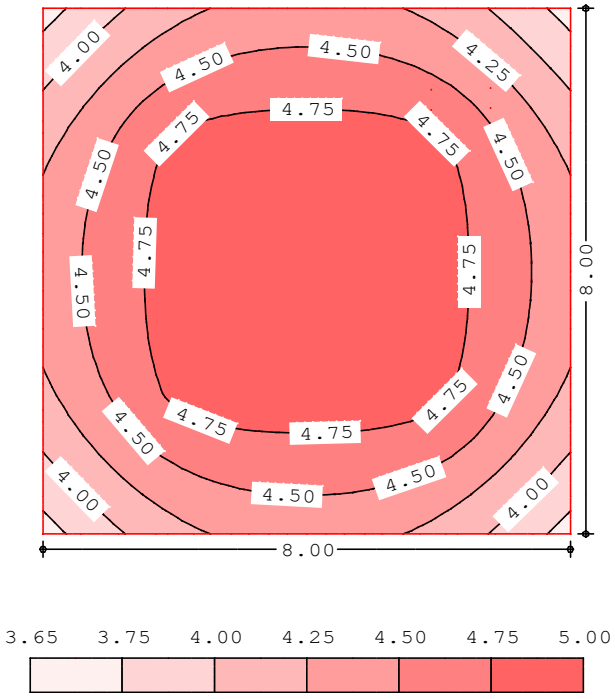



Осадка, давление

| Нагрузка | max w [см] | min w [см] | max p [кПа] | min p [кПа] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 2.17 | 1.59 | 136.1 | 65.8 |
| 2 | 2.17 | 1.59 | 136.1 | 65.8 |

Расч. сочет. усилий согласно СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия.

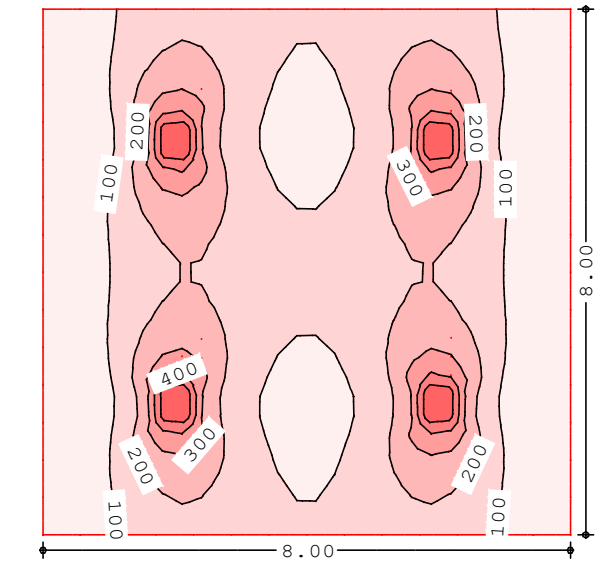
Максимальные значения осадки, см
М = 1 :115

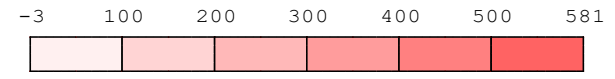




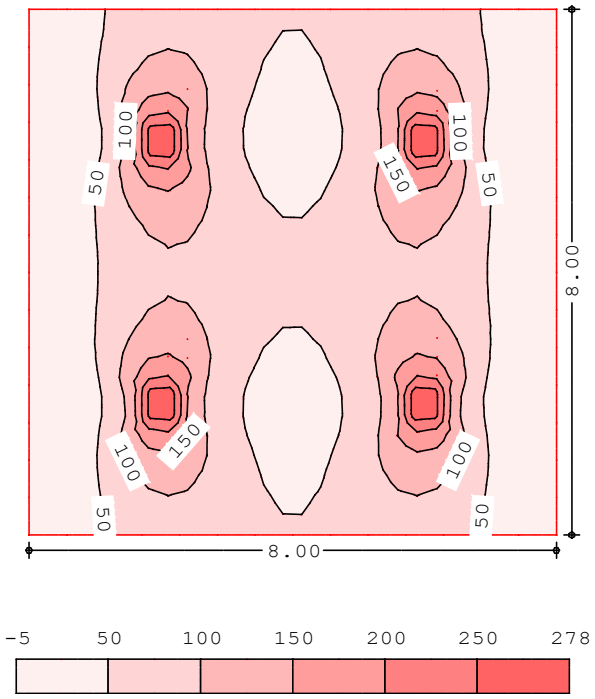


Максимальные значения момента Mx, кНм/м
М = 1 :115

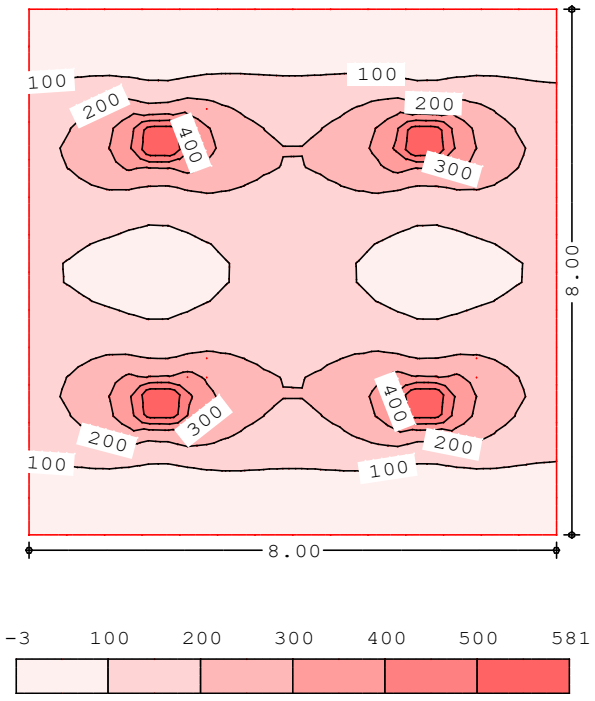


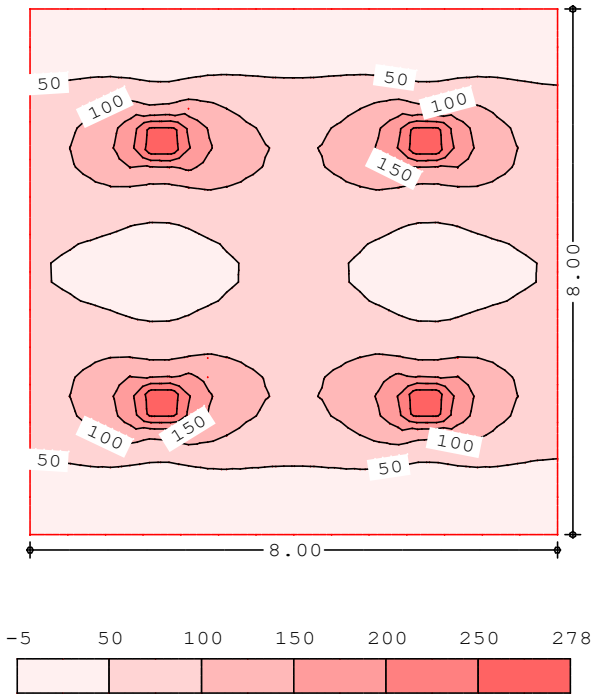
Минимальные значения момента Mx, кНм/м
M = 1 :115




Максимальные значения момента My, кНм/м
M = 1 :115



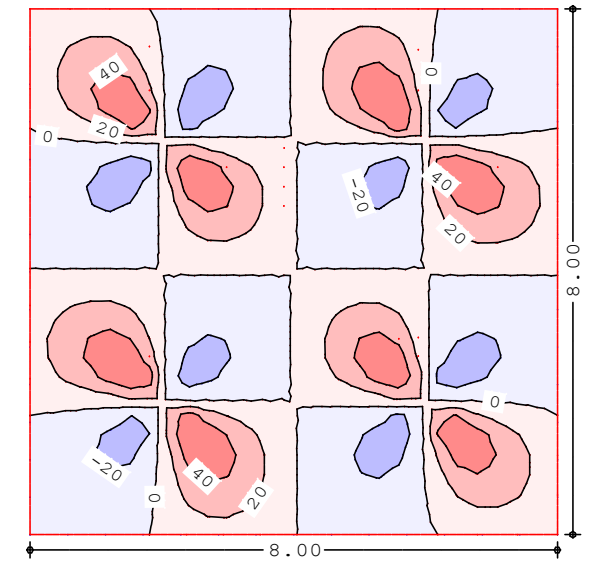
Минимальные значения момента My, кНм/м
M = 1 :115

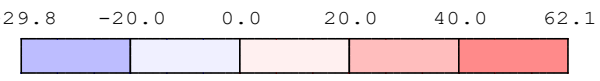




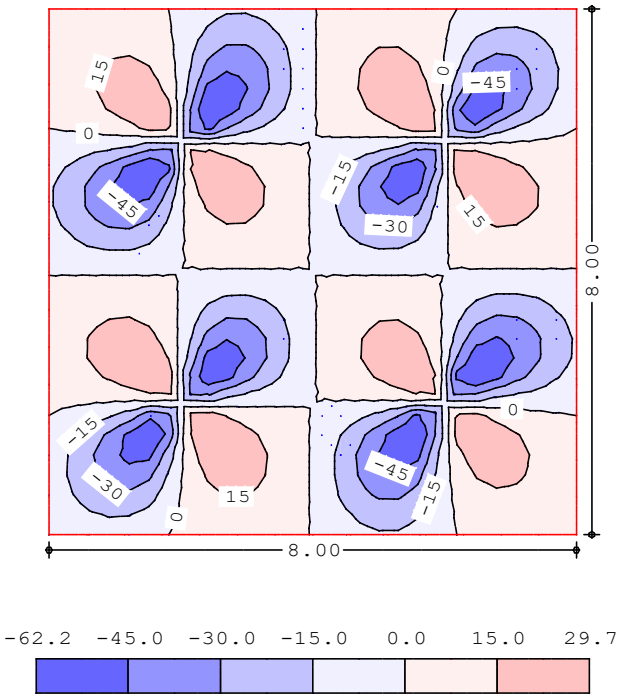


Максимальные значения момента Mxy, кНм/м
M = 1 :115



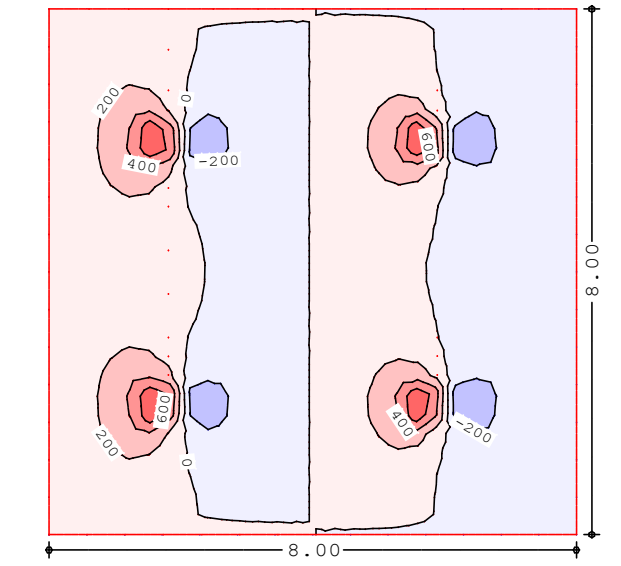
Минимальные значения момента Mxy, кНм/м
M = 1 :115

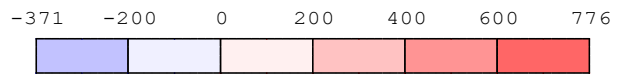




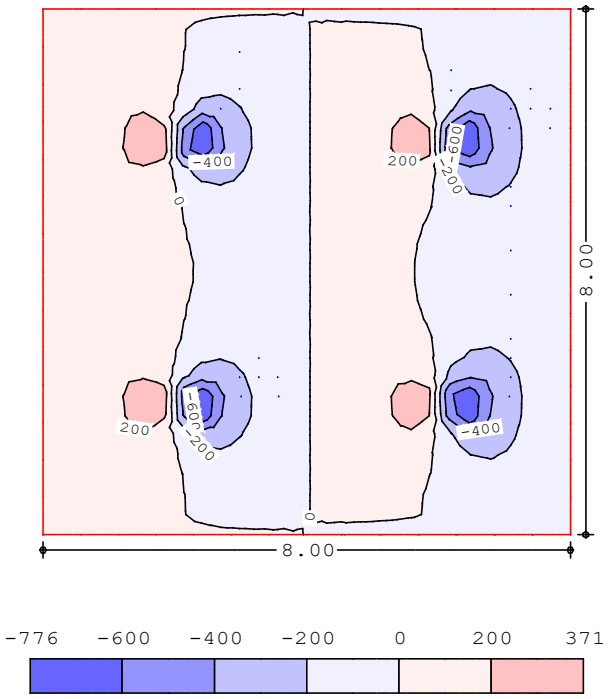


Максимальные значения поперечной силы Qx, кН/м
M = 1 :115



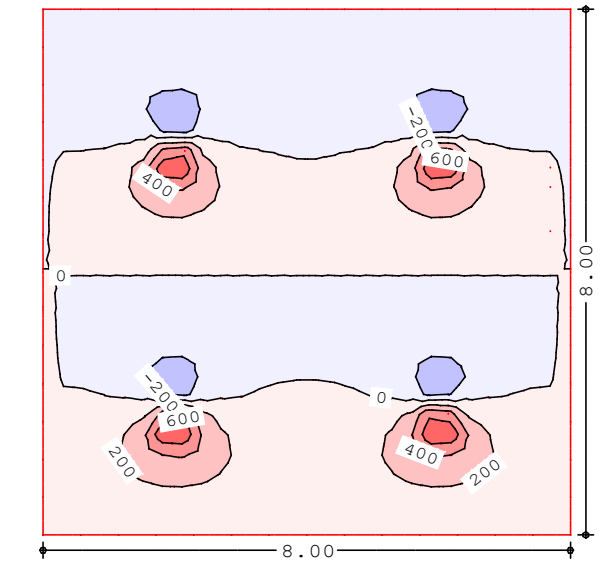
Минимальные значения поперечной силы Qx, кН/м
М = 1 :115

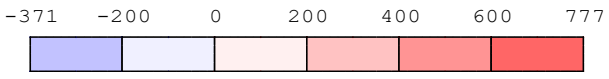




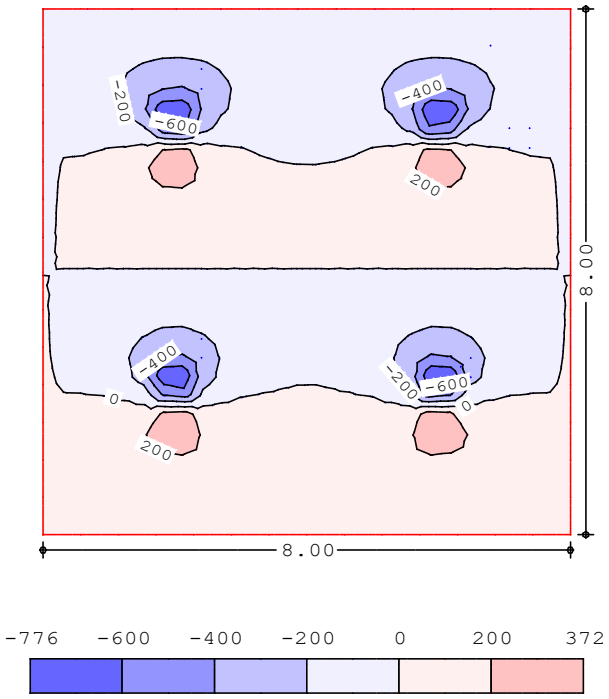


Максимальные значения поперечной силы Qy, кН/м
М = 1 :115



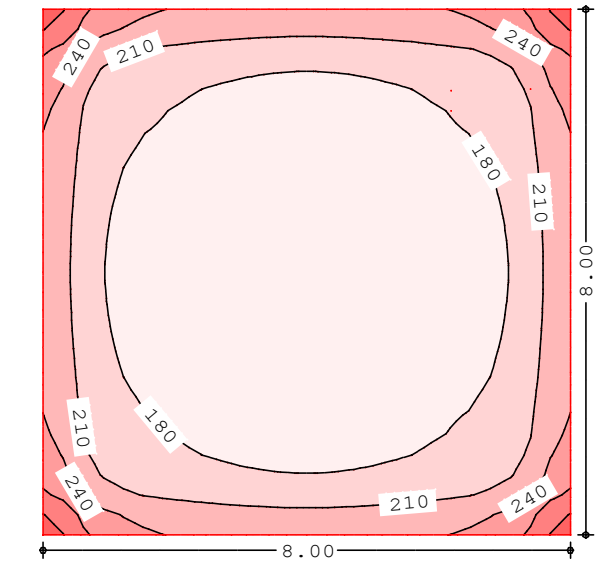
Минимальные значения поперечной силы Qy, кН/м
М = 1 :115

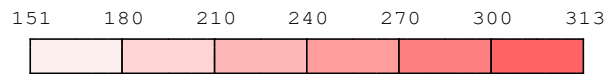






Максимальные значения давления, кПа
М = 1 :115




| | | |
|---|---|---|
| Максимальная осадка | w max = 5.00 | см |
| Максимальное давление | p max = 313.1 | кПа |

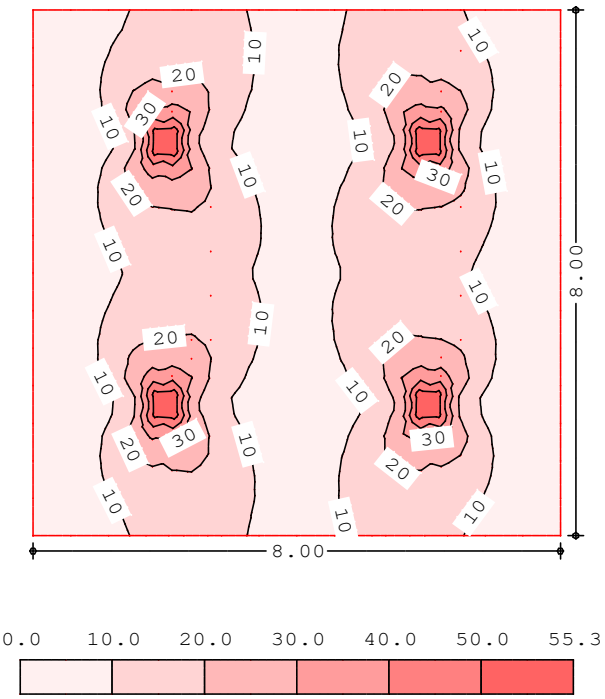
Расчёт по прочности согласно СНиП 52-01-03. Бет. и железобет. констр.

Бетон класса **В 25**
Продольная арматура класса **А 500**

Расстояния до ц.т. продольной арматуры

| Верхняя арматура | | Нижняя арматура | |
|---|---|---|---|
| ax[см] | ay[см] | ax[см] | ay[см] |
| 5.0 | 5.0 | 5.0 | 5.0 |

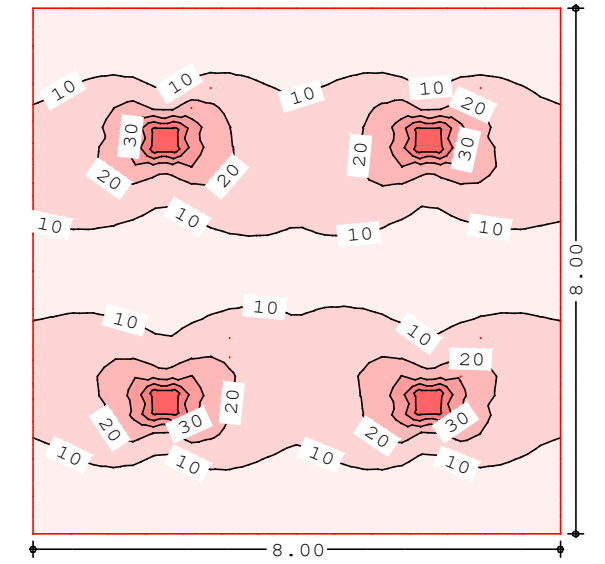
Нижняя арматура Asx, см$^2$/м
M = 1 :115

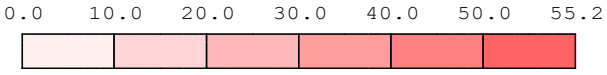




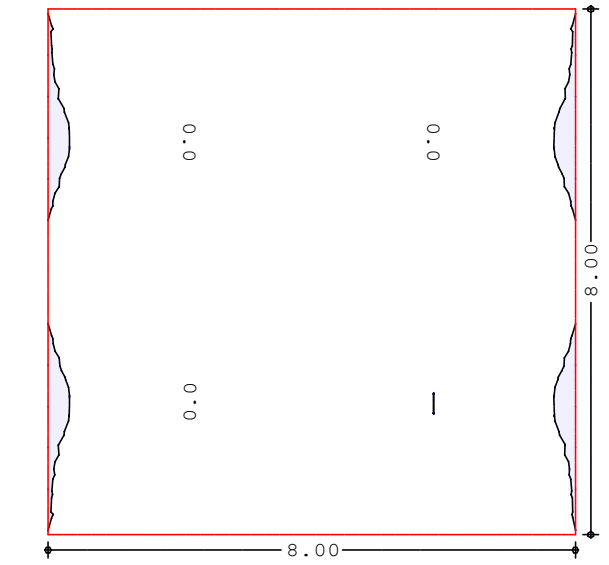


Нижняя арматура Asy, см$^2$/м
M = 1 :115

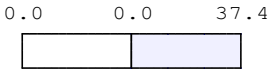


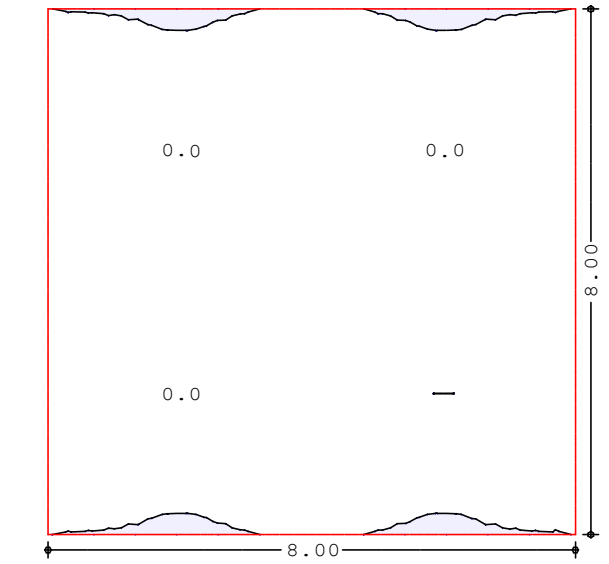
Верхняя арматура Asx, см$^2$/м
М = 1 :115



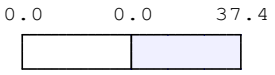

Все значения умножены на 100




Верхняя арматура Asy, см$^2$/м
М = 1 :115




Все значения умножены на 100




Нижняя арматура

| Мхн [кНм/м] | Мун [кНм/м] | Asx [см$^2$/м] | Asy [см$^2$/м] |
|---|---|---|---|
| 613.16 | 613.11 | 55.25 | 55.25 |

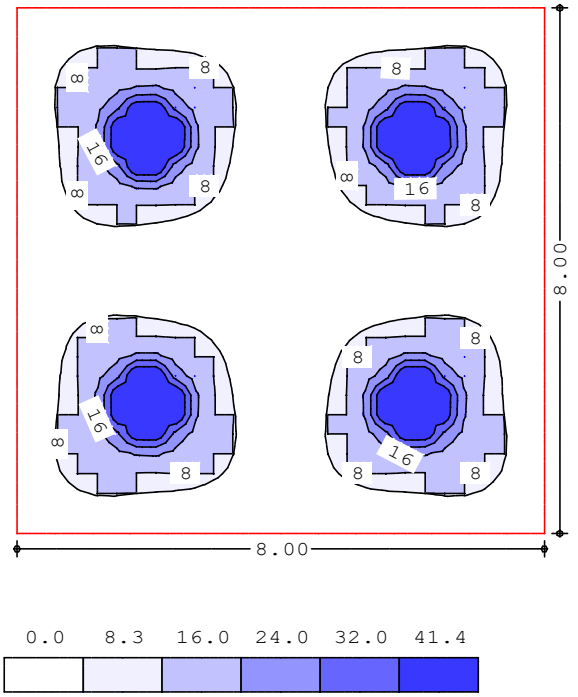
Верхняя арматура

| Mxв [кНм/м] | Myв [кНм/м] | Asx [см$^2$/м] | Asy [см$^2$/м] |
|---|---|---|---|
| -5.67 | -5.67 | 0.37 | 0.37 |

## Определение поперечной арматуры

Поперечная арматура класса **A 400**

Поперечная арматура Asw, см$^2$/м$^2$
M = 1 :115




Поперечная арматура под нагрузками

| Нагрузка | Тип | № | Q [кН/м] | Qb [кН/м] | Qmax [кН/м] | Asw [см$^2$/м$^2$] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Сосредоточенная | 1 | 754.1 | 165.4 | 1370.3 | 39.35 |
| | | 2 | 752.7 | 165.4 | 1370.3 | 39.25 |
| | | 3 | 752.6 | 165.4 | 1370.3 | 39.25 |
| | | 4 | 751.2 | 165.4 | 1370.3 | 39.15 |
| 2 | | 1 | 754.1 | 165.4 | 1370.3 | 39.35 |
| | | 2 | 752.7 | 165.4 | 1370.3 | 39.25 |
| | | 3 | 752.6 | 165.4 | 1370.3 | 39.25 |
| | | 4 | 751.2 | 165.4 | 1370.3 | 39.15 |

## Конструирование

Нижняя арматура

| Вдоль | Требуемая As [см$^2$/м] | Подобранная Диаметр [мм] | Шаг [мм] | As [см$^2$/м] |
|---|---|---|---|---|
| x | 55.25 | 12 | 20 | 56.55 |
| y | 55.25 | 12 | 20 | 56.55 |

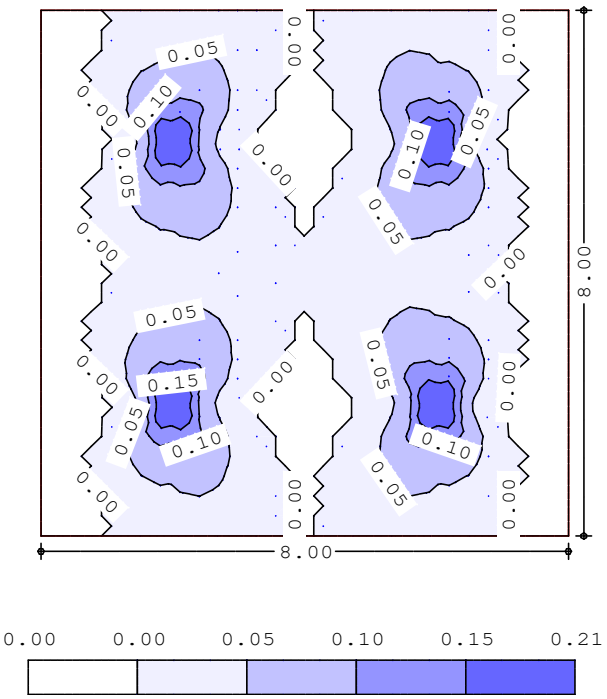
Верхняя арматура

| Вдоль | Требуемая As [см$^2$/м] | Подобранная Диаметр [мм] | Шаг [мм] | As [см$^2$/м] |
|---|---|---|---|---|
| x | 0.37 | 12 | 300 | 3.77 |
| y | 0.37 | 12 | 300 | 3.77 |

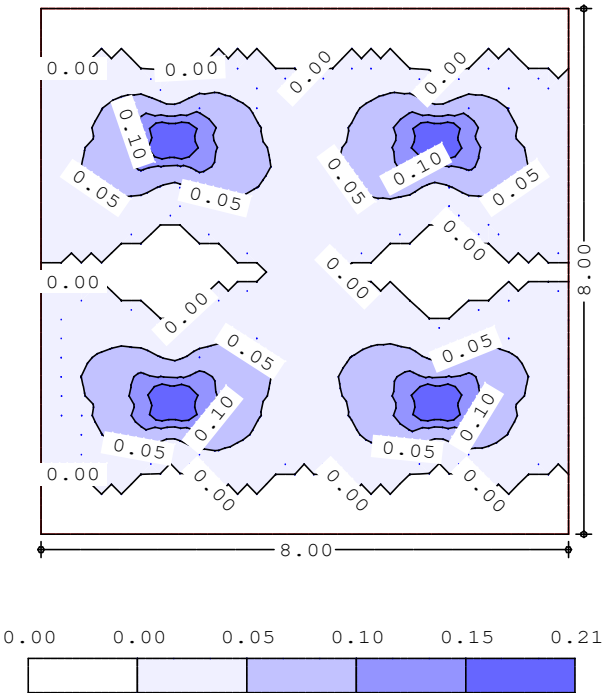
Трещиностойкость

Предельно допустимая ширина раскрытия трещин:
непродолжительное раскрытие $a_{crc1}$ = 0.40 мм
продолжительное раскрытие $a_{crc2}$ = 0.30 мм

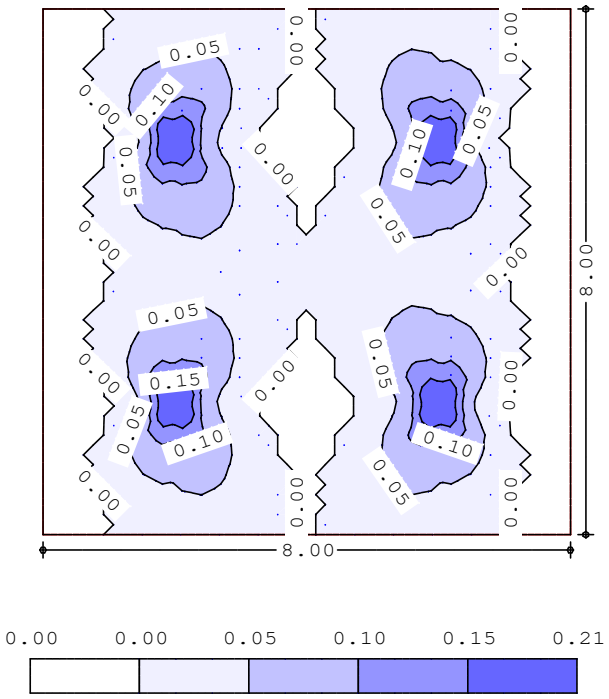
Ширина непродолжительного раскрытия трещин снизу по направл. x, [мм]
M = 1 :115



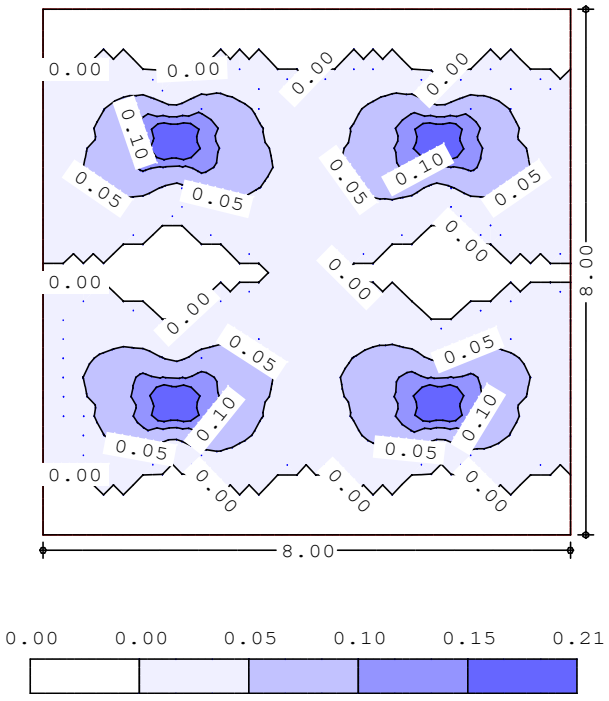

Ширина непродолжительного раскрытия трещин снизу по направл. y, [мм]
M = 1 :115



Ширина продолжительного раскрытия трещин снизу по направлению x, [мм]
M = 1 :115




Ширина продолжительного раскрытия трещин снизу по направлению y, [мм]
M = 1 :115




Раскрытие трещин снизу

| От | M [кНм/м] | Ml [кНм/м] | Mcrc [кНм/м] | acrc1 [мм] | acrc2 [мм] |
|---|---|---|---|---|---|
| Mx | 533.2 | 533.2 | 100.5 | 0.211 | 0.211 |
| My | 533.1 | 533.1 | 100.5 | 0.211 | 0.211 |

Раскрытие трещин сверху

| От | M [кНм/м] | Ml [кНм/м] | Mcrc [кНм/м] | acrc1 [мм] | acrc2 [мм] |
|---|---|---|---|---|---|
| Mx | 3.6 | 3.6 | 0.0 | нет трещин | |
| My | 3.6 | 3.6 | 0.0 | нет трещин | |

Трещиностойкость обеспечена

Расчет выполнен модулем 500 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

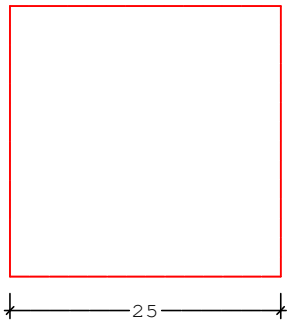
## Поз. t507 Расчёт сваи на действие вертикальной нагрузки

Свая

Вид сваи — висячая забивная свая

Ширина сечения сваи — d = 25 см

Длина сваи — l = 5.00 м




Свая погружается молотом

Глубина заложения ростверка
от поверхности рельефа — $d_n$ = 1.00 м
от уровня планировки — $d_0$ = 0.00 м

Грунт

| Слой | h [м] | Вид грунта |
|---|---|---|
| 1 | 7.00 | Супесь пластичная |

Удельный вес грунта

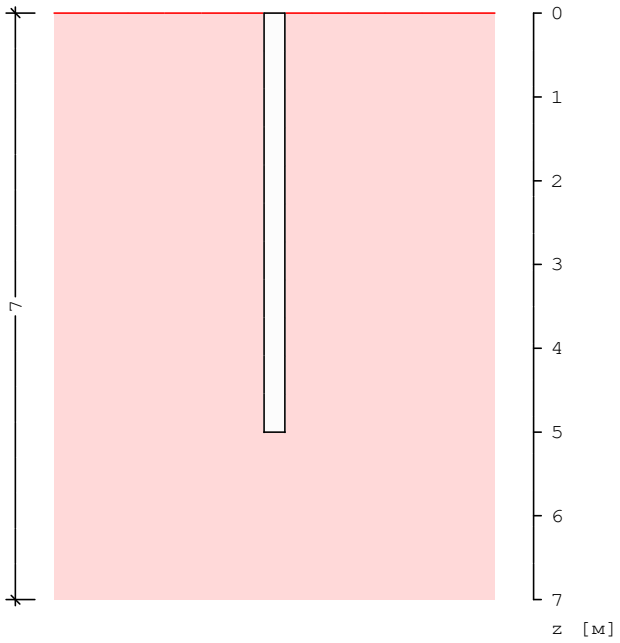
| Слой | W [%] | e [-] | $S_r$ [-] | $\gamma_s$ [кН/м3] | $\gamma$ [кН/м3] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 5.0 | 0.52 | 0.25 | 26.0 | 18.0 |

$e = (\gamma_s/\gamma)(1 + W/100) - 1$ - коэффициент пористости
$S_r = (\gamma_s/\gamma_w)W/(100e)$ - степень водонасыщения грунта
$\gamma_w$ = 10 кН/м3 - удельный вес воды

Консистенция глинистого грунта

| Слой | $W_p$ [%] | $W_L$ [%] | $I_p$ [%] | $I_L$ [-] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 4.0 | 9.0 | 5.0 | 0.20 |

Схема геологического разреза




Расчет Согласно СП 24.13330.2021

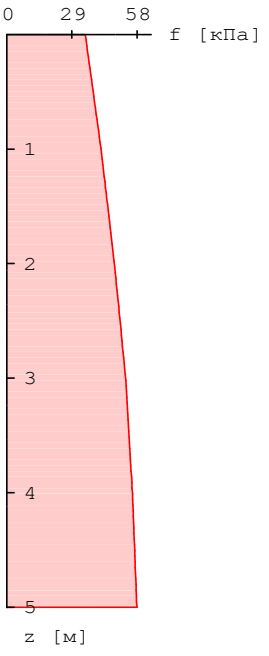
| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Вес сваи | G | = | 7.8 | кН |
| Коэффициент надежности | $\gamma_f$ | = | 1.10 | - |

**Проверка прочности грунта основания сваи при сжимающей нагрузке**

Сопротивление грунта под концом сваи

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| | R | = | 4.15 | МПа |
| при глубине заложения | h | = | 6.00 | м |
| Коэффициент условий работы | $\gamma_{R,R}$ | = | 1.00 | - |

Сопротивление грунта на боковой поверхности сваи f



Сопротивление на боковой поверхности

| Слой | $z_1$ [м] | $z_2$ [м] | $\gamma_{R,f}$ [-] | $f_1$ [кПа] | $f_2$ [кПа] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 5.00 | 1.00 | 35.0 | 58.0 |

Площадь опирания на грунт A = 625.0 см2
Периметр сечения сваи u = 100.0 см

Коэффициент условий работы сваи при сжатии
$\gamma_c$ = 1.00 -
Несущая способность сваи
$F_d = F_{dR} + F_{df}$ = 259.4 + 245.5 = 504.9 кН

Условие прочности $N_0\gamma_n\gamma_{c,g} / F_d$ =

308.6 * 1.00 * 1.40 / 504.9 = **0.856** <= 1

**Работоспособность сваи обеспечена**

Расчет выполнен модулем 507 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t508 Винтовая свая

Свая

Вид сваи винтовая однолопастная свая

Диаметр ствола d = 120 мм
Толщина ствола t = 10.0 мм

Диаметр лопасти D = 800 мм

Длина части сваи над грунтом $l_0$ = 1.50 м
Глубина погружения лопасти l = 5.00 м

Фундамент с однорядным расположением свай

Грунт

| Слой | Название слоя | h [м] | Вид грунта |
|---|---|---|---|
| 1 | ИГЭ 927 | 8.00 | Песок пылеватый плотный |

Удельный вес грунта

| Слой | W [%] | e [-] | $S_r$ [-] | $\gamma_s$ [кН/м3] | $\gamma$ [кН/м3] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 16.0 | 0.51 | 0.82 | 26.0 | 20.0 |

$e = (\gamma_s/\gamma)(1 + W/100) - 1$ - коэффициент пористости
$S_r = (\gamma_s/\gamma_w)W/(100e)$ - степень водонасыщения грунта
$\gamma_w$ = 10 кН/м3 - удельный вес воды

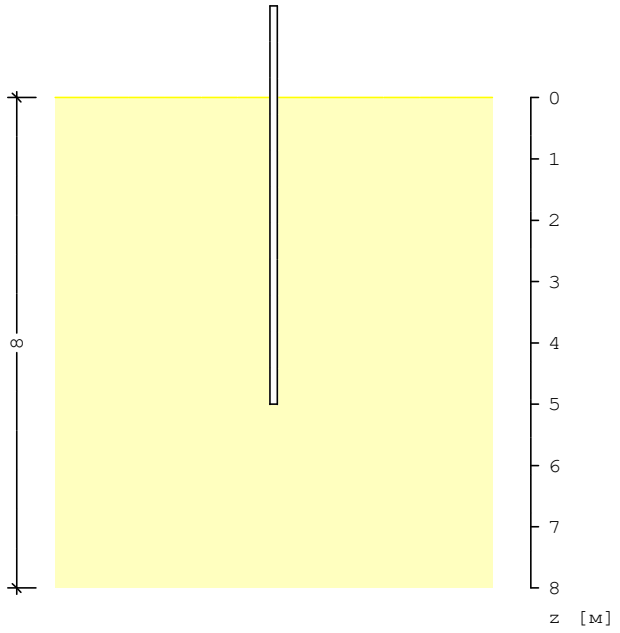
Коэффициенты надёжности

| $\gamma_{g(c)}$ | $\gamma_{g(\varphi)}$ | $\gamma_{g(\gamma)}$ |
|---|---|---|
| 1.50 | 1.10 | 1.10 |

Характеристики грунта

| Слой | $c_{II}$ [кПа] | $\varphi_{II}$ [град] | $\gamma_{II}$ [кН/м3] | $c_I$ [кПа] | $\varphi_I$ [град] | $\gamma_I$ [кН/м3] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 7.0 | 35.0 | 20.0 | 4.7 | 31.8 | 18.2 |

Схема геологического разреза




Рабочая зона лопасти сваи 4.20 <= z <= 5.00 м

Нагрузки

| № | Вид нагрузки | $\gamma_f$ | Группа | Знак |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Постоянная | 1.10 | | |

| № | N [кН] | H [кН] | M [кНм] |
|---|---|---|---|
| 1 | 150.0 | 2.0 | |

Расчет

Согласно СП 24.13330.2021, СП 16.13330.2017

| | | | |
|---|---|---|---|
| Сталь | | С 255 | |
| Коэффициент условий работы | $\gamma_c$ | = 1.00 | - |
| Расчетное сопротивление | $R_y$ | = 250 | МПа |

**Проверка прочности грунта основания сваи при вдавливающей нагрузке**

Комбинация нагрузок

| N [кН] | Нагрузка(Коэффициент) |
|---|---|
| 165.0 | 1 (1.10) |

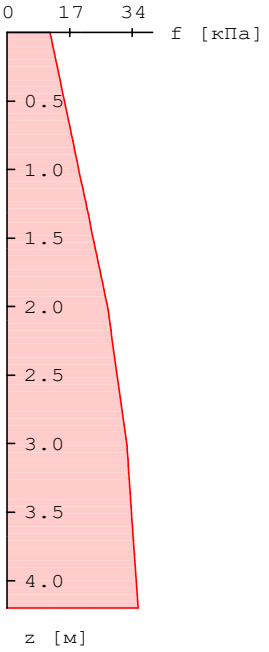
Несущая способность лопасти сваи по формуле (7.18)

$$F_{d0} = (\alpha_1 c_1 + \alpha_2 \gamma_1 h_1)A = 1271.58 \text{ кН}$$

Данные для расчета

| $\alpha_1$ [-] | $c_1$ [кПа] | $\alpha_2$ [-] | $\gamma_1$ [кН/м3] | $h_1$ [м] | A [м2] |
|---|---|---|---|---|---|
| 47.45 | 4.7 | 30.23 | 18.2 | 4.20 | 0.5027 |

Сопротивление грунта на боковой поверхности сваи f




Сопротивление на боковой поверхности

| Слой | $z_1$ [м] | $z_2$ [м] | $f_1$ [кПа] | $f_2$ [кПа] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 4.20 | 11.7 | 35.6 |

Коэффициент условий работы $\gamma_c$ = 0.60 -

Несущая способность сваи
$F_d = \gamma_c (F_{d0} + F_{df})$ = 762.9 + 24.8 = 787.8 кН

Условие прочности $N\gamma_n\gamma_{c,g} / F_d$ =

165.0 * 1.00 * 1.40 / 787.8 = **0.293** <= 1

**Проверка допустимости давления на грунт боковой поверхностью сваи**

Комбинация нагрузок

| H [кН] | M [кНм] | Нагрузка(Коэффициент) |
|---|---|---|
| 2.2 | 0.0 | 1 (1.10) |

Коэффициент постели

| Слой | от z [м] | до z [м] | K [кН/м4] | $c_z$ [кН/м3] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 5.00 | 4000 | 0 - 20000 |

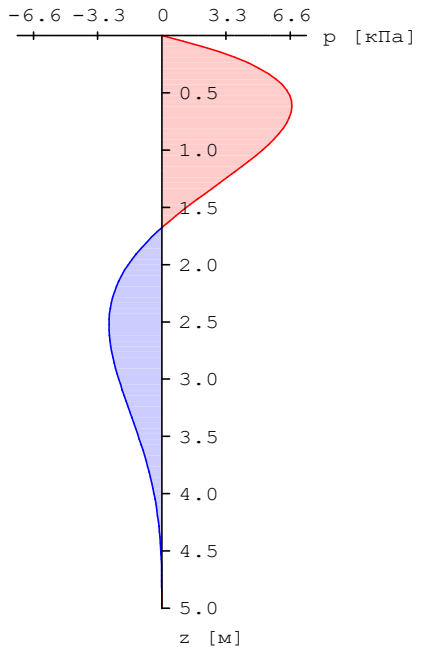
Примечание

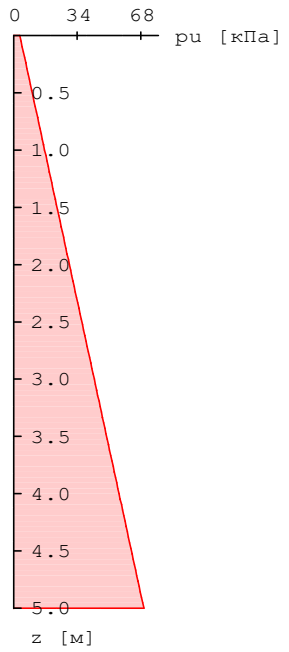
Коэффициент постели $c_z$ = Kz

Условная ширина сваи $b_p$ = 1.5d + 50 = 68.0 см
Жесткость сваи EI = 1.09 МНм2

Коэффициент деформации $\alpha_\varepsilon$ = 1.202 1/м
при K = 4000 кН/м4
$l\alpha_\varepsilon$ = 6.01 -

Давление p Предельное давление $p_u$




Коэффициенты в условии допустимости давления (Б.8)
$\eta_1$ = 1.0 $\eta_2$ = 0.250 $\xi$ = 0.6

$\eta_2$ определяется по формуле (Б.9) приложения Б при
n = 4.00 -
$M_c$ = 7.0 кНм $M_t$ = 0.0 кНм

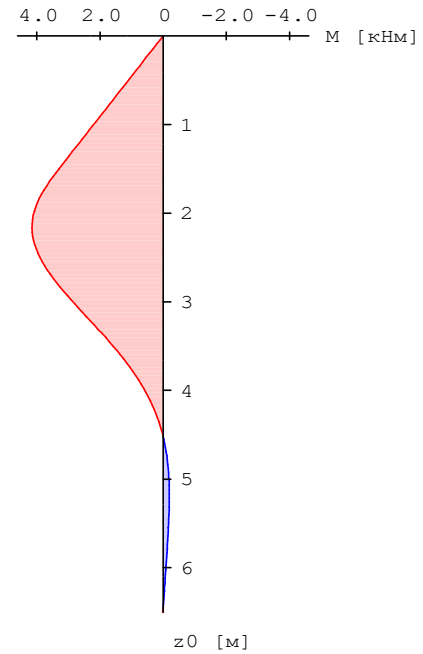
Условие допустимости p / $p_u$ = 6.6 / 12.7 = **0.519** <= 1
при z = 0.85 / $\alpha_\varepsilon$ = 0.71 м

**Проверка прочности и устойчивости ствола сваи**

Комбинация нагрузок

| N [кН] | Нагрузка(Коэффициент) |
|---|---|
| 165.0 | 1 (1.10) |

Изгибающий момент



| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Расчетный момент | $M$ | = | 4.2 | кНм |
| | при $z_0$ | = | 2.17 | м |

Координата $z_0$ отсчитывается от подошвы ростверка

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Условие прочности | $\sigma / R_y\gamma_c$ = 95.0 / 250.0 | = | **0.380** | <= 1 |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Длина стержня (7.1) | $l_1 = l_0 + 2/\alpha_\varepsilon$ | = | 3.16 | м |
| Расчетная длина | $l_{ef}$ | = | 6.33 | м |
| Условная гибкость | $\lambda$ | = | 5.646 | - |

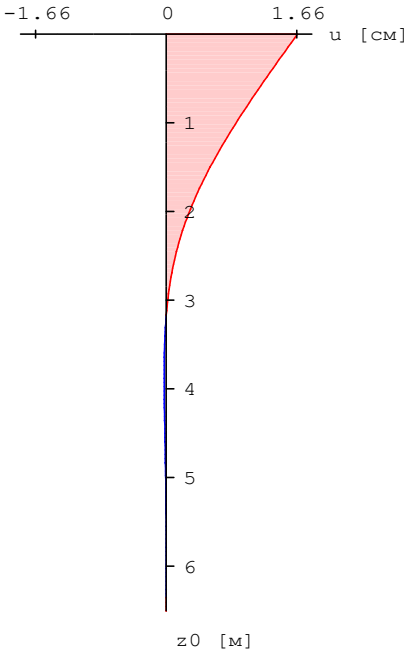
| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Условие устойчивости | $N / \varphi_e A R_y \gamma_c$ | = | **0.899** | <= 1 |

**Проверка допустимости перемещения и угла поворота головы сваи**

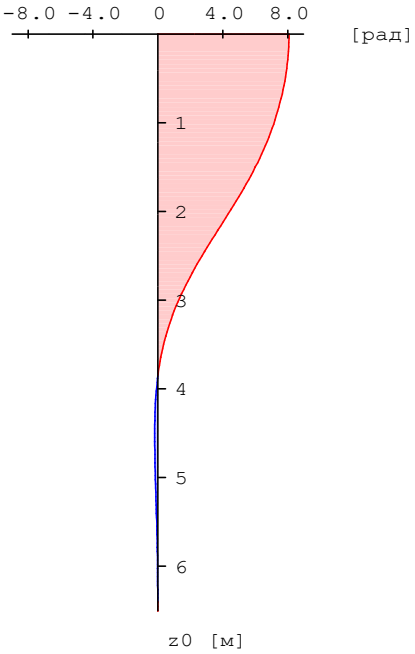
Комбинация нагрузок

| H [кН] | M [кНм] | Нагрузка(Коэффициент) |
|---|---|---|
| 2.0 | 0.0 | 1 (1.00) |

Перемещение u




Угол поворота $\psi$ x 1000




| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Перемещение | $u_0 / u_u$ = 1.67 / 5.00 | = | **0.333** | <= 1 |
| Угол поворота | $\psi_0 / \psi_u$ = 0.0081 / 0.0100 | = | **0.808** | <= 1 |

**Работоспособность сваи обеспечена**

Расчет выполнен модулем 508 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t509 Расчет сваи по результатам полевых испытаний

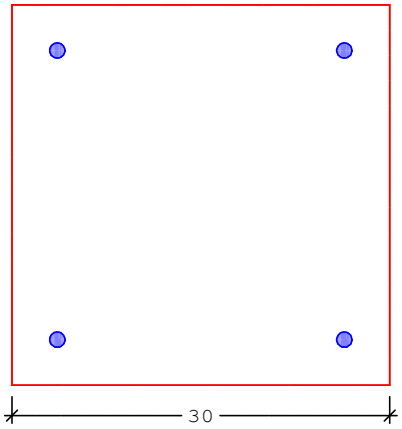
Свая

Вид сваи — висячая забивная железобетонная свая

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Ширина сечения сваи | d | = | 30 | см |
| Длина сваи | l | = | 6.00 | м |

Арматура

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Число стержней | $n_s$ | = | 4 | - |
| Диаметр стержней | $d_s$ | = | 12 | мм |
| Защитный слой бетона | $a_з$ | = | 30 | мм |




Стержни: 4 ϕ12
Защитный слой:
аз = 30 мм

Принимается шарнирное сопряжение сваи с ростверком

Глубина заложения ростверка

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| от поверхности рельефа | $d_n$ | = | 1.50 | м |
| от уровня планировки | $d_0$ | = | 1.50 | м |

Грунт

| Слой | Название слоя | h [м] | Вид грунта |
|---|---|---|---|
| 1 | ИГЭ 922 | 9.00 | Песок средней крупности плотный |

Удельный вес грунта выше уровня подошвы ростверка
расчетное значение $\gamma_0$ = 18.0 кН/м3

Удельный вес грунта

| Слой | W [%] | e [-] | $S_r$ [-] | $\gamma_s$ [кН/м3] | $\gamma$ [кН/м3] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 10.0 | 0.51 | 0.51 | 26.0 | 19.0 |

$e = (\gamma_s/\gamma)(1 + W/100) - 1$ - коэффициент пористости
$S_r = (\gamma_s/\gamma_w)W/(100e)$ - степень водонасыщения грунта
$\gamma_w$ = 10 кН/м3 - удельный вес воды

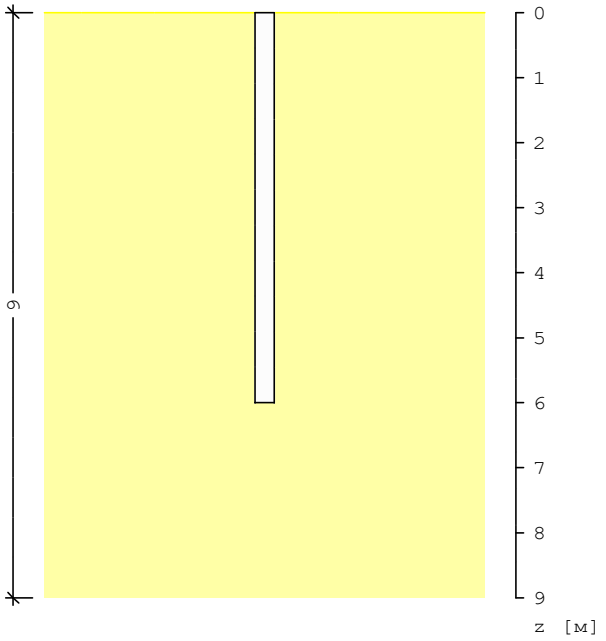
Коэффициенты надёжности

| $\gamma_{g(c)}$ | $\gamma_{g(\varphi)}$ | $\gamma_{g(\gamma)}$ |
|---|---|---|
| 1.50 | 1.15 | 1.10 |

Характеристики грунта

| Слой | $c_{II}$ [кПа] | $\varphi_{II}$ [град] | $\gamma_{II}$ [кН/м3] | $c_I$ [кПа] | $\varphi_I$ [град] | $\gamma_I$ [кН/м3] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 2.0 | 39.0 | 19.0 | 1.3 | 33.9 | 17.3 |

Схема геологического разреза




Нагрузки

| № | Вид нагрузки | $\gamma_f$ | Группа | Знак |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Постоянная | 1.10 | | |

| № | N [кН] | $H_1$ [кН] | $H_2$ [кН] | $M_1$ [кНм] | $M_2$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 80.0 | 10.0 | | | |

Вес сваи $G$ = 13.5 кН
Коэффициент надежности $\gamma_f$ = 1.10 -

Расчет

Согласно СП 24.13330.2021, СП 63.13330.2018, СП 20.13330.2016

Бетон **B 30 (тяжелый)**
Коэффициент условий работы $\gamma_b$ = 1.000 -

Арматура **A500**

Сопротивление бетона $\gamma_b R_b$ = 17.00 МПа
Сопротивление арматуры $R_s$ = 435 МПа
$R_{sc}$ = 400 МПа

**Определение предельного сопротивления сваи по данным испытаний**

Способ погружения сваи забивка молотом
Вид молота подвесной или одиночного действия

Данные для формулы (7.22)

| $m_1$ [т] | $m_2$ [т] | $m_3$ [т] | $m_4$ [т] | G [кН] | H [м] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1.500 | 1.000 | 0.500 | 0.300 | 2.94 | 2.00 |

| $\eta$ [кН/м2] | A [м2] | M [-] | $E_d$ [кДж] | $\varepsilon^2$ [-] | $s_a$ [м] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1500.0 | 0.090 | 1.00 | 5.89 | 0.2 | 0.005 |

Предельное сопротивление сваи $F_u$ = 248.6 кН

## Проверка прочности грунта основания сваи при сжимающей нагрузке

Комбинация нагрузок

| N [кН] | Нагрузка(Коэффициент) |
|---|---|
| 88.0 | 1 (1.10) |

Условие прочности $N_0\gamma_n\gamma_{c,g} / F_d$ =

102.8 * 1.00 * 1.20 / 248.6 = **0.496** <= 1

## Проверка допустимости давления на грунт боковой поверхностью сваи

Комбинация нагрузок

| H [кН] | M [кНм] | Нагрузка(Коэффициент) |
|---|---|---|
| 11.0 | 0.0 | 1 (1.10) |

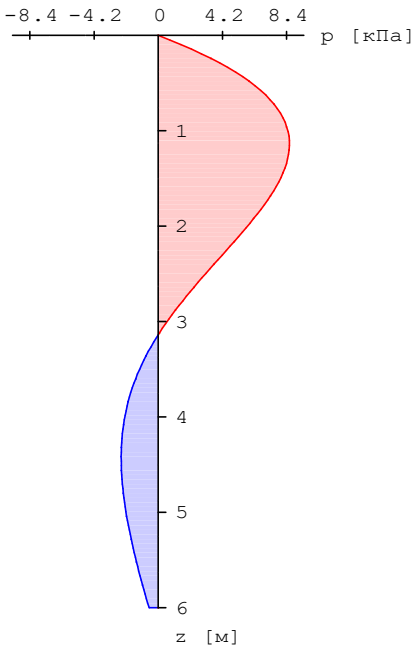
Коэффициент постели

| Слой | от z [м] | до z [м] | K [кН/м4] | $c_z$ = Kz [кН/м3] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 6.00 | 6000 | 0 - 36000 |

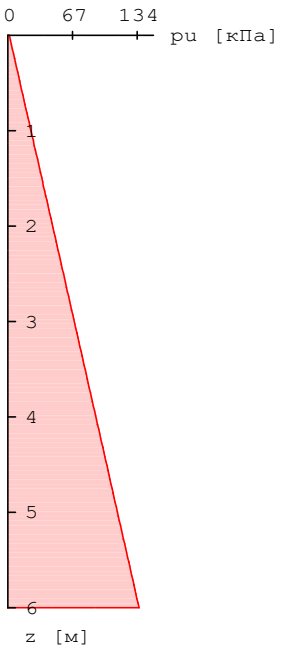
Условная ширина сваи $b_p$ = 1.5d + 50 = 95.0 см
Модуль упругости E = 32.50 ГПа
Жесткость сваи EI = 21.94 МНм2

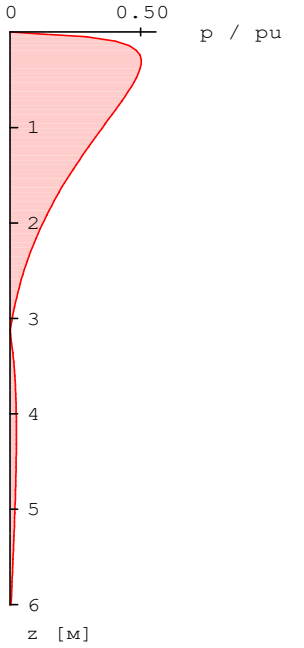
Коэффициент деформации $\alpha_\varepsilon$ = 0.764 1/м
при K = 6000 кН/м4
$l\alpha_\varepsilon$ = 4.58 -

Давление p




Предельное давление $p_u$






Коэффициенты в условии допустимости давления (Б.8)
$\eta_1$ = 1.0 $\eta_2$ = 0.400 $\xi$ = 0.6

$\eta_2$ определяется по формуле (Б.9) приложения Б при
n = 2.50 -
$M_c$ = 28.8 кНм $M_t$ = 0.0 кНм

Условие допустимости p / $p_u$ = 8.6 / 26.5 = **0.324** <= 1
при z = 0.85 / $\alpha_\varepsilon$ = 1.11 м

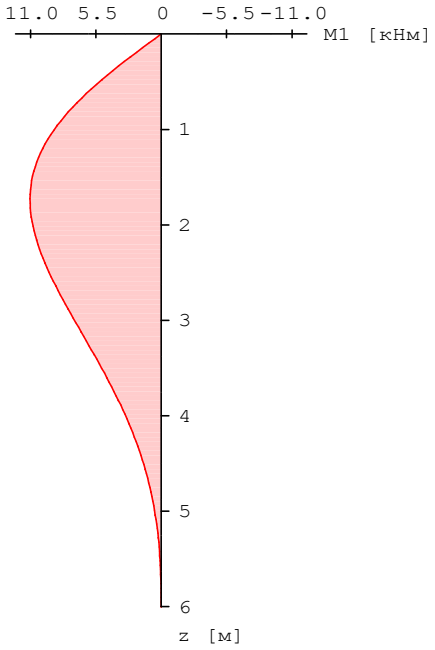
Примечание Проверка проведена для глубины, указанной в нормах

**Проверка прочности материала сваи**

Комбинация нагрузок

| N [кН] | Нагрузка(Коэффициент) |
|---|---|
| 88.0 | 1 (1.10) |

Изгибающий момент



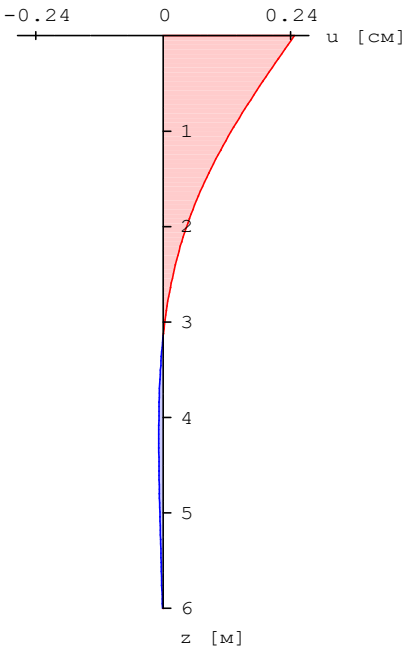

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Сжимающая сила | $N_0$ / $N_{0u}$ | = | 88.0 / 598.3 | = | **0.147** | <= 1 |
| Момент $M_1$ | $M_1$ / $M_{1u}$ | = | 11.0 / 75.0 | = | **0.147** | <= 1 |
| | | | при z | = | 1.73 | м |

**Проверка допустимости перемещения и угла поворота головы сваи**

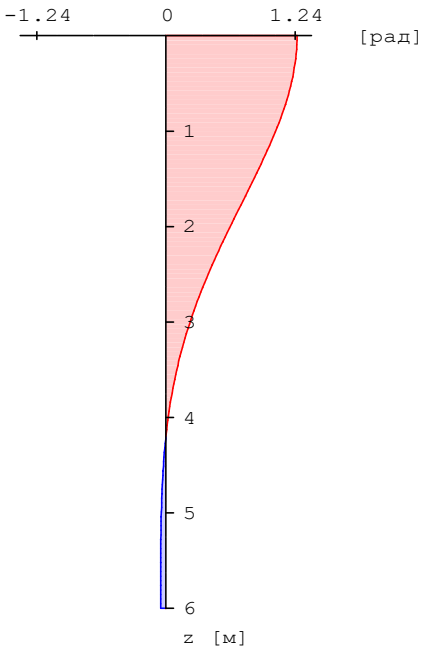
Комбинация нагрузок

| H [кН] | M [кНм] | Нагрузка(Коэффициент) |
|---|---|---|
| 10.0 | 0.0 | 1 (1.00) |

Перемещение u




Угол поворота ψ x 1000



Перемещение $u_0 / u_u$ = 0.25 / 5.00 = **0.049** <= 1

Угол поворота $\psi_0 / \psi_u$ = 0.0013 / 0.0100 = **0.126** <= 1

**Проверка трещиностойкости сваи**

Комбинация нагрузок

| Нагрузка(Коэффициент) |
|---|
| 1 (1.00) |

Усилия в свае

| z [м] | N [кН] | $M_1$ [кНм] | $M_2$ [кНм] |
|---|---|---|---|
| 1.73 | 80.0 | 10.0 | 0.0 |

Расчет по образованию трещин

| $N_{crc}$ [кН] | $M_{1,crc}$ [кНм] | $M_{2,crc}$ [кНм] | Трещины |
|---|---|---|---|
| 80.0 | 19.5 | 0.0 | **не образуются** |

**Работоспособность сваи обеспечена**

Расчет выполнен модулем 509 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t510 Подбор сваи

Свая

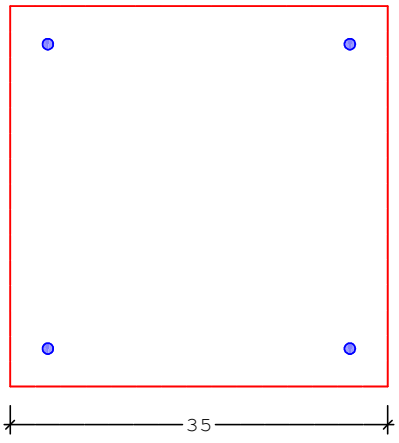
Вид сваи висячая забивная железобетонная свая

Ширина сечения сваи $d$ = 35 см

Длина сваи $l$ = 4.50 м

Арматура

Число стержней $n_s$ = 4 -
Диаметр стержней $d_s$ = 10 мм
Защитный слой бетона $a_з$ = 30 мм
Коэффициент армирования $\mu_s$ = 0.26 %




Стержни: 4 ϕ10
Защитный слой:
аз = 30 мм

Свая погружается молотом

Принимается шарнирное сопряжение сваи с ростверком

Глубина заложения ростверка
от поверхности рельефа $d_n$ = 3.00 м
от уровня планировки $d_0$ = 3.00 м

Грунт

| Слой | h [м] | Вид грунта |
|---|---|---|
| 1 | 15.00 | Песок средней крупности и плотности |

Удельный вес грунта выше уровня подошвы ростверка
нормативное значение $\gamma_{0n}$ = 20.0 кН/м3
расчётное значение $\gamma_0$ = 18.0 кН/м3

Удельный вес грунта

| Слой | W [%] | e [-] | $S_r$ [-] | $\gamma_s$ [кН/м3] | $\gamma$ [кН/м3] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 20.0 | 0.62 | 0.87 | 27.0 | 20.0 |

$e = (\gamma_s/\gamma)(1 + W/100) - 1$ - коэффициент пористости
$S_r = (\gamma_s/\gamma_w)W/(100e)$ - степень водонасыщения грунта
$\gamma_w$ = 10 кН/м3 - удельный вес воды

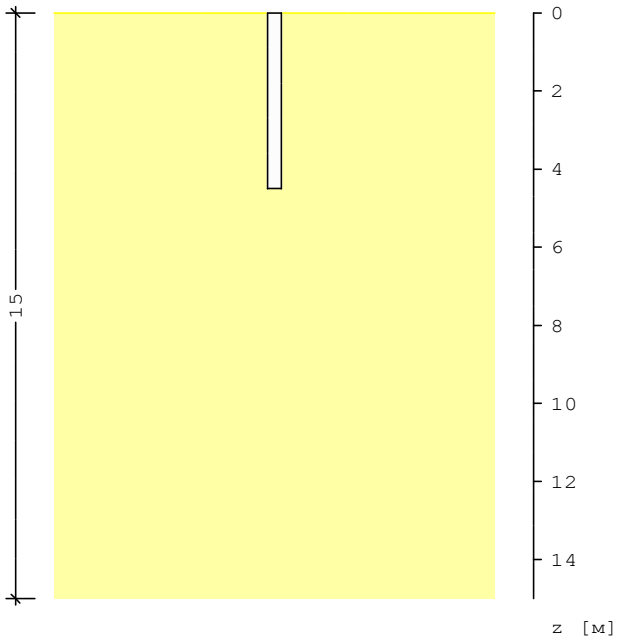
Коэффициенты надёжности

| $\gamma_{g(c)}$ | $\gamma_{g(\varphi)}$ | $\gamma_{g(\gamma)}$ |
|---|---|---|
| 1.50 | 1.10 | 1.10 |

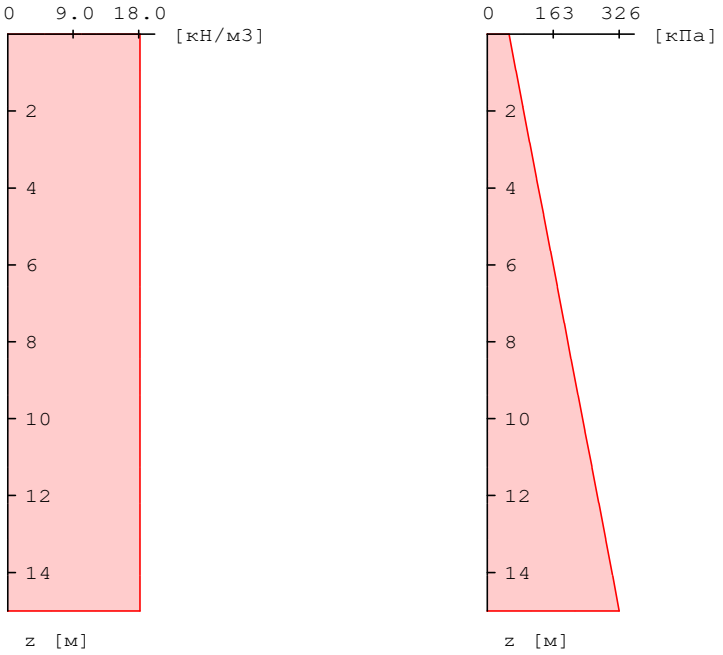
Характеристики грунта

| Слой | $c_{II}$ [кПа] | $\varphi_{II}$ [град] | $\gamma_{II}$ [кН/м3] | $c_I$ [кПа] | $\varphi_I$ [град] | $\gamma_I$ [кН/м3] | E [МПа] | $\nu$ [-] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 5.0 | 30.0 | 20.0 | 3.3 | 27.3 | 18.2 | 20.0 | 0.30 |

Схема геологического разреза




Удельный вес $\gamma_I$ Напряжение от веса $\sigma_{zg}$




Напряжение от веса грунта

| Слой | $z_1$ [м] | $z_2$ [м] | $\sigma_{zg1}$ [кПа] | $\sigma_{zg2}$ [кПа] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 15.00 | 54.0 | 326.7 |

Нагрузки

| № | Вид нагрузки | $\gamma_f$ | Группа | Знак |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Постоянная | 1.10 | | |

| № | N [кН] | $H_1$ [кН] | $H_2$ [кН] | $M_1$ [кНм] | $M_2$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 500.0 | 20.0 | | | |

Вес сваи $G$ = 13.78 кН
Коэффициент надёжности $\gamma_f$ = 1.10 -

Комбинации нагрузок

| К | Номера нагрузок и коэффициенты |
|---|---|
| 1 | 1 (1.10) |

Расчёт

Согласно СП 24.13330.2021, СП 63.13330.2018, СП 20.13330.2016

Бетон **В 25 (тяжелый)**
Коэффициент условий работы $\gamma_b$ = 0.900 -
Арматура **А500**
Сопротивление бетона $\gamma_b R_b$ = 13.05 МПа
Сопротивление арматуры $R_s$ = 435 МПа
$R_{sc}$ = 400 МПа

**Проверка прочности грунта основания сваи при сжимающей нагрузке**

Комбинация нагрузок

| N [кН] | Нагрузка(Коэффициент) |
|---|---|
| 550.0 | 1 (1.10) |

Сопротивление грунта под концом сваи
$R$ = 3.75 МПа
при глубине заложения $h$ = 7.50 м

Коэффициент условий работы $\gamma_{R,R}$ = 1.00 -

Сопротивление грунта на боковой поверхности сваи f

Сопротивление на боковой поверхности

| Слой | $z_1$ [м] | $z_2$ [м] | $\gamma_{R,f}$ [-] | $f_1$ [кПа] | $f_2$ [кПа] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 4.50 | 1.00 | 48.0 | 61.0 |

Площадь опирания на грунт A = 1225 см2
Периметр сечения сваи u = 140.0 см

Коэффициент условий работы сваи при сжатии
$\gamma_c$ = 1.00 -
Несущая способность сваи
$F_d = F_{dR} + F_{df}$ = 459.4 + 351.7 = 811.1 кН

Условие прочности $N_0\gamma_n\gamma_{c,g} / F_d$ =

565.2 * 1.00 * 1.40 / 811.1 = **0.975** <= 1

**Проверка допустимости давления на грунт боковой поверхностью сваи**

Комбинация нагрузок

| H [кН] | M [кНм] | Нагрузка(Коэффициент) |
|---|---|---|
| 22.0 | 0.0 | 1 (1.10) |

Коэффициент постели

| Слой | от z [м] | до z [м] | K [кН/м4] | $c_z$ [кН/м3] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 4.50 | 5067 | 0 - 22800 |

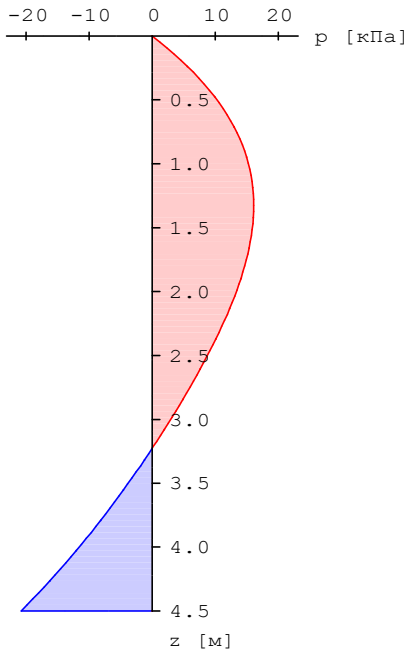
Примечание

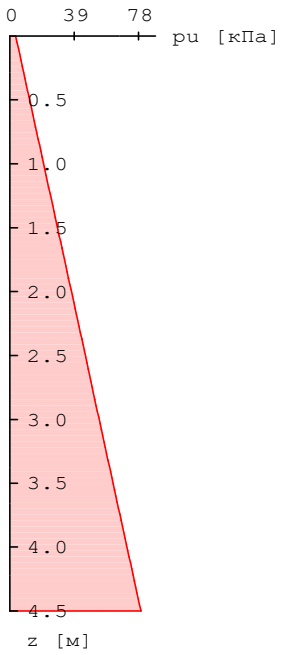
Коэффициент постели $c_z$ = Kz

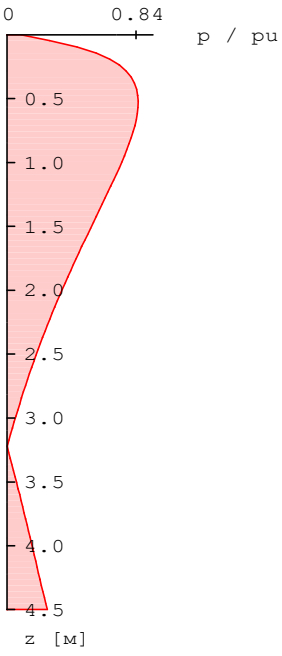
Условная ширина сваи $b_p = 1.5d + 50$ = 102.5 см
Модуль упругости E = 30.00 ГПа
Жёсткость сваи EI = 37.52 МНм2

Коэффициент деформации $\alpha_\varepsilon$ = 0.673 1/м
при K = 5067 кН/м4
$l\alpha_\varepsilon$ = 3.03 -

Давление p Предельное давление $p_u$




Давление на грунт

| z [м] | p [кПа] | $p_u$ [кПа] | $p/p_u$ [-] |
|---|---|---|---|
| 0.50 | 10.3 | 12.0 | 0.853 |
| 1.00 | 15.3 | 20.5 | 0.746 |
| 1.50 | 15.9 | 28.9 | 0.550 |
| 2.00 | 13.4 | 37.3 | 0.358 |
| 2.50 | 8.8 | 45.8 | 0.192 |
| 3.00 | 2.9 | 54.2 | 0.054 |
| 3.50 | -3.8 | 62.7 | 0.061 |
| 4.00 | -11.6 | 71.1 | 0.163 |
| 4.50 | -20.8 | 79.5 | 0.262 |

Коэффициенты в условии допустимости давления (Б.8)
$\eta_1$ = 1.0 $\eta_2$ = 0.400 $\xi$ = 0.6

$\eta_2$ определяется по формуле (Б.9) приложения Б при
n = 2.50 -
$M_c$ = 65.3 кНм $M_t$ = 0.0 кНм

Условие допустимости p / $p_u$ = 16.1 / 24.9 = **0.646** <= 1
при z = 0.85 / $\alpha_\varepsilon$ = 1.26 м

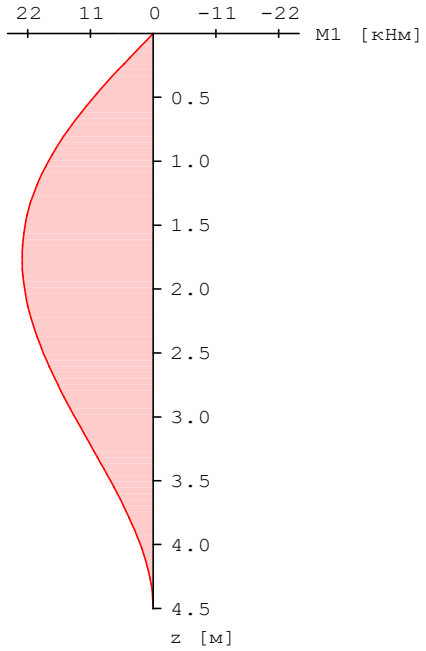
Примечание Проверка проведена для глубины, указанной в нормах

**Проверка прочности материала сваи**

Комбинация нагрузок

| N [кН] | Нагрузка(Коэффициент) |
|---|---|
| 550.0 | 1 (1.10) |

Изгибающий момент




Изгибающие моменты

| z [м] | $M_1$ [кНм] | $M_2$ [кНм] |
|---|---|---|
| 0.00 | 0.0 | 0.0 |
| 0.50 | 10.4 | 0.0 |
| 1.00 | 18.4 | 0.0 |
| 1.50 | 22.5 | 0.0 |
| 2.00 | 22.5 | 0.0 |
| 2.50 | 19.3 | 0.0 |
| 3.00 | 13.7 | 0.0 |
| 3.50 | 7.5 | 0.0 |
| 4.00 | 2.2 | 0.0 |
| 4.50 | -0.0 | -0.0 |

Сжимающая сила $N_0$ / $N_{0u}$ = 550.0 / 1279 = **0.430** <= 1

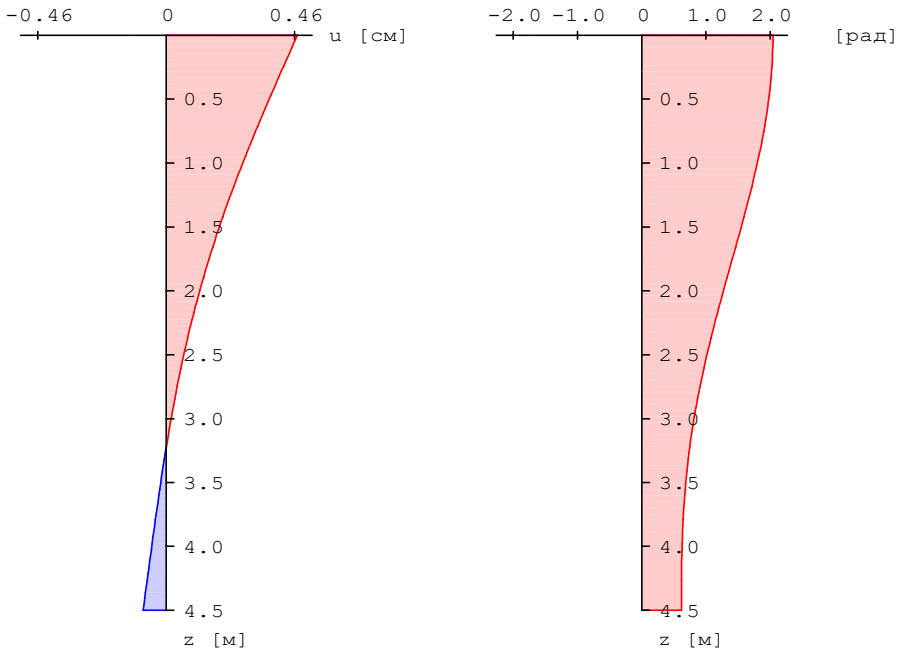
Момент $M_1$ $M_1$ / $M_{1u}$ = 23.0 / 53.4 = **0.430** <= 1
при z = 1.75 м

**Проверка допустимости перемещения и угла поворота головы сваи**

Комбинация нагрузок

| H [кН] | M [кНм] | Нагрузка(Коэффициент) |
|---|---|---|
| 20.0 | 0.0 | 1 (1.00) |

Перемещение u  Угол поворота ψ x 1000




Перемещение $u_0 / u_u$ = 0.47 / 5.00 = **0.094** <= 1

Угол поворота $\psi_0 / \psi_u$ = 0.0020 / 0.0050 = **0.408** <= 1

**Проверка трещиностойкости сваи**

Проверка не требуется, так как отсутствует зона растяжения

**Проверка допустимости осадки сваи**

Комбинация нагрузок

| N [кН] | Нагрузка(Коэффициент) |
|---|---|
| 500.0 | 1 (1.00) |

Расчётный диаметр сваи d = 39.5 см

Модули сдвига и коэфф. Пуассона

| $G_1$ [МПа] | $\nu_1$ [-] | $G_2$ [МПа] | $\nu_2$ [-] |
|---|---|---|---|
| 7.69 | 0.30 | 7.69 | 0.30 |

Расчётная нагрузка N = 513.8 кН

Параметр $\kappa = G_1 l / G_2 d$ = 12.86 -

Осадка сваи (7.34) $s = \beta N / G_1 l$ = 0.81 см

$\beta$ = 0.544 -

Условие допустимости $s / s_u$ = 0.81 / 5.0 = **0.162** <= 1

**Работоспособность сваи обеспечена**

Расчет выполнен модулем 510 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t511 Свая в вечномерзлом грунте

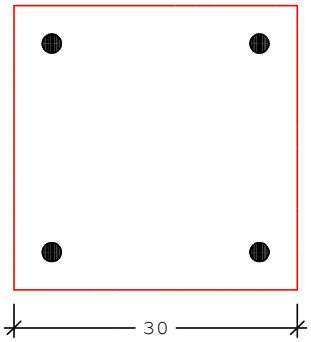
Свая

Вид сваи — буроопускная железобетонная свая

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Ширина сечения сваи | d | = | **30** | см |
| Длина сваи | l | = | **10.00** | м |
| Длина верхней части сваи | $l_o$ | = | **1.50** | м |

Арматура

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Число стержней | $n_s$ | = | 4 | - |
| Диаметр стержней | $d_s$ | = | 20 | мм |
| Защитный слой бетона | $a_з$ | = | 30 | мм |




Стержни: 4 ⌀20
Защитный слой:
аз = 30 мм

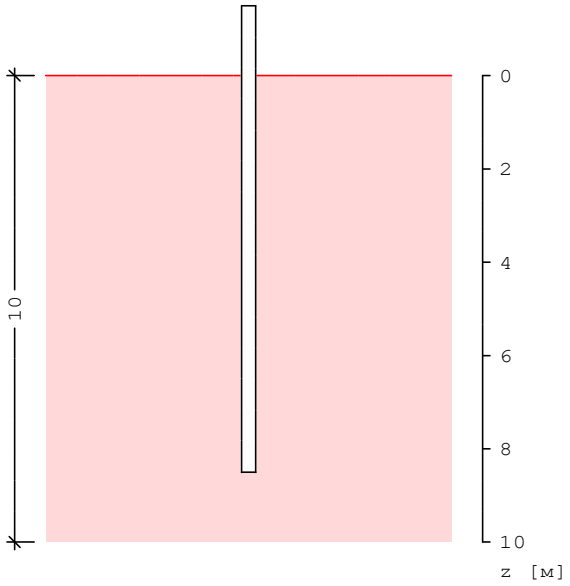
Принимается шарнирное сопряжение сваи с ростверком

Грунт

| Слой | Название слоя | h [м] | Вид грунта |
|---|---|---|---|
| 1 | грунт 1 | 10.00 | Супесь |

Грунт континентального типа засоления

Схема геологического разреза

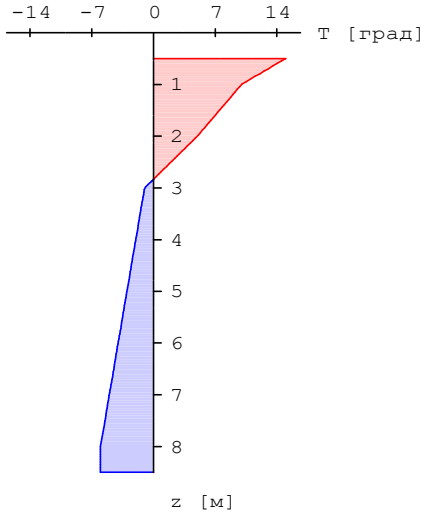



Характеристики грунта

| Слой | $\rho_s$ [кг/м3] | $\rho$ [кг/м3] | $\rho_d$ [кг/м3] | $W_{tot}$ [%] | $W_m$ [%] | $W_p$ [%] | $I_p$ [%] | $D_{sal}$ [%] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 2700 | 1800 | 1636 | 10.0 | 5.0 | 5.0 | 5.0 | 0.005 |

Температура грунта

| z [м] | T [°C] | z [м] | T [°C] | z [м] | T [°C] |
|---|---|---|---|---|---|
| 0.50 | 15.00 | 1.00 | 10.00 | 2.00 | 5.00 |
| 3.00 | -1.00 | 4.00 | -2.00 | 5.00 | -3.00 |
| 6.00 | -4.00 | 7.00 | -5.00 | 8.00 | -6.00 |




Глубина оттаивания грунта $d_{th}$ = **2.86** м

Температура при z = $d_{th}$ T = -0.17 °C

Средняя по глубине температура мерзлого грунта $T_{cp}$ = -3.65 °C

Нагрузки

| № | Вид нагрузки | $\gamma_f$ | Группа |
|---|---|---|---|
| 1 | Постоянная | 1.10 | |

| № | N [кН] | $H_1$ [кН] | $H_2$ [кН] | $M_1$ [кНм] | $M_2$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 200.0 | 5.0 | 5.0 | | |

Вес сваи G = 22.5 кН
Коэффициент надежности $\gamma_f$ = 1.10 -

Расчет

Согласно СП 25.13330.2020, СП 63.13330.2018, СП 20.13330.2016

Грунт используется в мерзлом состоянии (принцип I)

Бетон **B 25 (тяжелый)**
Коэффициент условий работы $\gamma_b$ = 0.900 -
Арматура **A500**
Сопротивление бетона $\gamma_b R_b$ = 13.05 МПа
Сопротивление арматуры $R_s$ = 435 МПа
$R_{sc}$ = 400 МПа

**Определение температурного коэффициента согласно приложению П**

Среднегодовая температура мерзлого грунта $T_0$ = -5.00 °C

Амплитуда колебаний температуры воздуха A = 30.00 °C

Среднеквадратическое отклонение средней температуры воздуха $\sigma$ = 5.00 °C

Число лет эксплуатации $\tau$ = 50 -

Данные для определения температурного коэффициента $\gamma_t$ по формуле (П.1)

$\gamma_t = 1.15(1 + \nu^2) - 1.61\nu[\ln(\tau/\nu)]^{1/2}$
$\nu = 0.45[(T_{bf} - T_0')/A]^{1/3}\sigma D_e/[T_{bf} - T_e - 0.24(T_{bf} - T_e)^{1/2}]$

| z' [м] | $C_f \cdot 10^{-6}$ [Дж/(м³°C)] | $\lambda_f$ [Вт/(м°C)] | $T_{bf}$ [°C] | $T_0'$ [°C] | $D_e$ [-] | $T_e$ [°C] | $\nu$ [-] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 5.64 | 1.781 | 1.338 | -0.17 | -5.00 | 0.640 | -3.65 | 0.258 |

$C_f$, $\lambda_f$ - средние по глубине характеристики грунта
$T_0' = T_0 + \Delta T$ согласно (Д.1а), $\Delta T$ принимается по табл.Д.2
$T_e = T_{cp}$

Температурный коэффициент $\gamma_t$ = **0.272** -

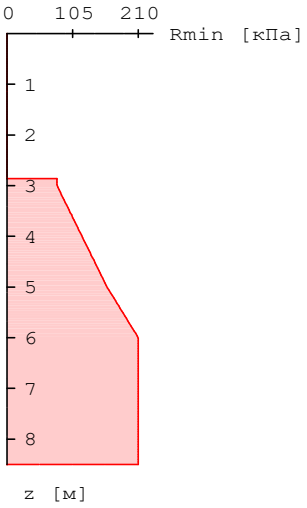
**Проверка прочности грунта основания сваи**

Комбинация нагрузок

| N [кН] | Нагрузка(Коэффициент) |
|---|---|
| 220.0 | 1 (1.10) |

Сопротивление грунта нормальному давлению
по таблице В.5 R = 1376 кПа
при глубине погружения z' = 5.64 м
T = -6.00 °C

Сопротивление сдвигу $R_{min} = \min(R_{af}, R_{sh})$




Сопротивление сдвигу

| Слой | $z_1$ [м] | $z_2$ [м] | $T_1$ [°C] | $T_2$ [°C] | $R_{min,1}$ [кПа] | $R_{min,2}$ [кПа] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 2.86 | 8.50 | -0.17 | -6.00 | 80.0 | 210.0 |

Значения $R_{af}$ принимаются по табл. В.6
Значения $R_{sh}$ принимаются по табл. В.6

Суммарная сила сопротивления сдвигу
$u\Sigma R_{min,i} h_i$ =1153.2 кН

Коэффициент условий работы $\gamma_c$ = 1.00 -

Несущая способность сваи
$F_u = F_{uR} + F_{uRmin}$ = 33.7 + 313.9 = 347.6 кН

Условие прочности $F\gamma_n / F_u$ = 244.8 ·1.10 / 347.6 = **0.775** <= 1

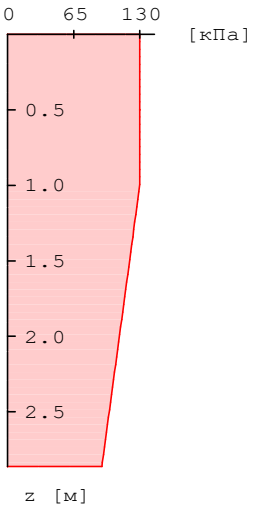
**Проверка устойчивости сваи при морозном пучении**

Комбинация нагрузок

| N [кН] | Нагрузка(Коэффициент) |
|---|---|
| 220.0 | 1 (1.10) |

Расчетная нагрузка $F = 0.9 \cdot (N + G) = 218.3$ кН

Силы пучения $\tau_{fh}$




Силы пучения

| Слой | $z_1$ [м] | $z_2$ [м] | $I_L$ [-] | $S_r$ [-] | $\tau_{fh,1}$ [кПа] | $\tau_{fh,2}$ [кПа] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 2.86 | 1.00 | 0.42 | 130.0 | 92.8 |

Силы пучения принимаются по табл.7.8

Суммарная сила пучения $F_{fh} = 405$ кН
Суммарная удерживающая сила $F_r = 1153$ кН

Условие устойчивости $\gamma_n \cdot (F_{fh} - F) / F_r = \mathbf{0.178} <= 1$

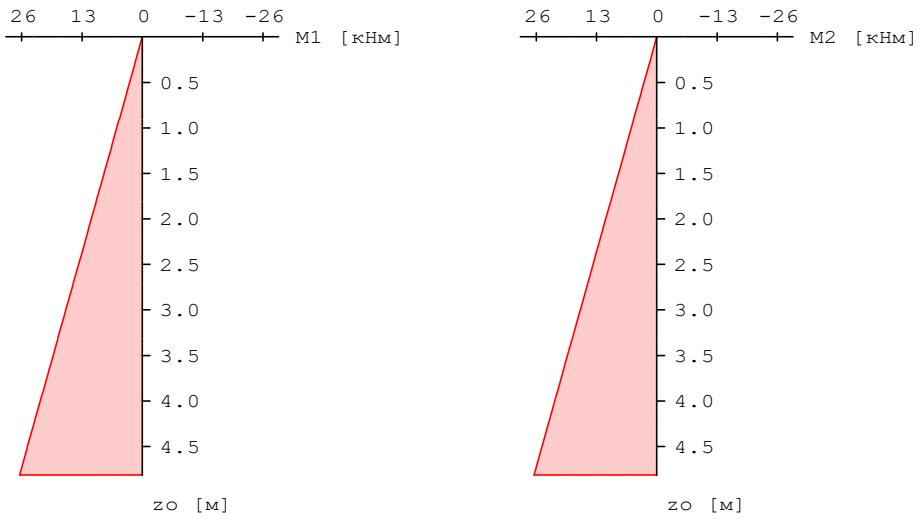
**Проверка прочности материала сваи согласно СП 63**

Комбинация нагрузок

| Нагрузка(Коэффициент) |
|---|
| 1 (1.10) |

Изгибная длина сваи $l_1 = l_o + d_{th} + 1.5d = 4.81$ м

Изгибающие моменты



Усилия

| $z_0$ [м] | N [кН] | $M_1$ [кНм] | $M_2$ [кНм] | $N_{дл}$ [кН] | $M_{1дл}$ [кНм] | $M_{2дл}$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 4.81 | 220.0 | 26.5 | 26.5 | 220.0 | 26.5 | 26.5 |

Координата $z_0$ отсчитывается от подошвы ростверка

Расчетная длина сваи $l_0$ = 9.62 м

Жесткости $E_b I$ = 20.25 МНм2
$E_s I_s$ = 3.04 МНм2

Расчетные моменты

| Пл. | $\delta_e$ | $\varphi_1$ | D [МНм2] | $N_{cr}$ [кН] | $\eta$ | $\eta$*M [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.401 | 2.000 | 4.30 | 458 | 1.926 | 51.0 |
| 2 | 0.401 | 2.000 | 4.30 | 458 | 1.926 | 51.0 |

Условия прочности

$N / N_u$ = 220.0 / 224.3 = **0.981** <= 1

$M_1 / M_{1u}$ = 51.0 / 52.0 = **0.981** <= 1

$M_2 / M_{2u}$ = 51.0 / 52.0 = **0.981** <= 1

**Проверка трещиностойкости сваи**

Комбинация нагрузок

| Нагрузка(Коэффициент) |
|---|
| 1 (1.00) |

Усилия

| $z_0$ [м] | N [кН] | $M_1$ [кНм] | $M_2$ [кНм] | $N_{дл}$ [кН] | $M_{1дл}$ [кНм] | $M_{2дл}$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 4.81 | 200.0 | 24.1 | 24.1 | 200.0 | 24.1 | 24.1 |

Расчет по образованию трещин

| $N_{crc}$ [кН] | $M_{1,crc}$ [кНм] | $M_{2,crc}$ [кНм] | Трещины |
|---|---|---|---|
| 200.0 | 15.3 | 15.3 | образуются |

Непродолж. раскрытие $a_{c1} / a_{c1,u}$ = 0.118 / 0.300 = **0.395** <= 1

Продолж. раскрытие $a_{c2} / a_{c2,u}$ = 0.118 / 0.200 = **0.592** <= 1

**Работоспособность сваи обеспечена**

Расчет выполнен модулем 511 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t512 Короткая железобетонная свая

Свая

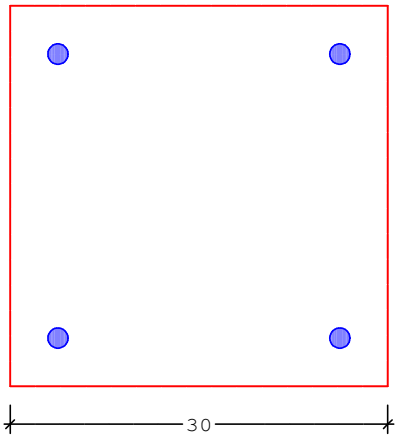
Вид сваи висячая забивная железобетонная свая

Ширина сечения сваи d = 30 см

Длина сваи l = 3.00 м

Арматура

Число стержней $n_s$ = 4 -
Диаметр стержней $d_s$ = 16 мм
Защитный слой бетона $a_з$ = 30 мм




Стержни: 4 Ф16
Защитный слой:
аз = 30 мм

Свая погружается молотом

Принимается шарнирное сопряжение сваи с ростверком

Грунт

| Слой | h [м] | Вид грунта |
|---|---|---|
| 1 | 5.00 | Суглинок тугопластичный |

Удельный вес грунта

| Слой | W [%] | e [-] | $S_r$ [-] | $\gamma_s$ [кН/м3] | $\gamma$ [кН/м3] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 10.0 | 0.38 | 0.67 | 25.0 | 20.0 |

$e = (\gamma_s/\gamma)(1 + W/100) - 1$ - коэффициент пористости
$S_r = (\gamma_s/\gamma_w)W/(100e)$ - степень водонасыщения грунта
$\gamma_w = 10$ кН/м3 - удельный вес воды

Консистенция глинистого грунта

| Слой | $W_p$ [%] | $W_L$ [%] | $I_p$ [%] | $I_L$ [-] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 5.0 | 15.0 | 10.0 | 0.50 |

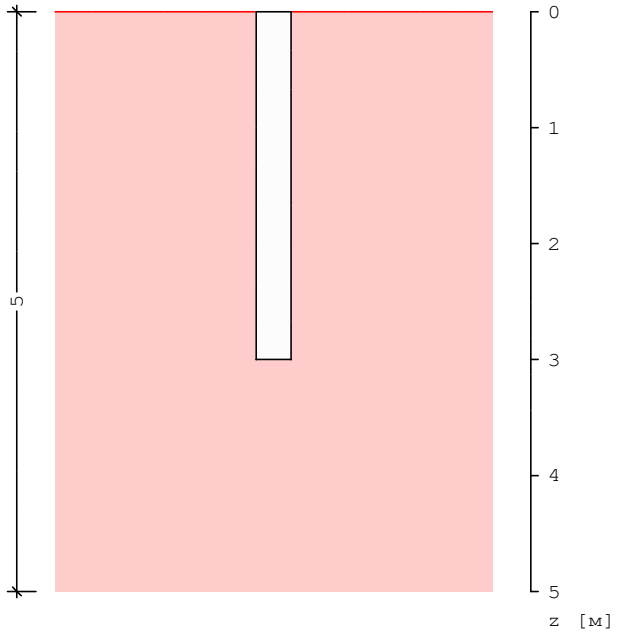
Коэффициенты надёжности

| $\gamma_{g(c)}$ | $\gamma_{g(\varphi)}$ | $\gamma_{g(\gamma)}$ |
|---|---|---|
| 1.50 | 1.15 | 1.10 |

Характеристики грунта

| Слой | $c_{II}$ [кПа] | $\varphi_{II}$ [град] | $\gamma_{II}$ [кН/м3] | $c_I$ [кПа] | $\varphi_I$ [град] | $\gamma_I$ [кН/м3] | E [МПа] | $\nu$ [-] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 5.0 | 35.0 | 20.0 | 3.3 | 30.4 | 18.2 | 20.0 | 0.35 |

Схема геологического разреза




Нагрузки

| № | Вид нагрузки | $\gamma_f$ | Группа | Знак |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Постоянная | 1.10 | | |

| № | N [кН] | $H_1$ [кН] | $H_2$ [кН] | $M_1$ [кНм] | $M_2$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 100.0 | | | | |

Вес сваи $G$ = 6.8 кН
Коэффициент надёжности $\gamma_f$ = 1.10 -

Расчет

Согласно СП 24.13330.2021, СП 63.13330.2018, СП 20.13330.2016

Бетон **В 25 (тяжелый)**
Коэффициент условий работы $\gamma_b$ = 0.900 -
Арматура **А500**
Сопротивление бетона $\gamma_b R_b$ = 13.05 МПа
Сопротивление арматуры $R_s$ = 435 МПа
$R_{sc}$ = 400 МПа

**Проверка прочности грунта основания сваи при сжимающей нагрузке**

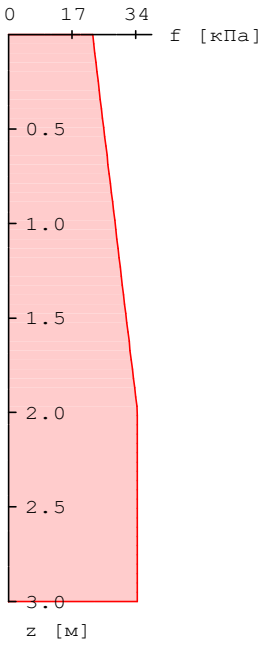
Комбинация нагрузок

| N [кН] | Нагрузка(Коэффициент) |
|---|---|
| 110.0 | 1 (1.10) |

Сопротивление грунта под концом сваи по таблице 7.21 $R$ = 1.600 МПа

Коэффициент условий работы $\gamma_{R,R}$ = 1.00 -

Сопротивление грунта на боковой поверхности сваи f




Сопротивление на боковой поверхности по табл. 7.22

| Слой | $z_1$ [м] | $z_2$ [м] | $\gamma_{R,f}$ [-] | $f_1$ [кПа] | $f_2$ [кПа] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 3.00 | 1.00 | 22.5 | 34.5 |

Коэффициент условий работы сваи при сжатии
$\gamma_c$ = 1.00 -

Несущая способность сваи
$F_d = F_{dR} + F_{df}$ = 144.0 + 109.8 = 253.8 кН

Условие прочности $N_0\gamma_n\gamma_{c,g} / F_d$ =

117.4 * 1.00 * 1.40 / 253.8 = **0.648** <= 1

**Проверка прочности материала сваи**

Комбинация нагрузок

| N [кН] | Нагрузка(Коэффициент) |
|---|---|
| 110.0 | 1 (1.10) |

Сжимающая сила $N_0 / N_{0u}$ = 117.4 / 1496 = **0.078** <= 1

**Проверка допустимости осадки сваи**

Комбинация нагрузок

| N [кН] | Нагрузка(Коэффициент) |
|---|---|
| 100.0 | 1 (1.00) |

Расчетный диаметр сваи d = 33.9 см

Модули сдвига и коэфф. Пуассона

| $G_1$ [МПа] | $\nu_1$ [-] | $G_2$ [МПа] | $\nu_2$ [-] |
|---|---|---|---|
| 7.41 | 0.35 | 7.41 | 0.35 |

Расчетная нагрузка N = 106.8 кН

Параметр $\kappa = G_1 l / G_2 d$ = 10.00 -

Осадка сваи (7.34) $s = \beta N / G_1 l$ = 0.23 см
$\beta$ = 0.481 -

Условие допустимости $s / s_u$ = 0.23 / 8.0 = **0.029** <= 1

**Работоспособность сваи обеспечена**

Расчет выполнен модулем 512 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t513 Забивная свая опоры ЛЭП

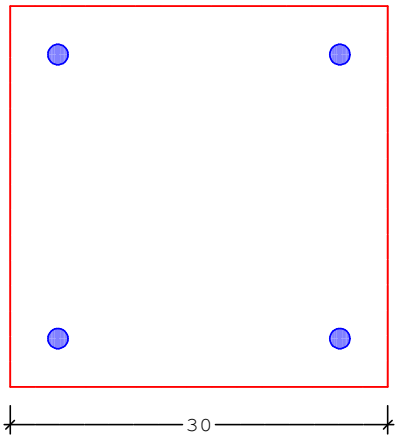
Опора ЛЭП — промежуточная нормальная

Размеры сваи

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Ширина сечения | d | = | 30 | см |
| Длина | l | = | 5.00 | м |

Арматура

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Число стержней | $n_s$ | = | 4 | - |
| Диаметр стержней | $d_s$ | = | 16 | мм |
| Защитный слой бетона | аз | = | 30 | мм |




Стержни: 4 ϕ16
Защитный слой:
аз = 30 мм

Свая погружается молотом

Принимается шарнирное сопряжение сваи с ростверком

Грунт

| Слой | h [м] | Вид грунта |
|---|---|---|
| 1 | 10.00 | Суглинок тугопластичный |

Удельный вес грунта

| Слой | W [%] | e [-] | $S_r$ [-] | $\gamma_s$ [кН/м3] | $\gamma$ [кН/м3] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 10.0 | 0.38 | 0.67 | 25.0 | 20.0 |

$e = (\gamma_s/\gamma)(1 + W/100) - 1$ - коэффициент пористости
$S_r = (\gamma_s/\gamma_w)W/(100e)$ - степень водонасыщения грунта
$\gamma_w$ = 10 кН/м3 - удельный вес воды

Консистенция глинистого грунта

| Слой | $W_p$ [%] | $W_L$ [%] | $I_p$ [%] | $I_L$ [-] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 5.0 | 15.0 | 10.0 | 0.50 |

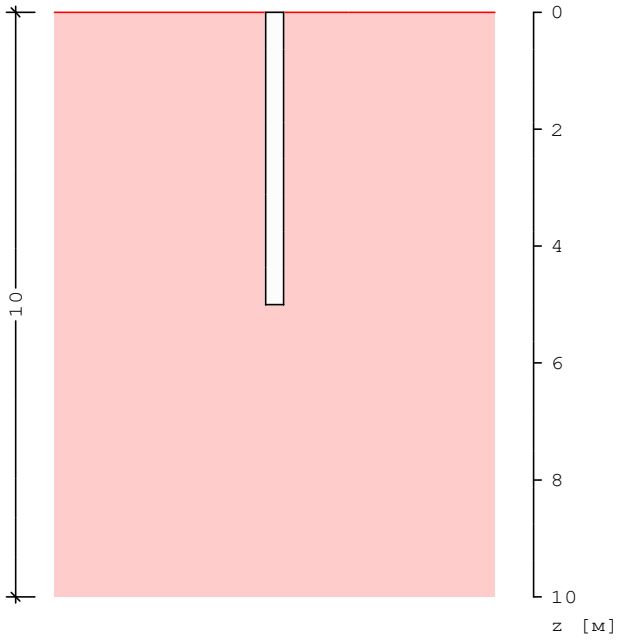
Коэффициенты надёжности

| $\gamma_{g(c)}$ | $\gamma_{g(\varphi)}$ | $\gamma_{g(\gamma)}$ |
|---|---|---|
| 1.50 | 1.15 | 1.10 |

Характеристики грунта

| Слой | $c_{II}$ [кПа] | $\varphi_{II}$ [град] | $\gamma_{II}$ [кН/м3] | $c_I$ [кПа] | $\varphi_I$ [град] | $\gamma_I$ [кН/м3] | E [МПа] | $\nu$ [-] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 10.0 | 30.0 | 20.0 | 6.7 | 26.1 | 18.2 | 20.0 | 0.35 |

Схема геологического разреза




Нагрузки

| № | Вид нагрузки | γf | Группа | Знак |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Постоянная | 1.10 | | |

| № | N [кН] | $H_1$ [кН] | $H_2$ [кН] | $M_1$ [кНм] | $M_2$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 100.0 | | | | |

Вес сваи $G = 11.2$ кН
Коэффициент надежности $\gamma_f = 1.10$ -

Расчет

Согласно СП 24.13330.2021, СП 63.13330.2018, СП 20.13330.2016

Бетон **В 25 (тяжелый)**
Коэффициент условий работы $\gamma_b = 0.900$ -
Арматура **А500**
Сопротивление бетона $\gamma_b R_b = 13.05$ МПа
Сопротивление арматуры $R_s = 435$ МПа
$R_{sc} = 400$ МПа

**Проверка прочности грунта основания сваи при сжимающей нагрузке**

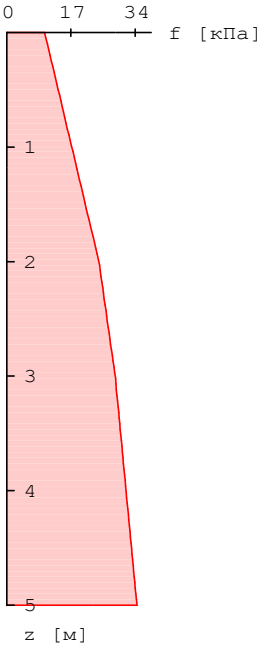
Комбинация нагрузок

| N [кН] | Нагрузка(Коэффициент) |
|---|---|
| 110.0 | 1 (1.10) |

Сопротивление грунта под концом сваи
$R = 1.30$ МПа

Коэффициент условий работы $\gamma_{R,R} = 1.00$ -

Сопротивление грунта на боковой поверхности сваи f




Сопротивление на боковой поверхности

| Слой | $z_1$ [м] | $z_2$ [м] | $\gamma_{R,f}$ [-] | $\gamma_{R,f1}$ [-] | $f_1$ [кПа] | $f_2$ [кПа] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 5.00 | 1.00 | 1.00 | 10.1 | 34.5 |

$\gamma_{R,f1}$ - дополнительный коэффициент условий работы

Примечание: Значение f увеличивается на 15% для супесей и суглинков при e < 0.5 и для глин при e < 0.6

Примечание: Значение f увеличивается на 25% для глинистых грунтов при $I_L$ >= 0.3

Коэффициент условий работы сваи при сжатии
$\gamma_c$ = 1.20 -

Несущая способность сваи
$F_d = F_{dR} + F_{df}$ = 140.4 + 179.1 = 319.5 кН

Условие прочности: $N_0 \gamma_n \gamma_{c,g} / F_d$ =

122.4 * 1.00 * 1.40 / 319.5 = **0.536** <= 1

**Проверка прочности материала сваи**

Комбинация нагрузок

| N [кН] | Нагрузка(Коэффициент) |
|---|---|
| 110.0 | 1 (1.10) |

Сжимающая сила: $N_0 / N_{0u}$ = 122.4 / 1496 = **0.082** <= 1

**Проверка допустимости осадки сваи**

Комбинация нагрузок

| N [кН] | Нагрузка(Коэффициент) |
|---|---|
| 100.0 | 1 (1.00) |

Расчетный диаметр сваи d = 33.9 см

Модули сдвига и коэфф. Пуассона

| $G_1$ [МПа] | $\nu_1$ [-] | $G_2$ [МПа] | $\nu_2$ [-] |
|---|---|---|---|
| 7.41 | 0.35 | 7.41 | 0.35 |

Расчетная нагрузка N = 111.2 кН

Параметр $\kappa = G_1 l / G_2 d$ = 16.67 -

Осадка сваи (7.34) $s = \beta N/G_1 l$ = 0.18 см
$\beta$ = 0.589 -

Условие допустимости $s / s_u$ = 0.18 / 5.0 = **0.035** <= 1

**Работоспособность сваи обеспечена**

Расчет выполнен модулем 513 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t514 Забивная свая при высоком ростверке

Свая

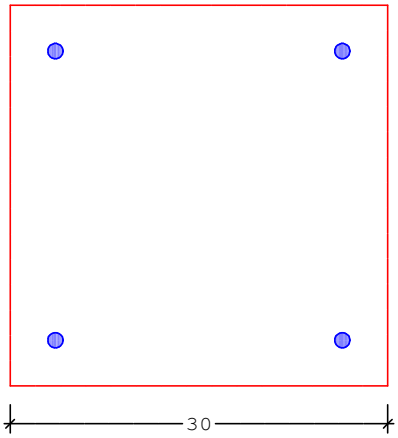
Вид сваи висячая забивная железобетонная свая

Ширина сечения сваи d = 30 см

Длины частей сваи $l_0$ = 1.00 м
l = 5.00 м

Арматура

Число стержней $n_s$ = 4 -
Диаметр стержней $d_s$ = 12 мм
Защитный слой бетона $a_з$ = 30 мм




Стержни: 4 ϕ12
Защитный слой:
аз = 30 мм

Свая погружается молотом

Принимается шарнирное сопряжение сваи с ростверком

Грунт

| Слой | h [м] | Вид грунта |
|---|---|---|
| 1 | 10.00 | Суглинок полутвердый |

Удельный вес грунта

| Слой | W [%] | e [-] | $S_r$ [-] | $\gamma_s$ [кН/м3] | $\gamma$ [кН/м3] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 5.0 | 0.31 | 0.40 | 25.0 | 20.0 |

$e = (\gamma_s/\gamma)(1 + W/100) - 1$ - коэффициент пористости
$S_r = (\gamma_s/\gamma_w)W/(100e)$ - степень водонасыщения грунта
$\gamma_w$ = 10 кН/м3 - удельный вес воды

Консистенция глинистого грунта

| Слой | $W_p$ [%] | $W_L$ [%] | $I_p$ [%] | $I_L$ [-] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 5.0 | 15.0 | 10.0 | 0.00 |

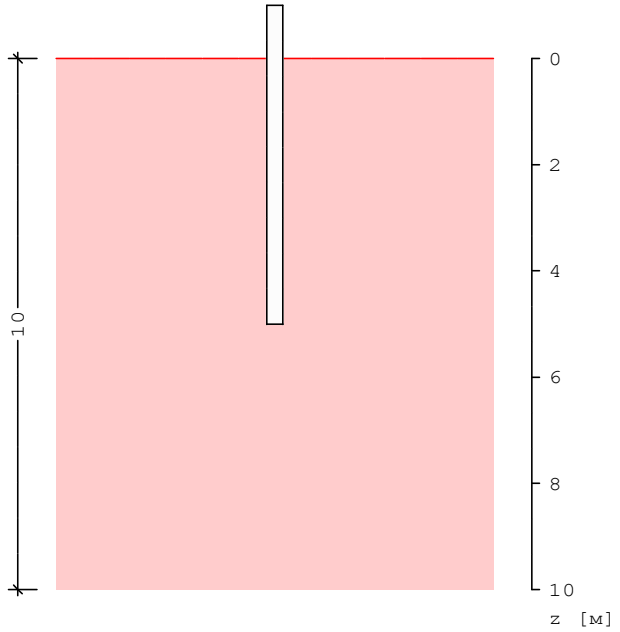
Коэффициенты надёжности

| $\gamma_{g(c)}$ | $\gamma_{g(\varphi)}$ | $\gamma_{g(\gamma)}$ |
|---|---|---|
| 1.50 | 1.15 | 1.10 |

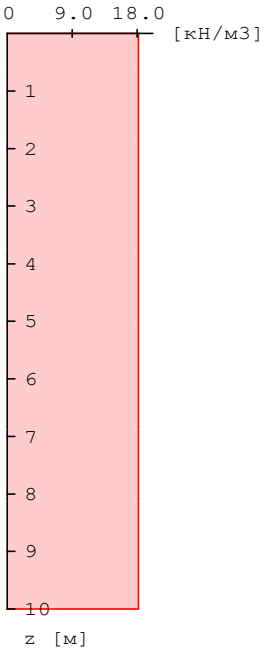
Характеристики грунта

| Слой | $c_{II}$ [кПа] | $\varphi_{II}$ [град] | $\gamma_{II}$ [кН/м3] | $c_I$ [кПа] | $\varphi_I$ [град] | $\gamma_I$ [кН/м3] | E [МПа] | $\nu$ [-] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 5.0 | 30.0 | 20.0 | 3.3 | 26.1 | 18.2 | 20.0 | 0.35 |

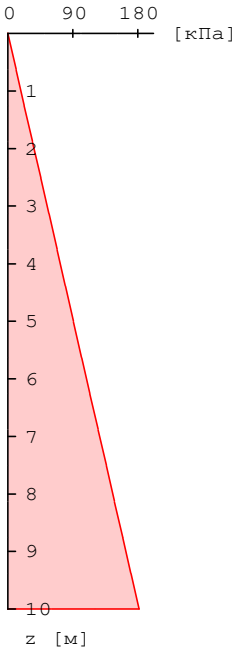
Схема геологического разреза




Удельный вес $\gamma_I$




Напряжение от веса $\sigma_{zg}$



Напряжение от веса грунта

| Слой | $z_1$ [м] | $z_2$ [м] | $\sigma_{zg1}$ [кПа] | $\sigma_{zg2}$ [кПа] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 10.00 | 0.0 | 181.8 |

Нагрузки

| № | Вид нагрузки | $\gamma_f$ | Группа | Знак |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Постоянная | 1.10 | | |

| № | N [кН] | $H_1$ [кН] | $H_2$ [кН] | $M_1$ [кНм] | $M_2$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 100.0 | | | | |

Вес сваи $G = 13.5$ кН
Коэффициент надежности $\gamma_f = 1.10$ -

Расчет

Согласно СП 24.13330.2021, СП 63.13330.2018, СП 20.13330.2016

Бетон **В 25 (тяжелый)**
Коэффициент условий работы $\gamma_b = 0.900$ -
Сопротивление бетона $\gamma_b R_b = 13.05$ МПа
Для бетона применяется трехлинейная диаграмма

Арматура **A500**
Сопротивление арматуры $R_s = 435$ МПа
$R_{sc} = 400$ МПа

Примечание

Координата $z_0$ отсчитывается от подошвы ростверка
Координата z отсчитывается от поверхности грунта

**Проверка прочности грунта основания сваи при сжимающей нагрузке**

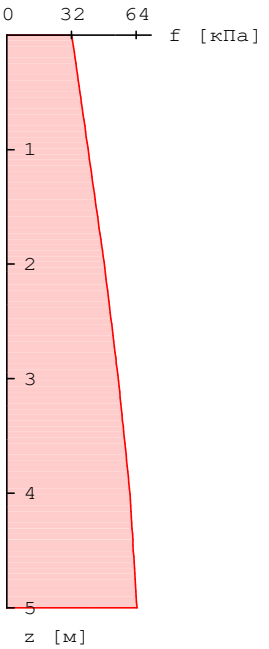
Комбинация нагрузок

| N [кН] | Нагрузка(Коэффициент) |
|---|---|
| 110.0 | 1 (1.10) |

Сопротивление грунта под концом сваи
$R = 8.80$ МПа
при глубине заложения $h = 5.00$ м

Коэффициент условий работы $\gamma_{R,R} = 1.00$ -

Сопротивление грунта на боковой поверхности сваи f



Сопротивление на боковой поверхности

| Слой | $z_1$ [м] | $z_2$ [м] | $\gamma_{R,f}$ [-] | $f_1$ [кПа] | $f_2$ [кПа] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 5.00 | 1.00 | 32.2 | 64.4 |

Примечание: Значение f увеличивается на 15% для супесей и суглинков при e < 0.5 и для глин при e < 0.6

Коэффициент условий работы сваи при сжатии $\gamma_c$ = 1.00 -

Несущая способность сваи

$F_d = F_{dR} + F_{df}$ = 792 + 304 = 1096 кН

Условие прочности $N_0\gamma_n\gamma_{c,g} / F_d$ =

124.9 * 1.00 * 1.40 / 1096 = **0.160** <= 1

**Проверка прочности материала сваи**

Комбинация нагрузок

| N [кН] | Нагрузка(Коэффициент) |
|---|---|
| 110.0 | 1 (1.10) |

Сжимающая сила $N_0 / N_{0u}$ = 124.9 / 1355 = **0.092** <= 1

**Проверка допустимости осадки сваи**

Комбинация нагрузок

| N [кН] | Нагрузка(Коэффициент) |
|---|---|
| 100.0 | 1 (1.00) |

Расчетный диаметр сваи d = 33.9 см

Модули сдвига и коэфф. Пуассона

| $G_1$ [МПа] | $\nu_1$ [-] | $G_2$ [МПа] | $\nu_2$ [-] |
|---|---|---|---|
| 7.41 | 0.35 | 7.41 | 0.35 |

Расчетная нагрузка N = 113.5 кН

Параметр $\kappa = G_1 l / G_2 d$ = 16.67 -

Осадка сваи (7.34) $s = \beta N / G_1 l$ = 0.18 см

$\beta$ = 0.589 -

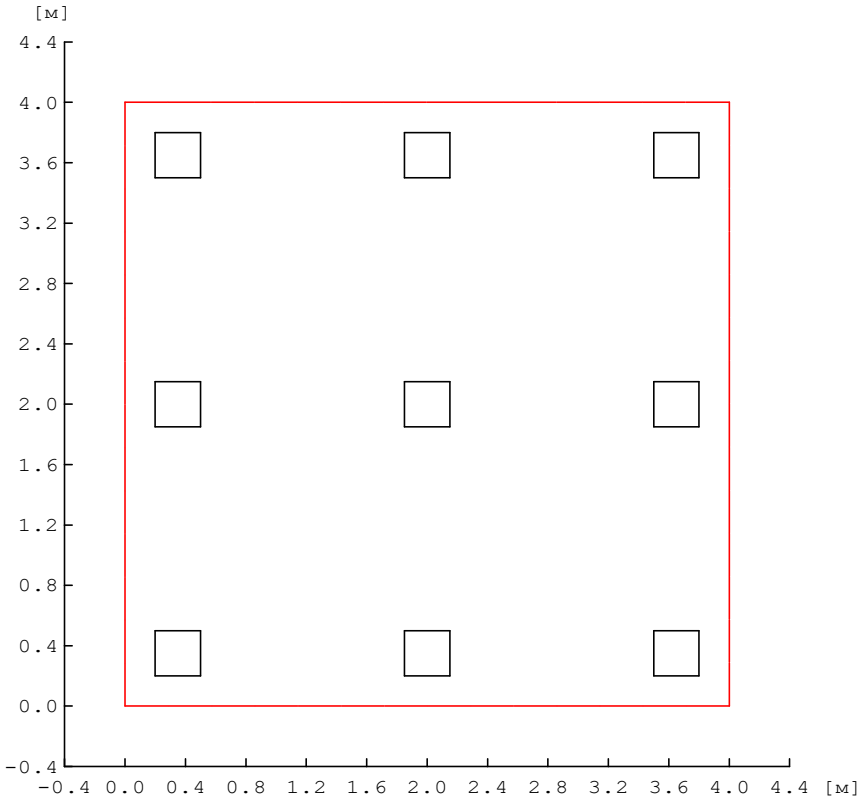
Условие допустимости $s / s_u$ = 0.18 / 5.0 = **0.036** <= 1

**Работоспособность сваи обеспечена**

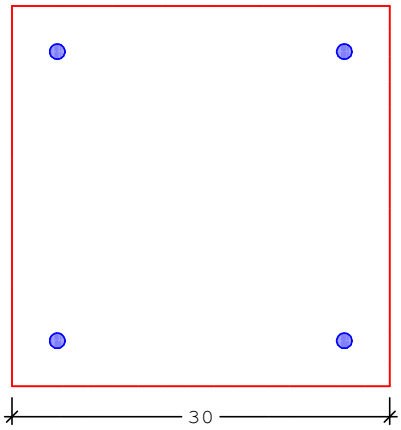
Расчет выполнен модулем 514 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t515 Свайный фундамент с плитным ростверком

Фундамент: Свайный куст




| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | Размеры ростверка в плане | $l_x$ | = | **4.00** | м |
| | | $l_y$ | = | **4.00** | м |
| | Толщина ростверка | h | = | **60** | см |
| Размещение свай | Число свай в ряду по оси x | $n_x$ | = | **3** | - |
| | по оси y | $n_y$ | = | **3** | - |
| | Расстояние от грани ростверка до осей крайних свай | | | | |
| | по оси x | $a_x$ | = | 35 | см |
| | по оси y | $a_y$ | = | 35 | см |
| | Расстояние между осями свай в ряду | | | | |
| | по оси x | $s_x$ | = | 1.65 | м |
| | по оси y | $s_y$ | = | 1.65 | м |
| | Вид свай | висячие забивные железобетонные сваи | | | |
| | Ширина сечения сваи | d | = | **30** | см |
| | Длина сваи | l | = | **7.00** | м |
| Арматура в свае | Число стержней | $n_s$ | = | 4 | - |
| | Диаметр стержней | $d_s$ | = | 12 | мм |
| | Защитный слой бетона | $a_з$ | = | 30 | мм |




Стержни: 4 ϕ12
Защитный слой:
аз = 30 мм

Свая погружается молотом

Принимается шарнирное сопряжение сваи с ростверком

Глубина заложения ростверка
от поверхности рельефа $d_n$ = 3.00 м
от уровня планировки $d_0$ = 3.00 м

Грунт

| Слой | h [м] | Вид грунта |
|---|---|---|
| 1 | 10.00 | Глина полутвердая |

Удельный вес грунта выше уровня подошвы ростверка
нормативное значение $\gamma_{0n}$ = 20.0 кН/м3
расчетное значение $\gamma_0$ = 18.0 кН/м3

Удельный вес грунта

| Слой | W [%] | e [-] | $S_r$ [-] | $\gamma_s$ [кН/м3] | $\gamma$ [кН/м3] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 15.0 | 0.66 | 0.59 | 26.0 | 18.0 |

$e = (\gamma_s/\gamma)(1 + W/100) - 1$ - коэффициент пористости
$S_r = (\gamma_s/\gamma_w)W/(100e)$ - степень водонасыщения грунта
$\gamma_w$ = 10 кН/м3 - удельный вес воды

Консистенция глинистого грунта

| Слой | $W_p$ [%] | $W_L$ [%] | $I_p$ [%] | $I_L$ [-] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 10.0 | 30.0 | 20.0 | 0.25 |

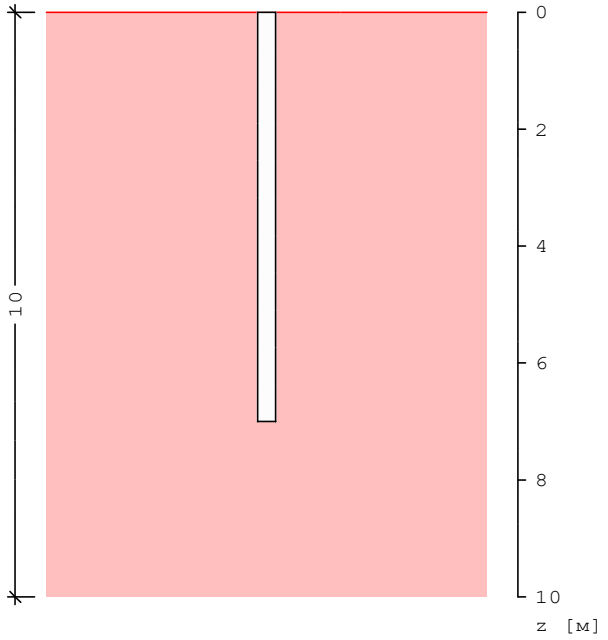
Коэффициенты надёжности

| $\gamma_{g(c)}$ | $\gamma_{g(\varphi)}$ | $\gamma_{g(\gamma)}$ |
|---|---|---|
| 1.50 | 1.15 | 1.10 |

Характеристики грунта

| Слой | $c_{II}$ [кПа] | $\varphi_{II}$ [°] | $\gamma_{II}$ [кН/м3] | $c_I$ [кПа] | $\varphi_I$ [°] | $\gamma_I$ [кН/м3] | E [МПа] | $E_e$ [МПа] | $\nu$ [-] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 15.0 | 25.0 | 18.0 | 10.0 | 21.7 | 16.4 | 20.0 | 100.0 | 0.30 |

Схема геологического разреза




Нагрузки

| № | Вид нагрузки | $\gamma_f$ | Группа | Знак |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Постоянная | 1.10 | | |

| № | x [м] | y [м] | N [кН] | $H_x$ [кН] | $H_y$ [кН] | $M_x$ [кНм] | $M_y$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 2.00 | 2.00 | 4000.0 | 200.0 | 200.0 | | |

Нагрузки на уровне подошвы ростверка

| № | N [кН] | $H_x$ [кН] | $H_y$ [кН] | $M_x$ [кНм] | $M_y$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 4000.0 | 200.0 | 200.0 | 120.0 | 120.0 |

Примечание — Нагрузки приведены к центральным осям плана свай

| | | | |
|---|---|---|---|
| Вес ростверка | $G_p$ | = 240.0 | кН |
| Коэффициент надежности | $\gamma_f$ | = 1.10 | - |
| Вес сваи | $G_c$ | = 15.8 | кН |
| Коэффициент надежности | $\gamma_f$ | = 1.10 | - |

Расчет — Согласно СП 24.13330.2021, СП 63.13330.2018, СП 20.13330.2016

| | | | |
|---|---|---|---|
| Материал ростверка — Бетон | | **В 25 (тяжелый)** | |
| Коэффициент условий работы | $\gamma_b$ | = 0.900 | - |
| Материал сваи — Бетон | | **В 20 (тяжелый)** | |
| Коэффициент условий работы | $\gamma_b$ | = 0.900 | - |
| Арматура | | **A500** | |
| Сопротивление бетона | $\gamma_b R_b$ | = 10.35 | МПа |
| Сопротивление арматуры | $R_s$ | = 435 | МПа |
| | $R_{sc}$ | = 400 | МПа |

**Проверка прочности грунта основания сваи при сжимающей нагрузке**

| Комбинация нагрузок | Номера нагрузок и коэффициенты |
|---|---|
| | 1 (1.10) |

Нагрузка на куст свай

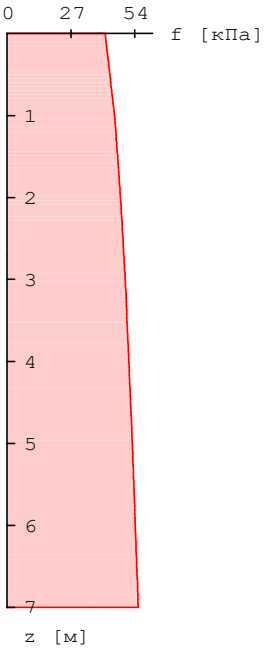
| N [кН] | $M_x$ [кНм] | $M_y$ [кНм] |
|---|---|---|
| 4664.0 | 132.0 | 132.0 |

Нагрузка на сваю — наибольшая сжимающая N = 544.9 кН

Сопротивление грунта под концом сваи
R = 4.25 МПа
при глубине заложения h = 10.00 м

Коэффициент условий работы $\gamma_{R,R}$ = 1.00 -

Сопротивление грунта на боковой поверхности сваи f




Сопротивление на боковой поверхности

| Слой | $z_1$ [м] | $z_2$ [м] | $\gamma_{R,f}$ [-] | $f_1$ [кПа] | $f_2$ [кПа] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 7.00 | 1.00 | 41.5 | 55.5 |

Площадь опирания на грунт A = 900.0 см2
Периметр сечения сваи u = 120.0 см

Коэффициент условий работы сваи при сжатии
$\gamma_c$ = 1.00 -
Несущая способность сваи
$F_d = F_{dR} + F_{df}$ = 382.5 + 420.9 = 803.4 кН

Условие прочности $N_0 \gamma_n \gamma_{c,g} / F_d$ =

562.2 * 1.00 * 1.40 / 803.4 = **0.980** <= 1

**Проверка допустимости давления на грунт боковой поверхностью сваи**

Комбинация нагрузок

| $H_x$ [кН] | $H_y$ [кН] | Нагрузка(Коэффициент) |
|---|---|---|
| 220.0 | 220.0 | 1 (1.10) |

Нагрузка на сваю $H_x$ = 24.4 кН $H_y$ = 24.4 кН

Коэффициент постели

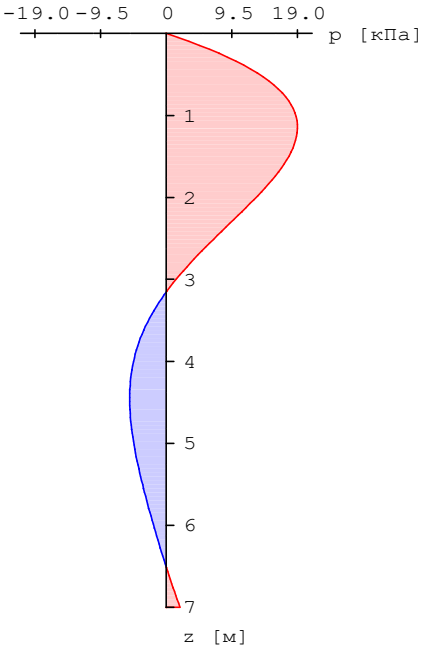
| Слой | от z [м] | до z [м] | K [кН/м4] | $c_z$ [кН/м3] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 7.00 | 5000 | 0 - 35000 |

Примечание Коэффициент постели $c_z$ = Kz

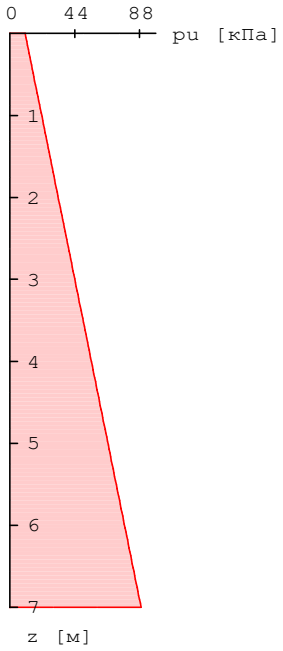
Условная ширина сваи $b_p$ = 1.5d + 50 = 95.0 см
Модуль упругости E = 27.50 ГПа
Жесткость сваи EI = 18.56 МНм2

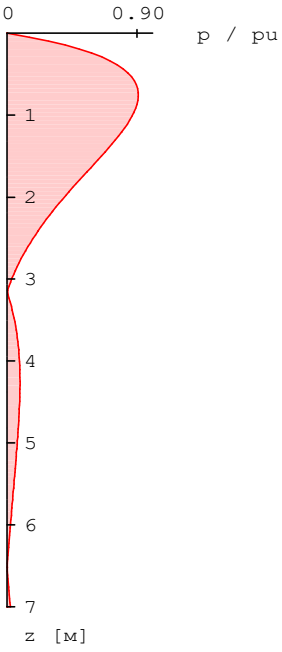
Коэффициент деформации $\alpha_\varepsilon$ = 0.761 1/м
при K = 5000 кН/м4
$l\alpha_\varepsilon$ = 5.33 -

Давление p




Предельное давление $p_u$




Коэффициенты в условии допустимости давления (Б.8)
$\eta_1$ = 1.0 $\eta_2$ = 0.400 $\xi$ = 0.6

$\eta_2$ определяется по формуле (Б.9) приложения Б при
n = 2.50 -
$M_c$ = 64.2 кНм $M_t$ = 0.0 кНм

Условие допустимости $p / p_u$ = 19.0 / 22.9 = **0.830** <= 1
при z = 0.85 / $\alpha_\varepsilon$ = 1.12 м

Примечание Проверка проведена для глубины, указанной в нормах

**Проверка прочности материала сваи**

Комбинация нагрузок

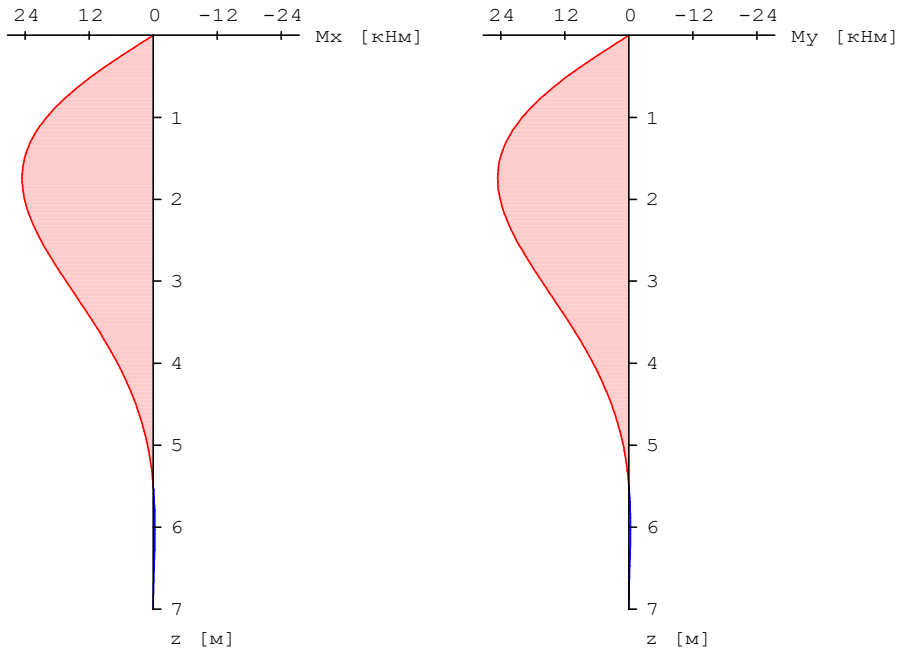
| Номера нагрузок и коэффициенты |
|---|
| 1 (1.10) |

Нагрузка на куст свай

| N [кН] | $H_x$ [кН] | $H_y$ [кН] | $M_x$ [кНм] | $M_y$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|
| 4664.0 | 220.0 | 220.0 | 132.0 | 132.0 |

Нагрузки на сваи $N_{max}$ = 544.9 кН $N_{min}$ = 491.6 кН
$H_x$ = 24.4 кН $H_y$ = 24.4 кН

Изгибающие моменты




Сжимающая сила $N_0 / N_{0u}$ = 544.9 / 619.3 = **0.880** <= 1

Момент $M_x$ $M_x / M_{xu}$ = 24.6 / 28.0 = **0.880** <= 1

Момент $M_y$ $M_y / M_{yu}$ = 24.6 / 28.0 = **0.880** <= 1

при z = 1.74 м

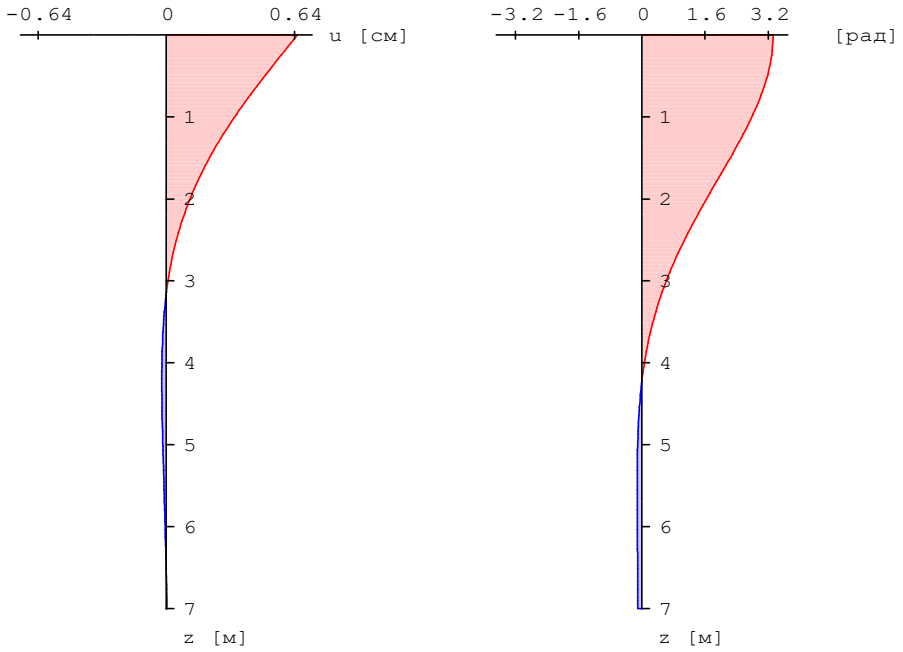
**Проверка допустимости перемещения и угла поворота головы сваи**

Комбинация нагрузок

| $H_x$ [кН] | $H_y$ [кН] | Нагрузка(Коэффициент) |
|---|---|---|
| 200.0 | 200.0 | 1 (1.00) |

Нагрузка на сваю $H_x$ = 22.2 кН $H_y$ = 22.2 кН

Перемещение u  Угол поворота ψ x 1000




Перемещение $u_0$ / $u_u$ = 0.65 / 3.00 = **0.218** <= 1

Угол поворота $\psi_0$ / $\psi_u$ = 0.0033 / 0.0050 = **0.665** <= 1

**Проверка трещиностойкости сваи**

Комбинация нагрузок

| Номера нагрузок и коэффициенты |
|---|
| 1 (1.00) |

Нагрузка на куст свай

| N [кН] | $H_x$ [кН] | $H_y$ [кН] | $M_x$ [кНм] | $M_y$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|
| 4240.0 | 200.0 | 200.0 | 120.0 | 120.0 |

Нагрузки на сваи $N_{max}$ = 495.4 кН  $N_{min}$ = 446.9 кН
$H_x$ = 22.2 кН  $H_y$ = 22.2 кН

Усилия в свае

| z [м] | N [кН] | $M_x$ [кНм] | $M_y$ [кНм] | $N_{дл}$ [кН] | $M_{xдл}$ [кНм] | $M_{yдл}$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1.74 | 446.9 | 22.4 | 22.4 | 446.9 | 22.4 | 22.4 |

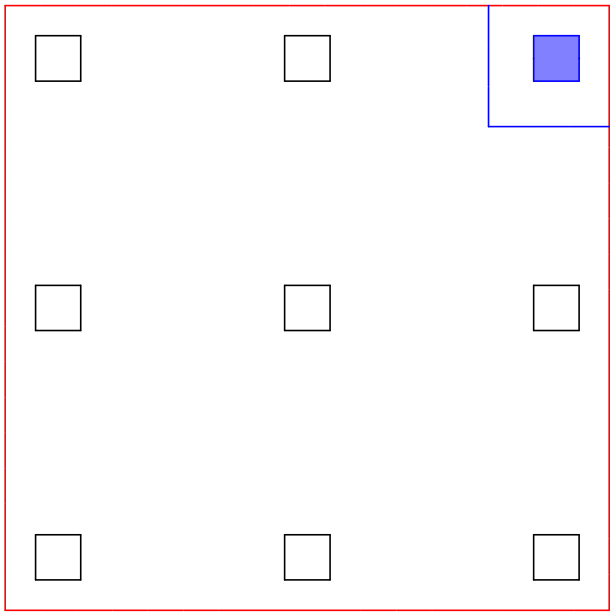
Расчет по образованию трещин

| $N_{crc}$ [кН] | $M_{x,crc}$ [кНм] | $M_{y,crc}$ [кНм] | Трещины |
|---|---|---|---|
| 446.9 | 18.9 | 18.9 | образуются |

Непродолж. раскрытие $a_{c1}$ / $a_{c1,u}$ = 0.053 / 0.300 = **0.175** <= 1

Продолж. раскрытие $a_{c2}$ / $a_{c2,u}$ = 0.053 / 0.200 = **0.263** <= 1

**Проверка прочности ростверка при продавливании сваей**

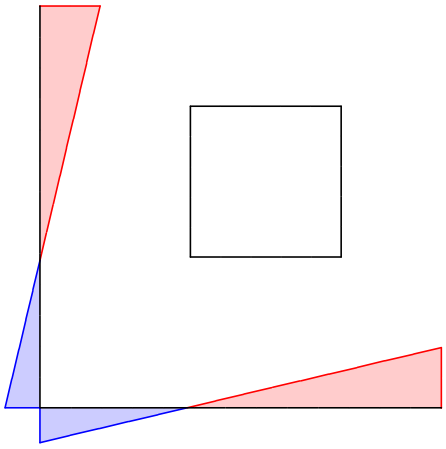


Периметр расчетного контура u = 160.0 см

Продавливающая сила F = 544.9 кН

$\tau_F = F/uh$ = 0.568 МПа

Распределение напряжения τ в расчетном сечении



$\tau_{min}$ = -1.561 МПа $\tau_{max}$ = 2.696 МПа

Условие прочности $\max|\tau| / \gamma_b R_{bt}$ = 0.851 / 0.945 = **0.901** <= 1

Примечание Значение $\max|\tau|$ принимается не более $1.5\tau_F$

**Проверка допустимости осадок свай в кусте**

| Комбинация нагрузок | Номера нагрузок и коэффициенты |
|---|---|
| | 1 (1.00) |

Нагрузка на куст свай

| N [кН] | $M_x$ [кНм] | $M_y$ [кНм] |
|---|---|---|
| 4240.0 | 120.0 | 120.0 |

Модули сдвига и коэфф. Пуассона

| $G_1$ [МПа] | $\nu_1$ [-] | $G_2$ [МПа] | $\nu_2$ [-] |
|---|---|---|---|
| 7.69 | 0.30 | 7.69 | 0.30 |

Осадка свай

| № | x [м] | y [м] | N [кН] | s [см] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.35 | 0.35 | 462.6 | 1.62 |
| 2 | 2.00 | 0.35 | 474.7 | 1.85 |
| 3 | 3.65 | 0.35 | 486.9 | 1.66 |
| 4 | 0.35 | 2.00 | 474.7 | 1.85 |
| 5 | 2.00 | 2.00 | 486.9 | 2.12 |
| 6 | 3.65 | 2.00 | 499.0 | 1.89 |
| 7 | 0.35 | 3.65 | 486.9 | 1.66 |
| 8 | 2.00 | 3.65 | 499.0 | 1.89 |
| 9 | 3.65 | 3.65 | 511.1 | 1.69 |

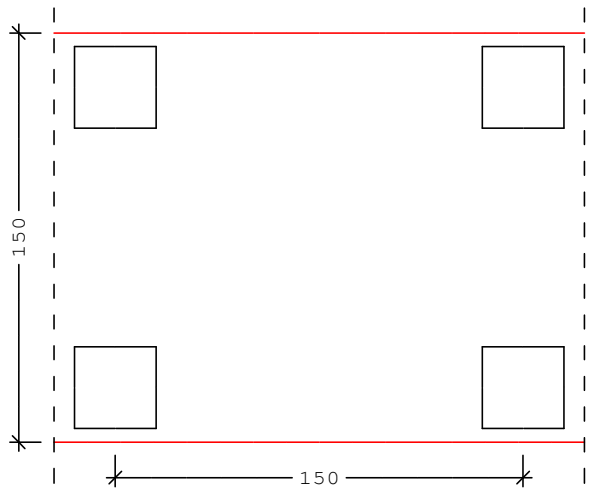
Условие допустимости $s / s_u$ = 2.12 / 8.0 = **0.265** <= 1

**Работоспособность фундамента обеспечена**

Расчет выполнен модулем 515 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t516 Свайный фундамент с ленточным ростверком

Фундамент — Свайная лента




| | | | |
|---|---|---|---|
| Ширина ростверка | b | = 150 | см |
| Толщина ростверка | h | = 50 | см |
| Число рядов свай | n | = 2 | - |
| Рядовое размещение свай | | | |
| Шаг свай в ряду | s | = 150 | см |
| Расстояние от грани ростверка до осей свай | | | |
| | a | = 20.0 | см |

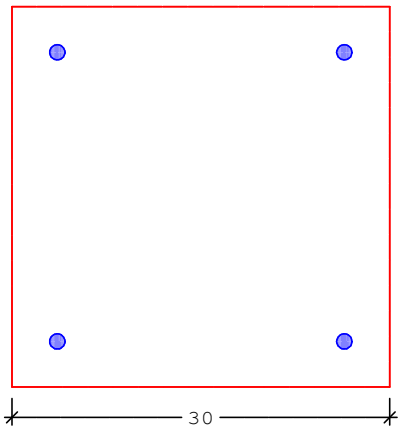
Вид свай висячие забивные железобетонные сваи

Ширина сечения сваи $d = 30$ см

Длина сваи $l = 6.00$ м

Арматура в свае

Число стержней $n_s = 4$ -
Диаметр стержней $d_s = 12$ мм
Защитный слой бетона $a_з = 30$ мм




Стержни: 4 ϕ12
Защитный слой:
аз = 30 мм

Свая погружается молотом

Принимается шарнирное сопряжение сваи с ростверком

Глубина заложения ростверка
от поверхности рельефа $d_n = 3.00$ м
от уровня планировки $d_0 = 3.00$ м

Грунт

| Слой | h [м] | Вид грунта |
|---|---|---|
| 1 | 10.00 | Глина полутвердая |

Удельный вес грунта выше уровня подошвы ростверка
нормативное значение $\gamma_{0n} = 20.0$ кН/м3
расчетное значение $\gamma_0 = 18.0$ кН/м3

Удельный вес грунта

| Слой | W [%] | e [-] | $S_r$ [-] | $\gamma_s$ [кН/м3] | $\gamma$ [кН/м3] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 15.0 | 0.66 | 0.59 | 26.0 | 18.0 |

$e = (\gamma_s/\gamma)(1 + W/100) - 1$ - коэффициент пористости
$S_r = (\gamma_s/\gamma_w)W/(100e)$ - степень водонасыщения грунта
$\gamma_w = 10$ кН/м3 - удельный вес воды

Консистенция глинистого грунта

| Слой | $W_p$ [%] | $W_L$ [%] | $I_p$ [%] | $I_L$ [-] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 10.0 | 30.0 | 20.0 | 0.25 |

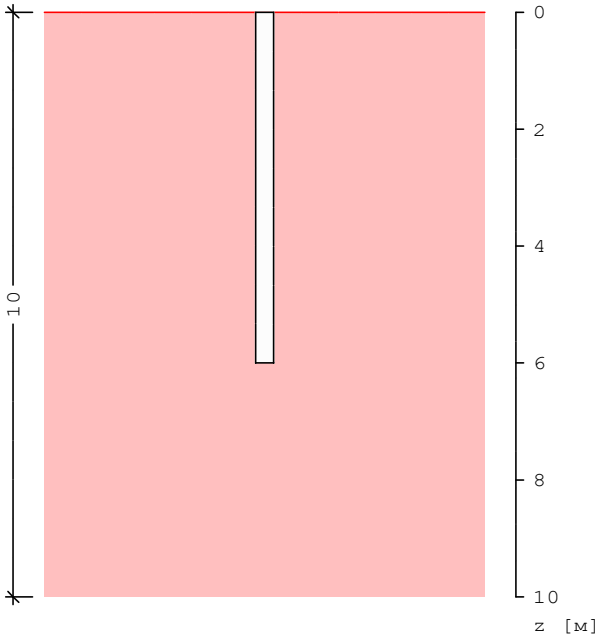
Коэффициенты надёжности

| $\gamma_{g(c)}$ | $\gamma_{g(\varphi)}$ | $\gamma_{g(\gamma)}$ |
|---|---|---|
| 1.50 | 1.15 | 1.10 |

Характеристики грунта

| Слой | $c_{II}$ [кПа] | $\varphi_{II}$ [град] | $\gamma_{II}$ [кН/м3] | $c_I$ [кПа] | $\varphi_I$ [град] | $\gamma_I$ [кН/м3] | E [МПа] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 15.0 | 25.0 | 18.0 | 10.0 | 21.7 | 16.4 | 20.0 |

Схема геологического разреза




Нагрузки

| № | Вид нагрузки | $\gamma_f$ | Группа | Знак |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Постоянная | 1.10 | | |

Распределенные силы и момент

| № | N [кН/м] | H [кН/м] | M [кНм/м] |
|---|---|---|---|
| 1 | 500.0 | 25.0 | 25.0 |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Погонный вес ростверка | $G_p$ | = | 18.8 | кН/м |
| Коэффициент надежности | $\gamma_f$ | = | 1.10 | - |
| Вес сваи | $G_c$ | = | 13.5 | кН |
| Коэффициент надежности | $\gamma_f$ | = | 1.10 | - |

Расчет — Согласно СП 24.13330.2021, СП 63.13330.2018, СП 20.13330.2016

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Материал ростверка | Бетон | | **В 25 (тяжелый)** | |
| | Коэффициент условий работы | $\gamma_b$ | = 0.900 | - |
| | Арматура | | **A500** | |
| | Сопротивление бетона | $\gamma_b R_b$ | = 13.05 | МПа |
| | Сопротивление арматуры | $R_s$ | = 435 | МПа |
| | | $R_{sc}$ | = 400 | МПа |
| Материал сваи | Бетон | | **В 20 (тяжелый)** | |
| | Коэффициент условий работы | $\gamma_b$ | = 0.900 | - |
| | Арматура | | **A500** | |
| | Сопротивление бетона | $\gamma_b R_b$ | = 10.35 | МПа |
| | Сопротивление арматуры | $R_s$ | = 435 | МПа |
| | | $R_{sc}$ | = 400 | МПа |

**Проверка прочности грунта основания сваи при сжимающей нагрузке**

Комбинация нагрузок

| N [кН/м] | H [кН/м] | M [кНм/м] | Нагрузка(Коэффициент) |
|---|---|---|---|
| 550.0 | 27.5 | 27.5 | 1 (1.10) |

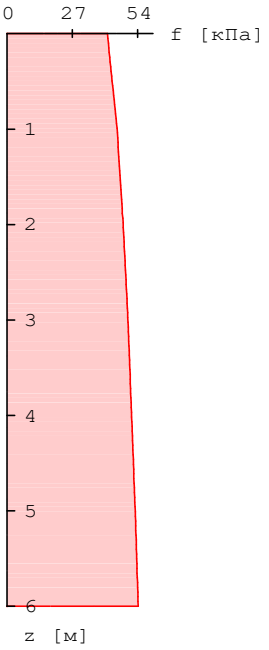
Нагрузка на сваю — наибольшая сжимающая — N = 484.2 кН

Сопротивление грунта под концом сваи

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| | R | = | 4.10 | МПа |
| при глубине заложения | h | = | 9.00 | м |

Коэффициент условий работы $\gamma_{R,R}$ = 1.00 -

Сопротивление грунта на боковой поверхности сваи f




Сопротивление на боковой поверхности

| Слой | $z_1$ [м] | $z_2$ [м] | $\gamma_{R,f}$ [-] | $f_1$ [кПа] | $f_2$ [кПа] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 6.00 | 1.00 | 41.5 | 54.2 |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Площадь опирания на грунт | A | = 900.0 | см2 | |
| Периметр сечения сваи | u | = 120.0 | см | |

Коэффициент условий работы сваи при сжатии $\gamma_c$ = 1.00 -

Несущая способность сваи

$F_d = F_{dR} + F_{df}$ = 369.0 + 355.0 = 724.0 кН

Условие прочности $N_0\gamma_n\gamma_{c,g} / F_d$ =

499.1 * 1.00 * 1.40 / 724.0 = **0.965** <= 1

**Проверка допустимости давления на грунт боковой поверхностью сваи**

Комбинация нагрузок

| H [кН/м] | Нагрузка(Коэффициент) |
|---|---|
| 27.5 | 1 (1.10) |

Нагрузка на сваю H = 20.6 кН

Коэффициент постели

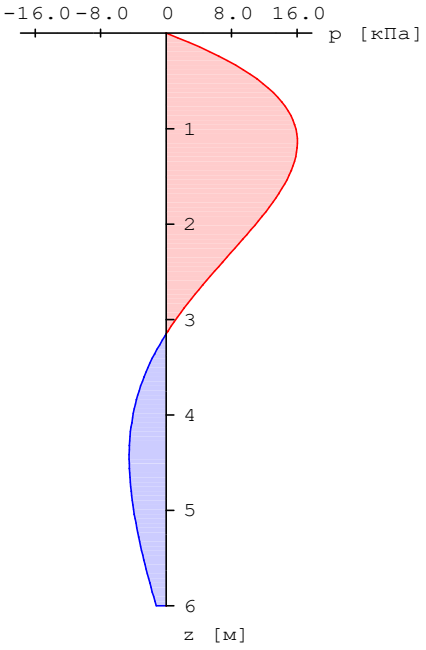
| Слой | от z [м] | до z [м] | K [кН/м4] | $c_z$ [кН/м3] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 6.00 | 5000 | 0 - 30000 |

Примечание Коэффициент постели $c_z$ = Kz

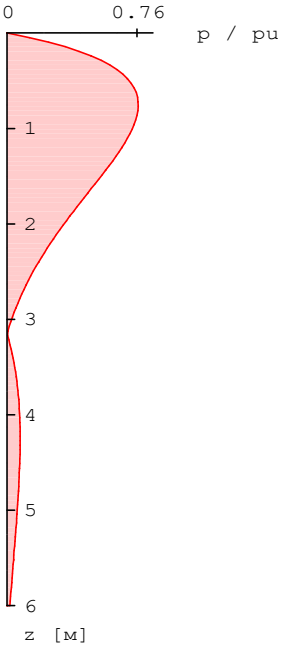
| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Условная ширина сваи $b_p$ = 1.5d + 50 | | = | 95.0 | см |
| Модуль упругости | E | = | 27.50 | ГПа |
| Жесткость сваи | EI | = | 18.56 | МНм2 |

Коэффициент деформации $\alpha_\varepsilon$ = 0.761 1/м
при K = 5000 кН/м4
$l\alpha_\varepsilon$ = 4.57 -

Давление p




Предельное давление $p_u$




Коэффициенты в условии допустимости давления (Б.8)
$\eta_1$ = 1.0 $\eta_2$ = 0.400 $\xi$ = 0.6

$\eta_2$ определяется по формуле (Б.9) приложения Б при
n = 2.50 -
$M_c$ = 54.2 кНм $M_t$ = 0.0 кНм

Условие допустимости p / $p_u$ = 16.0 / 22.9 = **0.700** <= 1
при z = 0.85 / $\alpha_\varepsilon$ = 1.12 м

Примечание Проверка проведена для глубины, указанной в нормах

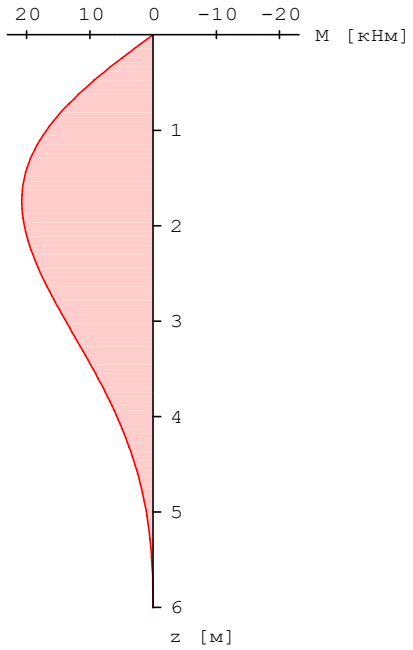
**Проверка прочности материала сваи**

Комбинация нагрузок

| N [кН/м] | H [кН/м] | M [кНм/м] | Нагрузка(Коэффициент) |
|---|---|---|---|
| 550.0 | 27.5 | 27.5 | 1 (1.10) |

Нагрузка на сваи $N_{max}$ = 484.2 кН $N_{min}$ = 371.7 кН
H = 20.6 кН

Изгибающий момент




Сжимающая сила $N_0$ / $N_{0u}$ = 484.2 / 786.4 = **0.616** <= 1

Изгибающий момент M / $M_u$ = 20.8 / 33.7 = **0.616** <= 1

при z = 1.73 м

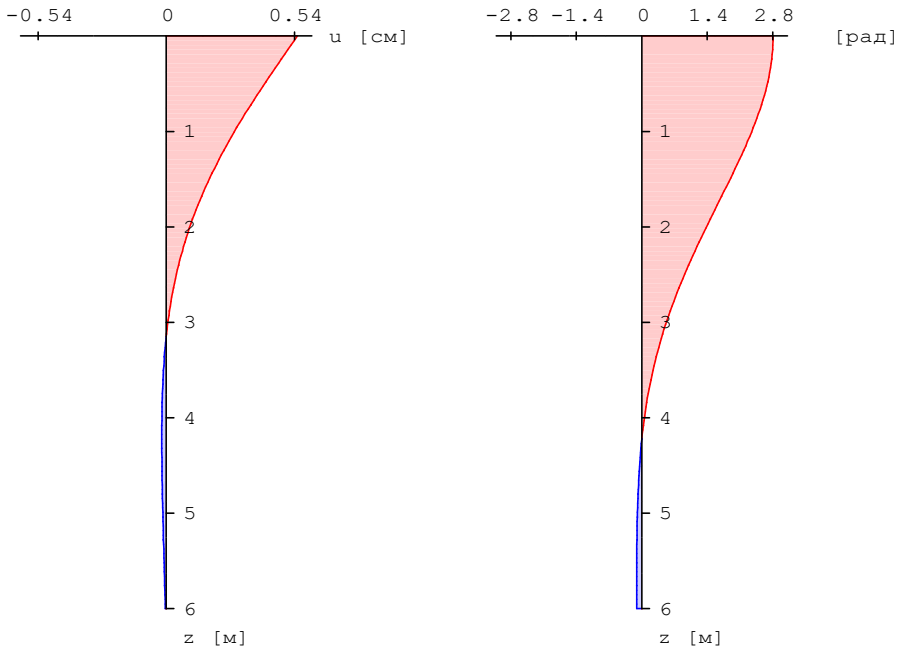
**Проверка допустимости перемещения и угла поворота головы сваи**

Комбинация нагрузок

| H [кН/м] | Нагрузка(Коэффициент) |
|---|---|
| 25.0 | 1 (1.00) |

Нагрузка на сваю H = 18.8 кН

Перемещение u  Угол поворота ψ x 1000




Перемещение $u_0$ / $u_u$ = 0.55 / 3.00 = **0.184** <= 1

Угол поворота $\psi_0$ / $\psi_u$ = 0.0028 / 0.0050 = **0.561** <= 1

**Проверка трещиностойкости сваи**

Комбинация нагрузок

| N [кН/м] | H [кН/м] | M [кНм/м] | Нагрузка(Коэффициент) |
|---|---|---|---|
| 500.0 | 25.0 | 25.0 | 1 (1.00) |

Нагрузка на сваи $N_{max}$ = 440.2 кН  $N_{min}$ = 337.9 кН
H = 18.8 кН

Усилия в свае

| z [м] | N [кН] | M [кНм] |
|---|---|---|
| 1.73 | 337.9 | 18.9 |

Расчет по образованию трещин

| $N_{crc}$ [кН] | $M_{crc}$ [кНм] | Трещины |
|---|---|---|
| 337.9 | 31.6 | не образуются |

**Проверка допустимости осадки свайной ленты**

Комбинация нагрузок

| N [кН/м] | Нагрузка(Коэффициент) |
|---|---|
| 500.0 | 1 (1.00) |

Погонный вес фундамента $G_Ф$ = 36.8 кН/м

Ширина условного фундамента b = 2.00 м

Среднее давление p = 268.4 кПа

Глубина сжимаемой толщи $H_c$ = 2.89 м

Напряжение при z = $H_c$ $\sigma_{zp}$ = 110.0 кПа
$\sigma_{zp}$ / $\sigma_{zg}$ = 0.50 -

Осадка условного фундамента s = 2.09 см

Условие допустимости s / $s_u$ = 2.09 / 8.0 = **0.261** <= 1

## Расчет ростверка как многопролетной балки с учетом ширины опор

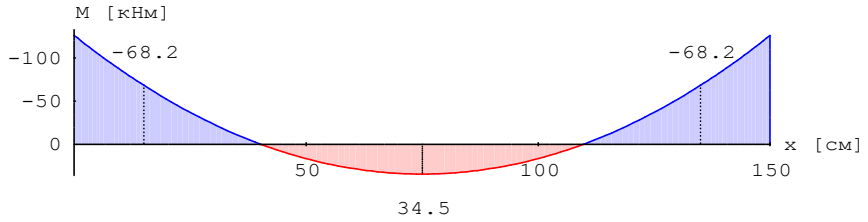
Модуль упругости E = 30.00 ГПа
Жесткость ростверка EI = 468.75 МНм2

Комбинация нагрузок

| N [кН/м] | Нагрузка(Коэффициент) |
|---|---|
| 550.0 | 1 (1.10) |

Изгибающий момент

| q [кН/м] | $M_o$ [кНм] | $M_п$ [кНм] |
|---|---|---|
| 570.6 | -68.2 | 34.5 |

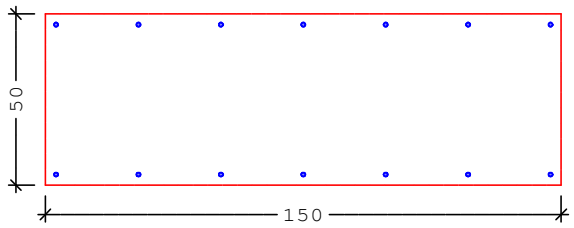



Требуемая площадь арматуры
верхней $A_{sв}$ = 3.39 см2
нижней $A_{sн}$ = 1.70 см2

Подобранная арматура

| Арматура | $n_s$ | $d_s$ [мм] | $a_з$ [мм] | $A_s$ [см2] |
|---|---|---|---|---|
| верхняя | **7** | **12** | 25 | 7.92 |
| нижняя | **7** | **12** | 25 | 7.92 |

Процент содержания арматуры
верхней $\mu_{sв}$ = 0.11 %
нижней $\mu_{sн}$ = 0.11 %




Стержни:
вверху 7 ϕ12
внизу 7 ϕ12
Защитный слой:
аз = 25 мм

## Проверка прочности ростверка

$M_o / M_{u-}$ = 68.2 / 157.9 = **0.432** <= 1

$M_n / M_{u+}$ = 34.5 / 157.9 = **0.218** <= 1

## Проверка трещиностойкости ростверка

Комбинация нагрузок

| N [кН/м] | Нагрузка(Коэффициент) |
|---|---|
| 500.0 | 1 (1.00) |

Изгибающий момент

| q [кН/м] | $M_o$ [кНм] | $M_п$ [кНм] |
|---|---|---|
| 518.8 | -62.0 | 31.3 |

Расчет по образованию трещин

| M [кНм] | $M_{crc}$ [кНм] | $M/M_{crc}$ | Трещины |
|---|---|---|---|
| -62.0 | -169.4 | **0.366** | не образуются |
| 31.3 | 169.4 | **0.185** | не образуются |

**Работоспособность фундамента обеспечена**

Расчет выполнен модулем 516 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

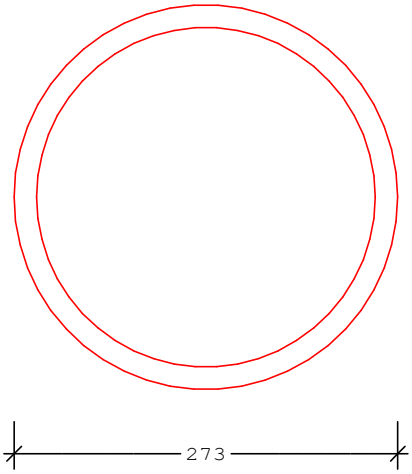
## Поз. t517 Трубобетонная свая

Свая

Вид сваи — висячая забивная трубобетонная свая

Сортамент — труба горячекатаная - ГОСТ 8732-78*

| | | | |
|---|---|---|---|
| Диаметр трубы | d | = 273 | мм |
| Толщина трубы | t | = 16.0 | мм |
| Длины частей сваи | $l_0$ | = 2.00 | м |
| | l | = 4.50 | м |




Фундамент с однорядным расположением свай

Грунт

| Слой | Название слоя | h [м] | Вид грунта |
|---|---|---|---|
| 1 | ИГЭ 922 | 10.00 | Песок средней крупности плотный |

Удельный вес грунта

| Слой | W [%] | e [-] | $S_r$ [-] | $\gamma_s$ [кН/м3] | $\gamma$ [кН/м3] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 10.0 | 0.51 | 0.51 | 26.0 | 19.0 |

$e = (\gamma_s/\gamma)(1 + W/100) - 1$ - коэффициент пористости
$S_r = (\gamma_s/\gamma_w)W/(100e)$ - степень водонасыщения грунта
$\gamma_w = 10$ кН/м3 - удельный вес воды

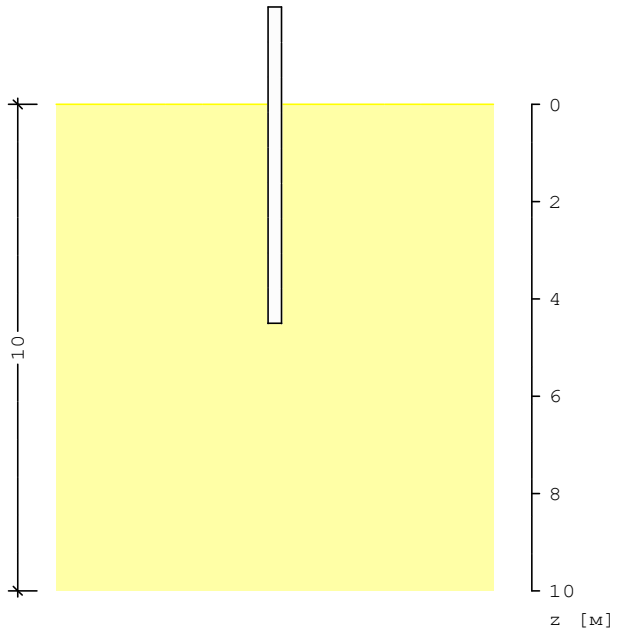
Коэффициенты надёжности

| $\gamma_{g(c)}$ | $\gamma_{g(\varphi)}$ | $\gamma_{g(\gamma)}$ |
|---|---|---|
| 1.50 | 1.15 | 1.10 |

Характеристики грунта

| Слой | $c_{II}$ [кПа] | $\varphi_{II}$ [град] | $\gamma_{II}$ [кН/м3] | $c_I$ [кПа] | $\varphi_I$ [град] | $\gamma_I$ [кН/м3] | E [МПа] | $\nu$ [-] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 2.0 | 39.0 | 19.0 | 1.3 | 33.9 | 17.3 | 45.0 | 0.25 |

Схема геологического разреза




Нагрузки

| № | Вид нагрузки | $\gamma_f$ | Группа | Знак |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Постоянная | 1.05 | | |

| № | N [кН] | H [кН] | M [кНм] |
|---|---|---|---|
| 1 | 100.0 | 10.0 | 10.0 |

Вес сваи $G$ = 14.0 кН
Коэффициент надежности $\gamma_f$ = 1.10 -

Расчет

Согласно СП 24.13330.2021, СП 63.13330.2018, СП 20.13330.2016, СП 266.1325800.2016

Бетон **В 25 (тяжелый)**
Коэффициент условий работы $\gamma_b$ = 0.900 -
Сопротивление бетона $\gamma_b R_b$ = 13.05 МПа

Для бетона применяется трехлинейная диаграмма

Сталь **С 255**
Сопротивление стали $R_y$ = 240 МПа
Коэффициент условий работы $\gamma_c$ = 1.000 -
Предельная деформация стали $\varepsilon_{lim}$ = 1.17 %.

Примечание

Координата $z_0$ отсчитывается от подошвы ростверка
Координата z отсчитывается от поверхности грунта

**Проверка прочности грунта основания сваи при сжимающей нагрузке**

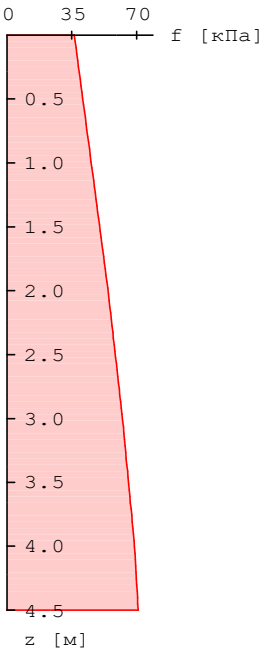
Комбинация нагрузок

| N [кН] | Нагрузка(Коэффициент) |
|---|---|
| 105.0 | 1 (1.05) |

Сопротивление грунта под концом сваи
$R$ = 5.28 МПа
при глубине заложения $h$ = 4.50 м

Коэффициент условий работы $\gamma_{R,R}$ = 1.00 -

Сопротивление грунта на боковой поверхности сваи f




Сопротивление на боковой поверхности

| Слой | $z_1$ [м] | $z_2$ [м] | $\gamma_{R,f}$ [-] | $f_1$ [кПа] | $f_2$ [кПа] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 4.50 | 0.52 | 36.4 | 70.9 |

Коэффициент условий работы сваи при сжатии
$\gamma_c$ = 1.00 -

Несущая способность сваи
$F_d = F_{dR} + F_{df}$ = 309.1 + 111.5 = 420.6 кН

Условие прочности $N_0\gamma_n\gamma_{c,g} / F_d$ =

120.4 * 1.00 * 1.40 / 420.6 = **0.401** <= 1

**Проверка допустимости давления на грунт боковой поверхностью сваи**

Комбинация нагрузок

| H [кН] | M [кНм] | Нагрузка(Коэффициент) |
|---|---|---|
| 10.5 | 10.5 | 1 (1.05) |

Коэффициент постели

| Слой | от z [м] | до z [м] | K [кН/м4] | $c_z$ [кН/м3] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 4.50 | 6000 | 0 - 27000 |

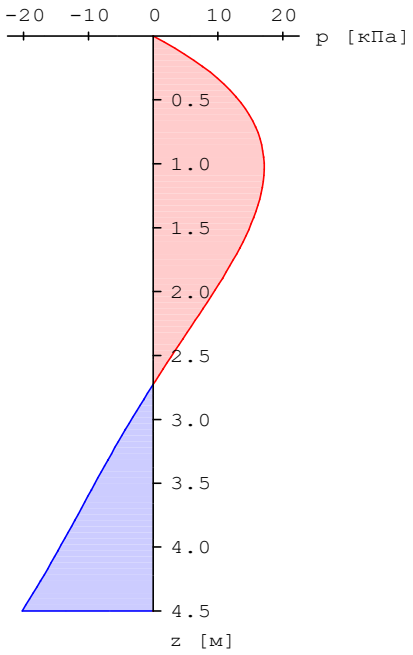
Примечание

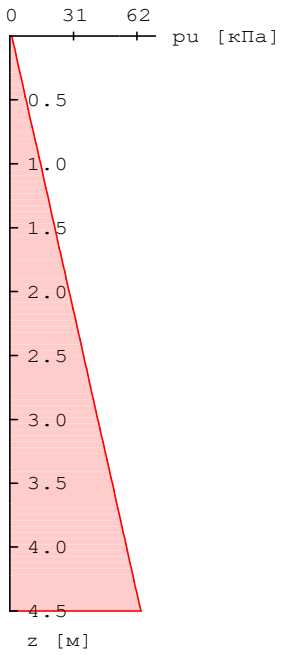
Коэффициент постели $c_z$ = Kz

Условная ширина сваи $b_p$ = 1.5d + 50 = 91.0 см
Жесткость сваи EI = 27.02 МНм2

Коэффициент деформации $\alpha_\varepsilon$ = 0.726 1/м
при K = 6000 кН/м4
$l\alpha_\varepsilon$ = 3.27 -

Давление p Предельное давление $p_u$




Коэффициенты в условии допустимости давления (Б.8)
$\eta_1$ = 1.0 $\eta_2$ = 0.250 $\xi$ = 0.6

$\eta_2$ определяется по формуле (Б.9) приложения Б при
n = 4.00 -
$M_c$ = 60.4 кНм $M_t$ = 0.0 кНм

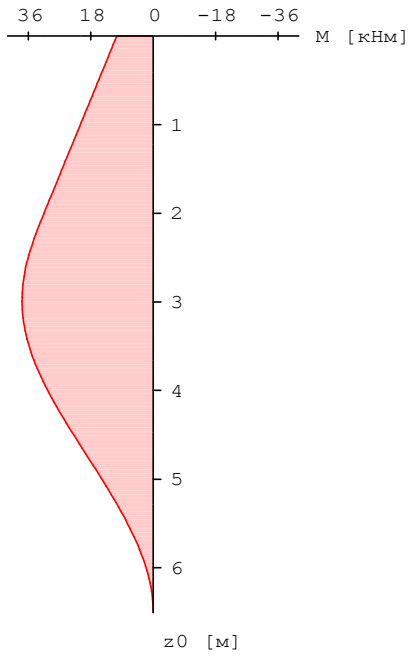
Условие допустимости p / $p_u$ = 16.9 / 17.3 = **0.974** <= 1
при z = 0.85 / $\alpha_\varepsilon$ = 1.17 м

**Проверка прочности материала сваи**

Комбинация нагрузок

| N [кН] | Нагрузка(Коэффициент) |
|---|---|
| 105.0 | 1 (1.05) |

Изгибающий момент



Деформации и напряжения в предельном состоянии по несущей способности

Деформации бетона

| Максимальная деформация ε [%.] | Максимальная деформация σ [МПа] | Минимальная деформация ε [%.] | Минимальная деформация σ [МПа] |
|---|---|---|---|
| 0.81 | 0.00 | -1.04 | -10.17 |

Деформации стали

| Максимальная деформация ε [%.] | Максимальная деформация σ [МПа] | Минимальная деформация ε [%.] | Минимальная деформация σ [МПа] |
|---|---|---|---|
| 0.94 | 192.66 | -1.17 | -240.00 |

Сжимающая сила $N_0$ / $N_{0u}$ = 105.0 / 498.0 = **0.211** <= 1

Изгибающий момент M / $M_u$ = 37.8 / 179.3 = **0.211** <= 1

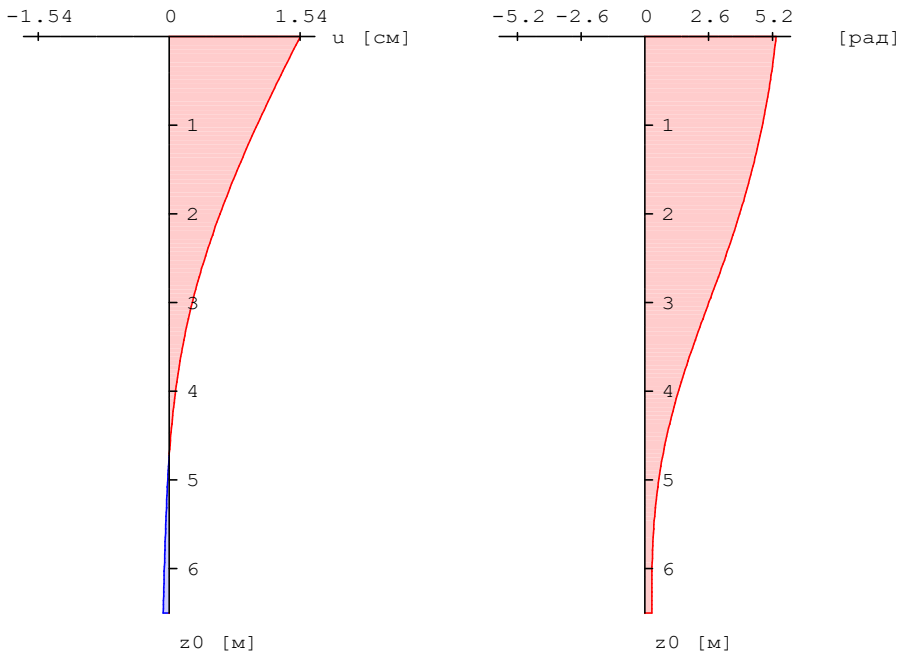
при $z_0$ = 2.99 м

**Проверка допустимости перемещения и угла поворота головы сваи**

Комбинация нагрузок

| H [кН] | M [кНм] | Нагрузка(Коэффициент) |
|---|---|---|
| 10.0 | 10.0 | 1 (1.00) |

Перемещение u Угол поворота ψ x 1000




Перемещение $u_0$ / $u_u$ = 1.54 / 3.00 = **0.515** <= 1

Угол поворота $\psi_0$ / $\psi_u$ = 0.0053 / 0.0100 = **0.535** <= 1

**Проверка допустимости осадки сваи**

Комбинация нагрузок

| N [кН] | Нагрузка(Коэффициент) |
|---|---|
| 100.0 | 1 (1.00) |

Модули сдвига и коэфф. Пуассона

| $G_1$ [МПа] | $\nu_1$ [-] | $G_2$ [МПа] | $\nu_2$ [-] |
|---|---|---|---|
| 18.00 | 0.25 | 18.00 | 0.25 |

Расчетная нагрузка N = 114.0 кН

Параметр $\kappa = G_1 l / G_2 d$ = 16.48 -

Осадка сваи (7.34) $s = \beta N/G_1 l = 0.09$ см
$\beta = 0.641$ -

Условие допустимости $s / s_u = 0.09 / 3.0 = \mathbf{0.030} <= 1$

**Работоспособность сваи обеспечена**

Расчет выполнен модулем 517 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t518 Стальная свая

Свая

Вид сваи: висячая забивная стальная свая

Сортамент: труба горячекатаная - ГОСТ 8732-78*

| | | | |
|---|---|---|---|
| Диаметр трубы | d | = 325 | мм |
| Толщина трубы | t | = 8.0 | мм |
| Длины частей сваи | $l_0$ | = 2.00 | м |
| | l | = 4.50 | м |

Свая погружается с открытым нижним концом

Фундамент с однорядным расположением свай

Грунт

| Слой | Название слоя | h [м] | Вид грунта |
|---|---|---|---|
| 1 | ИГЭ 927 | 10.00 | Песок пылеватый плотный |

Удельный вес грунта

| Слой | W [%] | e [-] | $S_r$ [-] | $\gamma_s$ [кН/м3] | $\gamma$ [кН/м3] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 16.0 | 0.51 | 0.82 | 26.0 | 20.0 |

$e = (\gamma_s/\gamma)(1 + W/100) - 1$ - коэффициент пористости
$S_r = (\gamma_s/\gamma_w)W/(100e)$ - степень водонасыщения грунта
$\gamma_w = 10$ кН/м3 - удельный вес воды

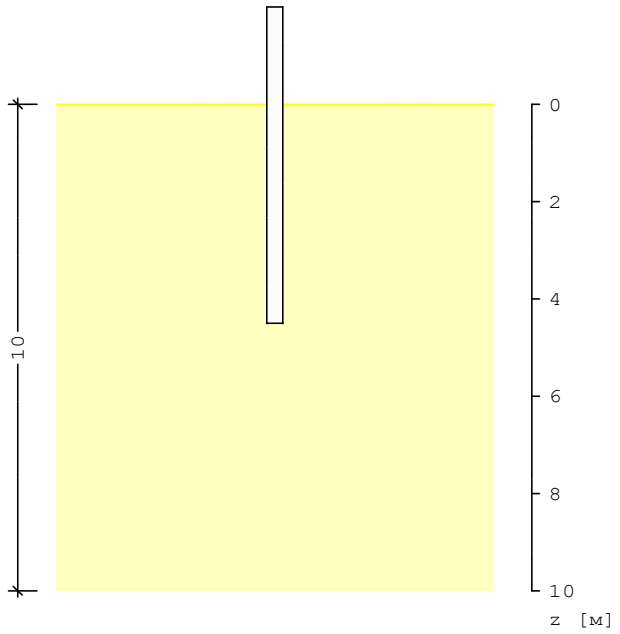
Коэффициенты надёжности

| $\gamma_{g(c)}$ | $\gamma_{g(\varphi)}$ | $\gamma_{g(\gamma)}$ |
|---|---|---|
| 1.50 | 1.10 | 1.10 |

Характеристики грунта

| Слой | $c_{II}$ [кПа] | $\varphi_{II}$ [град] | $\gamma_{II}$ [кН/м3] | $c_I$ [кПа] | $\varphi_I$ [град] | $\gamma_I$ [кН/м3] | E [МПа] | $\nu$ [-] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 7.0 | 35.0 | 20.0 | 4.7 | 31.8 | 18.2 | 33.0 | 0.25 |

Схема геологического разреза




Нагрузки

| № | Вид нагрузки | $\gamma_f$ | Группа | Знак |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Постоянная | 1.05 | | |

| № | N [кН] | H [кН] | M [кНм] |
|---|---|---|---|
| 1 | 100.0 | 10.0 | 10.0 |

Вес сваи $G$ = 4.1 кН
Коэффициент надежности $\gamma_f$ = 1.10 -

Расчет

Согласно СП 24.13330.2021, СП 16.13330.2017, СП 20.13330.2016

Сталь **С 245**
Коэффициент условий работы $\gamma_c$ = 1.00 -
Расчетное сопротивление $R_y$ = 240 МПа

Примечание

Координата $z_0$ отсчитывается от подошвы ростверка
Координата z отсчитывается от поверхности грунта

**Проверка прочности грунта основания сваи при сжимающей нагрузке**

Предполагается формирование грунтовой пробки

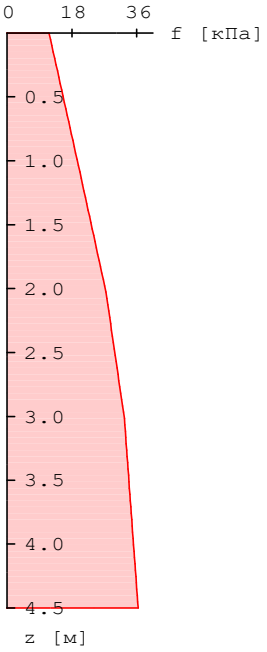
Комбинация нагрузок

| N [кН] | Нагрузка(Коэффициент) |
|---|---|
| 105.0 | 1 (1.05) |

Сопротивление грунта под концом сваи
$R$ = 2.23 МПа
при глубине заложения $h$ = 4.50 м

Коэффициент условий работы $\gamma_{R,R}$ = 0.50 -

Сопротивление грунта на боковой поверхности сваи f




Сопротивление на боковой поверхности

| Слой | $z_1$ [м] | $z_2$ [м] | $\gamma_{R,f}$ [-] | $f_1$ [кПа] | $f_2$ [кПа] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 4.50 | 0.52 | 11.7 | 36.4 |

Коэффициент условий работы сваи при сжатии
$\gamma_c$ = 1.00 -

Несущая способность сваи
$F_d = F_{dR} + F_{df}$ = 92.5 + 64.0 = 156.6 кН

Условие прочности $N_0 \gamma_n \gamma_{c,g} / F_d$ =

109.5 * 1.00 * 1.40 / 156.6 = **0.979** <= 1

**Проверка допустимости давления на грунт боковой поверхностью сваи**

Комбинация нагрузок

| H [кН] | M [кНм] | Нагрузка(Коэффициент) |
|---|---|---|
| 10.5 | 10.5 | 1 (1.05) |

Коэффициент постели

| Слой | от z [м] | до z [м] | K [кН/м4] | $c_z$ [кН/м3] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 4.50 | 4000 | 0 - 18000 |

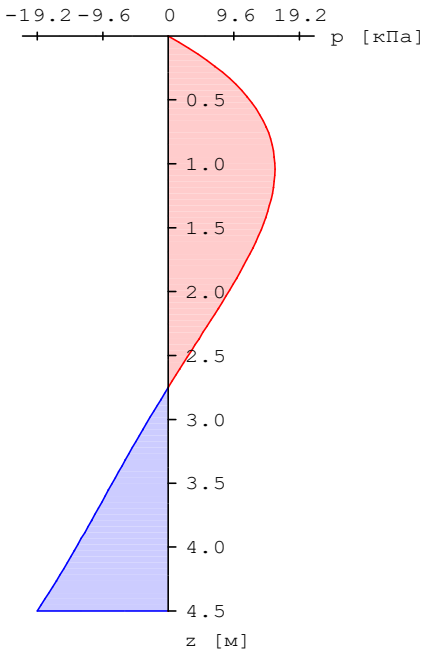
Примечание

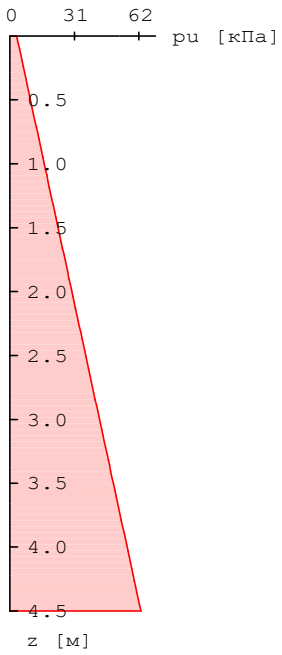
Коэффициент постели $c_z$ = Kz

Условная ширина сваи $b_p$ = 1.5d + 50 = 98.8 см
Жесткость сваи EI = 20.63 МНм2

Коэффициент деформации $\alpha_\varepsilon$ = 0.718 1/м
при K = 4000 кН/м4
$l\alpha_\varepsilon$ = 3.23 -

Давление p Предельное давление $p_u$




Коэффициенты в условии допустимости давления (Б.8)
$\eta_1$ = 1.0 $\eta_2$ = 0.250 $\xi$ = 0.6

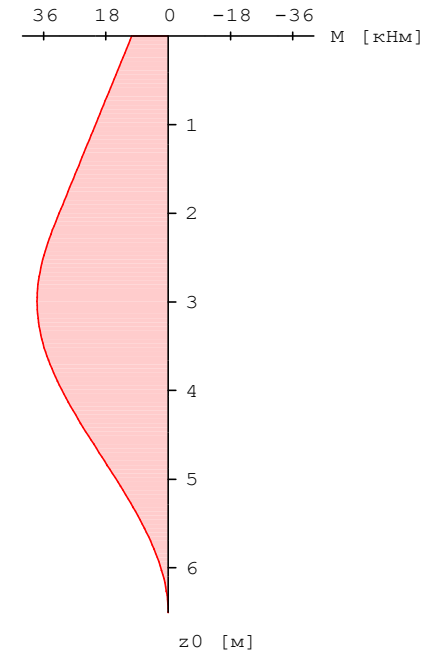
$\eta_2$ определяется по формуле (Б.9) приложения Б при
n = 4.00 -
$M_c$ = 60.7 кНм $M_t$ = 0.0 кНм

Условие допустимости p / $p_u$ = 15.4 / 19.0 = **0.812** <= 1
при z = 0.85 / $\alpha_\varepsilon$ = 1.18 м

**Проверка прочности и устойчивости сваи**

| Комбинация нагрузок | N [кН] | Нагрузка(Коэффициент) |
|---|---|---|
| | 105.0 | 1 (1.05) |

Изгибающий момент



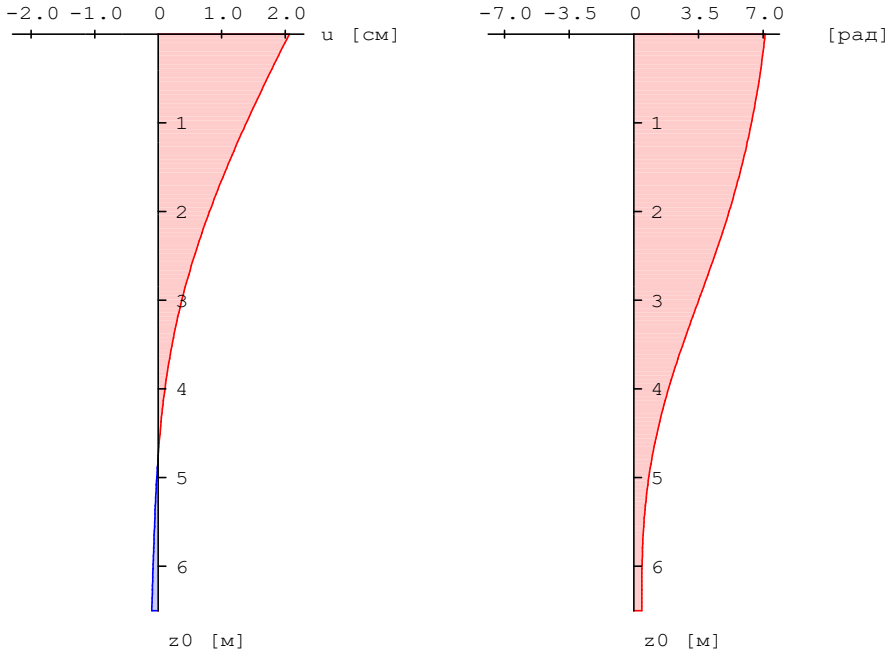
| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Изгибающий момент | $M$ | = | 37.9 | кНм |
| | при $z_0$ | = | 2.99 | м |
| Условие прочности | $\sigma / R_y\gamma_c$ = 74.7 / 240.0 | = | **0.311** | <= 1 |
| Длина стержня $l_1 = l_0 + 2 / \alpha_\varepsilon$ | | = | 4.78 | м |
| Расчетная длина | $l_{ef}$ | = | 9.57 | м |
| Условная гибкость | $\lambda$ | = | 2.913 | - |
| Условие устойчивости | $N / \varphi_e A R_y \gamma_c$ | = | **0.295** | <= 1 |

**Проверка допустимости перемещения и угла поворота головы сваи**

Комбинация нагрузок

| H [кН] | M [кНм] | Нагрузка(Коэффициент) |
|---|---|---|
| 10.0 | 10.0 | 1 (1.00) |

Перемещение u — Угол поворота ψ x 1000




| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Перемещение | $u_0 / u_u$ = 2.06 / 3.00 | = | **0.688** | <= 1 |
| Угол поворота | $\psi_0 / \psi_u$ = 0.0071 / 0.0100 | = | **0.709** | <= 1 |

**Проверка допустимости осадки сваи**

Комбинация нагрузок

| N [кН] | Нагрузка(Коэффициент) |
|---|---|
| 100.0 | 1 (1.00) |

Модули сдвига и коэфф. Пуассона

| $G_1$ [МПа] | $\nu_1$ [-] | $G_2$ [МПа] | $\nu_2$ [-] |
|---|---|---|---|
| 13.20 | 0.25 | 13.20 | 0.25 |

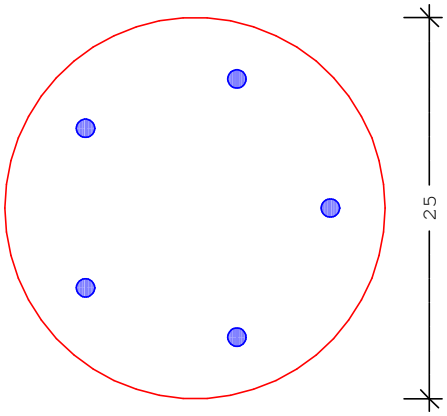
| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Расчетная нагрузка | $N$ | = | 104.1 | кН |
| Параметр | $\kappa = G_1 l / G_2 d$ | = | 13.85 | - |
| Осадка сваи (7.34) | $s = \beta N / G_1 l$ | = | 0.11 | см |
| | $\beta$ | = | 0.634 | - |
| Условие допустимости | $s / s_u$ = 0.11 / 3.0 | = | **0.037** | <= 1 |

**Работоспособность сваи обеспечена**

Расчет выполнен модулем 518 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t519 Свая в полускальном грунте

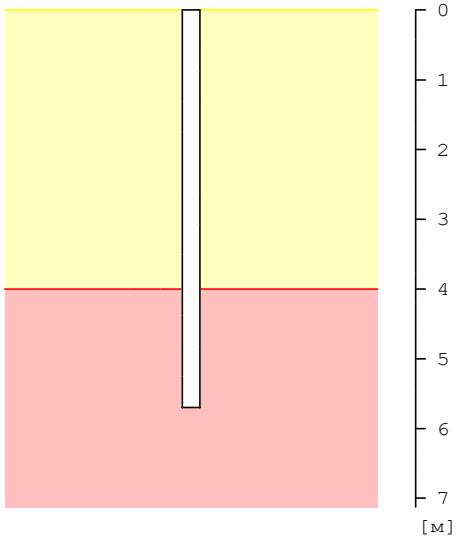
| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Свая | Диаметр сваи | d | = | 25.0 | см |
| | Длина сваи | l | = | 5.70 | м |
| | Принимается шарнирное сопряжение сваи с ростверком | | | | |
| Арматура | Число стержней | $n_s$ | = | 5 | - |
| | Диаметр стержней | $d_s$ | = | 12 | мм |
| | Защитный слой бетона | $a_з$ | = | 30 | мм |
| | Коэффициент армирования | $\mu_s$ | = | 1.15 | % |




Грунт

Глубина залегания скального грунта

$h_0$ = 4.00 м




Нормативное и расчётное значения предела прочности при сжатии грунта в водонасыщенном состоянии

$R_{c,n}$ = 10.00 МПа

$R_c = R_{c,n} / 1.4$ = 7.14 МПа

Показатель качества скальной породы
RQD = 50 %

Коэффициент снижения прочности скального грунта
$K_s$ = 0.320 -

Нагрузки

Вертикальная нагрузка N = 500.0 кН

Горизонтальная нагрузка H = 0.0 кН

Случайный эксцентриситет $e_a$ = 1.00 см
Эксцентриситет $e_0$ принимается не менее $e_a$

Удельный вес сваи $\gamma$ = 25.00 кН/м3
Коэффициент надежности $\gamma_f$ = 1.10 -
Вес сваи G = 7.0 кН

Расчет

Согласно СП 24.13330.2021, СП 63.13330.2018

Бетон **В 20 (тяжелый)**
Коэффициент условий работы $\gamma_b$ = 0.765 -
Арматура **А500**

Сопротивление бетона $\gamma_b R_b$ = 8.80 МПа
Сопротивление арматуры $R_s$ = 435 МПа
$R_{sc}$ = 400 МПа

Модуль упругости бетона $E_b$ = 27.5 ГПа
Модуль упругости арматуры $E_s$ = 200.0 ГПа

Для бетона применяется трехлинейная диаграмма
Для арматуры применяется двухлинейная диаграмма

**Проверка прочности грунта основания сваи при вдавливающей нагрузке**

Сопротивление грунта под концом сваи
$R = K_s R_c (1 + 0.4 l_d/d)$ = 6.86 МПа
$l_d = l - h_0$ = 1.70 м

Значение $1 + 0.4 l_d/d$ принимается не более 3

Сопротивление грунта на боковой поверхности сваи
$R_s = 0.63 (p_a R_c)^{1/2}$ = 0.53 МПа
$p_a$ = 100 кПа

Несущая способность сваи при учете сопротивления под нижним концом сваи
$F_{db} = R \pi d^2/4$ = 336.6 кН

Несущая способность сваи при учете сопротивления на боковой поверхности
$F_{ds} = R_s \pi d l_d$ = 710.9 кН

Расчетная нагрузка $N_0 = N + \gamma_f G$ = 507.7 кН

Расчетная несущая способность сваи
$F_d = \max(F_{db}, F_{ds})$ = 710.9 кН

Условие прочности

$N_0 \gamma_n \gamma_{c,g} / F_d$ =

507.7 * 1.00 * 1.40 / 710.9 = **1.000** <= 1

**Проверка прочности материала сваи**

Принимается, что свая защемлена на глубине $h_0$

Жесткость сечения бетона $EI_b$ = 5.27 МНм2
арматуры $EI_s$ = 0.45 МНм2

Расчетный момент

| $M_0$ [кНм] | $\delta_e$ [-] | $\varphi_l$ [-] | D [МНм2] | $l_0$ [м] | $N_{cr}$ [кН] | $\eta$ [-] | $M=\eta M_0$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 5.0 | 0.15 | 2.00 | 1.192 | 2.80 | 1505.4 | 1.50 | 7.5 |

$D = 0.15/[\varphi_l(0.3 + \delta_e)]EI_b + 0.7EI_s$, $l_0 = \mu h_0$, $\eta = 1/(1 - N/N_{cr})$

Предельные усилия

| N [кН] | M [кНм] | $N_u$ [кН] | $M_u$ [кНм] |
|---|---|---|---|
| 500.0 | 7.5 | 500.0 | 10.5 |

$M / M_u$ = 7.5 / 10.5 = **0.714** <= 1

**Несущая способность сваи обеспечена**

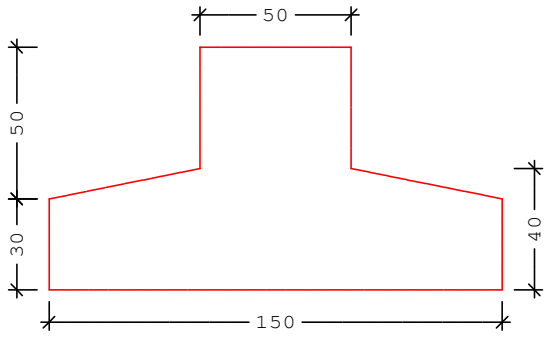
Расчет выполнен модулем 519 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t520 Ленточный фундамент под колонны

Фундамент

| l [м] | b [см] | h [см] | $b_f$ [см] | $h_{f1}$ [см] | $h_{f2}$ [см] |
|---|---|---|---|---|---|
| 4.00 | 50 | 80 | 150 | 30 | 40 |

Сечение




Глубина заложения фундамента
от уровня планировки d = 1.00 м
от поверхности рельефа $d_n$ = 1.00 м

Конструктивная схема сооружения является гибкой

Колонны

| № | $x_k$ [м] | $h_k$ [см] |
|---|---|---|
| 1 | 0.30 | 40 |
| 2 | 3.70 | 40 |

Грунт

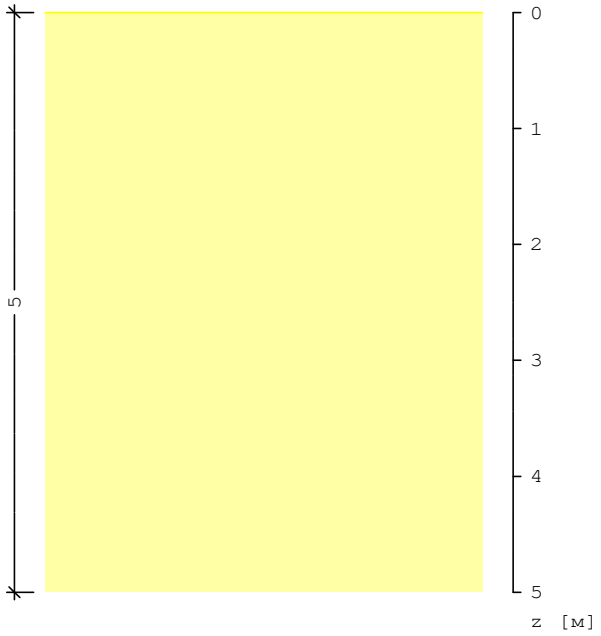
Удельный вес грунта выше уровня подошвы фундамента $\gamma_0$ = 20.0 кН/м3

| Слой | Название | h [м] | Вид грунта | $\gamma_s$ [кН/м3] | $\gamma$ [кН/м3] | W [%] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | | 5.00 | Песок сред. круп. | 25.0 | 20.0 | 5.0 |

Характеристики грунта

| Слой | $c_{II}$ [кПа] | $\varphi_{II}$ [град] | E [МПа] | $E_e$ [МПа] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.0 | 30.0 | 20.0 | 100.0 |

Схема геологического разреза



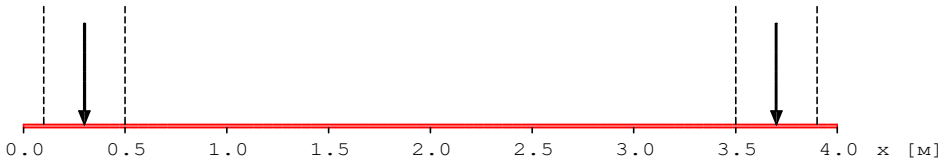

Нагрузки

| № | Вид нагрузки | $\gamma_f$ | Группа | Знак |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Постоянная | 1.10 | | |

Силы и моменты

| Нагрузка | Колонна | V [кН] | M [кНм] |
|---|---|---|---|
| 1 | 1 | 600.0 | |
| | 2 | 600.0 | |

Нагрузка 1




Расчет

СП 63.13330.2018,СП 20.13330.2016,СП 22.13330.2016

Расчетная модель

Балка на упругом основании с переменным коэффициентом постели k(x)
При определении k(x) учитывается вся толща грунта

Материалы

| | | |
|---|---|---|
| Бетон | **B 20 (тяжелый)** | |
| Продольная арматура | **A500** | |
| Поперечная арматура | **A240** | |
| Коэффициент условий работы | $\gamma_b$ = 0.900 | - |

Для бетона применяется трехлинейная диаграмма
Для арматуры применяется двухлинейная диаграмма

Расчетные сопротивления

| | | |
|---|---|---|
| $\gamma_b R_b$ | = 10.35 | МПа |
| $\gamma_b R_{bt}$ | = 0.81 | МПа |
| $R_s$ | = 435 | МПа |
| $R_{sc}$ | = 400 | МПа |
| $R_{sw}$ | = 170 | МПа |

Комбинации нагрузок

| К | Номер нагрузки (Коэффициент) |
|---|---|
| 1 | 1 (1.10) |

Изгибная жесткость с учетом арматуры

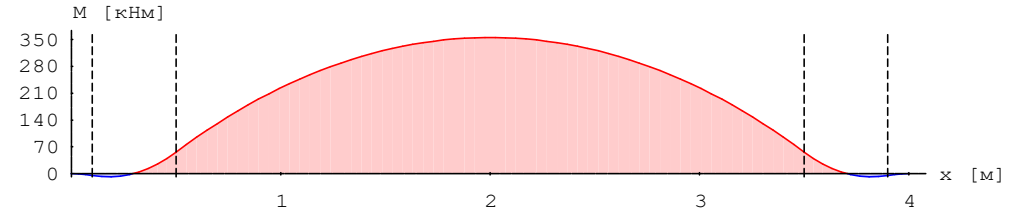
| $A_{sв}$ [см2] | $A_{sн}$ [см2] | $EI_c$ [МНм2] | $EI_{прив}$ [МНм2] |
|---|---|---|---|
| 11.00 | 0.13 | 946.05 | 993.38 |

**Расчет для комбинации нагрузок К = 1**

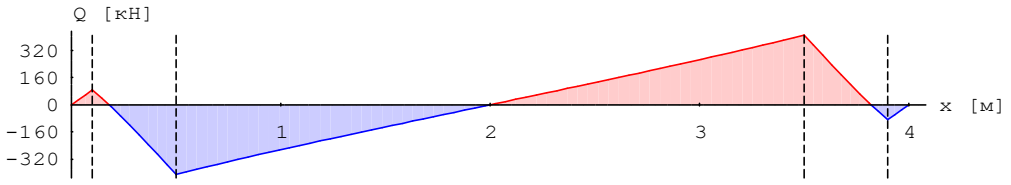
К 1 Усилия,осадка, давление

| x [м] | M [кНм] | Q [кН] | w [см] | p [кПа] |
|---|---|---|---|---|
| 0.00 | 0.0 | 0.0 | 1.56 | 582.4 |
| 0.02 | -0.2 | 14.6 | 1.56 | 564.2 |
| 0.03 | -0.5 | 29.1 | 1.56 | 546.1 |
| 0.05 | -1.2 | 43.6 | 1.56 | 527.9 |
| 0.07 | -1.9 | 58.2 | 1.56 | 509.8 |
| 0.08 | -3.2 | 72.7 | 1.56 | 491.7 |
| 0.10 | -4.4 | 87.2 | 1.56 | 473.6 |
| 0.50 | 56.4 | -409.3 | 1.54 | 210.2 |
| 1.00 | 224.0 | -264.2 | 1.52 | 183.7 |
| 1.50 | 322.3 | -130.2 | 1.51 | 175.2 |
| 2.00 | 354.8 | -0.0 | 1.51 | 172.9 |
| 2.50 | 322.3 | 130.2 | 1.51 | 175.2 |
| 3.00 | 224.0 | 264.2 | 1.52 | 183.7 |
| 3.50 | 56.4 | 409.3 | 1.54 | 210.2 |
| 3.90 | -4.4 | -87.2 | 1.56 | 473.6 |
| 3.92 | -3.2 | -72.7 | 1.56 | 491.7 |
| 3.93 | -1.9 | -58.2 | 1.56 | 509.8 |
| 3.95 | -1.2 | -43.6 | 1.56 | 527.9 |
| 3.97 | -0.5 | -29.1 | 1.56 | 546.1 |
| 3.98 | -0.2 | -14.6 | 1.56 | 564.2 |
| 4.00 | 0.0 | 0.0 | 1.56 | 582.4 |

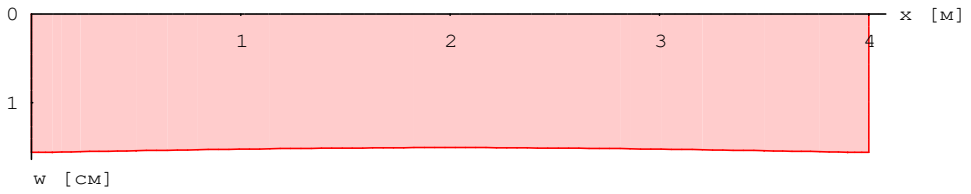
Изгибающий момент



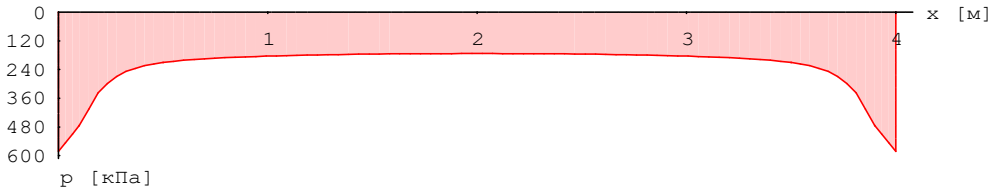

Поперечная сила



Осадка




Давление




Требуемая продольная арматура

| $a_в$ [см] | $a_н$ [см] | $A_{sв}$ [см2] | $A_{sн}$ [см2] | $\mu_{sв}$ [%] | $\mu_{sн}$ [%] |
|---|---|---|---|---|---|
| 3.90 | 4.50 | 11.00 | 0.13 | 0.29 | 0.00 |

Требуемая арматура в полке

| Свес [см] | $p_{ср}$ [кПа] | M [кНм/м] | $a_н$ [см] | $A_s$ [см2/м] |
|---|---|---|---|---|
| 50.0 | 220.1 | 27.5 | 3.50 | 1.76 |

**По расчету на действие поперечной силы для обеспечения прочности поперечная арматура не требуется.**

Расчет свеса полки на поперечную силу

| $p_{ср}$ [кПа] | Q [кН/м] | $Q/Q_{max}$ | $Q/Q_b$ |
|---|---|---|---|
| 220.1 | 110.1 | **0.113** | **0.173** |

Конструирование

Данные для подбора продольной арматуры

| Место | $d_{min}$ [мм] | $d_{max}$ [мм] | $n_{max}$ | $a_{min}$ [мм] |
|---|---|---|---|---|
| Вверху | 10 | 28 | 5 | 30 |
| Внизу | 10 | 28 | 10 | 50 |

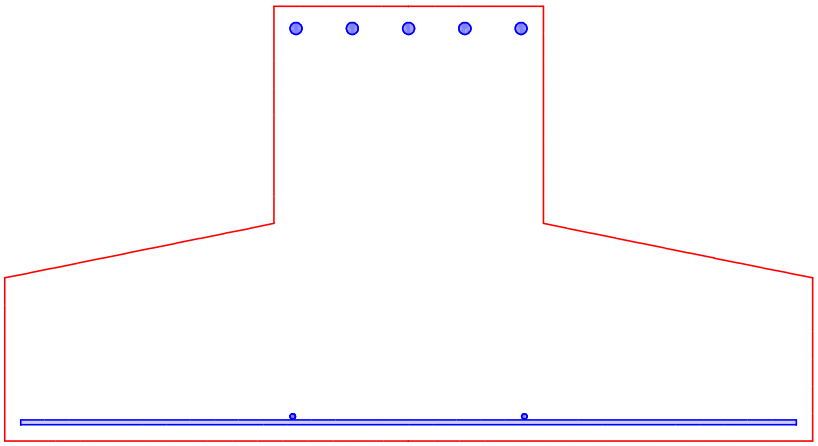
**Арматура подобрана по ограничению ширины трещин**

Размещение стержней

| Место | Ряд | n | $d_s$ [мм] | $a_з$ [мм] |
|---|---|---|---|---|
| Вверху | | **5** | **22** | 30 |
| Внизу | | **2** | **10** | 40 |

Подобранная продольная арматура

| $A_{sв}$ [см2] | $A_{sн}$ [см2] | $\mu_{sв}$ [%] | $\mu_{sн}$ [%] |
|---|---|---|---|
| 19.01 | 1.57 | 0.50 | 0.04 |



Стержни:
вверху 5 ϕ22
внизу 2 ϕ10
Защитный слой:
аз в = 30 мм
аз н = 30 мм

Подобранная арматура в полке

| $d_s$ [мм] | s [см] | $A_s$ [см2/м] | $\mu_s$ [%] | $a_з$ [мм] |
|---|---|---|---|---|
| **10** | **30** | 2.62 | 0.07 | 30 |

Трещиностойкость — Расчет по образованию и раскрытию трещин

Предельная ширина раскрытия трещин
Непродолжительное раскрытие $a_{c1,u}$ = 0.30 мм
Продолжительное раскрытие $a_{c2,u}$ = 0.20 мм

Комбинации нагрузок

| К | Номер нагрузки (Коэффициент) |
|---|---|
| 1 | 1 (1.00) |

Изгибная жесткость с учетом арматуры

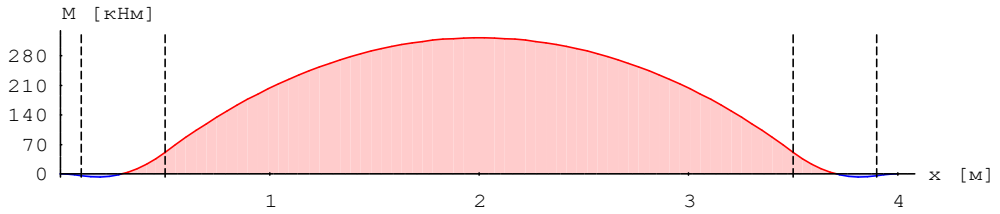
| $A_{sв}$ [см2] | $A_{sн}$ [см2] | $EI_c$ [МНм2] | $EI_{прив}$ [МНм2] |
|---|---|---|---|
| 19.01 | 1.57 | 946.05 | 1028.32 |

**Расчет для комбинации нагрузок К = 1**

К 1 Момент,осадка, давление

| x [м] | M [кНм] | w [см] | p [кПа] |
|---|---|---|---|
| 0.00 | 0.0 | 1.42 | 528.8 |
| 0.02 | -0.2 | 1.42 | 512.4 |
| 0.03 | -0.4 | 1.42 | 495.9 |
| 0.05 | -1.1 | 1.42 | 479.4 |
| 0.07 | -1.8 | 1.41 | 463.0 |
| 0.08 | -2.9 | 1.41 | 446.6 |
| 0.10 | -4.0 | 1.41 | 430.1 |
| 0.50 | 51.3 | 1.40 | 191.0 |
| 1.00 | 203.8 | 1.38 | 167.1 |
| 1.50 | 293.2 | 1.37 | 159.4 |
| 2.00 | 322.8 | 1.37 | 157.3 |
| 2.50 | 293.2 | 1.37 | 159.4 |
| 3.00 | 203.8 | 1.38 | 167.1 |
| 3.50 | 51.3 | 1.40 | 191.0 |
| 3.90 | -4.0 | 1.41 | 430.1 |
| 3.92 | -2.9 | 1.41 | 446.6 |
| 3.93 | -1.8 | 1.41 | 463.0 |
| 3.95 | -1.1 | 1.42 | 479.4 |
| 3.97 | -0.4 | 1.42 | 495.9 |
| 3.98 | -0.2 | 1.42 | 512.4 |
| 4.00 | 0.0 | 1.42 | 528.8 |

Изгибающий момент




К 1 Ширина раскрытия трещин

| x [м] | M [кНм] | $M_l$ [кНм] | $M_{crc}$ [кНм] | $a_{crc1}$ [мм] | $a_{crc2}$ [мм] |
|---|---|---|---|---|---|
| 0.02 | -0.2 | -0.2 | -298.0 | **0.000** | **0.000** |
| 0.03 | -0.4 | -0.4 | -298.0 | **0.000** | **0.000** |
| 0.05 | -1.1 | -1.1 | -298.0 | **0.000** | **0.000** |
| 0.07 | -1.8 | -1.8 | -298.0 | **0.000** | **0.000** |
| 0.08 | -2.9 | -2.9 | -298.0 | **0.000** | **0.000** |
| 0.10 | -4.0 | -4.0 | -298.0 | **0.000** | **0.000** |
| 0.50 | 51.3 | 51.3 | 183.8 | **0.000** | **0.000** |
| 1.00 | 203.8 | 203.8 | 183.8 | **0.058** | **0.058** |
| 1.50 | 293.2 | 293.2 | 183.8 | **0.149** | **0.149** |
| 1.98 | 322.8 | 322.8 | 183.8 | **0.179** | **0.179** |
| 2.00 | 322.8 | 322.8 | 183.8 | **0.179** | **0.179** |
| 2.50 | 293.2 | 293.2 | 183.8 | **0.149** | **0.149** |
| 3.00 | 203.8 | 203.8 | 183.8 | **0.058** | **0.058** |
| 3.50 | 51.3 | 51.3 | 183.8 | **0.000** | **0.000** |
| 3.90 | -4.0 | -4.0 | -298.0 | **0.000** | **0.000** |
| 3.92 | -2.9 | -2.9 | -298.0 | **0.000** | **0.000** |
| 3.93 | -1.8 | -1.8 | -298.0 | **0.000** | **0.000** |
| 3.95 | -1.1 | -1.1 | -298.0 | **0.000** | **0.000** |
| 3.97 | -0.4 | -0.4 | -298.0 | **0.000** | **0.000** |
| 3.98 | -0.2 | -0.2 | -298.0 | **0.000** | **0.000** |

К 1 Ширина трещин в свесах полки

| $p_{cp}$ [кПа] | $p_{l,cp}$ [кПа] | M [кНм/м] | $M_l$ [кНм/м] | $M_{crc}$ [кНм/м] | $a_{crc1}$ [мм] | $a_{crc2}$ [мм] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 200.1 | 200.1 | 25.0 | 25.0 | 62.3 | **0.000** | **0.000** |

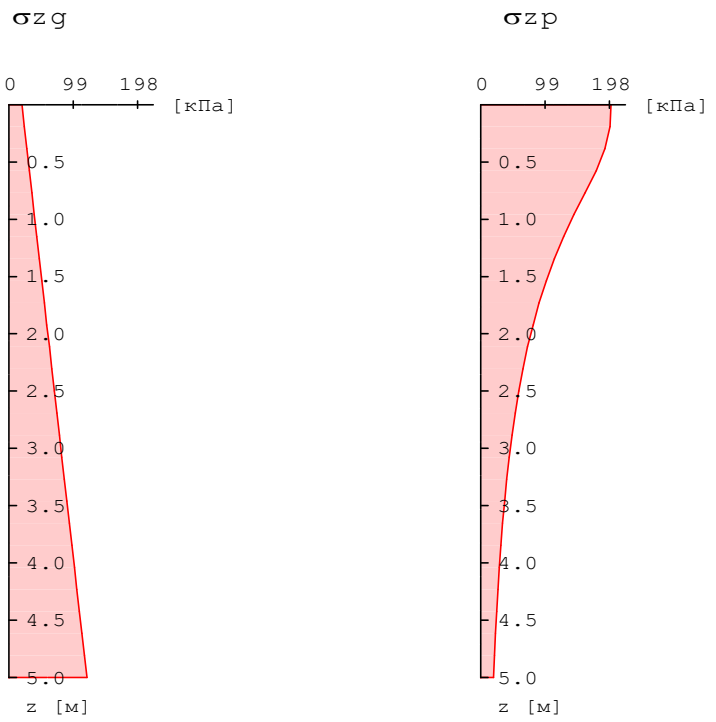
Осадка

Расчет осадки основания по формуле (5.16)

Вертикальная нагрузка $V_{max}$ = 1200 кН
Среднее давление на грунт p = 200.0 кПа

Расчетное сопротивление грунта основания
R = 223.4 кПа
Примечание. Значение R увеличено на 20% по 5.6.24

Проверка допустимости давления на грунт
p / R = 200.0 / 223.4 = **0.895** <= 1



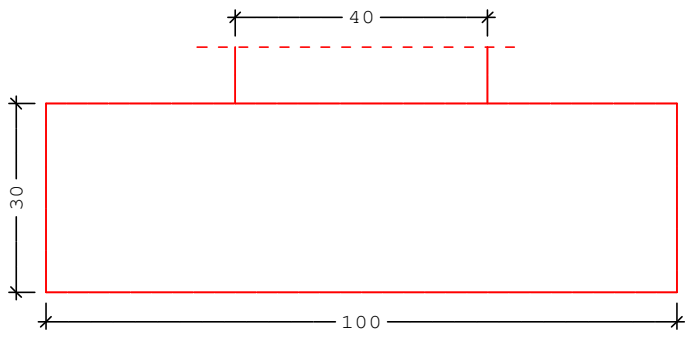

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Глубина сжимаемой толщи | $H_c$ | = | 3.18 | м |
| Напряжение при z = $H_c$ | $\sigma_{zp}$ | = | 41.8 | кПа |
| | $\sigma_{zp}$ / $\sigma_{zg}$ | = | 0.500 | - |
| Осадка основания | s | = | 1.29 | см |
| | s / $s_u$ = 1.29 / 8.00 | = | **0.161** | <= 1 |

Расчет выполнен модулем 520 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t521 Ленточный фундамент под стену

Фундамент

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Толщина стены | $b_c$ | = | 40 | см |
| Ширина сечения | b | = | 100 | см |
| Высота сечения | h | = | 30 | см |



Глубина заложения фундамента
от уровня планировки $d$ = 1.00 м
от поверхности рельефа $d_n$ = 1.00 м

Конструктивная схема сооружения является гибкой

Грунт

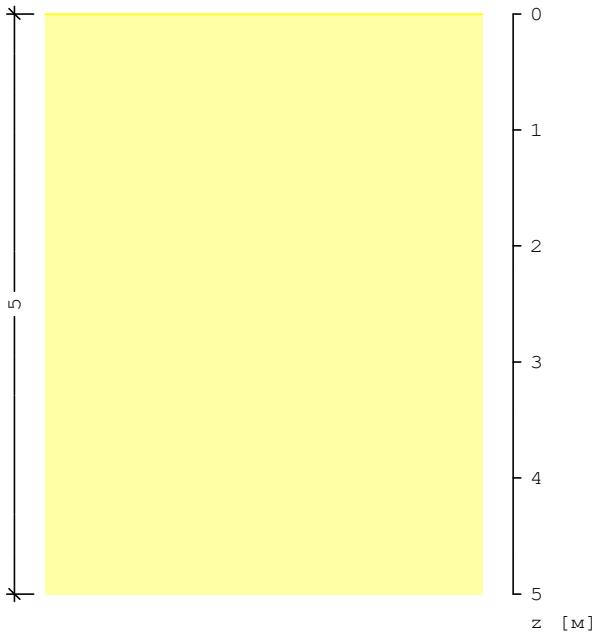
Удельный вес грунта выше уровня подошвы фундамента $\gamma_0$ = 20.0 кН/м3

| Слой | Название | h [м] | Вид грунта | $\gamma_s$ [кН/м3] | $\gamma$ [кН/м3] | W [%] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | | 5.00 | Песок сред. круп. | 25.0 | 20.0 | 5.0 |

Характеристики грунта

| Слой | $c_{II}$ [кПа] | $\varphi_{II}$ [град] | E [МПа] | $E_e$ [МПа] | $\nu$ [-] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.0 | 30.0 | 20.0 | 100.0 | 0.30 |

Схема геологического разреза




Нагрузки

| № | Вид нагрузки | $\gamma_f$ | Группа | Знак |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Постоянная | 1.10 | | |

| № | N [кН/м] | M [кНм/м] |
|---|---|---|
| 1 | 100.0 | 10.0 |

Расчет

СП 63.13330.2018,СП 20.13330.2016,СП 22.13330.2016

Бетон **В 20 (тяжелый)**
Арматура **А500**
Коэффициент условий работы $\gamma_b$ = 0.900 -
Для бетона применяется трехлинейная диаграмма
Для арматуры применяется двухлинейная диаграмма

Расчетные сопротивления
$\gamma_b R_b$ = 10.35 МПа
$\gamma_b R_{bt}$ = 0.81 МПа
$R_s$ = 435 МПа
$R_{sc}$ = 400 МПа

Данные для определения расчетного сопротивления грунта основания R по формуле (5.7)

| $\gamma_{c1}$ | $\gamma_{c2}$ | k | $M_\gamma$ | $M_q$ | $M_c$ | $k_z$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1.40 | 1.00 | 1.10 | 1.150 | 5.590 | 7.950 | 1.00 |

| b [м] | $d_1$ [м] | $d_b$ [м] | $\gamma_{II}$ [кН/м3] | $\gamma'_{II}$ [кН/м3] | $\varphi_{II}$ [град] | $c_{II}$ [кПа] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1.00 | 1.00 | 0.00 | 20.0 | 20.0 | 30.0 | 0.0 |

Учтено, что $\varphi_{II}$ и $c_{II}$ приняты по таблицам прилож.Б

Значение по формуле (5.7) R = 171.6 кПа

Значение R увеличивается на 20% согласно 5.6.24
При p = R s = 0.88 см < $0.4s_u$ = 3.20 см
При p = 1.20R s = 1.12 см < $0.8s_u$ = 6.40 см

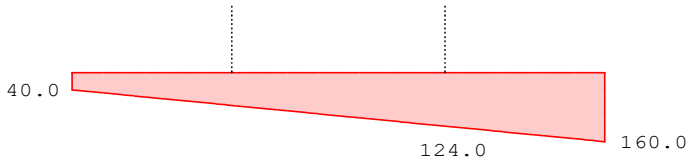
Расчетное сопротивление R = 205.9 кПа

**Проверка допустимости давления на грунт от нормативных нагрузок**

Комбинация нагрузок

| N [кН/м] | M [кНм/м] | Давление [кПа] max | min | Нагрузка (Коэффициент) |
|---|---|---|---|---|
| 100.0 | 10.0 | 160.0 | 40.0 | 1 (1.00) |

Давление на грунт




$p_{min}$ / $p_{max}$ = 0.250 -

Среднее давление на грунт p = 100.0 кПа

$p_{max}$ / 1.2R = 160.0 / 247.1 = **0.648** <= 1

p / R = 100.0 / 205.9 = **0.486** <= 1

**Подбор арматуры поперечного направления**

Комбинация нагрузок

| N [кН/м] | M [кНм/м] | Давление [кПа] max | min | Нагрузка (Коэффициент) |
|---|---|---|---|---|
| 110.0 | 11.0 | 176.0 | 44.0 | 1 (1.10) |

Вылет консоли фундамента c = 30.0 см
c / h = 1.00 -
Изгибающий момент $M_0$ = 7.3 кНм/м
Требуемая площадь арматуры $A_s$ = 0.67 см2/м

Данные для подбора арматуры

| min $d_s$ [мм] | max $d_s$ [мм] | min s [см] | max s [см] |
|---|---|---|---|
| 10 | 18 | 5 | 30 |

Подобранная арматура

| $d_s$ [мм] | s [см] | $A_s$ [см2/м] | $\mu$ [%] | $a_з$ [мм] |
|---|---|---|---|---|
| **10** | **30** | 2.62 | 0.10 | 40 |

**Проверка прочности фундамента при действии поперечных сил**

Q / $Q_b$ = 46.9 / 516.4 = **0.091** <= 1

**Проверка трещиностойкости консолей фундамента**

Комбинация нагрузок

| N [кН/м] | M [кНм/м] | $N_1$ [кН/м] | $M_1$ [кНм/м] | Нагрузка (Коэффициент) |
|---|---|---|---|---|
| 100.0 | 10.0 | 100.0 | 10.0 | 1 (1.00) |

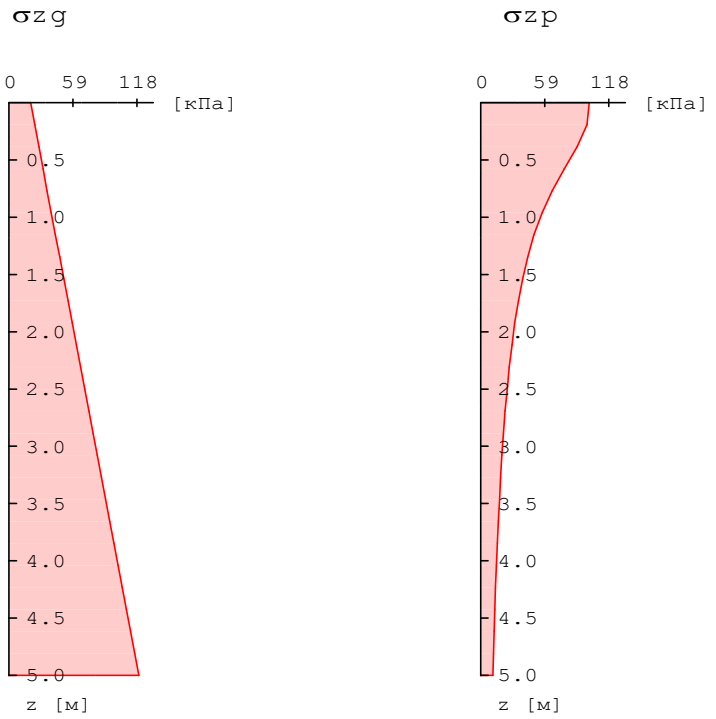
Момент образования трещин $M_{crc}$ = 35.1 кНм/м

Изгибающий момент $M_0$ = 6.7 кНм/м

Трещины не образуются

**Расчет осадки основания по формуле (5.16)**

Вертикальная нагрузка N = 100.0 кН/м




Глубина сжимаемой толщи $H_c$ = 2.02 м

Напряжение при z = $H_c$ $\sigma_{zp}$ = 30.2 кПа

$\sigma_{zp}$ / $\sigma_{zg}$ = 0.500 -

Осадка основания s = 0.41 см

$s / s_u$ = 0.41 / 8.00 = **0.051** <= 1

**Расчет крена фундамента по формуле (5.24)**

Моментная нагрузка M = 10.0 кНм/м

Коэффициент в формуле (5.24) $D \cdot 10^3$ = 45.5 1/МПа

Коэффициент по табл. 5.9 $k_e$ = 0.070 -

Крен фундамента i = 0.00255 -

$i / i_u$ = 0.00255 / 0.005 = **0.510** <= 1

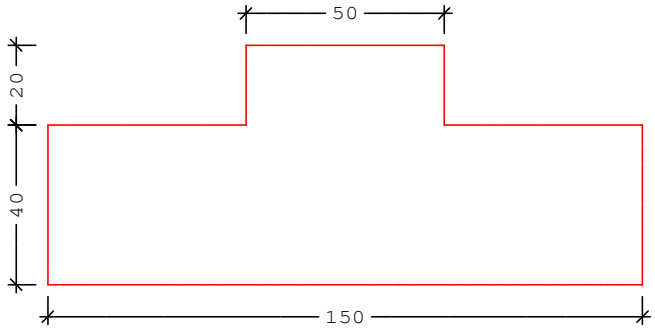
Расчет выполнен модулем 521 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t522 Ленточный фундамент под колонны

Фундамент

| l [м] | b [см] | h [см] | $b_f$ [см] | $h_{f1}$ [см] | $h_{f2}$ [см] |
|---|---|---|---|---|---|
| 10.00 | 50 | 60 | 150 | 40 | 40 |

Сечение




Колонны

| № | $x_k$ [м] | $h_k$ [см] |
|---|---|---|
| 1 | 2.00 | 40 |
| 2 | 5.00 | 40 |
| 3 | 8.00 | 40 |

Глубина заложения фундамента
от уровня планировки $d$ = 3.00 м
от поверхности рельефа $d_n$ = 3.00 м

Грунт

Удельный вес грунта выше уровня подошвы фундамента $\gamma_0$ = 18.0 кН/м3

| Слой | h [м] | $\gamma_s$ [кН/м3] | e [-] | $\gamma$ [кН/м3] | c [кПа] | $\varphi$ [град] | E [МПа] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 5.00 | 26.0 | 0.00 | 18.0 | 15.0 | 25.0 | 20.0 |

Воздействия

| № | Тип воздействия | Описание |
|---|---|---|
| 1 | Постоянное | Постоянное воздействие постоянное - |

Коэффициент упр. надежностью $K_{FI}$ = 1.1 -

При комбинировании применяется формула (6.10)

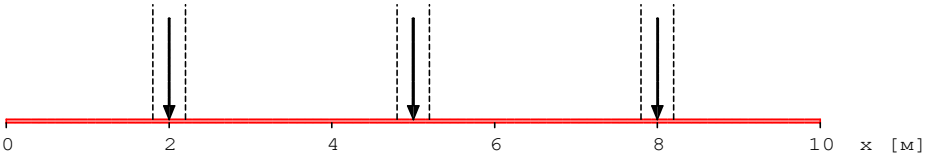
Коэффициенты

| № | $\gamma_{sup}$ | $\gamma_{inf}$ | $\psi_0$ | $\psi_1$ | $\psi_2$ | Группа | Знак |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1.35 | 1.00 | | | | | |

Вертикальные силы и моменты

| № | Колонна | V [кН] | M [кНм] |
|---|---|---|---|
| 1 | 1 | 1000.0 | |
| | 2 | 1000.0 | |
| | 3 | 1000.0 | |

Воздействие 1




Расчет — согласно MSZ EN 1992-1-1, MSZ EN 1997-1

Расчетная модель — Балка на упругом основании с переменным коэффициентом постели k(x)
При определении k(x) учитывается вся толща грунта

Материалы

| | | | |
|---|---|---|---|
| Бетон | **C25/30** | | |
| Продольная арматура | **S500** | | |
| Предел текучести арматуры | $f_{yk}$ | = 500 | МПа |
| Предел прочности арматуры | $f_{tk}$ | = 525 | МПа |
| Поперечная арматура | **S400** | | |
| Предел текучести арматуры | $f_{ywk}$ | = 400 | МПа |

Выбранные комбинации

| K | Номер воздействия (Коэффициент) |
|---|---|
| 1 | 1 (1.49) |

Изгибная жесткость с учетом арматуры

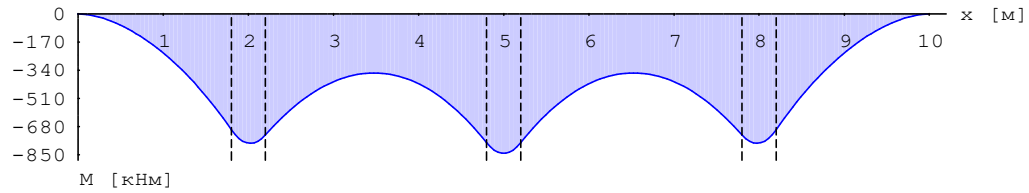
| $A_{sв}$ [см2] | $A_{sн}$ [см2] | $EI_c$ [МНм2] | $EI_{прив}$ [МНм2] |
|---|---|---|---|
| 0.00 | 41.83 | 497.48 | 523.83 |

**Расчет для комбинации воздействий K = 1**

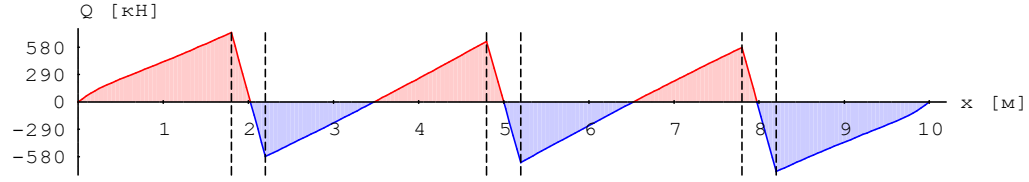
К 1 Усилия,осадка, давление

| x [м] | M [кНм] | Q [кН] | w [см] | p [кПа] |
|---|---|---|---|---|
| 0.00 | 0.0 | 0.0 | 1.68 | 441.1 |
| 1.80 | -698.9 | 737.7 | 2.39 | 275.0 |
| 2.20 | -730.6 | -578.1 | 2.51 | 287.9 |
| 4.80 | -777.6 | 642.8 | 2.91 | 331.6 |
| 5.20 | -777.6 | -642.8 | 2.91 | 331.6 |
| 7.80 | -730.6 | 578.1 | 2.51 | 287.9 |
| 8.20 | -698.9 | -737.7 | 2.39 | 275.0 |
| 10.00 | 0.0 | 0.0 | 1.68 | 441.1 |

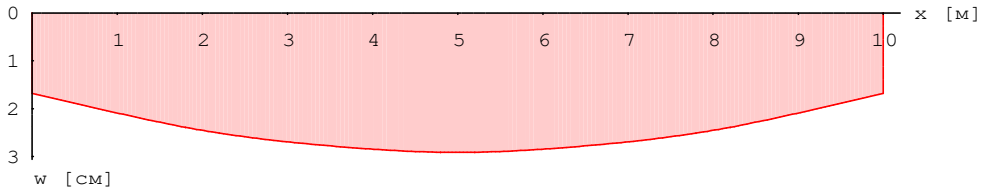
Изгибающий момент



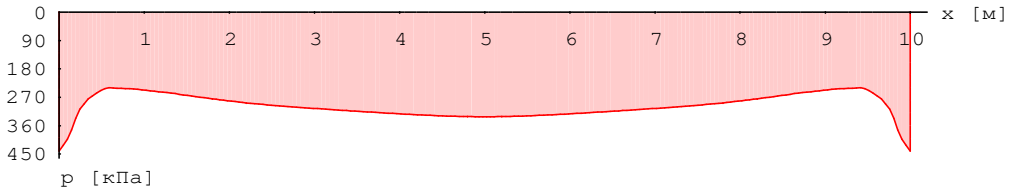

Поперечная сила



Осадка




Давление




К 1 Условие (6.5) $V_{Ed}$ / $V_{Rd,max}$ = 738 / 1211 = **0.609** <= 1
при x = 1.80 м

Требуемая продольная арматура

| $a_в$ [см] | $a_н$ [см] | $A_{sв}$ [см2] | $A_{sн}$ [см2] | $\rho_{sв}$ [%] | $\rho_{sн}$ [%] |
|---|---|---|---|---|---|
| | 6.20 | | 41.88 | | 1.56 |

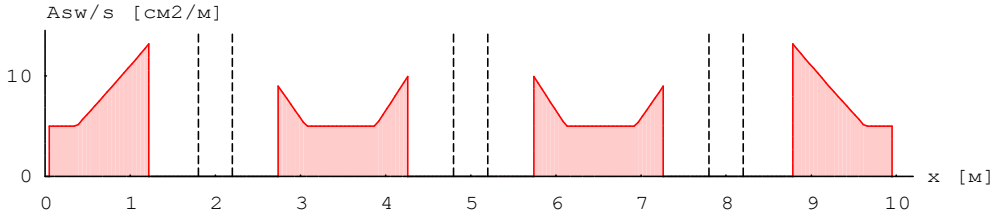
Требуемая арматура в полке

| Свес [см] | $p_{ср}$ [кПа] | M [кНм/м] | $a_н$ [см] | $A_s$ [см2/м] |
|---|---|---|---|---|
| 50.0 | 297.2 | 37.2 | 4.60 | 2.35 |

Требуемая поперечная арматура

| x [м] | $V_{Ed}$ [кН] | $V_{Rd,c}$ [кН] | z [см] | cotθ [-] | $V_{Rd,s}$ [кН] | $V_{Rd,max}$ [кН] | $A_{sw}/s$ [см2/м] | $\rho_w$ [%] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1.22 | 506.6 | 176.1 | 44.19 | 2.50 | 506.6 | 685.7 | 13.18 | 0.26 |
| 2.74 | 339.7 | 176.1 | 43.60 | 2.50 | 339.7 | 676.5 | 8.96 | 0.18 |
| 4.26 | 376.3 | 176.1 | 43.50 | 2.50 | 376.3 | 675.0 | 9.95 | 0.20 |
| 5.74 | 376.3 | 176.1 | 43.50 | 2.50 | 376.3 | 675.0 | 9.95 | 0.20 |
| 7.26 | 339.7 | 176.1 | 43.60 | 2.50 | 339.7 | 676.5 | 8.96 | 0.18 |
| 8.78 | 506.6 | 176.1 | 44.19 | 2.50 | 506.6 | 685.7 | 13.18 | 0.26 |

Расчет проведен для сечений не ближе d от колонны (d - рабочая высота сечения)




Расчет свеса полки на поперечную силу

| d [см] | $p_{ср}$ [кПа] | Q [кН/м] | $V_{Rd,c}$ [кН/м] | $Q/V_{Rd,c}$ |
|---|---|---|---|---|
| 35.4 | 297.2 | 43.4 | 259.9 | **0.167** |

d - расстояние от ребра до расчетного сечения

При расчете свеса $V_{Rd,c}$ определяется по формуле (6.2а) с учетом указаний 6.2.2(6)

## Конструирование

Данные для подбора продольной арматуры

| Место | $d_{min}$ [мм] | $d_{max}$ [мм] | $n_{max}$ | $a_{min}$ [мм] |
|---|---|---|---|---|
| Вверху | 12 | 28 | 15 | 25 |
| Внизу | 12 | 28 | 15 | 25 |

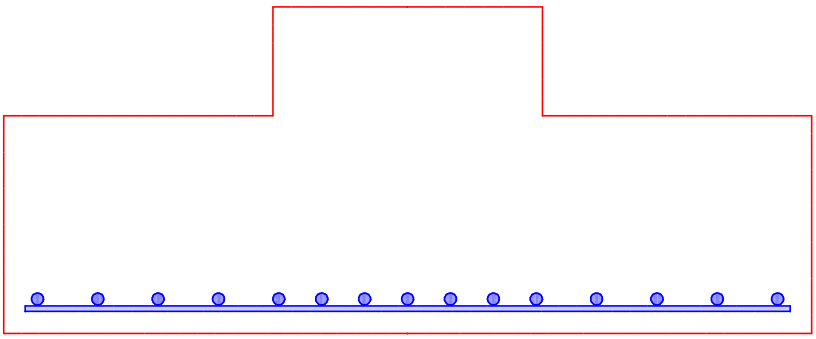
**Арматура подобрана по ограничению ширины трещин**

Размещение стержней

| Место | Ряд | n | $d_s$ [мм] | $c_{nom}$ [мм] |
|---|---|---|---|---|
| Внизу | | **15** | **22** | 52 |

Подобранная продольная арматура

| $A_{sв}$ [см2] | $A_{sн}$ [см2] | $\rho_{sв}$ [%] | $\rho_{sн}$ [%] |
|---|---|---|---|
| | 57.02 | | 2.12 |



Стержни: 15 ϕ22
Защитный слой:
cnom н = 40 мм

Подобранная арматура в полке

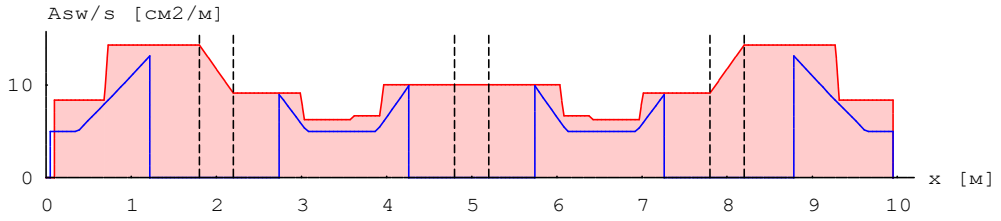
| $d_s$ [мм] | s [см] | $A_s$ [см2/м] | $\rho_s$ [%] | $c_{nom}$ [мм] |
|---|---|---|---|---|
| **12** | **15** | 7.54 | 0.21 | 40 |

Данные для подбора поперечной арматуры

| $d_{sw}$ [мм] | Число ветвей | $s_{max}$ [см] | $\Delta s$ [см] | $s_1$ [см] |
|---|---|---|---|---|
| 8 | 2 | 30 | 5 | s/2 |

Размещение хомутов

| Колонна | Место | Участок | Длина [м] | Число хомутов | s [см] | $A_{sw}/s$ [см2/м] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Слева | 1-й | 1.085 | 16 | 7 | 14.36 |
| | | 2-й | 0.600 | 5 | 12 | 8.38 |
| | Справа | 1-й | 0.825 | 8 | 11 | 9.14 |
| | | 2-й | 0.320 | 2 | 16 | 6.28 |
| 2 | Слева | 1-й | 0.850 | 9 | 10 | 10.05 |
| | | 2-й | 0.300 | 2 | 15 | 6.70 |
| | Справа | 1-й | 0.850 | 9 | 10 | 10.05 |
| | | 2-й | 0.300 | 2 | 15 | 6.70 |
| 3 | Слева | 1-й | 0.825 | 8 | 11 | 9.14 |
| | | 2-й | 0.320 | 2 | 16 | 6.28 |
| | Справа | 1-й | 1.085 | 16 | 7 | 14.36 |
| | | 2-й | 0.600 | 5 | 12 | 8.38 |



Трещиностойкость — Расчет по образованию и раскрытию трещин

Предельная ширина трещин $w_{max}$ = 0.30 мм

Постоян. комбинации

| К | Номер воздействия (Коэффициент) |
|---|---|
| 1 | 1 (1.00) |

Изгибная жесткость с учетом арматуры

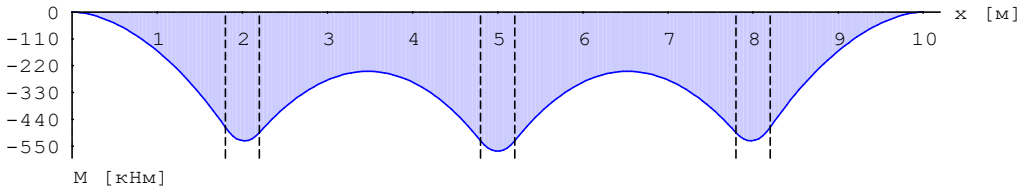
| $A_{sв}$ [см2] | $A_{sн}$ [см2] | $EI_c$ [МНм2] | $EI_{прив}$ [МНм2] |
|---|---|---|---|
| 0.00 | 57.02 | 497.48 | 532.52 |

**Расчет для комбинации воздействий К = 1**

К 1 Момент,осадка, давление

| x [м] | M [кНм] | w [см] | p [кПа] |
|---|---|---|---|
| 0.00 | 0.0 | 1.14 | 298.9 |
| 1.80 | -472.3 | 1.61 | 185.2 |
| 2.20 | -494.0 | 1.69 | 193.7 |
| 4.80 | -527.4 | 1.96 | 223.0 |
| 5.20 | -527.4 | 1.96 | 223.0 |
| 7.80 | -494.0 | 1.69 | 193.7 |
| 8.20 | -472.3 | 1.61 | 185.2 |
| 10.00 | 0.0 | 1.14 | 298.9 |

Изгибающий момент




К 1 Ширина трещин

| x [м] | M [кНм] | $M_c$ [кНм] | $w_k$ [мм] |
|---|---|---|---|
| 1.80 | -472.3 | -177.6 | **0.215** |
| 2.20 | -494.0 | -177.6 | **0.228** |
| 4.80 | -527.4 | -177.6 | **0.248** |
| 5.20 | -527.4 | -177.6 | **0.248** |
| 7.80 | -494.0 | -177.6 | **0.228** |
| 8.20 | -472.3 | -177.6 | **0.215** |

К 1 Ширина трещин в свесах полки

| $p_{ср}$ [кПа] | M [кНм/м] | $M_c$ [кНм/м] | $w_k$ [мм] |
|---|---|---|---|
| 200.1 | 25.0 | 67.3 | **0.000** |

Прочность грунта — Проверка несущей способности грунта

Применяется проектный принцип 3

Выбранная комбинация

| Номер воздействия (Коэффициент) |
|---|
| 1 (1.49) |

Вертикальная нагрузка V = 4455 кН
Среднее давление на грунт p = 297.0 кПа

Определение несущей способности грунта согласно EN 1997-1, Приложение D

Данные для формулы (D.2)

| B' [м] | c [кПа] | q [кПа] | γ [кН/м3] | tgφ [-] |
|---|---|---|---|---|
| 1.50 | 12.0 | 54.0 | 18.0 | 0.373 |

Коэффициенты

| $s_c$ | $s_q$ | $s_\gamma$ | $N_c$ | $N_q$ | $N_\gamma$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 1.000 | 1.000 | 1.000 | 15.27 | 6.70 | 4.25 |

Предельное давление $p_u$ = 602.3 кПа

Условие прочности $p / p_u$ = 297.0 / 602.3 = **0.493** <= 1

Осадка — Проверка допустимости осадки и крена колонн

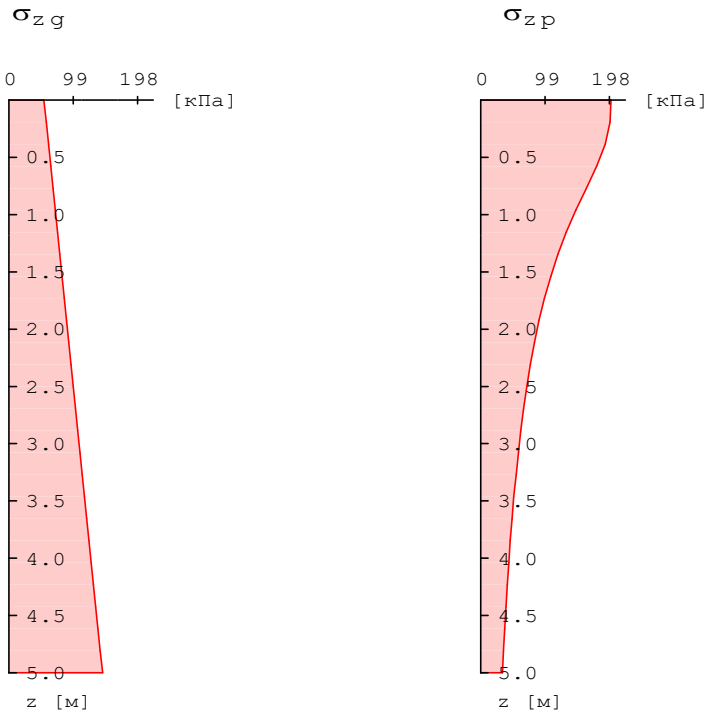
Норматив. комбинации

| К | Номер воздействия (Коэффициент) |
|---|---|
| 1 | 1 (1.00) |

**Расчет для комбинации воздействий К = 1**

Вертикальная нагрузка V = 3000 кН
Среднее давление на грунт p = 200.0 кПа

Напряжения в грунте



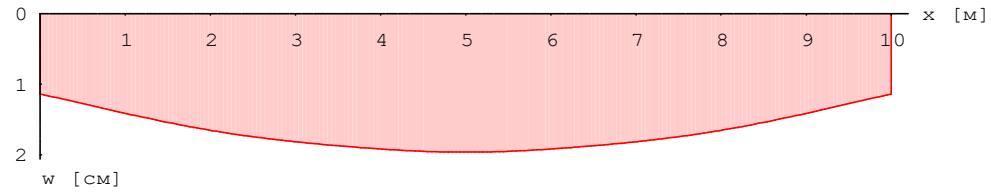

Глубина сжимаемой толщи $H_c$ = 5.00 м

Напряжение при z = $H_c$ $\sigma_{zp}$ = 33.2 кПа
$\sigma_{zp} / \sigma_{zg}$ = 0.231 -

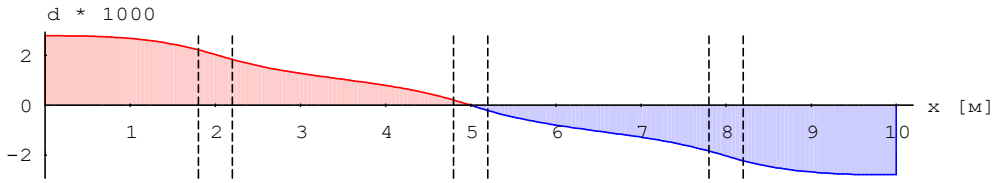
К 1 Осадка, крен, давление

| x [м] | w [см] | d [-] | p [кПа] |
|---|---|---|---|
| 0.00 | 1.14 | 0.00278 | 298.9 |
| 1.80 | 1.61 | 0.00222 | 185.2 |
| 2.20 | 1.69 | 0.00183 | 193.7 |
| 4.80 | 1.96 | 0.00021 | 223.0 |
| 5.20 | 1.96 | -0.00021 | 223.0 |
| 7.80 | 1.69 | -0.00183 | 193.7 |
| 8.20 | 1.61 | -0.00222 | 185.2 |
| 10.00 | 1.14 | -0.00278 | 298.9 |

Осадка




Поворот




Осадка и крен колонн

| К | Колонна | Осадка [см] | Крен [-] |
|---|---|---|---|
| 1 | 1 | 1.65 | 0.00202 |
| | 2 | 1.96 | 0.00000 |
| | 3 | 1.65 | 0.00202 |

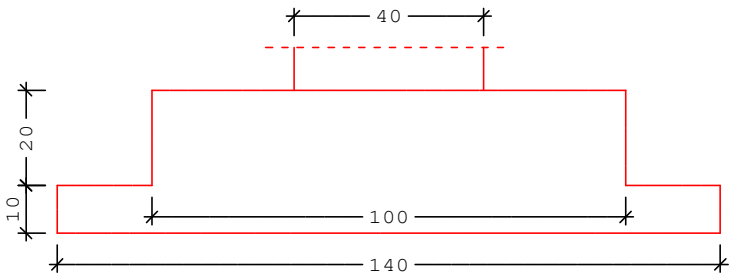
**Деформация превышает предельное значение**

Расчет выполнен модулем 522 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t523 Ленточный фундамент под стену (MSZ EN 1992)

Фундамент

| | | | |
|---|---|---|---|
| Толщина стены | $b_c$ | = 40 | см |
| Ширина верхней ступени | $b_в$ | = 100 | см |
| Высота верхней ступени | $h_в$ | = 20 | см |
| Ширина нижней ступени | $b_н$ | = 140 | см |
| Высота нижней ступени | $h_н$ | = 10 | см |




| | | | |
|---|---|---|---|
| Глубина заложения фундамента | | | |
| от уровня планировки | d | = 3.00 | м |
| от поверхности рельефа | $d_n$ | = 3.00 | м |

Грунт

Удельный вес грунта выше уровня подошвы фундамента $\gamma_0$ = 18.0 кН/м3

| Слой | h [м] | $\gamma_s$ [кН/м3] | e [-] | $\gamma$ [кН/м3] | c [кПа] | $\varphi$ [град] | E [МПа] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 8.00 | 26.0 | 0.50 | 18.0 | 10.0 | 25.0 | 30.0 |

Воздействия

| № | Тип воздействия | Описание |
|---|---|---|
| 1 | Постоянное | Постоянное воздействие постоянное - |

Коэффициент упр. надежностью $K_{FI}$ = 1.0 -

При комбинировании применяется формула (6.10)

Коэффициенты

| № | $\gamma_{sup}$ | $\gamma_{inf}$ | $\psi_0$ | $\psi_1$ | $\psi_2$ | Группа | Знак |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1.35 | 1.00 | | | | | |
| 2* | 1.35 | 1.00 | | | | | |

* - вес фундамента

Нагрузки

| № | V [кН/м] | M [кНм/м] |
|---|---|---|
| 1 | 500.0 | 20.0 |
| 2 | 8.5 | |

Расчет

согласно MSZ EN 1992-1-1, MSZ EN 1997-1

Бетон **C25/30**

Арматура **S500**
Предел текучести арматуры $f_{yk}$ = 500 МПа
Предел прочности арматуры $f_{tk}$ = 525 МПа

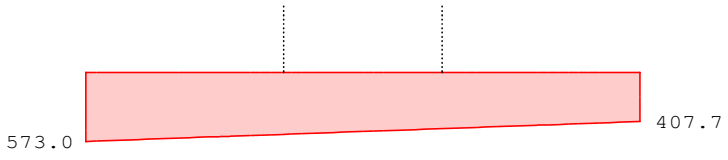
**Проверка прочности грунта основания**

Применяется проектный принцип 3

Выбранная комбинация

| $V_d$ [кН/м] | $M_d$ [кНм/м] | Воздействие(Коэффициент) |
|---|---|---|
| 686.5 | 27.0 | 1 (1.35) 2 (1.35) |

Давление на грунт




Наименьшее давление $p_{min}$ = 407.7 кПа
Наибольшее давление $p_{max}$ = 573.0 кПа
$p_{min}$ / $p_{max}$ = 0.712 -

Определение несущей способности грунта согласно EN 1997-1, Приложение D

Эксцентриситет $e_B$ = 0.039 м

Данные для формулы (D.2)

| B' [м] | c [кПа] | q [кПа] | $\gamma$ [кН/м3] | tg$\varphi$ [-] |
|---|---|---|---|---|
| 1.32 | 8.0 | 54.0 | 18.0 | 0.373 |

Коэффициенты

| $s_c$ | $s_q$ | $s_\gamma$ | $N_c$ | $N_q$ | $N_\gamma$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 1.000 | 1.000 | 1.000 | 15.27 | 6.70 | 4.25 |

Предельное давление $R_d/A'$ = 534.4 кПа

Условие прочности (6.1) $V_d / R_d$ = 686.5 / 706.1 = **0.972** <= 1

**Определение требуемой площади арматуры**

Выбранная комбинация

| $V_d$ [кН/м] | $M_d$ [кНм/м] | Воздействие(Коэффициент) |
|---|---|---|
| 686.5 | 27.0 | 1 (1.35) 2 (1.35) |

Расстояние до ц.т. арматуры $a$ = 3.90 см

Вылет консоли фундамента $c_0$ = 50.0 см
Изгибающий момент $M_0$ = 69.2 кНм/м
Требуемая площадь арматуры $A_{s0}$ = 6.04 см2/м

Вылет консоли нижней ступени $c_1$ = 20.0 см
Изгибающий момент $M_1$ = 11.3 кНм/м
Требуемая площадь арматуры $A_{s1}$ = 4.67 см2/м

**Подбор арматуры и проверка прочности при изгибе**

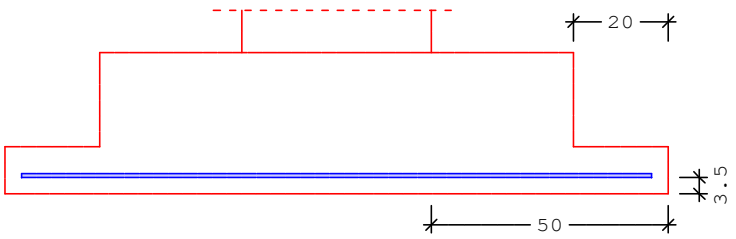
Данные для подбора арматуры

| min $d_s$ [мм] | max $d_s$ [мм] | min s [см] | max s [см] |
|---|---|---|---|
| 8 | 20 | 5 | 30 |

Подобранная арматура

| $d_s$ [мм] | s [см] | $A_s$ [см2/м] | ρ [%] | $c_{nom}$ [мм] |
|---|---|---|---|---|
| **8** | **7** | 7.18 | 0.28 | 35 |

**Арматура подобрана по ограничению ширины трещин**




Условия прочности $M_0 / M_{0u}$ = 69.2 / 81.7 = **0.846** <= 1

$M_1 / M_{1u}$ = 11.3 / 16.1 = **0.700** <= 1

**Проверка прочности при действии поперечной силы**

Выбранная комбинация

| $V_d$ [кН/м] | $M_d$ [кНм/м] | Воздействие(Коэффициент) |
|---|---|---|
| 686.5 | 27.0 | 1 (1.35) 2 (1.35) |

Рабочая высота $d_0$ = 26.1 см
Расстояние от края $c_0 - d_0$ = 23.9 см
Поперечная сила $V_0$ = 133.6 кН/м

Условие прочности $V_0 / V_{Rd,c}$ = 133.6 / 223.4 = **0.598** <= 1

Рабочая высота $d_1$ = 6.1 см
Расстояние от края $c_1 - d_1$ = 13.9 см
Поперечная сила $V_1$ = 78.5 кН/м

Условие прочности $V_1 / V_{Rd,c}$ = 78.5 / 90.4 = **0.868** <= 1

Примечание. Значение $V_{Rd,c}$ определяется по формуле (6.2а) с учетом указаний 6.2.2(6)

**Проверка трещиностойкости**

Предельная ширина трещин $w_{max}$ = 0.30 мм

Выбранная комбинация

| $V_d$ [кН/м] | $M_d$ [кНм/м] | Воздействие(Коэффициент) |
|---|---|---|
| 508.5 | 20.0 | 1 (1.00) 2 (1.00) |

Ширина раскрытия трещин

| c [см] | M [кНм/м] | $M_c$ [кНм/м] | $w_k$ [мм] |
|---|---|---|---|
| 50.0 | 51.2 | 38.1 | **0.243** |
| 20.0 | 8.4 | 4.1 | **0.146** |

**Проверка допустимости осадки основания**

Рассматривается линейное распределение давления p
Определяется осадка в центре подошвы фундамента

Выбранная комбинация

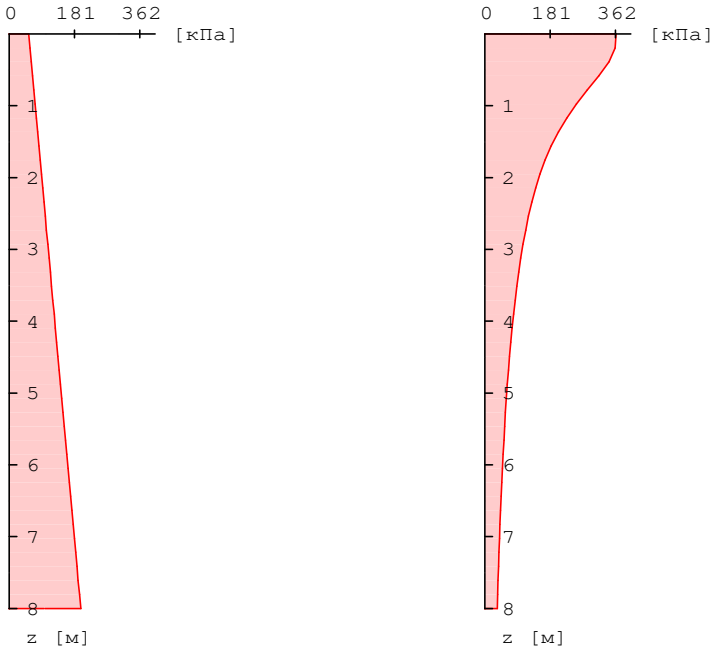
| $V_d$ [кН/м] | $M_d$ [кНм/м] | Воздействие(Коэффициент) |
|---|---|---|
| 508.5 | 20.0 | 1 (1.00) 2 (1.00) |

Напряжения в грунте

| z [м] | $\sigma_{zg}$ [кПа] | $\sigma_{zp}$ [кПа] | $\sigma_{zp}/\sigma_{zg}$ |
|---|---|---|---|
| 0.00 | 54.0 | 363.2 | 6.726 |
| 0.50 | 63.0 | 328.2 | 5.210 |
| 1.00 | 72.0 | 250.0 | 3.472 |
| 1.50 | 81.0 | 189.8 | 2.343 |
| 2.00 | 90.0 | 149.8 | 1.664 |
| 2.50 | 99.0 | 122.6 | 1.239 |
| 3.00 | 108.0 | 103.2 | 0.956 |
| 3.50 | 117.0 | 88.6 | 0.758 |
| 4.00 | 126.0 | 77.4 | 0.614 |
| 4.50 | 135.0 | 68.2 | 0.505 |
| 5.00 | 144.0 | 60.8 | 0.422 |
| 5.50 | 153.0 | 54.5 | 0.356 |
| 6.00 | 162.0 | 49.2 | 0.304 |
| 6.50 | 171.0 | 44.6 | 0.261 |
| 7.00 | 180.0 | 40.6 | 0.225 |
| 7.50 | 189.0 | 37.1 | 0.196 |
| 8.00 | 198.0 | 34.0 | 0.172 |

$\sigma_{zg}$ - напряжение от веса грунта
$\sigma_{zp}$ - напряжение от нагрузки

Напряжения в грунте $\sigma_{zg}$ $\sigma_{zp}$




Глубина сжимаемой толщи $H_c$ = 7.43 м

Напряжение при z = $H_c$ $\sigma_{zp}$ = 37.5 кПа

$\sigma_{zp}$ / $\sigma_{zg}$ = 0.200 -

Осадка основания s = 2.43 см

Условие допустимости s / $s_u$ = 2.43 / 5.00 = **0.486** <= 1

**Проверка допустимости крена фундамента**

Принимается линейное распределение осадки s(y)

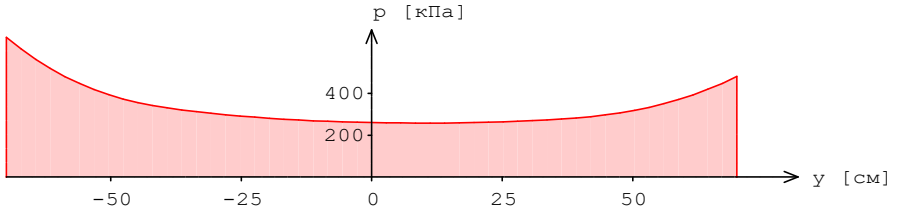
Выбранная комбинация

| $V_d$ [кН/м] | $M_d$ [кНм/м] | Воздействие(Коэффициент) |
|---|---|---|
| 508.5 | 20.0 | 1 (1.00) 2 (1.00) |

Применяется итерационный метод
Итерационная погрешность $\varepsilon$ = 0.68 %

Осадка s(y) = 2.03 - 0.00138 * y

Давление на грунт p(y)




Условие допустимости i / $i_u$ = 0.00138 / 0.0020 = **0.691** <= 1

**Работоспособность фундамента обеспечена**

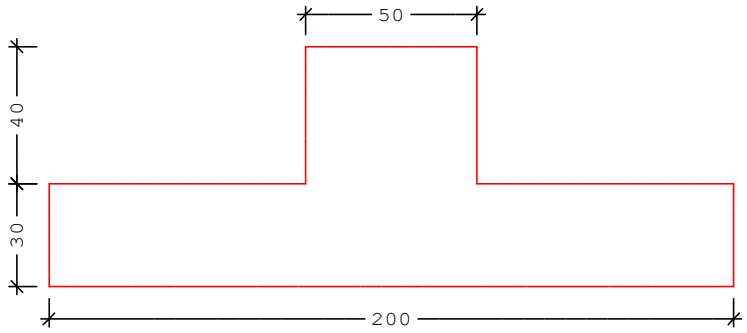
Расчет выполнен модулем 523 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t524 Ленточный фундамент под колонны (ТКП EN 1992)

Фундамент

| l [м] | b [см] | h [см] | $b_f$ [см] | $h_{f1}$ [см] | $h_{f2}$ [см] |
|---|---|---|---|---|---|
| 10.00 | 50 | 70 | 200 | 30 | 30 |

Сечение




Колонны

| № | $x_k$ [м] | $h_k$ [см] |
|---|---|---|
| 1 | 2.00 | 40 |
| 2 | 5.00 | 40 |
| 3 | 8.00 | 40 |

Глубина заложения фундамента
от уровня планировки $d$ = 3.00 м
от поверхности рельефа $d_n$ = 3.00 м

Грунт

Удельный вес грунта выше уровня подошвы фундамента $\gamma_0$ = 18.0 кН/м3

| Слой | h [м] | $\gamma_s$ [кН/м3] | e [-] | $\gamma$ [кН/м3] | c [кПа] | $\varphi$ [град] | E [МПа] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 8.00 | 26.0 | 0.50 | 18.0 | 10.0 | 30.0 | 20.0 |

Воздействия

| № | Тип воздействия | Описание |
|---|---|---|
| 1 | Постоянное | Постоянное воздействие постоянное - |

Коэффициент упр. надежностью $K_{FI}$ = 1.0 -

При комбинировании применяются формулы (6.10a,b)

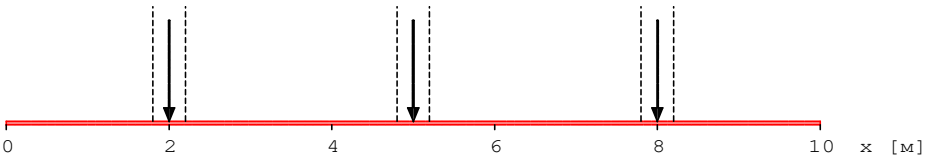
Коэффициенты

| № | $\gamma_{sup}$ | $\gamma_{inf}$ | $\psi_0$ | $\psi_1$ | $\psi_2$ | Группа | Знак |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1.35 | 1.00 | | | | | |

Вертикальные силы и моменты

| № | Колонна | V [кН] | M [кНм] |
|---|---|---|---|
| 1 | 1 | 1000.0 | |
| | 2 | 1000.0 | |
| | 3 | 1000.0 | |

Воздействие 1




Расчет — согласно ТКП EN 1992-1-1, ТКП EN 1997-1

Расчетная модель — Балка на упругом основании с переменным коэффициентом постели k(x)
При определении k(x) учитывается вся толща грунта

Материалы

| | | | |
|---|---|---|---|
| Бетон | **C20/25** | | |
| Продольная арматура | **S500** | | |
| Предел текучести арматуры | $f_{yk}$ | = 500 | МПа |
| Предел прочности арматуры | $f_{tk}$ | = 525 | МПа |
| Поперечная арматура | **S400** | | |
| Предел текучести арматуры | $f_{ywk}$ | = 400 | МПа |

Выбранные комбинации

| K | Номер воздействия (Коэффициент) |
|---|---|
| 1 | 1 (1.35) |

Изгибная жесткость с учетом арматуры

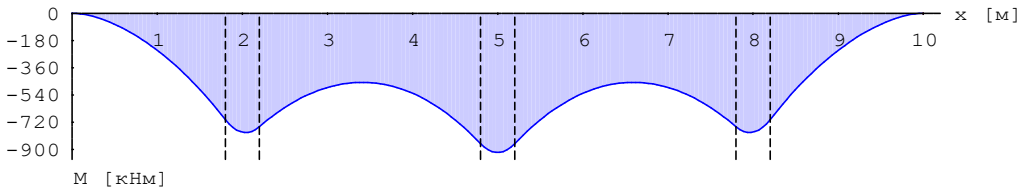
| $A_{sв}$ [см2] | $A_{sн}$ [см2] | $EI_c$ [МНм2] | $EI_{прив}$ [МНм2] |
|---|---|---|---|
| 0.00 | 37.81 | 766.25 | 791.89 |

**Расчет для комбинации воздействий K = 1**

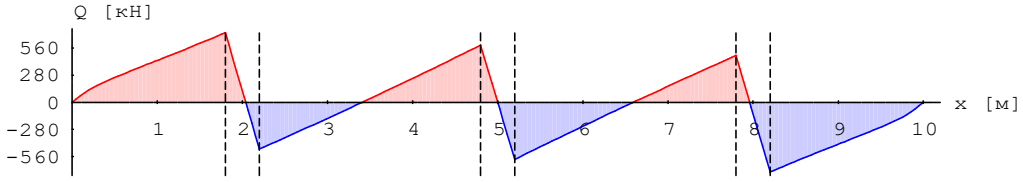
К 1 Усилия,осадка, давление

| x [м] | M [кНм] | Q [кН] | w [см] | p [кПа] |
|---|---|---|---|---|
| 0.00 | 0.0 | 0.0 | 1.69 | 349.7 |
| 0.30 | -29.0 | 175.8 | 1.79 | 225.2 |
| 0.60 | -99.9 | 291.7 | 1.88 | 177.1 |
| 0.90 | -203.3 | 397.5 | 1.97 | 174.3 |
| 1.20 | -338.1 | 501.3 | 2.06 | 176.8 |
| 1.50 | -504.4 | 608.0 | 2.14 | 180.7 |
| 1.80 | -703.1 | 717.8 | 2.22 | 185.6 |
| 2.20 | -750.3 | -481.1 | 2.31 | 192.0 |
| 2.63 | -578.3 | -312.1 | 2.40 | 197.5 |
| 3.07 | -480.4 | -139.0 | 2.47 | 202.1 |
| 3.50 | -458.3 | 37.8 | 2.52 | 206.3 |
| 3.93 | -513.7 | 218.3 | 2.57 | 210.3 |
| 4.37 | -647.9 | 402.0 | 2.61 | 213.8 |
| 4.80 | -862.4 | 588.4 | 2.62 | 216.0 |
| 5.20 | -862.4 | -588.4 | 2.62 | 216.0 |
| 5.63 | -647.9 | -402.0 | 2.61 | 213.8 |
| 6.07 | -513.7 | -218.3 | 2.57 | 210.3 |
| 6.50 | -458.3 | -37.8 | 2.52 | 206.3 |
| 6.93 | -480.4 | 139.0 | 2.47 | 202.1 |
| 7.37 | -578.3 | 312.1 | 2.40 | 197.5 |
| 7.80 | -750.3 | 481.1 | 2.31 | 192.0 |
| 8.20 | -703.1 | -717.8 | 2.22 | 185.6 |
| 8.50 | -504.4 | -608.0 | 2.14 | 180.7 |
| 8.80 | -338.1 | -501.3 | 2.06 | 176.8 |
| 9.10 | -203.3 | -397.5 | 1.97 | 174.3 |
| 9.40 | -99.9 | -291.7 | 1.88 | 177.1 |
| 9.70 | -29.0 | -175.8 | 1.79 | 225.2 |
| 10.00 | 0.0 | 0.0 | 1.69 | 349.7 |

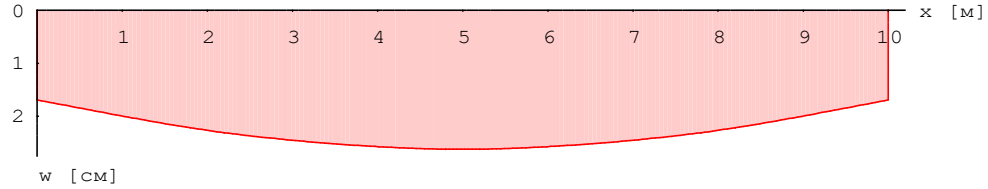
Изгибающий момент



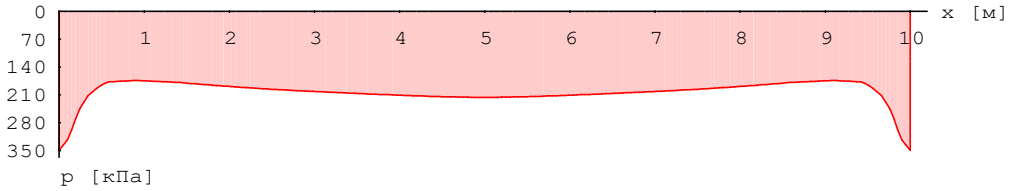

Поперечная сила




Осадка




Давление




К 1 Условие (6.5) $V_{Ed}$ / $V_{Rd,max}$ = 718 / 1195 = **0.601** <= 1
при x = 1.80 м

Требуемая продольная арматура

| $a_в$ [см] | $a_н$ [см] | $A_{sв}$ [см2] | $A_{sн}$ [см2] | $\rho_{sв}$ [%] | $\rho_{sн}$ [%] |
|---|---|---|---|---|---|
| | 5.05 | | 37.84 | | 1.17 |

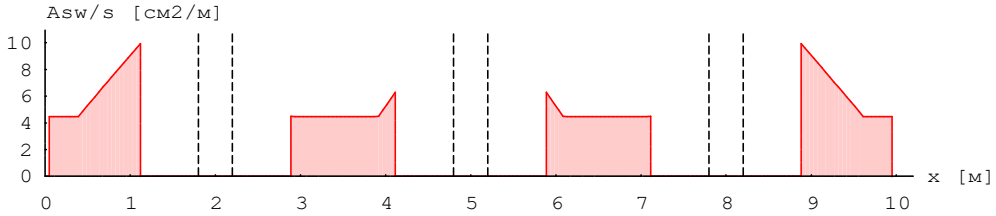
Требуемая арматура в полке

| Свес [см] | $p_{ср}$ [кПа] | M [кНм/м] | $a_н$ [см] | $A_s$ [см2/м] |
|---|---|---|---|---|
| 75.0 | 202.7 | 57.0 | 3.40 | 4.89 |

Требуемая поперечная арматура

| x [м] | $V_{Ed}$ [кН] | $V_{Rd,c}$ [кН] | z [см] | cotθ [-] | $V_{Rd,s}$ [кН] | $V_{Rd,max}$ [кН] | $A_{sw}/s$ [см2/м] | $\rho_w$ [%] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1.12 | 472.9 | 173.1 | 54.73 | 2.50 | 472.9 | 694.5 | 9.94 | 0.20 |
| 2.89 | 211.5 | 173.1 | 54.06 | 2.50 | 211.5 | 686.0 | 4.50 | 0.09 |
| 4.11 | 294.2 | 173.1 | 53.86 | 2.50 | 294.2 | 683.5 | 6.28 | 0.13 |
| 5.89 | 294.2 | 173.1 | 53.86 | 2.50 | 294.2 | 683.5 | 6.28 | 0.13 |
| 7.11 | 211.5 | 173.1 | 54.06 | 2.50 | 211.5 | 686.0 | 4.50 | 0.09 |
| 8.88 | 472.9 | 173.1 | 54.73 | 2.50 | 472.9 | 694.5 | 9.94 | 0.20 |

Расчет проведен для сечений не ближе d от колонны (d - рабочая высота сечения)




Расчет свеса полки на поперечную силу

| d [см] | $p_{cp}$ [кПа] | Q [кН/м] | $V_{Rd,c}$ [кН/м] | $Q/V_{Rd,c}$ |
|---|---|---|---|---|
| 26.6 | 202.7 | 98.1 | 185.7 | **0.528** |

d - расстояние от ребра до расчетного сечения

При расчете свеса $V_{Rd,c}$ определяется по формуле (6.2а) с учетом указаний 6.2.2(6)

Конструирование

Данные для подбора продольной арматуры

| Место | $d_{min}$ [мм] | $d_{max}$ [мм] | $n_{max}$ | $a_{min}$ [мм] |
|---|---|---|---|---|
| Вверху | 8 | 28 | 4 | 25 |
| Внизу | 8 | 28 | 10 | 25 |

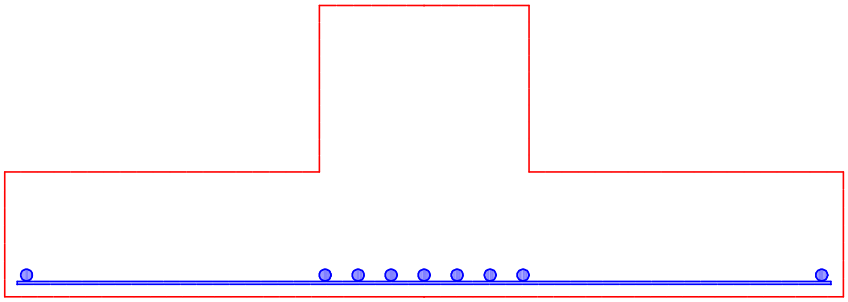
**Арматура подобрана по ограничению ширины трещин**

Размещение стержней

| Место | Ряд | n | $d_s$ [мм] | $c_{nom}$ [мм] |
|---|---|---|---|---|
| Внизу | | **9** | **28** | 38 |

Подобранная продольная арматура

| $A_{sв}$ [см2] | $A_{sн}$ [см2] | $\rho_{sв}$ [%] | $\rho_{sн}$ [%] |
|---|---|---|---|
| | 55.42 | | 1.71 |



Стержни: 9 ϕ28
Защитный слой:
cnom н = 30 мм

Подобранная арматура в полке

| $d_s$ [мм] | s [см] | $A_s$ [см2/м] | $\rho_s$ [%] | $c_{nom}$ [мм] |
|---|---|---|---|---|
| **8** | **9** | 5.59 | 0.21 | 30 |

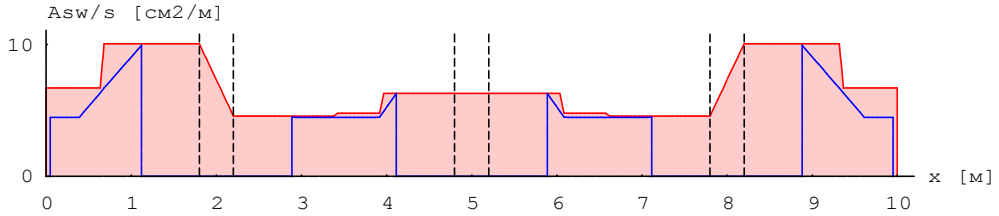
Данные для подбора поперечной арматуры

| $d_{sw}$ [мм] | Число ветвей | $s_{max}$ [см] | $\Delta s$ [см] | $s_1$ [см] |
|---|---|---|---|---|
| 8 | 2 | 30 | 5 | s/2 |

Размещение хомутов

| Колонна | Место | Участок | Длина [м] | Число хомутов | s [см] | $A_{sw}/s$ [см2/м] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Слева | 1-й | 1.150 | 12 | 10 | 10.05 |
| | | 2-й | 0.600 | 4 | 15 | 6.70 |
| | Справа | | 0.990 | 5 | 22 | 4.57 |
| 2 | Слева | 1-й | 0.880 | 6 | 16 | 6.28 |
| | | 2-й | 0.420 | 2 | 21 | 4.79 |
| | Справа | 1-й | 0.880 | 6 | 16 | 6.28 |
| | | 2-й | 0.420 | 2 | 21 | 4.79 |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 3 | Слева | | 0.990 | 5 | 22 | 4.57 |
| | Справа | 1-й | 1.150 | 12 | 10 | 10.05 |
| | | 2-й | 0.600 | 4 | 15 | 6.70 |




Трещиностойкость — Расчет по образованию и раскрытию трещин

Предельная ширина трещин $w_{max}$ = 0.30 мм

Постоян. комбинации

| К | Номер воздействия (Коэффициент) |
|---|---|
| 1 | 1 (1.00) |

Изгибная жесткость с учетом арматуры

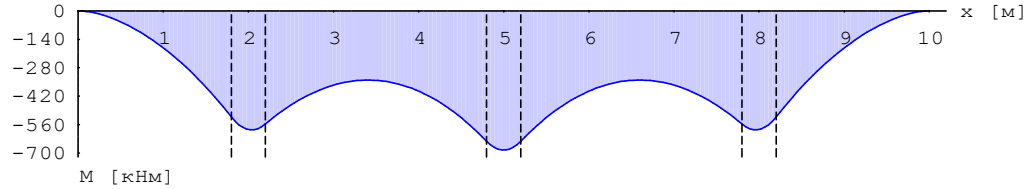
| $A_{sв}$ [см2] | $A_{sн}$ [см2] | $EI_c$ [МНм2] | $EI_{прив}$ [МНм2] |
|---|---|---|---|
| 0.00 | 55.42 | 766.25 | 802.71 |

**Расчет для комбинации воздействий К = 1**

К 1 Момент,осадка, давление

| x [м] | M [кНм] | w [см] | p [кПа] |
|---|---|---|---|
| 0.00 | 0.0 | 1.26 | 260.3 |
| 0.30 | -21.6 | 1.33 | 167.3 |
| 0.60 | -74.3 | 1.39 | 131.5 |
| 0.90 | -151.2 | 1.46 | 129.3 |
| 1.20 | -251.3 | 1.52 | 131.1 |
| 1.50 | -374.8 | 1.59 | 133.9 |
| 1.80 | -522.3 | 1.64 | 137.4 |
| 2.20 | -557.6 | 1.71 | 142.2 |
| 2.63 | -430.6 | 1.77 | 146.2 |
| 3.07 | -358.4 | 1.82 | 149.5 |
| 3.50 | -342.4 | 1.87 | 152.6 |
| 3.93 | -383.6 | 1.90 | 155.6 |
| 4.37 | -483.2 | 1.93 | 158.1 |
| 4.80 | -642.2 | 1.94 | 159.8 |
| 5.20 | -642.2 | 1.94 | 159.8 |
| 5.63 | -483.2 | 1.93 | 158.1 |
| 6.07 | -383.6 | 1.90 | 155.6 |
| 6.50 | -342.4 | 1.87 | 152.6 |
| 6.93 | -358.4 | 1.82 | 149.5 |
| 7.37 | -430.6 | 1.77 | 146.2 |
| 7.80 | -557.6 | 1.71 | 142.2 |
| 8.20 | -522.3 | 1.64 | 137.4 |
| 8.50 | -374.8 | 1.59 | 133.9 |
| 8.80 | -251.3 | 1.52 | 131.1 |
| 9.10 | -151.2 | 1.46 | 129.3 |
| 9.40 | -74.3 | 1.39 | 131.5 |
| 9.70 | -21.6 | 1.33 | 167.3 |
| 10.00 | 0.0 | 1.26 | 260.3 |

Изгибающий момент



К 1 Ширина трещин

| x [м] | M [кНм] | $M_c$ [кНм] | $w_k$ [мм] |
|---|---|---|---|
| 0.30 | -21.6 | -218.9 | **0.000** |
| 0.60 | -74.3 | -218.9 | **0.000** |
| 0.90 | -151.2 | -218.9 | **0.000** |
| 1.20 | -251.3 | -218.9 | **0.087** |
| 1.50 | -374.8 | -218.9 | **0.134** |
| 1.80 | -522.3 | -218.9 | **0.221** |
| 2.20 | -557.6 | -218.9 | **0.242** |
| 2.63 | -430.6 | -218.9 | **0.167** |
| 3.07 | -358.4 | -218.9 | **0.125** |
| 3.50 | -342.4 | -218.9 | **0.119** |
| 3.93 | -383.6 | -218.9 | **0.140** |
| 4.37 | -483.2 | -218.9 | **0.198** |
| 4.80 | -642.2 | -218.9 | **0.293** |
| 5.20 | -642.2 | -218.9 | **0.293** |
| 5.63 | -483.2 | -218.9 | **0.198** |
| 6.07 | -383.6 | -218.9 | **0.140** |
| 6.50 | -342.4 | -218.9 | **0.119** |
| 6.93 | -358.4 | -218.9 | **0.125** |
| 7.37 | -430.6 | -218.9 | **0.167** |
| 7.80 | -557.6 | -218.9 | **0.242** |
| 8.20 | -522.3 | -218.9 | **0.221** |
| 8.50 | -374.8 | -218.9 | **0.134** |
| 8.80 | -251.3 | -218.9 | **0.087** |
| 9.10 | -151.2 | -218.9 | **0.000** |
| 9.40 | -74.3 | -218.9 | **0.000** |
| 9.70 | -21.6 | -218.9 | **0.000** |

К 1 Ширина трещин в свесах полки

| $p_{cp}$ [кПа] | M [кНм/м] | $M_c$ [кНм/м] | $w_k$ [мм] |
|---|---|---|---|
| 150.1 | 42.2 | 30.5 | **0.277** |

Прочность грунта

Проверка несущей способности грунта

Применяется проектный принцип 3

Выбранная комбинация

| Номер воздействия (Коэффициент) |
|---|
| 1 (1.35) |

Вертикальная нагрузка V = 4050 кН
Среднее давление на грунт p = 202.5 кПа

Определение несущей способности грунта согласно EN 1997-1, Приложение D

Данные для формулы (D.2)

| B' [м] | c [кПа] | q [кПа] | γ [кН/м3] | tgφ [-] |
|---|---|---|---|---|
| 2.00 | 8.0 | 54.0 | 18.0 | 0.462 |

Коэффициенты

| $s_c$ | $s_q$ | $s_\gamma$ | $N_c$ | $N_q$ | $N_\gamma$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 1.000 | 1.000 | 1.000 | 20.42 | 10.43 | 8.71 |

Предельное давление $p_u$ = 883.4 кПа

Условие прочности $p / p_u$ = 202.5 / 883.4 = **0.229** <= 1

Осадка

Проверка допустимости осадки и крена колонн

Норматив. комбинации

| K | Номер воздействия (Коэффициент) |
|---|---|
| 1 | 1 (1.00) |

**Расчет для комбинации воздействий K = 1**

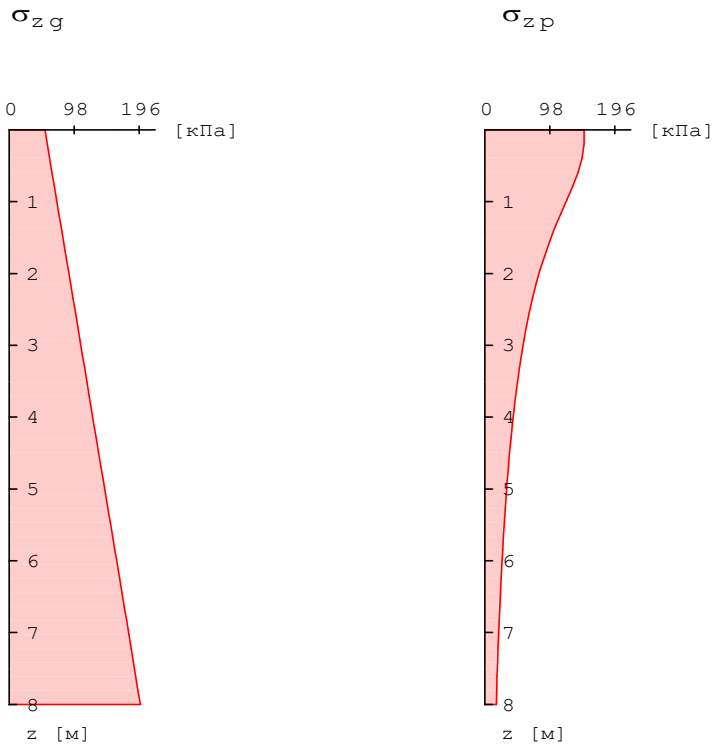
Вертикальная нагрузка V = 3000 кН
Среднее давление на грунт p = 150.0 кПа

Напряжения в грунте

| z [м] | $\sigma_{zg}$ [кПа] | $\sigma_{zp}$ [кПа] | $\sigma_{zp}/\sigma_{zg}$ |
|---|---|---|---|
| 0.00 | 54.0 | 150.0 | 2.778 |
| 0.50 | 63.0 | 143.6 | 2.279 |
| 1.00 | 72.0 | 122.6 | 1.703 |
| 1.50 | 81.0 | 100.0 | 1.234 |
| 2.00 | 90.0 | 81.8 | 0.909 |
| 2.50 | 99.0 | 68.1 | 0.688 |
| 3.00 | 108.0 | 57.6 | 0.533 |
| 3.50 | 117.0 | 49.3 | 0.422 |
| 4.00 | 126.0 | 42.7 | 0.339 |
| 4.50 | 135.0 | 37.3 | 0.276 |
| 5.00 | 144.0 | 32.8 | 0.228 |
| 5.50 | 153.0 | 29.1 | 0.190 |
| 6.00 | 162.0 | 25.9 | 0.160 |
| 6.50 | 171.0 | 23.1 | 0.135 |
| 7.00 | 180.0 | 20.8 | 0.116 |
| 7.50 | 189.0 | 18.8 | 0.099 |
| 8.00 | 198.0 | 17.0 | 0.086 |

$\sigma_{zg}$ - напряжение от веса грунта
$\sigma_{zp}$ - напряжение от нагрузки при x = 5.00 м

Напряжения в грунте




Глубина сжимаемой толщи $H_c$ = 5.36 м

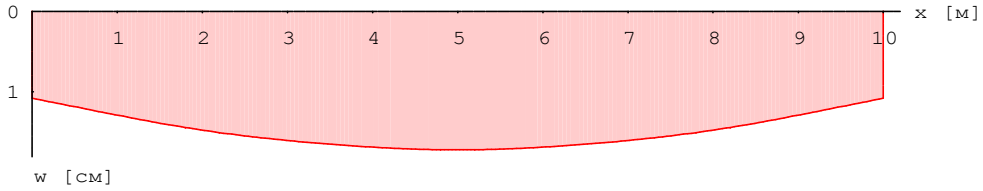
Напряжение при z = $H_c$ $\sigma_{zp}$ = 30.1 кПа
$\sigma_{zp}$ / $\sigma_{zg}$ = 0.200 -

К 1 Осадка, крен, давление

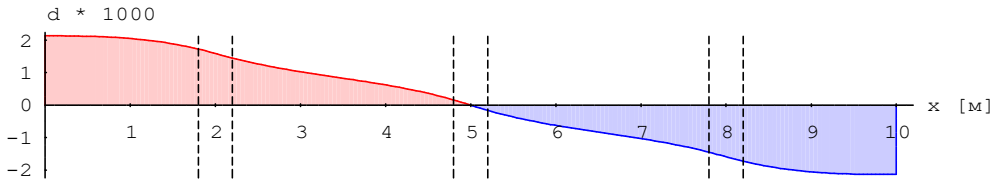
| x [м] | w [см] | d [-] | p [кПа] |
|---|---|---|---|
| 0.00 | 1.08 | 0.00213 | 261.0 |
| 0.30 | 1.14 | 0.00213 | 160.2 |
| 0.60 | 1.21 | 0.00212 | 127.1 |
| 0.90 | 1.27 | 0.00208 | 126.7 |
| 1.20 | 1.33 | 0.00200 | 129.5 |
| 1.50 | 1.39 | 0.00189 | 133.2 |
| 1.80 | 1.44 | 0.00173 | 137.5 |
| 2.20 | 1.51 | 0.00145 | 143.0 |
| 2.63 | 1.57 | 0.00120 | 147.5 |
| 3.07 | 1.61 | 0.00100 | 151.2 |

| | | | |
|---|---|---|---|
| 3.50 | 1.65 | 0.00083 | 154.6 |
| 3.93 | 1.68 | 0.00065 | 157.7 |
| 4.37 | 1.71 | 0.00044 | 160.5 |
| 4.80 | 1.72 | 0.00016 | 162.2 |
| 5.20 | 1.72 | -0.00016 | 162.2 |
| 5.63 | 1.71 | -0.00044 | 160.5 |
| 6.07 | 1.68 | -0.00065 | 157.7 |
| 6.50 | 1.65 | -0.00083 | 154.6 |
| 6.93 | 1.61 | -0.00100 | 151.2 |
| 7.37 | 1.57 | -0.00120 | 147.5 |
| 7.80 | 1.51 | -0.00145 | 143.0 |
| 8.20 | 1.44 | -0.00173 | 137.5 |
| 8.50 | 1.39 | -0.00189 | 133.2 |
| 8.80 | 1.33 | -0.00200 | 129.5 |
| 9.10 | 1.27 | -0.00208 | 126.7 |
| 9.40 | 1.21 | -0.00212 | 127.1 |
| 9.70 | 1.14 | -0.00213 | 160.2 |
| 10.00 | 1.08 | -0.00213 | 261.0 |

Осадка




Поворот




Осадка и крен колонн

| К | Колонна | Осадка [см] | Крен [-] |
|---|---|---|---|
| 1 | 1 | **1.48** | **0.00159** |
| | 2 | **1.72** | **0.00000** |
| | 3 | **1.48** | **0.00159** |

Расчет выполнен модулем 524 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

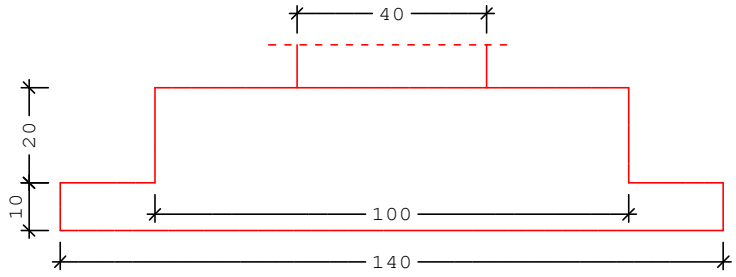
## Поз. t525 Ленточный фундамент под стену (ТКП EN 1992)

Фундамент

Толщина стены $b_c$ = 40 см

Ширина верхней ступени $b_в$ = 100 см
Высота верхней ступени $h_в$ = 20 см

Ширина нижней ступени $b_н$ = 140 см
Высота нижней ступени $h_н$ = 10 см




Глубина заложения фундамента
от уровня планировки d = 3.00 м
от поверхности рельефа $d_n$ = 3.00 м

Грунт

Удельный вес грунта выше уровня подошвы фундамента $\gamma_0$ = 18.0 кН/м3

| Слой | h [м] | $\gamma_s$ [кН/м3] | e [-] | $\gamma$ [кН/м3] | c [кПа] | $\varphi$ [град] | E [МПа] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 8.00 | 26.0 | 0.50 | 18.0 | 10.0 | 25.0 | 30.0 |

Воздействия

| № | Тип воздействия | Описание |
|---|---|---|
| 1 | Постоянное | Постоянное воздействие постоянное - |

Коэффициент упр. надежностью $K_{FI}$ = 1.0 -

При комбинировании применяются формулы (6.10a,b)

Коэффициенты

| № | $\gamma_{sup}$ | $\gamma_{inf}$ | $\psi_0$ | $\psi_1$ | $\psi_2$ | Группа | Знак |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1.35 | 1.00 | | | | | |
| 2* | 1.35 | 1.00 | | | | | |

* - вес фундамента

Нагрузки

| № | V [кН/м] | M [кНм/м] |
|---|---|---|
| 1 | 500.0 | 20.0 |
| 2 | 8.5 | |

Расчет

согласно ТКП EN 1992-1-1, ТКП EN 1997-1

Бетон **C20/25**

Арматура **S500**
Предел текучести арматуры $f_{yk}$ = 500 МПа
Предел прочности арматуры $f_{tk}$ = 525 МПа

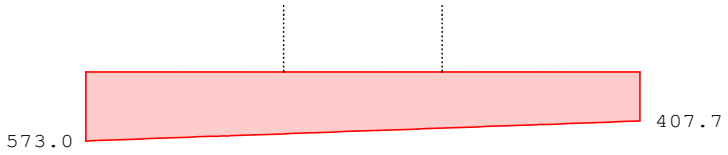
**Проверка прочности грунта основания**

Применяется проектный принцип 3

Выбранная комбинация

| $V_d$ [кН/м] | $M_d$ [кНм/м] | Воздействие(Коэффициент) |
|---|---|---|
| 686.5 | 27.0 | 1 (1.35) 2 (1.35) |

Давление на грунт




Наименьшее давление $p_{min}$ = 407.7 кПа
Наибольшее давление $p_{max}$ = 573.0 кПа
$p_{min}$ / $p_{max}$ = 0.712 -

Определение несущей способности грунта согласно EN 1997-1, Приложение D

Эксцентриситет $e_B$ = 0.039 м

Данные для формулы (D.2)

| B' [м] | c [кПа] | q [кПа] | γ [кН/м3] | tgφ [-] |
|---|---|---|---|---|
| 1.32 | 8.0 | 54.0 | 18.0 | 0.373 |

Коэффициенты

| $s_c$ | $s_q$ | $s_\gamma$ | $N_c$ | $N_q$ | $N_\gamma$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 1.000 | 1.000 | 1.000 | 15.27 | 6.70 | 4.25 |

Предельное давление $R_d/A'$ = 534.4 кПа

Условие прочности (6.1) $V_d$ / $R_d$ = 686.5 / 706.1 = **0.972** <= 1

**Определение требуемой площади арматуры**

Выбранная комбинация

| $V_d$ [кН/м] | $M_d$ [кНм/м] | Воздействие(Коэффициент) |
|---|---|---|
| 686.5 | 27.0 | 1 (1.35) 2 (1.35) |

Расстояние до ц.т. арматуры a = 3.90 см

Вылет консоли фундамента $c_0$ = 50.0 см
Изгибающий момент $M_0$ = 69.2 кНм/м
Требуемая площадь арматуры $A_{s0}$ = 6.09 см2/м

Вылет консоли нижней ступени $c_1$ = 20.0 см
Изгибающий момент $M_1$ = 11.3 кНм/м
Требуемая площадь арматуры $A_{s1}$ = 4.87 см2/м

**Подбор арматуры и проверка прочности при изгибе**

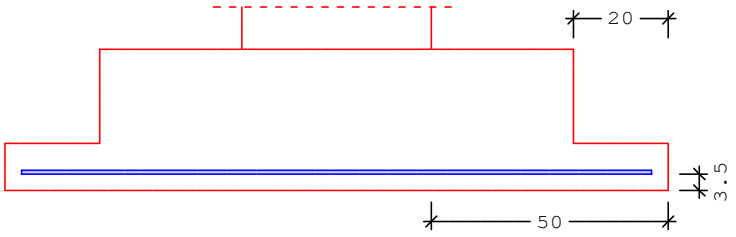
Данные для подбора арматуры

| min $d_s$ [мм] | max $d_s$ [мм] | min s [см] | max s [см] |
|---|---|---|---|
| 8 | 20 | 5 | 30 |

Подобранная арматура

| $d_s$ [мм] | s [см] | $A_s$ [см2/м] | ρ [%] | $c_{nom}$ [мм] |
|---|---|---|---|---|
| **8** | **7** | 7.18 | 0.28 | 35 |

**Арматура подобрана по ограничению ширины трещин**




Условия прочности $M_0 / M_{0u}$ = 69.2 / 81.0 = **0.854** <= 1

$M_1 / M_{1u}$ = 11.3 / 15.3 = **0.737** <= 1

**Проверка прочности при действии поперечной силы**

Выбранная комбинация

| $V_d$ [кН/м] | $M_d$ [кНм/м] | Воздействие(Коэффициент) |
|---|---|---|
| 686.5 | 27.0 | 1 (1.35) 2 (1.35) |

Рабочая высота $d_0$ = 26.1 см
Расстояние от края $c_0 - d_0$ = 23.9 см
Поперечная сила $V_0$ = 133.6 кН/м

Условие прочности $V_0 / V_{Rd,c}$ = 133.6 / 207.4 = **0.644** <= 1

Рабочая высота $d_1$ = 6.1 см
Расстояние от края $c_1 - d_1$ = 13.9 см
Поперечная сила $V_1$ = 78.5 кН/м

Условие прочности $V_1 / V_{Rd,c}$ = 78.5 / 83.9 = **0.935** <= 1

Примечание. Значение $V_{Rd,c}$ определяется по формуле (6.2a) с учетом указаний 6.2.2(6)

**Проверка трещиностойкости**

Предельная ширина трещин $w_{max}$ = 0.30 мм

Выбранная комбинация

| $V_d$ [кН/м] | $M_d$ [кНм/м] | Воздействие(Коэффициент) |
|---|---|---|
| 508.5 | 20.0 | 1 (1.00) 2 (1.00) |

Ширина раскрытия трещин

| c [см] | M [кНм/м] | $M_c$ [кНм/м] | $w_k$ [мм] |
|---|---|---|---|
| 50.0 | 51.2 | 30.6 | **0.259** |
| 20.0 | 8.4 | 3.3 | **0.154** |

**Проверка допустимости осадки основания**

Рассматривается линейное распределение давления p
Определяется осадка в центре подошвы фундамента

Выбранная комбинация

| $V_d$ [кН/м] | $M_d$ [кНм/м] | Воздействие(Коэффициент) |
|---|---|---|
| 508.5 | 20.0 | 1 (1.00) 2 (1.00) |

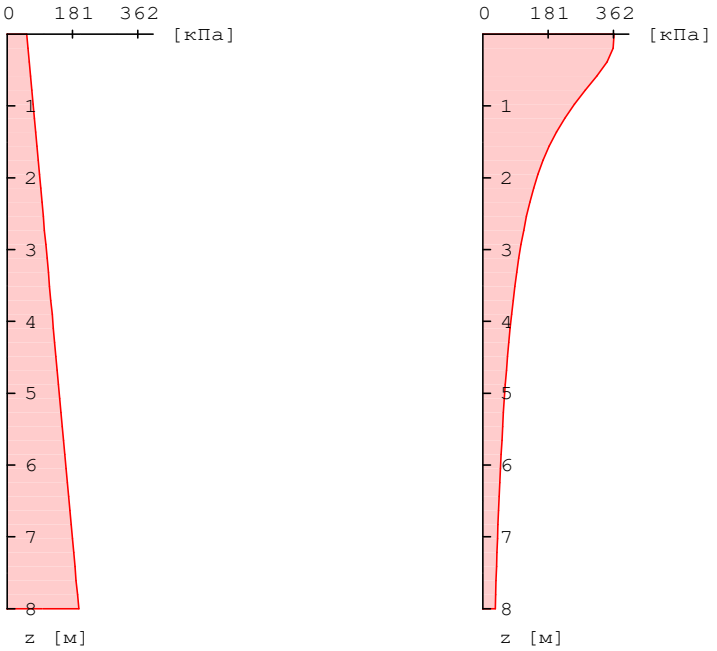
Напряжения в грунте

| z [м] | $\sigma_{zg}$ [кПа] | $\sigma_{zp}$ [кПа] | $\sigma_{zp}/\sigma_{zg}$ |
|---|---|---|---|
| 0.00 | 54.0 | 363.2 | 6.726 |
| 0.50 | 63.0 | 328.2 | 5.210 |
| 1.00 | 72.0 | 250.0 | 3.472 |
| 1.50 | 81.0 | 189.8 | 2.343 |
| 2.00 | 90.0 | 149.8 | 1.664 |
| 2.50 | 99.0 | 122.6 | 1.239 |

| | | | |
|---|---|---|---|
| 3.00 | 108.0 | 103.2 | 0.956 |
| 3.50 | 117.0 | 88.6 | 0.758 |
| 4.00 | 126.0 | 77.4 | 0.614 |
| 4.50 | 135.0 | 68.2 | 0.505 |
| 5.00 | 144.0 | 60.8 | 0.422 |
| 5.50 | 153.0 | 54.5 | 0.356 |
| 6.00 | 162.0 | 49.2 | 0.304 |
| 6.50 | 171.0 | 44.6 | 0.261 |
| 7.00 | 180.0 | 40.6 | 0.225 |
| 7.50 | 189.0 | 37.1 | 0.196 |
| 8.00 | 198.0 | 34.0 | 0.172 |

$\sigma_{zg}$ - напряжение от веса грунта
$\sigma_{zp}$ - напряжение от нагрузки

Напряжения в грунте $\sigma_{zg}$ $\sigma_{zp}$




Глубина сжимаемой толщи $H_c$ = 7.43 м

Напряжение при z = $H_c$ $\sigma_{zp}$ = 37.5 кПа

$\sigma_{zp}$ / $\sigma_{zg}$ = 0.200 -

Осадка основания s = 2.43 см

Условие допустимости s / $s_u$ = 2.43 / 5.00 = **0.486** <= 1

**Проверка допустимости крена фундамента**

Принимается линейное распределение осадки s(y)

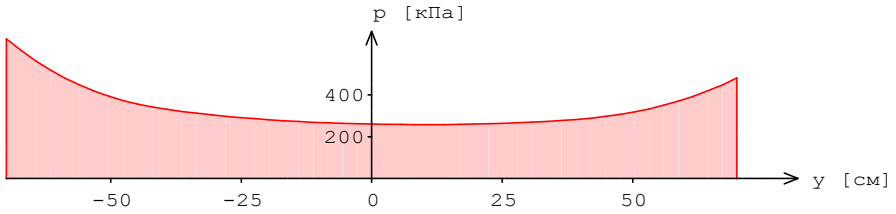
Выбранная комбинация

| $V_d$ [кН/м] | $M_d$ [кНм/м] | Воздействие(Коэффициент) |
|---|---|---|
| 508.5 | 20.0 | 1 (1.00) 2 (1.00) |

Применяется итерационный метод
Итерационная погрешность $\varepsilon$ = 0.68 %

Осадка s(y) = 2.03 - 0.00138 * y

Давление на грунт p(y)




Условие допустимости $i / i_u = 0.00138 / 0.0020 =$ **0.691** <= 1

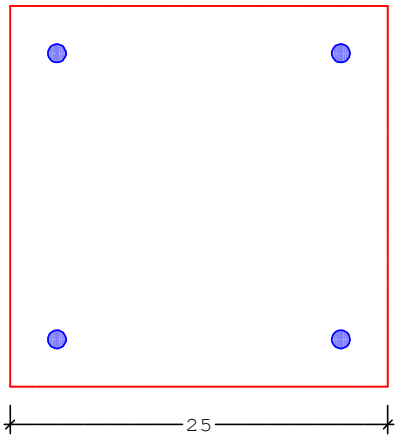
**Работоспособность фундамента обеспечена**

Расчет выполнен модулем 525 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t526 Р Р°СЃС‡РµС, СЃРІР°Рё PSP° РёР·РіРёР± (СЃС…РµРјР°

Свая — Вид сваи: висячая забивная железобетонная свая

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Ширина сечения сваи | d | = | 25 | см |
| Арматура: Число стержней | $n_s$ | = | 4 | - |
| Диаметр стержней | $d_s$ | = | 12 | мм |
| Защитный слой бетона | $a_з$ | = | 25 | мм |
| Длина сваи | l | = | 6.00 | м |




Стержни: 4 ϕ12
Защитный слой:
аз = 25 мм

Грунт

| Слой | Название слоя | h [м] | Вид грунта |
|---|---|---|---|
| 1 | Грунт 1 | 10.00 | Песок мелкий плотный |

Удельный вес грунта

| Слой | W [%] | e [-] | $S_r$ [-] | $\gamma_s$ [кН/м3] | $\gamma$ [кН/м3] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 5.0 | 0.46 | 0.27 | 25.0 | 18.0 |

$e = (\gamma_s/\gamma)(1 + W/100) - 1$ - коэффициент пористости
$S_r = (\gamma_s/\gamma_w)W/(100e)$ - степень водонасыщения грунта
$\gamma_w = 10$ кН/м3 - удельный вес воды

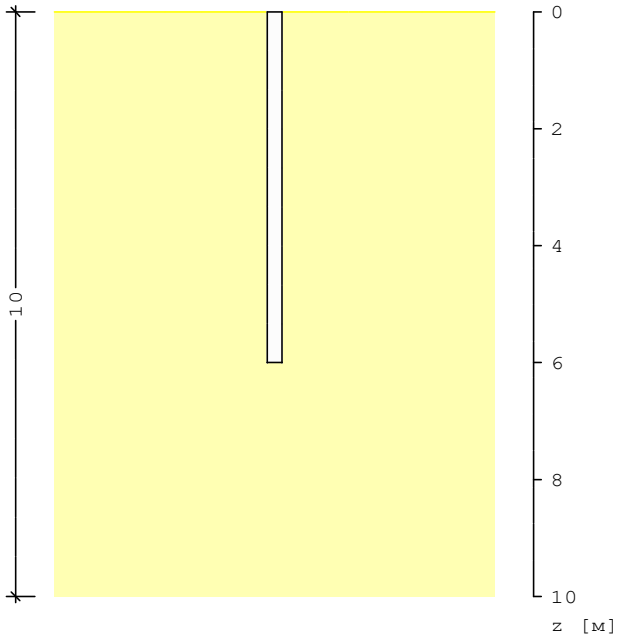
Коэфф. надежности

| $\gamma_{g(c)}$ | $\gamma_{g(\varphi)}$ | $\gamma_{g(\gamma)}$ |
|---|---|---|
| 1.50 | 1.10 | 1.10 |

Характеристики грунта

| Слой | $c_{II}$ [кПа] | $\varphi_{II}$ [град] | $\gamma_{II}$ [кН/м3] | $c_I$ [кПа] | $\varphi_I$ [град] | $\gamma_I$ [кН/м3] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.0 | 30.0 | 18.0 | 0.0 | 27.3 | 16.4 |

Схема геологического разреза




Нагрузки

| № | Вид нагрузки | $\gamma_f$ | N [кН] | H [кН] | M [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Постоянная | 1.10 | | 15.0 | |

Расчет

Согласно СП 24.13330.2021

Свая рассчитывается как стержень на упругих опорах с учетом указаний в примечании к пункту Б.8

Бетон **В 25 (тяжелый)**
Коэффициент условий работы $\gamma_b$ = 0.900 -

Арматура **A500**

Комбинация нагрузок

| N [кН] | Нагрузка(Коэффициент) |
|---|---|
| 0.0 | 1 (1.10) |

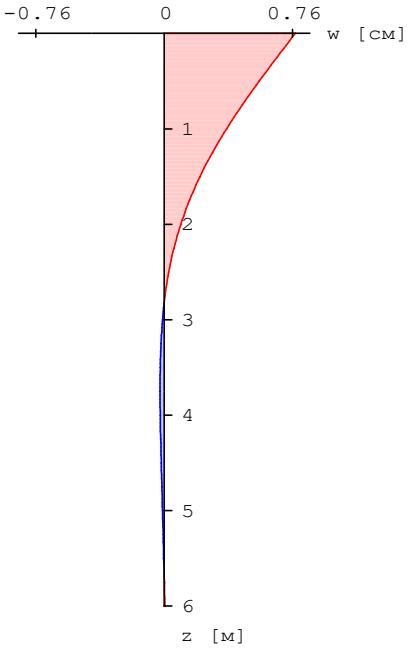
Результаты расчета при 3 итерациях

| z [м] | c [кН/м] | $c_*$ [кН/м] | w [см] | M [кНм] | p [кПа] | $p_u$ [кПа] | $p/p_u$ [-] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.25 | 328 | 122 | 0.67 | 4.13 | 3.72 | 3.80 | 0.979 |
| 0.50 | 656 | 290 | 0.56 | 8.05 | 7.44 | 7.59 | 0.980 |
| 0.75 | 984 | 530 | 0.46 | 11.56 | 11.19 | 11.39 | 0.982 |
| 1.00 | 1312 | 887 | 0.37 | 14.46 | 14.95 | 15.19 | 0.984 |
| 1.25 | 1641 | 1438 | 0.28 | 16.55 | 18.73 | 18.98 | 0.987 |
| 1.50 | 1969 | 1969 | 0.21 | 17.61 | 19.03 | 22.78 | 0.836 |
| 1.75 | 2297 | 2297 | 0.15 | 17.63 | 15.67 | 26.57 | 0.590 |
| 2.00 | 2625 | 2625 | 0.10 | 16.79 | 11.78 | 30.37 | 0.388 |
| 2.25 | 2953 | 2953 | 0.06 | 15.31 | 7.80 | 34.17 | 0.228 |
| 2.50 | 3281 | 3281 | 0.03 | 13.40 | 4.07 | 37.96 | 0.107 |
| 2.75 | 3609 | 3609 | 0.01 | 11.27 | 0.83 | 41.76 | 0.020 |
| 3.00 | 3938 | 3938 | -0.01 | 9.10 | 1.77 | 45.56 | 0.039 |

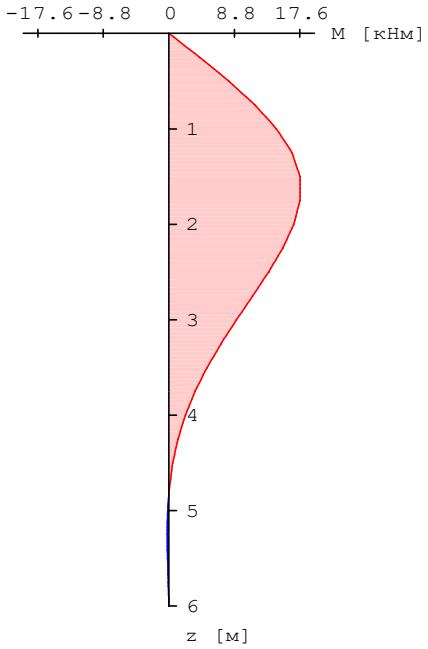
| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 3.25 | 4266 | 4266 | -0.02 | 7.02 | 3.68 | 49.35 | 0.075 |
| 3.50 | 4594 | 4594 | -0.02 | 5.14 | 4.91 | 53.15 | 0.092 |
| 3.75 | 4922 | 4922 | -0.02 | 3.53 | 5.53 | 56.95 | 0.097 |
| 4.00 | 5250 | 5250 | -0.02 | 2.23 | 5.64 | 60.74 | 0.093 |
| 4.25 | 5578 | 5578 | -0.02 | 1.23 | 5.34 | 64.54 | 0.083 |
| 4.50 | 5906 | 5906 | -0.02 | 0.52 | 4.75 | 68.34 | 0.070 |
| 4.75 | 6234 | 6234 | -0.01 | 0.07 | 3.95 | 72.13 | 0.055 |
| 5.00 | 6562 | 6562 | -0.01 | -0.16 | 3.02 | 75.93 | 0.040 |
| 5.25 | 6891 | 6891 | -0.01 | -0.22 | 2.00 | 79.73 | 0.025 |
| 5.50 | 7219 | 7219 | -0.00 | -0.18 | 0.92 | 83.52 | 0.011 |
| 5.75 | 7547 | 7547 | 0.00 | -0.08 | 0.24 | 87.32 | 0.003 |
| 6.00 | 7875 | 7875 | 0.00 | -0.00 | 1.49 | 91.11 | 0.016 |

c - исходная жесткость опор
$c_*$ - жесткость опор, скорректированная по формуле (Б.10)
p - давление на грунт, определяемое по формуле $p = c_* w/(b_p h_*)$
$b_p$ - условная ширина сваи, $h_*$ - расстояние между опорами
$p_u$ - предельное давление на грунт, равное правой части условия (Б.8)

Прогиб сваи




Изгибающий момент




**Проверка допустимости давления на грунт боковой поверхностью сваи**

Условная ширина сваи $b_p = 1.5d + 50 =$ 87.5 см
Жесткость сваи EI = 9.77 МНм2

Коэффициент деформации (Б.3) $\alpha_\varepsilon$ = 0.883 1/м
при K = 6000 кН/м4
$\alpha_\varepsilon l$ = 5.30 -

Коэффициенты в условии допустимости давления (Б.8)
$\eta_1$ = 1.0 $\eta_2$ = 0.400 $\xi$ = 0.6

$\eta_2$ определяется по формуле (Б.9) приложения Б при
n = 2.50 -
$M_c$ = 37.4 кНм $M_t$ = 0.0 кНм

Условие проверки $(p / p_u)_{max}$ = 18.73 / 18.98 = **0.987** <= 1
при z = 1.25 м

**Проверка прочности материала сваи**

Условие проверки M / $M_u$ = 17.63 / 20.00 = **0.882** <= 1
при z = 1.75 м

**Проверка допустимости перемещения головы сваи от нормативной нагрузки**

Условие проверки $u_0$ / $u_u$ = 0.71 / 5.00 = **0.141** <= 1

**Работоспособность сваи обеспечена**

Расчет выполнен модулем 526 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. 527 Свая ТИТАН

Свая

Тип буроинъекционной штанги ТИТАН 127/103

Диаметр буровой коронки $d_к$ = 200 мм

Расчетный диаметр сваи d = 22.0 см
Рабочая длина сваи l = 3.00 м

Свая расположена вертикально

Нагрузка на пределе текучести материала штанги
$N_y$ =2030.0 кН

Грунт

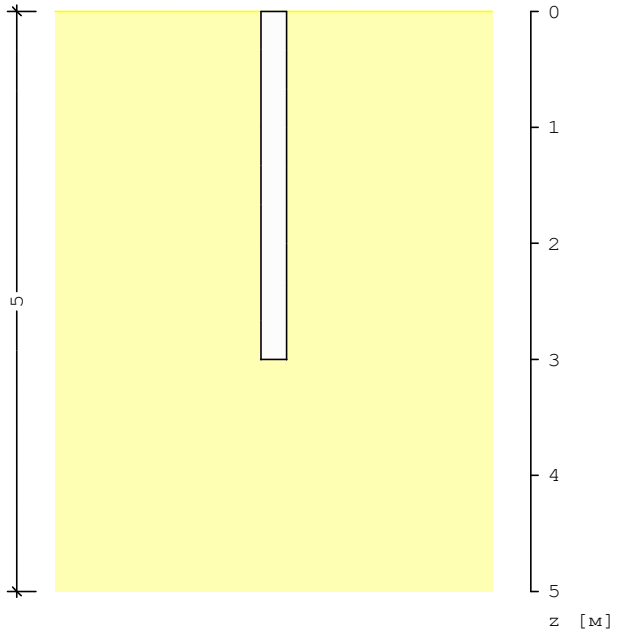
| Слой | h [м] | Вид грунта |
|---|---|---|
| 1 | 5.00 | Песок мелкий плотный |

Удельный вес грунта

| Слой | W [%] | e [-] | $S_r$ [-] | $\gamma_s$ [кН/м3] | $\gamma$ [кН/м3] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 10.0 | 0.56 | 0.48 | 27.0 | 19.0 |

e = $(\gamma_s/\gamma)(1 + W/100) - 1$ - коэффициент пористости
$S_r = (\gamma_s/\gamma_w)W/(100e)$ - степень водонасыщения грунта
$\gamma_w$ = 10 кН/м3 - удельный вес воды

Схема геологического разреза

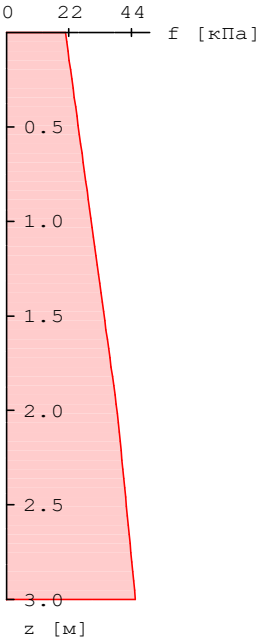



Нагрузка — Вдавливающая нагрузка N = 40.0 кн

Расчет — Согласно СП 24.13330.2021
с учетом указаний ТУ-5264-001-01393674-2014

**Проверка прочности грунта основания сваи при сжимающей нагрузке**

Сопротивление грунта на боковой поверхности сваи f




Сопротивление на боковой поверхности

| Слой | $z_1$ [м] | $z_2$ [м] | $\gamma_{R,f}$ [-] | $f_1$ [кПа] | $f_2$ [кПа] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 3.00 | 0.90 | 20.8 | 45.5 |

Коэффициент условий работы сваи при вдавливании $\gamma_c$ = 1.00 -

Несущая способность сваи

$$Fd = \gamma_c u \Sigma \gamma_{R,f} f_i h_i = 63.5 \text{ кН}$$

Условие прочности $N\gamma_n\gamma_{c,g} / F_d =$

$$40.0 * 1.00 * 1.40 / 63.5 = \mathbf{0.882} <= 1$$

**Работоспособность сваи обеспечена**

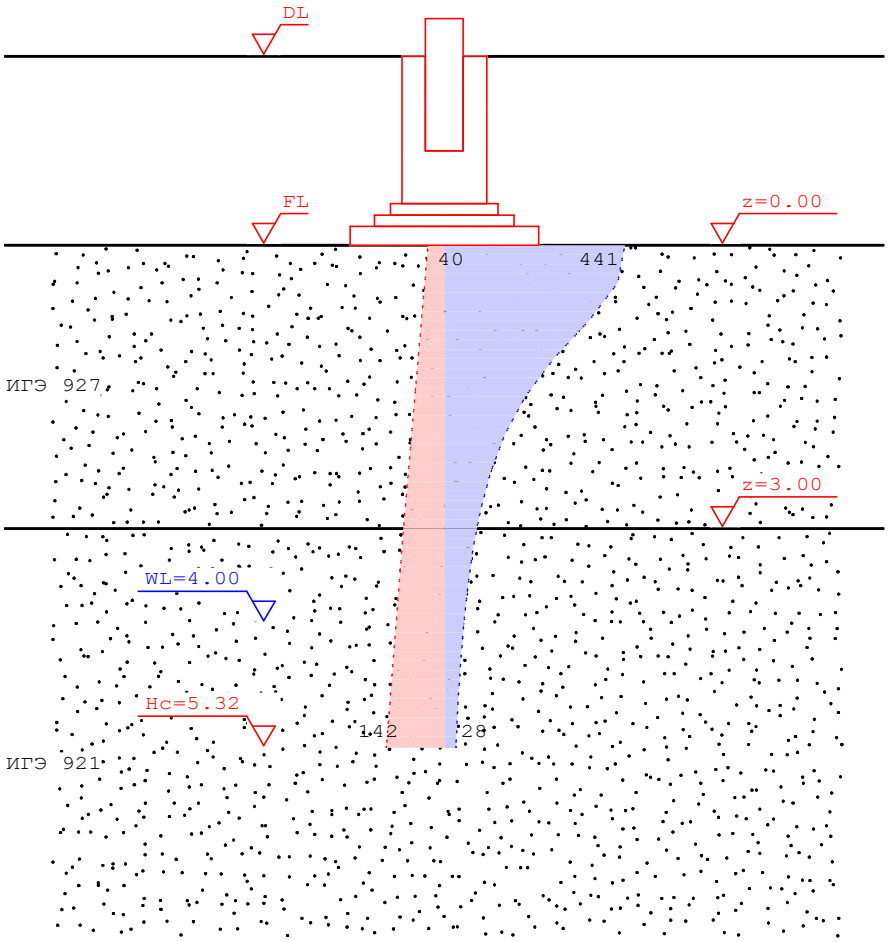
Расчет выполнен модулем 527 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t534 Столбчатый фундамент

Данные для расчета

Схема расположения слоев грунта

M = 1 :80




Грунт

| N | Слой | Тип грунта в слое |
|---|---|---|
| 1 | ИГЭ 927 | Пылеватый песок |
| 2 | ИГЭ 921 | Крупный песок |
| 3 | ИГЭ 923 | Глина |
| 4 | ИГЭ 926 | Мелкий песок |

Нормативные значения характеристик по слоям.

| тип | z [м] | g [кН/м$^3$] | E [МПа] | fi [град] | c/Rc [кПа] | e [%] | IL |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ИГЭ 927 | 0.00 | 20.0 | 33.0 | 35.0 | 7.0 | 40.0 | |
| ИГЭ 921 | 3.00 | 18.0 | 30.0 | 38.0 | 2.0 | 40.0 | |
| ИГЭ 923 | 8.00 | 17.0 | 17.0 | 17.0 | 48.0 | 40.0 | 0.40 |
| ИГЭ 926 | 12.00 | 20.0 | 28.0 | 32.0 | 2.0 | 40.0 | |

Размеры

| Объект | размеры по X [см] | и по Y [см] | высота/глубина h/dc [см] |
|---|---|---|---|
| плита | 200.0 | 200.0 | 20.0 |
| подколонник | 90.0 | 90.0 | 180.0 |
| колонна | 40.0 | 40.0 | 100.0 |

Высота фундамента от подошвы 200.0 см

Воздействия

| № | Тип воздействия | Описание |
|---|---|---|
| 1 | Постоянное | Постоянное воздействие постоянное - |
| 2 | Переменное | Категория А: жилые здания переменное Категория-А |

Характеристики

| № | $\gamma_F$ | $\xi$ | $\psi_0$ | $\psi_1$ | $\psi_2$ | группа несоч. | знак |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1.35 | 0.85 | | | | | |
| 2 | 1.50 | | 0.70 | 0.50 | 0.30 | | |

Коэффициент управления надежностью конструкции $K_{FI}$= 1.00

Сочетание воздейст. по формуле (6.10) EN 1990

Нагрузки

| N | Нагрузка | N [кН] | Mx [кН*м] | My [кН*м] | Qx [кН] | Qy [кН] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | постоянное - | 1000.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0. |
| 2 | переменное Категория-А | 2000.0 | 2.0 | 2.0 | | |

РСУ

Усилия и моменты

расчетные сочетания усилий по MSZ EN 1990:2011 для опасных РСУ на высоте H от подошвы фундамента.

| N | Тип РСУ | табл. коэф. | N [кН] | Mx [кН*м] | My [кН*м] | Qx [кН] | Qy [кН] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | п.пос. | 1 | 1600.0 | 0.6 | 0.6 | 0.0 | 0.0 |
| 2 | основ. | 2 | 3000.0 | 2.0 | 2.0 | 0.0 | 0.0 |
| 3 | основ. | 3 | 4350.0 | 3.0 | 3.0 | 0.0 | 0.0 |
| 4 | основ. | 4 | 1350.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |

Наиболее опасные сочетания усилий

| Наг-руж. | Коэффициенты РСУ 1 | 2 | 3 | 4 | Наг-руж. | Коэффициенты РСУ 1 | 2 | 3 | 4 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1.00 | 1.00 | 1.35 | 1.35 | 2 | 0.30 | 1.00 | 1.50 | 0.00 |

Результаты расчета геометрических характеристик фундамента.

| Объект | размеры по X [см] | и по Y [см] | высота h [см] |
|---|---|---|---|
| плита 1 | 200.0 | 200.0 | 20.0 |
| плита 2 | 148.0 | 148.0 | 12.0 |
| плита 3 | 114.0 | 114.0 | 12.0 |
| подколонник | 90.0 | 90.0 | 156.0 |

Схема фундамента вид сбоку
М = 1 :20

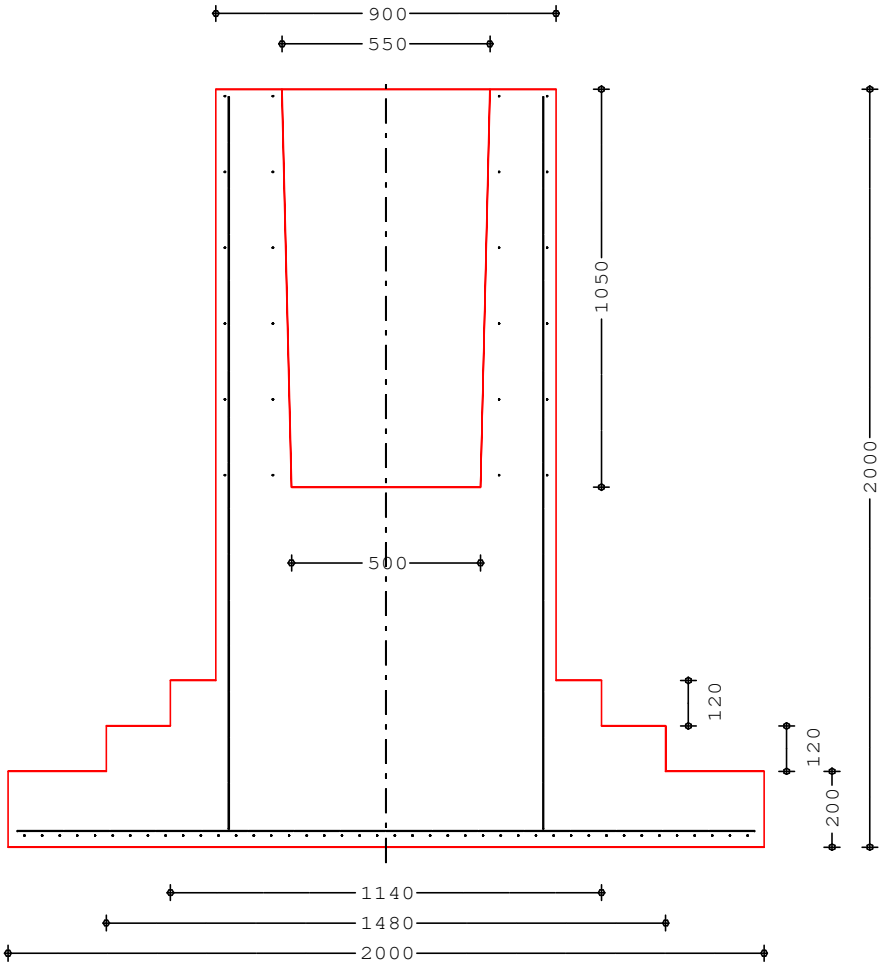
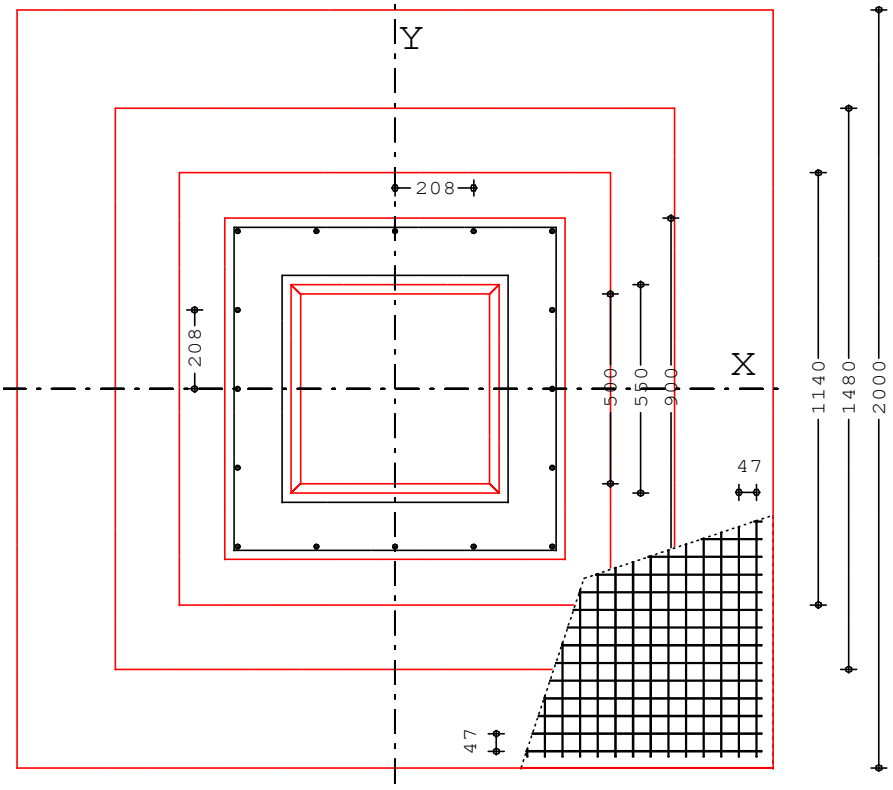


Схема фундамента вид сверху
М = 1 :20




Расчет основания — Схема линейно деформируемого полупространства.

Расчет по деформациям

Наибольшая осадка достигается при РСУ № 1.
Глубина сжимаемой толщи $\sigma_{zg}=0.2*\sigma_{zp}$ Hc=5.32 м
Среднее давление под подошвой p=441.4 кПа
Эксцентриситеты равнодействующей $e_x$=0.00 м
$e_y$=0.00 м
Краевое давление вдоль оси y $p_y$=441.9 кПа
Краевое давление вдоль оси x $p_x$=441.9 кПа
Давление в угловой точке $p_{xy}$=442.3 кПа
Осадка фундамента s=2.1 см < $s_u$=5.0 см
Наибольший крен достигается при РСУ № 1,
Крен фундамента i=0.0000 < $i_u$=0.0050

Расчет по несущей способности с использованием проектного принципа 2 и аналитического метода, приведеного Приложении D.
Наиболее опасным по устойчивости является РСУ № 3.
Частный коэффициент сопротивления $\gamma_{R2}$=1.40
Макс. глубина поверхности скольжения $z_m$=4.00 м
Осредненные по области скольжения параметры грунта
$\gamma$=16.1 кН/м$^3$ $\varphi$=36.3 град. c=5.0 кПа
Опасное направление по оси Y, эксц. $e_y$=0.00 м
Приведенная ширина фундамента b'=2.00 м
Сила предельного сопротивления грунта R=12019 кН
N=4537 < $R/\gamma_{R2}$=8585 УСЛОВИЕ ВЫПОЛНЕНО

Продавливание. Расчет по разделу 6.4.4 MSZ EN 1992-1-1.

**Бетон C25/30**

| Плита | РСУ | β | $h_0$ [см] | u [см] | $V_{ed}$ [кН/м] | $V_{rd}$ [кН/м] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 3 | 1.02 | 16.1 | 673.2 | 1011.62 | 1852.12 |
| 2 | 3 | 1.01 | 28.1 | 588.3 | 1059.52 | 1563.71 |
| 3 | 3 | 1.00 | 40.1 | 525.5 | 1048.29 | 1484.55 |

Расчет арматуры по MSZ EN 1992-1-1 с использованием параболически-прямоугольной диаграммы состояния сжатого бетона.

Арматура плиты

**Сталь S500**

| Ось прутка | Коорд. [м] | РСУ | $M_{изг}$ [кН*м] | $h_0$ [см] | $A_s$ [$см^2$] | d [мм] | n |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| X | 0.74 | 3 | 73.7 | 15.7 | 0.0 | | |
| X | 0.57 | 3 | 201.4 | 27.7 | 19.4 | | |
| X | 0.00 | 3 | 1089.0 | 39.7 | 69.2 | 12 | 42 |
| Y | 0.74 | 3 | 73.7 | -2.9 | 0.0 | | |
| Y | 0.57 | 3 | 201.4 | -2.8 | 0.0 | | |
| Y | 0.00 | 3 | 1089.0 | -2.7 | 1426.7 | 12 | 42 |

Нижние прутки ориентированы по оси Y.

Поперечная арматура стакана

**Сталь S400**

| Ось | Z [см] | РСУ | p [кН/м] | $A_s/s$ [$см^2$/м] | s [мм] | d [мм] | n |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Y | 2.6 | 3 | 18.0 | 0.5 | 200 | 8 | 4 |
| Y | 22.6 | 3 | 9.9 | 0.3 | 200 | 8 | 4 |
| Y | 42.6 | 3 | 2.7 | 0.1 | 200 | 8 | 4 |
| Y | 62.6 | 3 | 4.5 | 0.1 | 200 | 8 | 4 |
| Y | 82.6 | 3 | 11.7 | 0.3 | 200 | 8 | 4 |
| Y | 102.6 | 3 | 18.0 | 0.5 | 200 | 8 | 4 |

Координата Z принимется от верхнего края стакана.

Продольная арматура подколонника: **сталь S500**
Наиболее опасное РСУ №4 . Диаметр прутков 12мм.
16 прутков с шагом по оси X 208мм, по оси Y 208мм.

Трещиностойкость допусимое раскрытие трещин wk=0.3мм

Плита

| Ось | Коорд. [м] | РСУ | $M_{изг}$ [кН*м] | $M_{crc}$ [кН*м] | $a_{crc}$ [мм] |
|---|---|---|---|---|---|
| X | 0.74 | 1 | 27.1 | 36.2 | 0.00 |
| X | 0.57 | 1 | 74.0 | 84.9 | 0.00 |
| X | 0.45 | 1 | 121.1 | 147.3 | 0.00 |
| Y | 0.74 | 1 | 27.1 | 37.7 | 0.00 |
| Y | 0.57 | 1 | 74.0 | 86.7 | 0.00 |
| Y | 0.45 | 1 | 121.1 | 149.3 | 0.00 |

Ограничение напряж. по п. 7.2 MSZ EN 1992-1-1:2010

Плита

| Ось | Коор. [м] | РСУ р | РСУ кп | $M_p$ [кН*м] | $M_{кп}$ [кН*м] | $\sigma_{рс}$ [МПа] | $\sigma_{рб}$ [МПа] | $\sigma_{кпб}$ [МПа] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| X | 0.74 | 2 | 1 | 50.8 | 27.1 | 78.5 | -5.9 | -3.2 |
| X | 0.57 | 2 | 1 | 138.9 | 74.0 | 120.0 | -7.6 | -4.1 |
| X | 0.45 | 2 | 1 | 227.2 | 121.1 | 136.3 | -8.1 | -4.4 |
| Y | 0.74 | 2 | 1 | 50.8 | 27.1 | 72.6 | -5.3 | -2.8 |
| Y | 0.57 | 2 | 1 | 138.9 | 74.0 | 114.7 | -7.1 | -3.9 |
| Y | 0.45 | 2 | 1 | 227.2 | 121.1 | 132.1 | -7.7 | -4.2 |

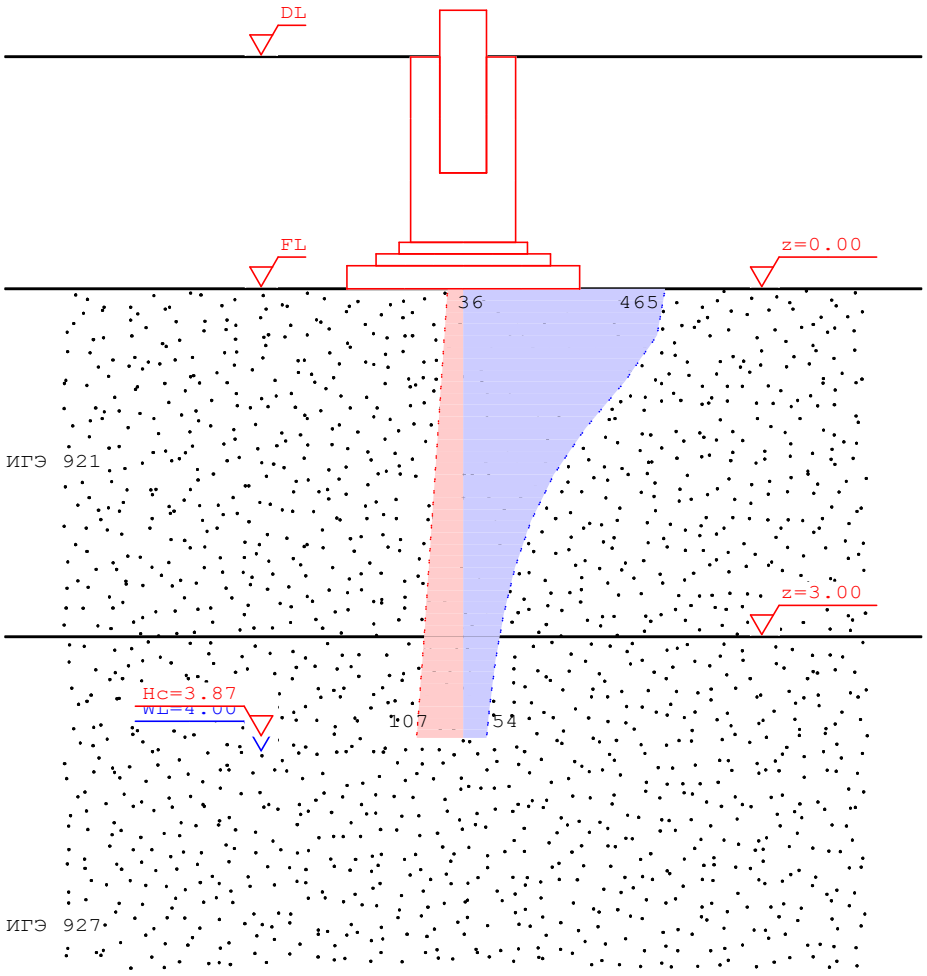
Расчет выполнен модулем 534 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t535 Столбчатый фундамент

Данные для расчета

Схема расположения слоев грунта

М = 1 :65




Грунт

| N | Слой | Тип грунта в слое |
|---|---|---|
| 1 | ИГЭ 921 | Крупный песок |
| 2 | ИГЭ 927 | Пылеватый песок |
| 3 | ИГЭ 923 | Глина |
| 4 | ИГЭ 926 | Мелкий песок |

Нормативные значения характеристик по слоям.

| тип | z [м] | g [кН/м$^3$] | E [МПа] | fi [град] | c/Rc [кПа] | e [%] | IL |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ИГЭ 921 | 0.00 | 18.0 | 30.0 | 38.0 | 2.0 | 40.0 | |
| ИГЭ 927 | 3.00 | 20.0 | 33.0 | 35.0 | 7.0 | 40.0 | |
| ИГЭ 923 | 8.00 | 17.0 | 17.0 | 17.0 | 48.0 | 40.0 | 0.40 |
| ИГЭ 926 | 12.00 | 20.0 | 28.0 | 32.0 | 2.0 | 40.0 | |

Размеры

| Объект | размеры по X и по Y [см] | высота/глубина h/dc [см] |
|---|---|---|
| плита | 200.0 200.0 | 20.0 |
| подколонник | 90.0 90.0 | 180.0 |
| колонна | 40.0 40.0 | 100.0 |

Высота фундамента от подошвы 200.0 см

Воздействия

| № | Тип воздействия | Описание |
|---|---|---|
| 1 | Постоянное | Собственный вес ж/б конструкций |
| 2 | Кратковременное | Равномерно распределенная нагрузка - жилые помещения |

Характеристики воздействий

| № | $\gamma_f$ | $k_1$ | учет С | учет О | группа несоч. | знак |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1.10 | | | | | |
| 2 | 1.30 | 0.35 | + | + | | |

учет С - кратковр. нагрузка учитывают в сейсм. РСН
учет О - кратковр. нагрузка учитывают в особом РСУ

Нагрузки

| N | Нагрузка. | N [кН] | Mx [кН*м] | My [кН*м] | Qx [кН] | Qy [кН] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Постоянная | 1000.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 2 | Кратковрем. | 2000.0 | 2.0 | 2.0 | 0.0 | 0.0 |

РСУ
Усилия и моменты

расчетные сочетания усилий по СП 20.13330.2016
для опасных РСУ на высоте H от подошвы фундамента.

| N | Тип РСУ | табл. коэф. | N [кН] | Mx [кН*м] | My [кН*м] | Qx [кН] | Qy [кН] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | тр.кр. | 1 | 3000.0 | 2.0 | 2.0 | 0.0 | 0.0 |
| 2 | тр.дл. | 2 | 1700.0 | 0.7 | 0.7 | 0.0 | 0.0 |
| 3 | основ. | 3 | 3700.0 | 2.6 | 2.6 | 0.0 | 0.0 |
| 4 | основ. | 4 | 1600.0 | 0.7 | 0.7 | 0.0 | 0.0 |

Наиболее опасные сочетания усилий

| Наг-руж. | Коэффициенты РСУ 1 | 2 | 3 | 4 | Наг-руж. | Коэффициенты РСУ 1 | 2 | 3 | 4 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1.00 | 1.00 | 1.10 | 0.90 | 2 | 1.00 | 0.35 | 1.30 | 0.35 |

Результаты расчета геометрических характеристик фундамента.

| Объект | размеры по X [cm] | размеры по Y [cm] | высота h [cm] |
|---|---|---|---|
| плита 1 | 200.0 | 200.0 | 20.0 |
| плита 2 | 150.0 | 150.0 | 10.0 |
| плита 3 | 110.0 | 110.0 | 10.0 |
| подколонник | 90.0 | 90.0 | 160.0 |

Схема фундамента вид сбоку
М = 1 :20

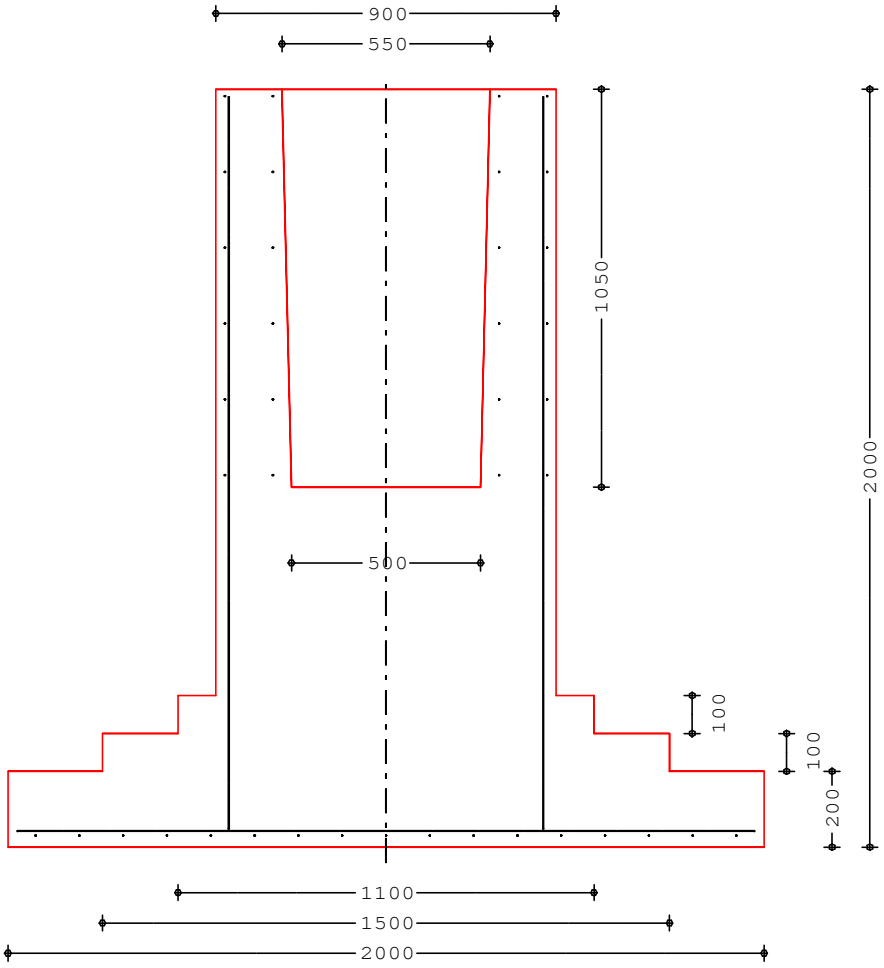
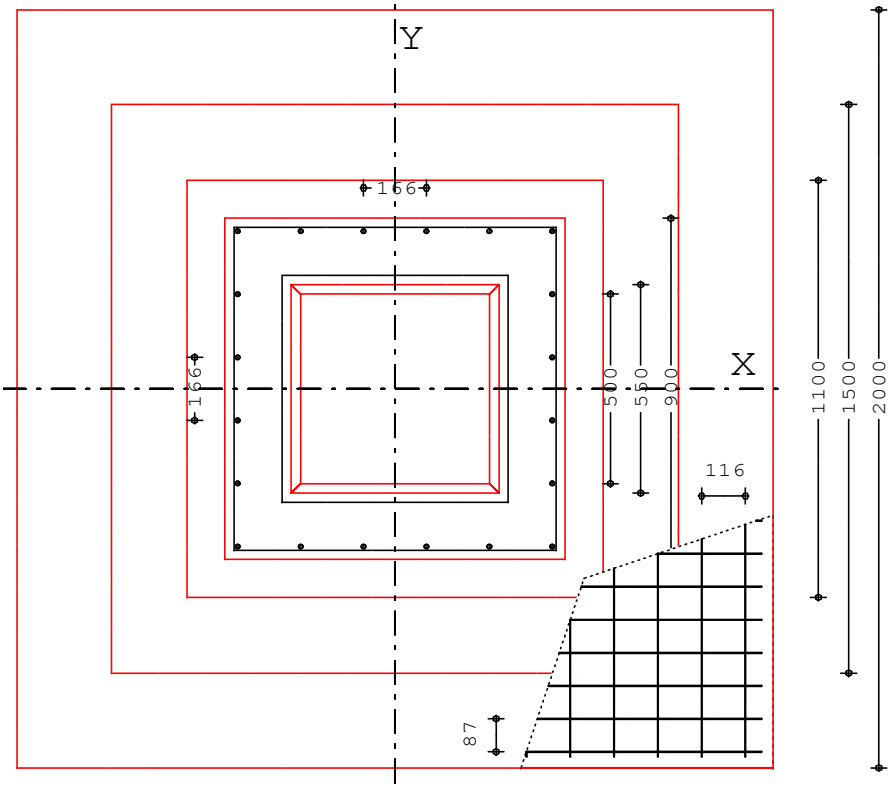


Схема фундамента вид сверху
М = 1 :20




Расчет основания по СП 22.13330.2016

| | | |
|---|---|---|
| Расчет по деформациям | Схема линейно деформируемого полупространства. | |
| | Наибольшая осадка достигается при РСУ № 2. | |
| | Глубина сжимаемой толщи | Hc=3.87 м |
| | Среднее давление под подошвой | p=465.0 кПа |
| | Эксцентриситеты равнодействующей | $e_x$=0.00 м |
| | | $e_y$=0.00 м |
| | Расчетн. сопротивление грунта по 5.6.7 | R=749.3 кПа |
| | Сопротивление грунта с учетом 5.6.24 | R=899.2 кПа |
| | Краевое давление вдоль оси x | $p_x$=465.5 кПа |
| | Краевое давление вдоль оси y | $p_y$=465.5 кПа |
| | Давление в угловой точке | $p_{xy}$=466.0 кПа |
| | Сопротивление на глубине z=3.0 м | Rz=1051.9 кПа |
| | Напряжения на глубине z=3.0 м | sigma=173.9 кПа |
| | Осадка фундамента s=1.9 см | < $s_u$=5.0 см |
| | Наибольший крен достигается при РСУ № 4, | |
| | Крен фундамента i=0.0000 | < $i_u$=0.0050 |
| Расчет по несущей способности | Наиболее опасным по устойчивости является РСУ № 3. | |
| | Макс. глубина поверхности скольжения | $z_m$=3.61 м |
| | Коэф. надежн. по назначению сооруж. | $\gamma_n$=1.15 |
| | Осредненные по области скольжения параметры грунта | |
| | $\gamma$=16.5 кН/м$^3$ $\varphi$=33.6 град. | c=3.7 кПа |
| | Опасное направление по оси Y, эксц. | $e_y$=0.00 м |
| | Приведенная ширина фундамента | b'=2.00 м |
| | Сила предельного сопротивления грунта | $N_u$=12681 кН |
| | N=3880 < $\gamma_c N_u/\gamma_n$=11027 | УСЛОВИЕ ВЫПОЛНЕНО |

Продавливание. Расчет на продавливание по СП 63.13330.2018.

**Бетон B 25 (тяжелый)**

| Плита | ось | РСУ | h0 [cm] | Lx [cm] | Ly [cm] | η |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Y | 3 | 16.1 | 166.1 | 166.10 | 0.63 |
| 2 | Y | 3 | 26.1 | 136.1 | 136.10 | 0.95 |
| 3 | Y | 3 | 36.1 | 126.1 | 126.10 | 0.74 |

Расчет арматуры по СП 63.13330.2018 с использованием трехлинейной диаграммы состояния сжатого бетона.

Арматура плиты

**Сталь A500**

| Ось прутка | Коорд. [м] | РСУ | $M_{изг}$ [кН*м] | $h_0$ [см] | $A_s$ [$см^2$] | d [мм] | n |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| X | 0.75 | 3 | 57.9 | 15.7 | 8.9 | | |
| X | 0.55 | 3 | 187.6 | 25.7 | 17.9 | | |
| X | 0.45 | 3 | 280.3 | 35.7 | 18.9 | 12 | 23 |
| Y | 0.75 | 3 | 57.9 | 16.9 | 8.2 | | |
| Y | 0.55 | 3 | 187.6 | 26.9 | 17.0 | | |
| Y | 0.45 | 3 | 280.3 | 36.9 | 18.3 | 12 | 17 |

Нижние прутки ориентированы по оси Y.

Поперечная арматура стакана

**Сталь A400**

| Ось | Z [см] | РСУ | p [кН/м] | $A_s/s$ [$см^2$/м] | s [мм] | d [мм] | n |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Y | 2.6 | 3 | 15.6 | 0.6 | 200 | 8 | 4 |
| Y | 22.6 | 3 | 8.5 | 0.3 | 200 | 8 | 4 |
| Y | 42.6 | 3 | 2.3 | 0.1 | 200 | 8 | 4 |
| Y | 62.6 | 3 | 3.9 | 0.1 | 200 | 8 | 4 |
| Y | 82.6 | 3 | 10.2 | 0.4 | 200 | 8 | 4 |
| Y | 102.6 | 3 | 15.6 | 0.6 | 200 | 8 | 4 |

Координата Z принимется от верхнего края стакана.

Продольная арматура подколонника: **сталь A500**
Диаметр прутков 12мм.
20 прутков с шагом по оси X 166мм, по оси Y 166мм.

Трещиностойкость Предельно допустимая ширина раскрытия трещин принимается по СП 63.13330.2018 из условия обеспечения сохранности арматуры acrc1=0.4мм acrc2=0.3мм

Плита

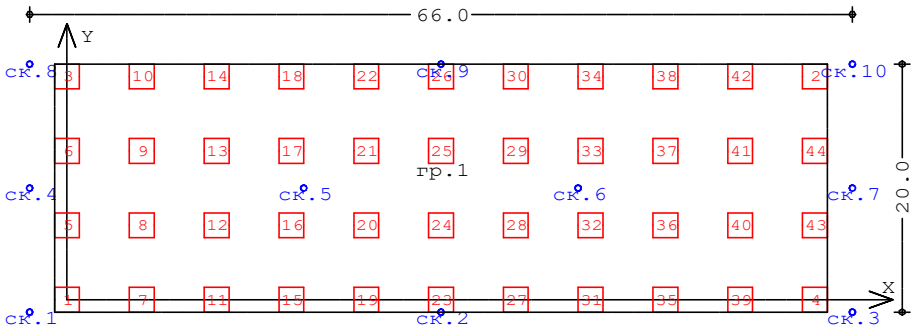
| Ось | Коорд. [м] | РСУ 2 | РСУ 1 | Мизг2 [кН*м] | Мизг1 [кН*м] | Mcrc [кН*м] | acrc2 [мм] | acrc1 [мм] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| X | 0.75 | 1 | 2 | 0.0 | 47.0 | 39.3 | 0.00 | 0.04 |
| X | 0.55 | 1 | 2 | 0.0 | 152.1 | 82.1 | 0.00 | 0.14 |
| X | 0.45 | 1 | 2 | 0.0 | 227.2 | 134.5 | 0.00 | 0.14 |
| Y | 0.75 | 1 | 2 | 0.0 | 47.0 | 39.1 | 0.00 | 0.05 |
| Y | 0.55 | 1 | 2 | 0.0 | 152.1 | 80.9 | 0.00 | 0.18 |
| Y | 0.45 | 1 | 2 | 0.0 | 227.2 | 132.2 | 0.00 | 0.19 |

Расчет выполнен модулем 535 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

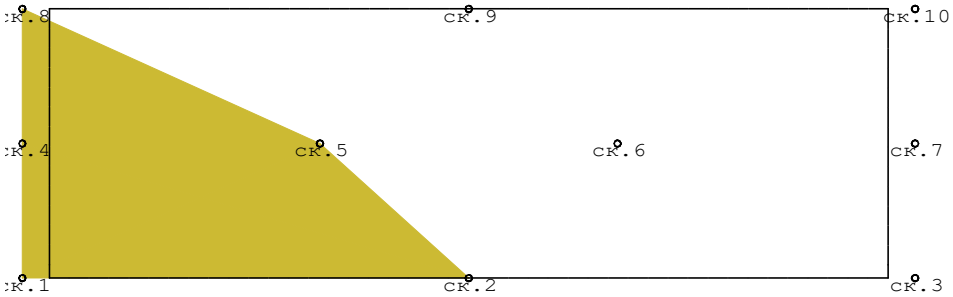
## Поз. t536 Под прямоугольное здание

Данные для расчета

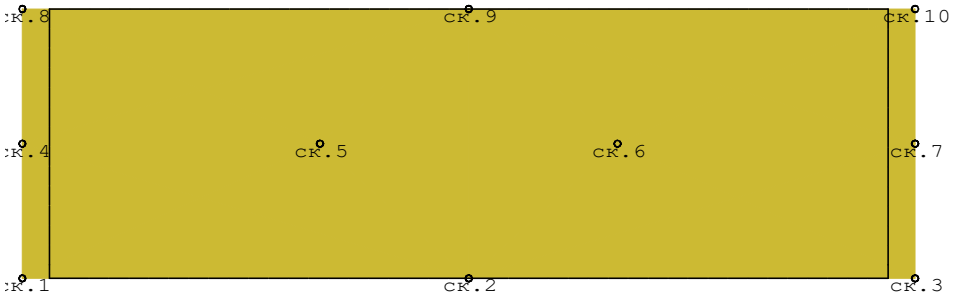
План площадки
М = 1 :605



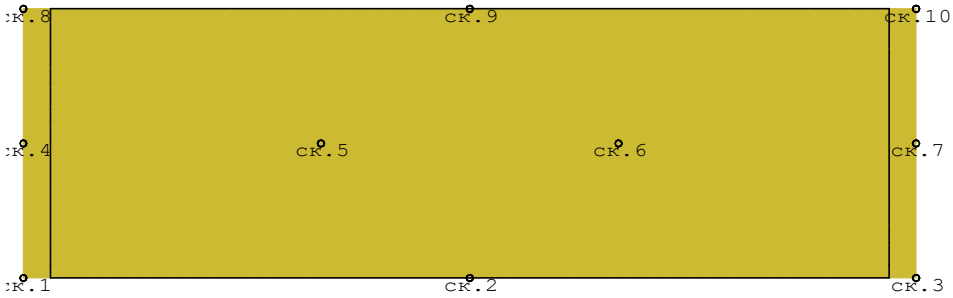

План слоя №2 ИГЭ 927
М = 1 :560



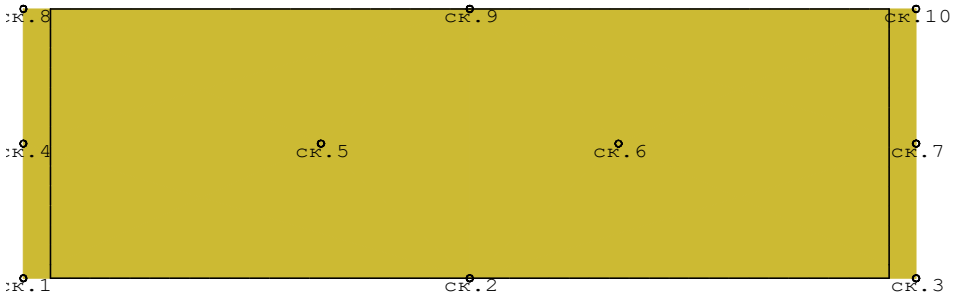

План слоя №3 ИГЭ 923
М = 1 :560



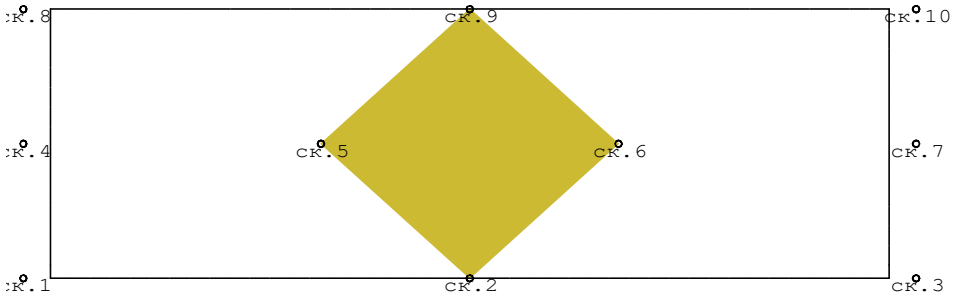
План слоя №4 ИГЭ 922
М = 1 :560




План слоя №5 ИГЭ 927
М = 1 :560




План слоя №1 ИГЭ 921
М = 1 :560




Колонны: положение и нумерация

| № кол. | № грп. | x [м] | y [м] | угол грд. | № кол. | № грп. | x [м] | y [м] | угол грд. |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 2 | 1 | 60.0 | 18.0 | 0.0 |
| 3 | 1 | 0.0 | 18.0 | 0.0 | 4 | 1 | 60.0 | 0.0 | 0.0 |
| 5 | 1 | 0.0 | 6.0 | 0.0 | 6 | 1 | 0.0 | 12.0 | 0.0 |
| 7 | 1 | 6.0 | 0.0 | 0.0 | 8 | 1 | 6.0 | 6.0 | 0.0 |
| 9 | 1 | 6.0 | 12.0 | 0.0 | 10 | 1 | 6.0 | 18.0 | 0.0 |
| 11 | 1 | 12.0 | 0.0 | 0.0 | 12 | 1 | 12.0 | 6.0 | 0.0 |
| 13 | 1 | 12.0 | 12.0 | 0.0 | 14 | 1 | 12.0 | 18.0 | 0.0 |
| 15 | 1 | 18.0 | 0.0 | 0.0 | 16 | 1 | 18.0 | 6.0 | 0.0 |
| 17 | 1 | 18.0 | 12.0 | 0.0 | 18 | 1 | 18.0 | 18.0 | 0.0 |
| 19 | 1 | 24.0 | 0.0 | 0.0 | 20 | 1 | 24.0 | 6.0 | 0.0 |
| 21 | 1 | 24.0 | 12.0 | 0.0 | 22 | 1 | 24.0 | 18.0 | 0.0 |
| 23 | 1 | 30.0 | 0.0 | 0.0 | 24 | 1 | 30.0 | 6.0 | 0.0 |
| 25 | 1 | 30.0 | 12.0 | 0.0 | 26 | 1 | 30.0 | 18.0 | 0.0 |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 27 | 1 | 36.0 | 0.0 | 0.0 | 28 | 1 | 36.0 | 6.0 | 0.0 |
| 29 | 1 | 36.0 | 12.0 | 0.0 | 30 | 1 | 36.0 | 18.0 | 0.0 |
| 31 | 1 | 42.0 | 0.0 | 0.0 | 32 | 1 | 42.0 | 6.0 | 0.0 |
| 33 | 1 | 42.0 | 12.0 | 0.0 | 34 | 1 | 42.0 | 18.0 | 0.0 |
| 35 | 1 | 48.0 | 0.0 | 0.0 | 36 | 1 | 48.0 | 6.0 | 0.0 |
| 37 | 1 | 48.0 | 12.0 | 0.0 | 38 | 1 | 48.0 | 18.0 | 0.0 |
| 39 | 1 | 54.0 | 0.0 | 0.0 | 40 | 1 | 54.0 | 6.0 | 0.0 |
| 41 | 1 | 54.0 | 12.0 | 0.0 | 42 | 1 | 54.0 | 18.0 | 0.0 |
| 43 | 1 | 60.0 | 6.0 | 0.0 | 44 | 1 | 60.0 | 12.0 | 0.0 |

Грунт

| N | Слой | Тип грунта в слое |
|---|---|---|
| 1 | ИГЭ 921 | Крупный песок |
| 2 | ИГЭ 927 | Насыщенный водой пылеватый песок |
| 3 | ИГЭ 923 | Пылевато-глинистый, глина |
| 4 | ИГЭ 922 | Песок средней крупности |
| 5 | ИГЭ 927 | Насыщенный водой пылеватый песок |

Нормативные значения характеристик по слоям.
Уд. вес грунта выше подошвы фундамента 16.0 кН/м3.

| N | тип | g [кН/м3] | E [МПа] | fi [град] | c/Rc [кПа] | e [%] | IL |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | ИГЭ 921 | 18.0 | 30.0 | 38.0 | 2.0 | 40.0 | |
| 2 | ИГЭ 927 | 20.0 | 33.0 | 35.0 | 7.0 | 40.0 | |
| 3 | ИГЭ 923 | 17.0 | 17.0 | 17.0 | 48.0 | 40.0 | 0.40 |
| 4 | ИГЭ 922 | 19.0 | 45.0 | 39.0 | 2.0 | 40.0 | |
| 5 | ИГЭ 927 | 20.0 | 33.0 | 35.0 | 7.0 | 40.0 | |

Сооружение II класса $\gamma_n$=1.15
Коэффициенты условий работы: основные РСУ $\gamma_c$=1.00
особые РСУ $\gamma_c$=1.00
Коэффициенты надежности по грунту:
$\gamma_{g(\gamma)}$=1.10 $\gamma_{g(\varphi)}$=1.10 $\gamma_{g(c)}$=1.50

Скважины

| № | координаты скважин и расположение слоев | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | x=-3.00м y=-1.00м | | | | |
| | z[м] 0.00 | 4.00 | 6.00 | 8.00 | |
| | №грн 2 | 3 | 4 | 5 | |
| 2 | x=30.00м y=-1.00м | | | | |
| | z[м] 0.00 | 3.50 | 4.00 | 6.00 | 8.00 |
| | №грн 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| 3 | x=63.00м y=-1.00м | | | | |
| | z[м] 0.00 | 5.00 | 9.00 | | |
| | №грн 3 | 4 | 5 | | |
| 4 | x=-3.00м y=9.00м | | | | |
| | z[м] 0.00 | 3.50 | 6.00 | 7.00 | |
| | №грн 2 | 3 | 4 | 5 | |
| 5 | x=19.00м y=9.00м | | | | |
| | z[м] 0.00 | 2.00 | 3.00 | 7.00 | 9.00 |
| | №грн 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| 6 | x=41.00м y=9.00м | | | | |
| | z[м] 0.00 | 2.00 | 8.00 | 9.00 | |
| | №грн 1 | 3 | 4 | 5 | |
| 7 | x=63.00м y=9.00м | | | | |
| | z[м] 0.00 | 6.00 | 9.50 | | |
| | №грн 3 | 4 | 5 | | |
| 8 | x=-3.00м y=19.00м | | | | |
| | z[м] 0.00 | 3.00 | 5.00 | 7.00 | |
| | №грн 2 | 3 | 4 | 5 | |
| 9 | x=30.00м y=19.00м | | | | |
| | z[м] 0.00 | 5.00 | 7.00 | 9.00 | |

| №грн | 1 | 3 | 4 | 5 |
|---|---|---|---|---|
| 10 x=63.00м y=19.00м | | | | |
| z[м] | 0.00 | 5.00 | 10.00 | |
| №грн | 3 | 4 | 5 | |

Уровень грунтовых вод WL=5.00 м

Нагрузки

| № нагр. | № колонны | N [кН] | Mx [кН*м] | My [кН*м] | Qx [кН] | Qy [кН] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 Постоянная | $\gamma_f$=1.10 | | | | | |
| | 1 | 1000.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 2 | 1000.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 3 | 1000.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 4 | 1000.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 2 Кратковрем. | $\gamma_f$=1.30 | | | | | |
| | 1 | 1000.0 | 12.0 | 5.0 | -20.0 | 20.0 |
| | 2 | 1000.0 | -12.0 | -2.0 | 20.0 | -20.0 |
| | 3 | 1000.0 | -2.0 | 2.0 | -20.0 | -20.0 |
| | 4 | 1000.0 | 2.0 | -5.0 | 20.0 | 20.0 |

Коэффициенты существенных РСУ

| Наг- руж. | Коэффициенты РСУ 1 | 2 | 3 | 4 | Наг- руж. | Коэффициенты РСУ 1 | 2 | 3 | 4 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1.00 | 1.10 | | | 2 | 1.00 | 1.30 | | |

Существенные РСУ

| № | № коэф. | № фунд. | N [кН] | Mx [кНм] | My [кНм] | Qx [кН] | Qy [кН] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1 | 4 | 2000.0 | 2.0 | -5.0 | 20.0 | 20.0 |
| 2 | 1 | 3 | 2000.0 | -2.0 | 2.0 | -20.0 | -20.0 |
| 3 | 2 | 1 | 2400.0 | 15.6 | 6.5 | -26.0 | 26.0 |
| 4 | 2 | 1 | 1100.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 5 | 2 | 2 | 2400.0 | -15.6 | -2.6 | 26.0 | -26.0 |
| 6 | 2 | 3 | 2400.0 | -2.6 | 2.6 | -26.0 | -26.0 |
| 7 | 2 | 44 | 2400.0 | -9.5 | -3.9 | 26.0 | -8.7 |
| 8 | 1 | 36 | 2000.0 | -0.7 | -2.4 | 12.0 | 6.7 |
| 9 | 1 | 2 | 2000.0 | -12.0 | -2.0 | 20.0 | -20.0 |

В РСУ для расчета осадок распределенные нагрузки включены в вертикальное усилие N.

Расчет основания — по СП 22.13330.2016

Расчет по деформациям

Схема линейно деформируемого полупространства.
Наибольшая осадка достигается при РСУ №8
у фундамента №36
Осадка фундамента s=4.2 см < su=15.0 см
Наибольший крен достигается при РСУ №9 ,
у фундамента №2
Крен фундамента i=0.0012 < iu=0.0050
Наибольшая неравномерность осадок при РСУ №8
между фундаментами № 36 и № 1
Неравномерность осадок i=0.0003 < iu=0.0010

Расчет по несущей способности

Наиболее опасным по устойчивости является РСУ N6
для фундамента №3 .
Сила предельного сопротивления грунта Nu=3693 кН
Сила, действующая на фундамент N =2579 кН

Исходные данные и результаты расчета

Размеры

| Объект | размеры по X [см] | и по Y [см] | высота/глубина h/dc [см] |
|---|---|---|---|
| плита | 120.0 | 120.0 | 40.0 |
| подколонник | 80.0 | 80.0 | 210.0 |
| колонна | 40.0 | 40.0 | 100.0 |

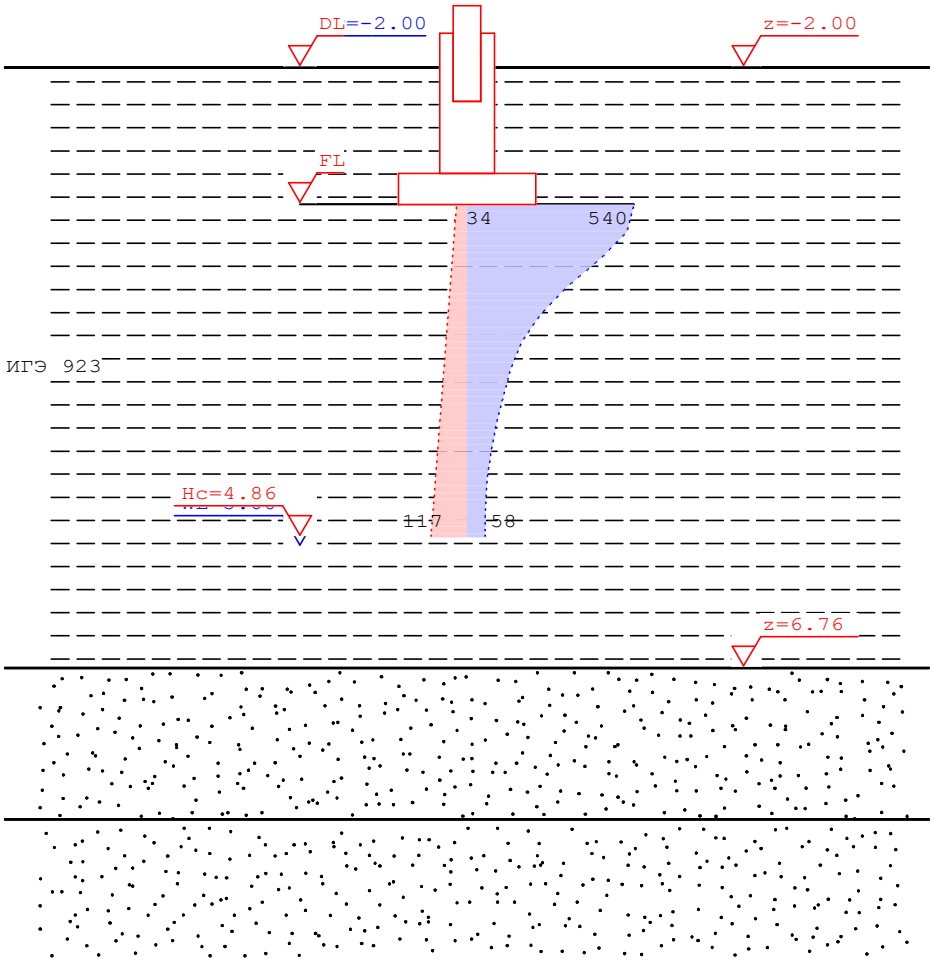
Высота фундамента от подошвы 250.0 см

Результаты расчета геометрических характеристик фундамента.

| Объект | размеры по X и по Y [см] | | высота h [см] |
|---|---|---|---|
| плита 1 | 200.0 | 200.0 | 45.0 |
| подколонник | 80.0 | 80.0 | 205.0 |

Фундамент №36
М = 1 :110

Схема расположения слоев грунта




Расчет основания по СП 22.13330.2016

Расчет по деформациям

Схема линейно деформируемого полупространства.
Наибольшая осадка достигается при РСУ №8
Глубина сжимаемой толщи Hc=4.86 м
Среднее давление под подошвой p=539.9 кПа
Краевое давление вдоль оси y py=560.6 кПа
Краевое давление вдоль оси x px=552.9 кПа
Давление в угловой точке pxy=573.6 кПа
Расчетн. сопротивление грунта по 5.6.7 R=452.4 кПа
Сопротивление грунта с учетом 5.6.24 R=542.8 кПа
Сопротивление на глубине z=6.8 м Rz=622.4 кПа
Напряженияия на глубине z=6.8 м sigma=217.4 кПа
Сопротивление на глубине z=9.0 м Rz=669.5 кПа
Напряженияия на глубине z=9.0 м sigma=212.8 кПа
Осадка фундамента s=4.2 см < su=15.0 см
Наибольший крен достигается при РСУ №9 ,
Крен фундамента i=0.0012 < iu=0.0050

Расчет по несущей Наиболее опасным по устойчивости является РСУ N6

способности

Макс. глубина поверхности скольжения zm=1.92 м
Коэф. надежн. по назначению сооруж. $\gamma_n$=1.15
Опасное направление по оси Y, эксц. $e_y$=0.02 м
Приведенная ширина фундамента b'=1.95 м
Сила предельного сопротивления грунта $N_u$=3693 кН
N=2579 < $\gamma_c N_u/\gamma_n$=3211 УСЛОВИЕ ВЫПОЛНЕНО

Схема фундамента
М = 1 :20

вид сбоку

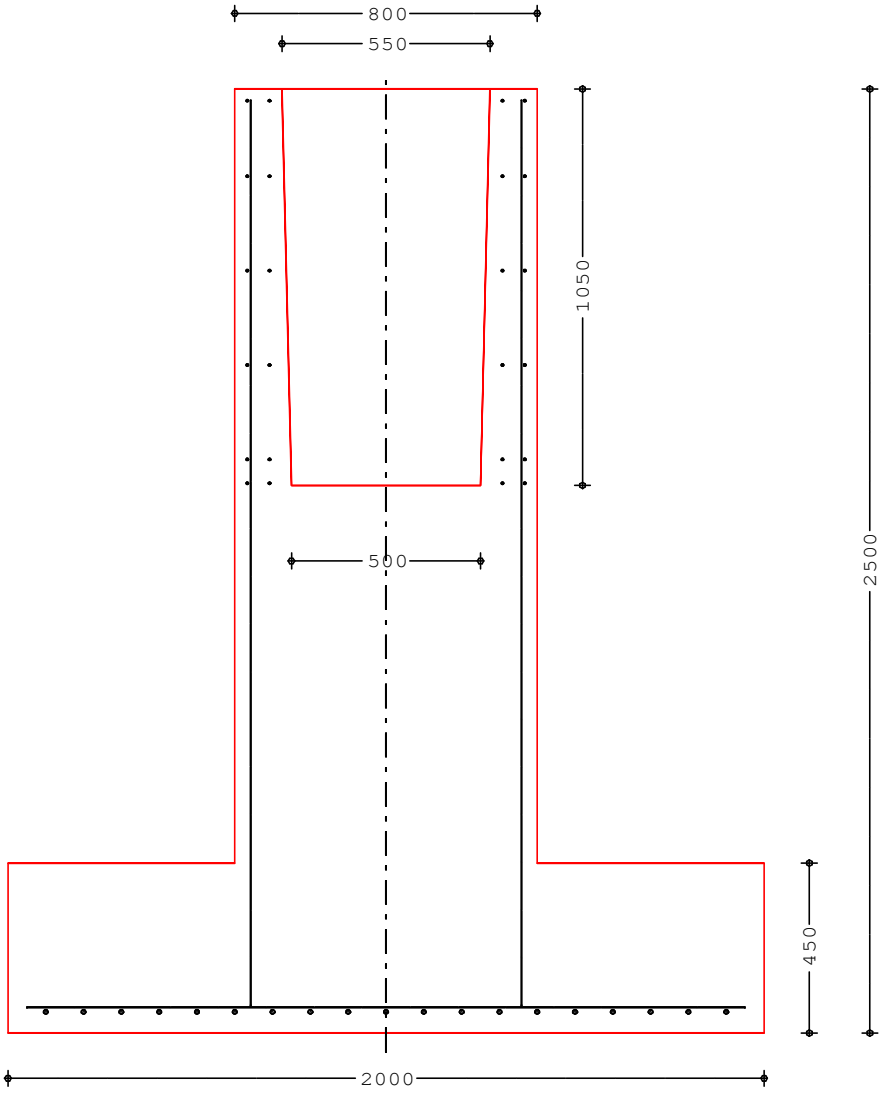
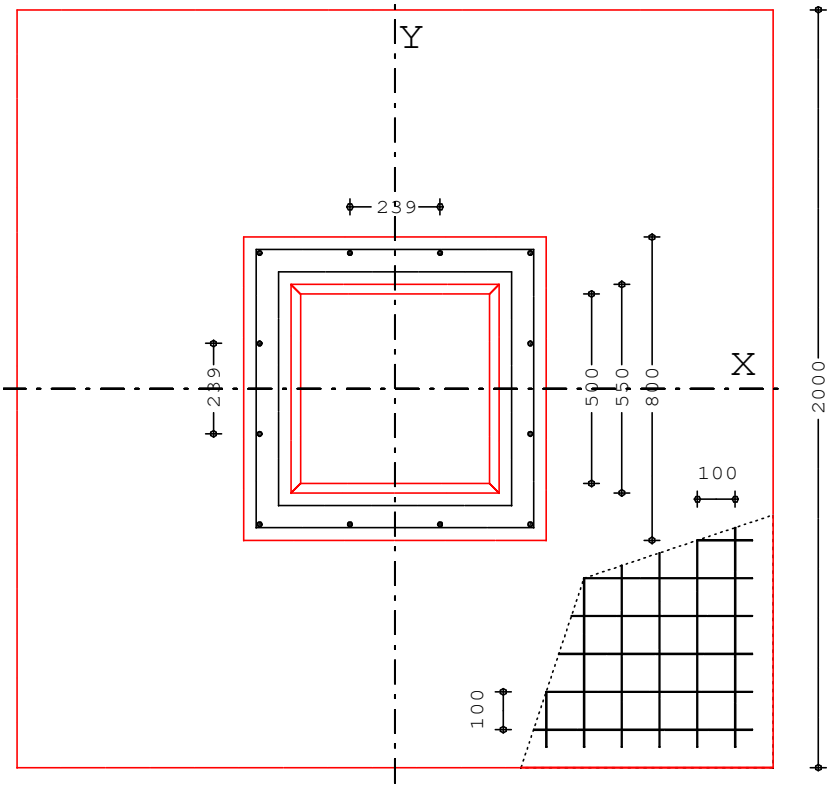


Схема фундамента вид сверху
М = 1 :20




Осадка и крен

| № кол. | осадка [мм] | РСУ | крен [x100] | РСУ | № кол. | осадка [мм] | РСУ | крен [x100] | РСУ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 20.5 | | 0.0624 | | 2 | 41.0 | 9 | 0.1208 | 9 |
| 3 | 41.0 | 2 | 0.1208 | 2 | 4 | 41.0 | 1 | 0.1208 | 1 |
| 5 | 21.0 | | 0.0648 | | 6 | 21.2 | | 0.0670 | |
| 7 | 20.7 | | 0.0542 | | 8 | 21.2 | | 0.0521 | |
| 9 | 21.2 | | 0.0534 | | 10 | 41.3 | | 0.1183 | |
| 11 | 20.7 | | 0.0556 | | 12 | 21.4 | | 0.0394 | |
| 13 | 21.4 | | 0.0403 | | 14 | 41.3 | | 0.1158 | |
| 15 | 20.7 | | 0.0570 | | 16 | 21.4 | | 0.0264 | |
| 17 | 41.8 | | 0.0473 | | 18 | 41.3 | | 0.1132 | |
| 19 | 20.7 | | 0.0583 | | 20 | 24.3 | | 0.0210 | |
| 21 | 23.9 | | 0.0238 | | 22 | 41.3 | | 0.1107 | |
| 23 | 23.3 | | 0.0656 | | 24 | 24.0 | | 0.0223 | |
| 25 | 23.7 | | 0.0220 | | 26 | 23.1 | | 0.0652 | |
| 27 | 41.3 | | 0.1107 | | 28 | 25.1 | | 0.0250 | |
| 29 | 24.6 | | 0.0213 | | 30 | 41.3 | | 0.1057 | |
| 31 | 41.3 | | 0.1132 | | 32 | 41.8 | | 0.0463 | |
| 33 | 41.8 | | 0.0473 | | 34 | 41.3 | | 0.1032 | |
| 35 | 41.3 | | 0.1158 | | 36 | 41.8 | 8 | 0.0695 | 8 |
| 37 | 41.8 | | 0.0710 | | 38 | 41.3 | | 0.1007 | |
| 39 | 41.3 | | 0.1183 | | 40 | 41.7 | | 0.0926 | |
| 41 | 41.7 | | 0.0946 | | 42 | 41.3 | | 0.0981 | |
| 43 | 41.3 | | 0.1158 | | 44 | 41.3 | | 0.1183 | |

Продавливание — Расчет на продавливание по СП 63.13330.2018.

**Бетон B 25 (тяжелый)**

| Плита | ось | РСУ | h0 [см] | Lx [см] | Ly [см] | eta |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Y | 3 | 38.4 | 118.4 | 118.40 | 0.93 |

Расчет арматуры — по СП 63.13330.2018 с использованием трехлинейной диаграммы состояния сжатого бетона.

Арматура плиты — **Сталь A500**

| Ось прутка | Коорд. [м] | РСУ | Мизг [кН*м] | h [см] | As [см2] | d [мм] | n |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| X | 0.40 | 5 | 227.0 | 38.2 | 14.1 | 12 | 19 |
| Y | 0.40 | 4 | 227.0 | 39.4 | 13.7 | 12 | 19 |

Нижние прутки ориентированы по оси Y.

Поперечная арматура стакана — **Сталь A240**

| Ось | Z [см] | РСУ | p [кН/м] | As/s [см2/м] | s [мм] | d [мм] | n |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Y | 3.7 | 6 | 88.4 | 5.2 | 200 | 6 | 4 |
| Y | 23.7 | 6 | 58.8 | 3.5 | 250 | 6 | 4 |
| Y | 48.7 | 6 | 27.6 | 1.6 | 250 | 6 | 4 |
| Y | 73.7 | 7 | 23.5 | 1.4 | 250 | 6 | 4 |
| Y | 98.7 | 7 | 39.1 | 2.3 | 63 | 6 | 4 |
| Y | 105.0 | 7 | 39.9 | 2.3 | 63 | 6 | 4 |

Координата Z принимется от верхнего края стакана.

Продольная арматура подколонника: **сталь A500**
Наиболее опасное РСУ N3 . Диаметр прутков 12мм.
12 прутков с шагом по оси X 238мм, по оси Y 238мм.

Трещиностойкость — Предельно допустимая ширина раскрытия трещин принимается из условия обеспечения сохранности арматуры по СП 63.13330.12 acrc1=0.4мм acrc2=0.3мм

Плита

| Ось | Коорд. [м] | РСУ 2 | РСУ 1 | Мизг2 [кН*м] | Мизг1 [кН*м] | Mcrc [кН*м] | acrc2 [мм] | acrc1 [мм] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| X | 0.40 | 1 | 1 | 190.4 | 190.4 | 186.1 | 0.08 | 0.08 |
| Y | 0.40 | 2 | 2 | 190.4 | 190.4 | 187.5 | 0.07 | 0.07 |

Расчет выполнен модулем 536 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

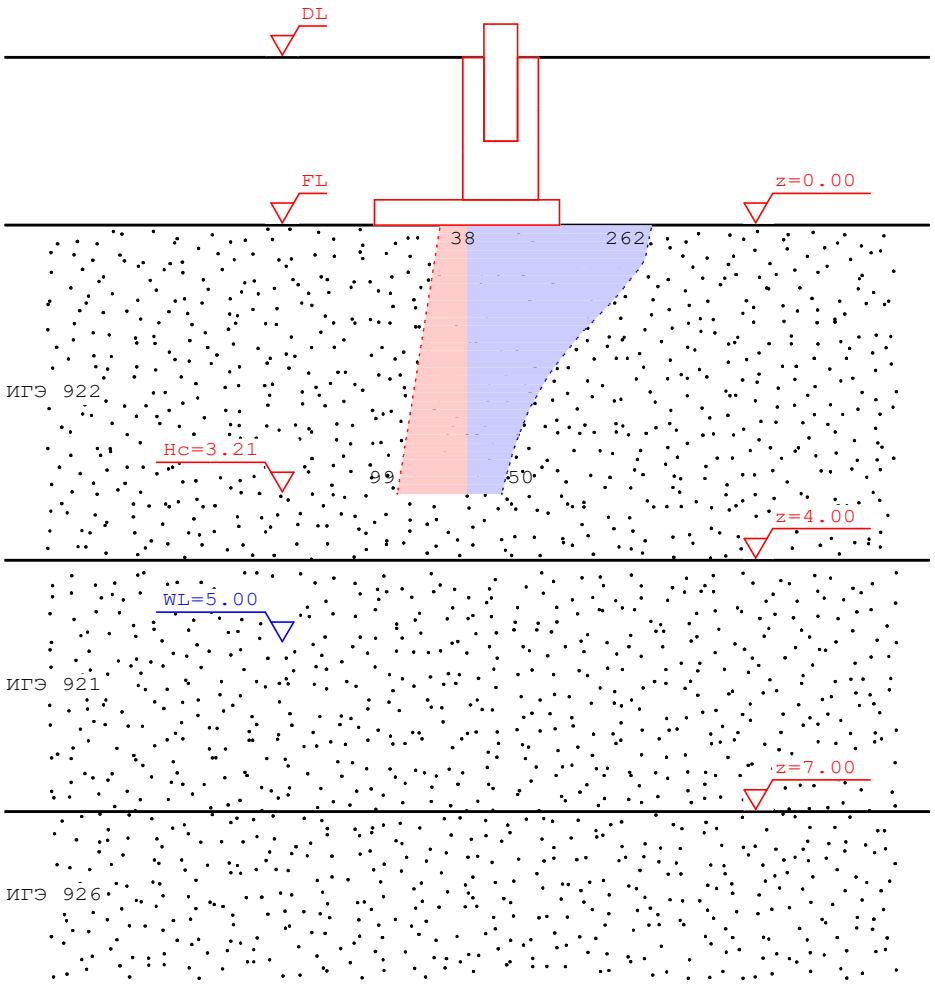
## Поз. t537 Несимметричный столбчатый фундамент

**ПРЕДУПРЕЖДЕНИЕ** **Не выполняется проверка на продавливание.**

Данные для расчета

Схема расположения слоев грунта

М = 1 :90




Грунт

| N | Слой | Тип грунта в слое |
|---|---|---|
| 1 | ИГЭ 922 | Песок средней крупности |
| 2 | ИГЭ 921 | Крупный песок |
| 3 | ИГЭ 926 | Мелкий песок |

Нормативные значения характеристик по слоям.

| тип | z [м] | g [кН/м$^3$] | E [МПа] | fi [град] | c/Rc [кПа] | e [%] | IL |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ИГЭ 922 | 0.00 | 19.0 | 45.0 | 39.0 | 2.0 | 40.0 | |
| ИГЭ 921 | 4.00 | 18.0 | 30.0 | 38.0 | 2.0 | 40.0 | |
| ИГЭ 926 | 7.00 | 20.0 | 28.0 | 32.0 | 2.0 | 40.0 | |

Размеры

| Объект | размеры по X и по Y [см] | высота/глубина h/dc [см] |
|---|---|---|
| плита | 200.0 200.0 | 30.0 |
| подколонник | 90.0 90.0 | 170.0 |
| колонна | 40.0 40.0 | 100.0 |

Высота фундамента от подошвы 200.0 см

Нагрузки

| N | Нагрузка. | N [кН] | Mx [кН*м] | My [кН*м] | Qx [кН] | Qy [кН] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Постоянная | 1000.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 2 | Кратковрем. | 200.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |

РСУ
Усилия и моменты

расчетные сочетания усилий по СП 20.13330.2016
для опасных РСУ на высоте H от подошвы фундамента.

| N | Тип РСУ | табл. коэф. | N [кН] | Mx [кН*м] | My [кН*м] | Qx [кН] | Qy [кН] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | тр.кр. | 1 | 1062.9 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 2 | тр.дл. | 2 | 1070.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 3 | основ. | 3 | 1360.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 4 | основ. | 4 | 1160.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |

Наиболее опасные сочетания усилий

| Наг-руж. | Коэффициенты РСУ 1 | 2 | 3 | 4 | Наг-руж. | Коэффициенты РСУ 1 | 2 | 3 | 4 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.91 | 1.00 | 1.10 | 0.90 | 2 | 0.77 | 0.35 | 1.30 | 1.30 |

Результаты расчета

геометрических характеристик фундамента.

| Объект | размеры по X [cm] | и по Y [cm] | высота h [cm] |
|---|---|---|---|
| плита 1 | 220.0 | 220.0 | 30.0 |
| подколонник | 90.0 | 90.0 | 170.0 |

Схема фундамента
M = 1 :20

вид сбоку

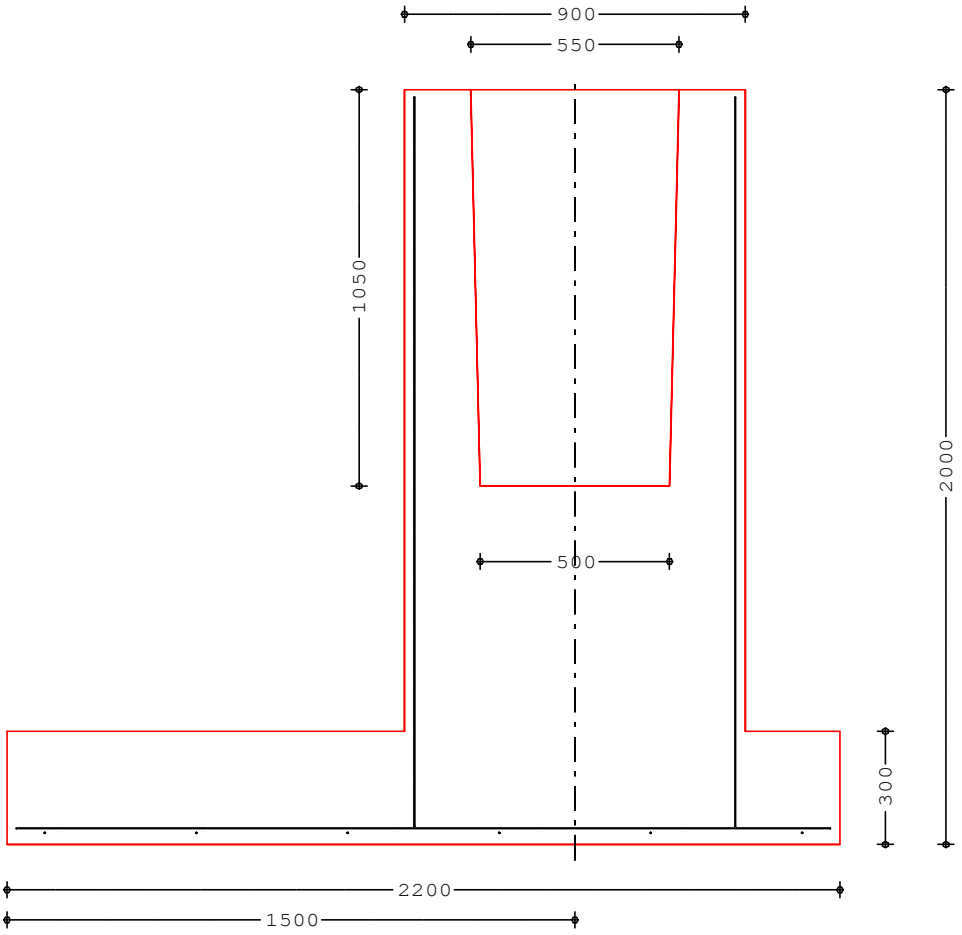
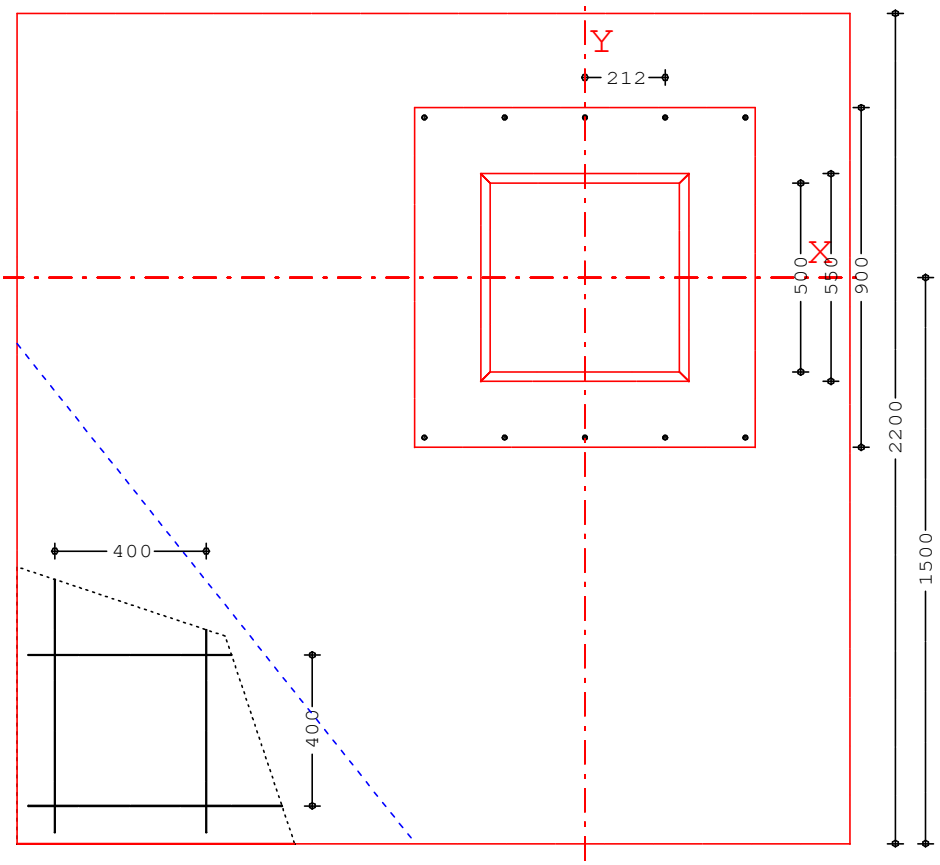


Схема фундамента вид сверху
М = 1 :20




Расчет основания по СП 22.13330.2016

| | | |
|---|---|---|
| Расчет по деформациям | Схема линейно деформируемого полупространства. | |
| | Наибольшая осадка достигается при РСУ № 2. | |
| | Глубина сжимаемой толщи | Hc=3.21 м |
| | Среднее давление под подошвой | p=262.3 кПа |
| | Эксцентриситеты равнодействующей | $e_x$=0.35 м |
| | | $e_y$=0.35 м |
| | Краевое давление вдоль оси y | $p_y$=511.1 кПа |
| | Краевое давление вдоль оси x | $p_x$=511.1 кПа |
| | Давление в угловой точке | $p_{xy}$=820.1 кПа |
| | Расчетн. сопротивление грунта по 5.6.7 | R=858.9 кПа |
| | Сопротивление грунта с учетом 5.6.24 | R=1030.7 кПа |
| | Осадка фундамента s=0.7 см < | $s_u$=10.0 см |
| | Наибольший крен достигается при РСУ № 2, | |
| | Крен фундамента i=0.0034 < | $i_u$=0.0050 |
| | Наибольший отрыв подошвы фундамента от основания достигается при РСУ №2 и составляет 14% её площади | |
| Расчет по несущей способности | Наиболее опасным по устойчивости является РСУ № 3. | |
| | Макс. глубина поверхности скольжения | $z_m$=2.73 м |
| | Коэф. надежн. по назначению сооруж. | $\gamma_n$=1.15 |
| | Опасное направление по оси Y, эксц. | $e_y$=0.35 м |
| | Приведенная ширина фундамента | b'=1.49 м |
| | Сила предельного сопротивления грунта | $N_u$=7095 кН |
| | N=1586 < $\gamma_c N_u/\gamma_n$=6170 | УСЛОВИЕ ВЫПОЛНЕНО |

Продавливание. Расчет на продавливание по СП 63.13330.2018.

**Бетон B 25 (тяжелый)**

| Плита | ось | РСУ | h0 [cm] | Lx [cm] | Ly [cm] | η |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **1** | **Y** | **3** | **26.1** | **173.1** | **173.05** | **1.47** |

**Не обеспечена прочность на действие поперечной силы в плите №1**

Расчет арматуры по СП 63.13330.2018 с использованием трехлинейной диаграммы состояния сжатого бетона.

Арматура плиты **Сталь A500**

Нижняя арматура

| Ось прутка | Коорд. [м] | РСУ | $M_{изг}$ [кН*м] | $h_0$ [см] | $A_s$ [см$^2$] | d [мм] | n |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| X | 0.00 | 4 | 0.0 | 25.7 | 0.0 | 12 | 6 |
| Y | 0.00 | 4 | 0.0 | 26.9 | 0.0 | 12 | 6 |

Нижние прутки ориентированы по оси Y.

Верхняя арматура и проверка плиты на действие обратного момента.

| Плита Ось | РСУ | $M_{изг}$ [кН*м] | $R_{bt}*W_{pl}$ [кН*м] | $A_s$ [см$^2$] | n | d [мм] | s [мм] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 Y | 3 | 0.16 | 48.11 | | | | |
| 1 X | 3 | 0.16 | 48.11 | | | | |

Продольная арматура подколонника: **сталь A500**
Наиболее опасное РСУ №4 . Диаметр прутков 12мм.
10 прутков с шагом по оси X 212мм, по оси Y 848мм.

Трещиностойкость Предельно допустимая ширина раскрытия трещин принимается по СП 63.13330.2018 из условия обеспечения сохранности арматуры acrc1=0.4мм acrc2=0.3мм

Плита

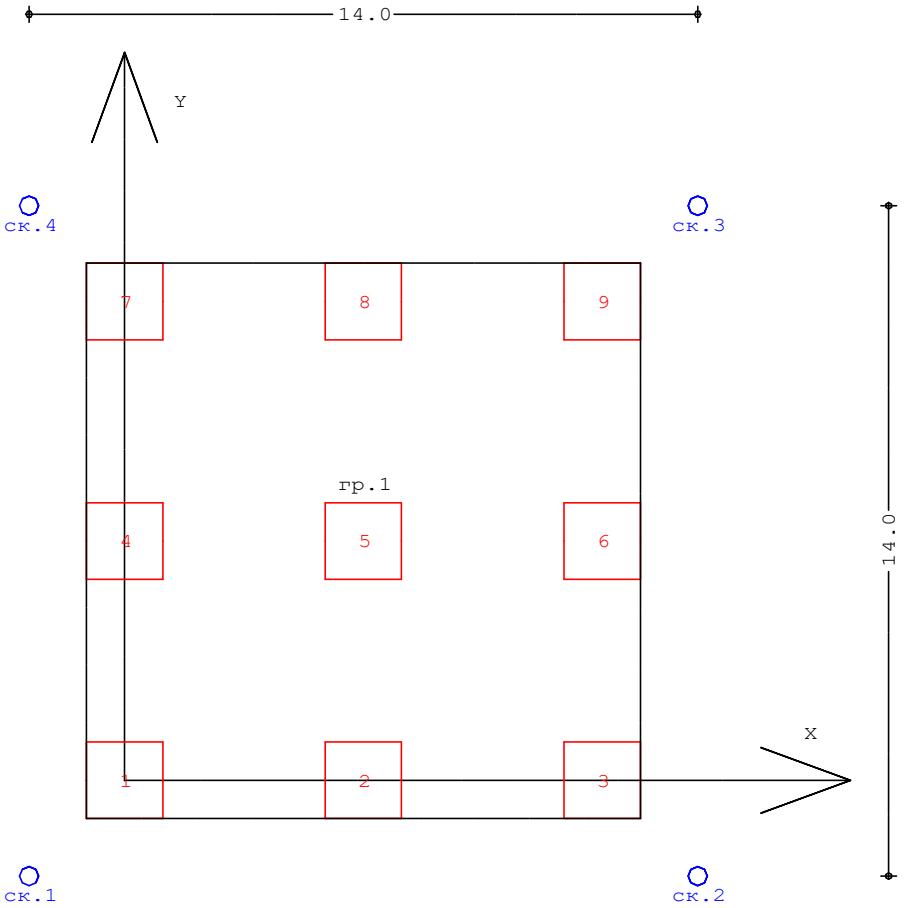
| Ось | Коорд. [м] | РСУ 2 | РСУ 1 | Мизг2 [кН*м] | Мизг1 [кН*м] | Mcrc [кН*м] | acrc2 [мм] | acrc1 [мм] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| X | -0.45 | 1 | 2 | 0.0 | 68.2 | 87.6 | 0.00 | 0.00 |
| Y | 0.45 | 1 | 2 | 0.0 | 68.2 | 88.1 | 0.00 | 0.00 |

Расчет выполнен модулем 537 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

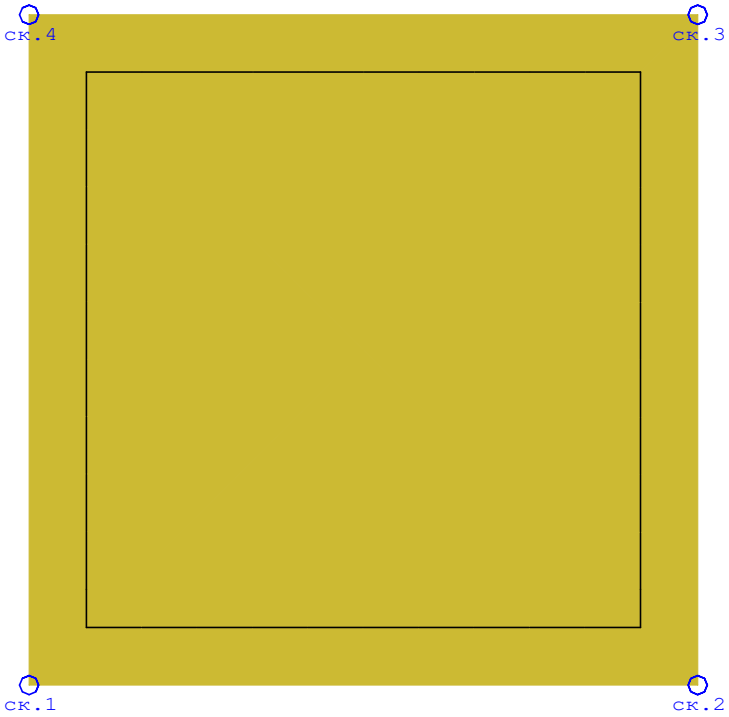
## Поз. t538 Поле свайных фундаментов

Данные для расчета

План площадки
М = 1 :158



План слоя 1 игэ 1
М = 1 :158




Колонны: положение и нумерация

| № кол. | № грп. | x [м] | y [м] | № кол. | № грп. | x [м] | y [м] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1 | 0.0 | 0.0 | 2 | 1 | 5.0 | 0.0 |
| 3 | 1 | 10.0 | 0.0 | 4 | 1 | 0.0 | 5.0 |
| 5 | 1 | 5.0 | 5.0 | 6 | 1 | 10.0 | 5.0 |
| 7 | 1 | 0.0 | 10.0 | 8 | 1 | 5.0 | 10.0 |
| 9 | 1 | 10.0 | 10.0 | | | | |

Грунт

| № | Слой | Вид грунта |
|---|---|---|
| 1 | игэ 1 | Глина |

Нормативные значения характеристик по слоям

| № | метка | γ [кН/м3] | E [МПа] | φ [град] | c [кПа] | $w_p$ [%] | $w_L$ [%] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | игэ 1 | 18.0 | 20.0 | 25.0 | 15.0 | 10.0 | 30.0 |

Скважины

| № | координаты скважин и расположение слоев |
|---|---|
| 1 | x=-2.00м y=-2.00м<br>z[м] 0.00<br>№гр. 1 |
| 2 | x=12.00м y=-2.00м<br>z[м] 0.00<br>№гр. 1 |
| 3 | x=12.00м y=12.00м<br>z[м] 0.00<br>№гр. 1 |

4 x=-2.00м y=12.00м
z[м] 0.00
№гр. 1

Координата z отсчитывается от подошвы фундамента.

Уровень грунтовых вод WL=100.00м

Нагрузки

| № нагр. | № колонны | N [кН] | Mx [кНм] | My [кНм] | Qx [кН] | Qy [кН] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 Постоянная | | $\gamma_f$=1.10 | | | | |
| | 1 | 1000.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 2 | 1000.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 3 | 1000.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 4 | 1000.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 5 | 1000.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 6 | 1000.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 7 | 1000.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 8 | 1000.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 9 | 1000.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 2 Кратковрем. | | $\gamma_f$=1.30 | | | | |
| | 1 | 10.0 | -15.0 | 15.0 | 20.0 | -10.0 |
| | 2 | 10.0 | -15.0 | 0.0 | 5.0 | -10.0 |
| | 3 | 10.0 | -15.0 | -15.0 | -10.0 | -10.0 |
| | 4 | 10.0 | 0.0 | 15.0 | 20.0 | 0.0 |
| | 5 | 10.0 | 3.8 | 3.8 | 7.5 | 2.5 |
| | 6 | 10.0 | 7.5 | -7.5 | -5.0 | 5.0 |
| | 7 | 10.0 | 15.0 | 15.0 | 20.0 | 10.0 |
| | 8 | 10.0 | 22.5 | 7.5 | 10.0 | 15.0 |
| | 9 | 10.0 | 30.0 | 0.0 | 0.0 | 20.0 |
| 3 Длительная | | $\gamma_f$=1.05 | | | | |
| | 1 | 200.0 | 30.0 | -30.0 | -40.0 | -40.0 |
| | 2 | 200.0 | 30.0 | 0.0 | 0.0 | -40.0 |
| | 3 | 200.0 | 30.0 | 30.0 | 40.0 | -40.0 |
| | 4 | 200.0 | 0.0 | -30.0 | -40.0 | 0.0 |
| | 5 | 200.0 | 0.0 | -7.5 | -10.0 | 0.0 |
| | 6 | 200.0 | 0.0 | 15.0 | 20.0 | 0.0 |
| | 7 | 200.0 | -30.0 | -30.0 | -40.0 | 40.0 |
| | 8 | 200.0 | -30.0 | -15.0 | -20.0 | 40.0 |
| | 9 | 200.0 | -30.0 | 0.0 | 0.0 | 40.0 |

Расчет

Согласно СП 24.13330.2021, СП 63.13330.2018, СП 20.13330.2016

Вид свай висячие забивные железобетонные сваи

Свая погружается молотом

Принимается шарнирное сопряжение сваи с ростверком

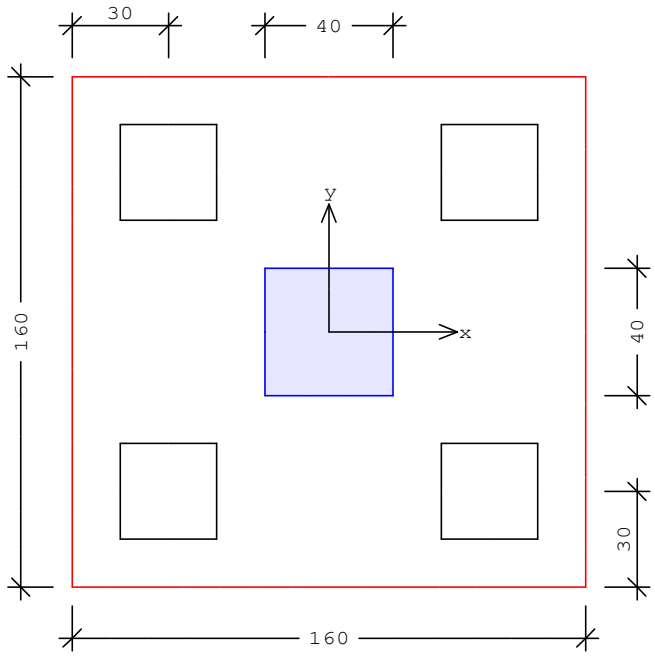
Глубина заложения ростверка
от поверхности рельефа $d_n$ = 3.00 м
от уровня планировки $d_0$ = 3.00 м

Материал ростверка

| | | | |
|---|---|---|---|
| Бетон | | B 25 (тяжелый) | |
| Коэффициент условий работы | $\gamma_b$ | = 0.900 | - |
| Продольная арматура | | A500 | |
| Косвенная арматура | | A400 | |
| Сопротивление бетона | $\gamma_b R_b$ | = 13.05 | МПа |
| | $\gamma_b R_{bt}$ | = 0.95 | МПа |
| Сопротивление арматуры | $R_s$ | = 435 | МПа |
| | $R_{sc}$ | = 400 | МПа |
| | $R_{s,xy}$ | = 350 | МПа |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Материал сваи | Бетон | | В 25 (тяжелый) | |
| | Коэффициент условий работы | $\gamma_b$ | = 0.900 | - |
| | Арматура | | A500 | |
| | Сопротивление бетона | $\gamma_b R_b$ | = 13.05 | МПа |
| | Сопротивление арматуры | $R_s$ | = 435 | МПа |
| | | $R_{sc}$ | = 400 | МПа |

План фундамента

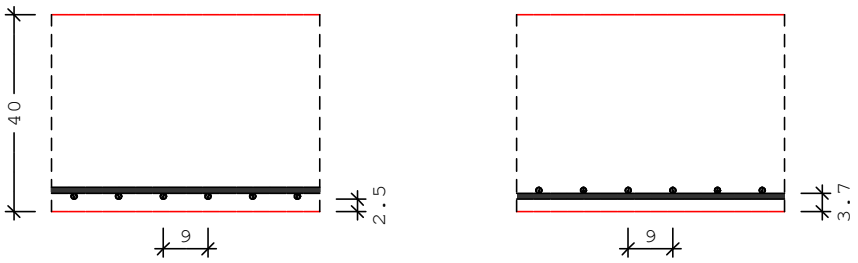



| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Размеры сечения колонны | | $c_x$ | = 40 | см |
| | | $c_y$ | = 40 | см |
| Размеры ростверка | | $l_x$ | = **160** | см |
| | | $l_y$ | = **160** | см |
| Толщина ростверка | | h | = **40** | см |
| Число свай | | n | = **4** | - |
| Расстояние от грани ростверка до осей крайних свай | | | | |
| | по оси x | $a_x$ | = 30.0 | см |
| | по оси y | $a_y$ | = 30.0 | см |
| Ширина сечения сваи | | d | = **30** | см |
| Наименьшее расстояние между осями свай | | $a_{min}$ | = 100 | см |
| Длина сваи | | l | = **3.50** | м |

Арматура в ростверке по осям x и y

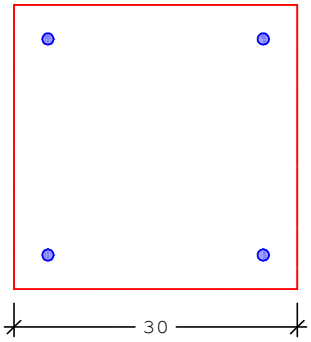
| Ось | Арматура | $d_s$ [мм] | Шаг [см] | Число стерж. | $A_s$ [см2] | $a_з$ [мм] | $h_0$ [см] | $\mu$ [%] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| x * | нижняя | 12 | 9 | 18 | 20.36 | 25 | 36.9 | 0.34 |
| y * | нижняя | 12 | 9 | 18 | 20.36 | 37 | 35.7 | 0.36 |

* арматура подобрана с учетом ограничения ширины раскрытия трещин




Арматура в свае

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Число стержней | $n_s$ | = | 4 | - |
| Диаметр стержней | $d_s$ | = | 12 | мм |
| Защитный слой бетона | $a_з$ | = | 30 | мм |




Стержни: 4 ϕ12
Защитный слой:
аз = 30 мм

Вес ростверка и сваи не учитывается.

**Проверка прочности грунта основания сваи при сжимающей нагрузке**

Колонна 1

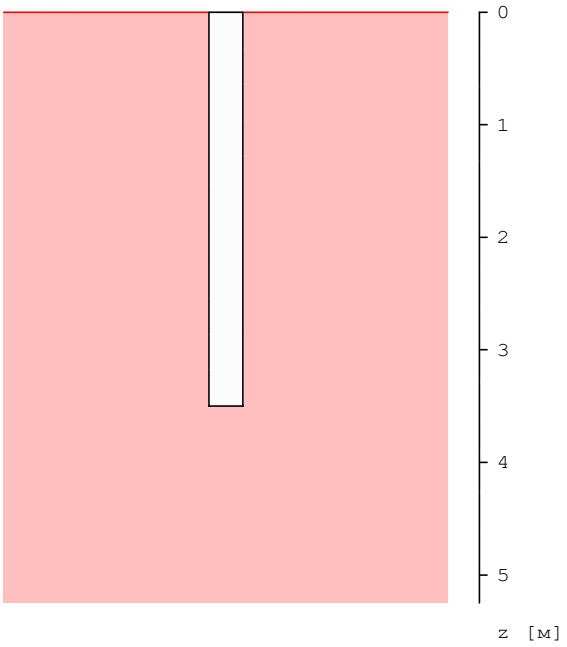
Удельный вес грунта выше уровня подошвы ростверка

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| нормативное значение | $\gamma_{0n}$ | = | 0.0 | кН/м3 |
| расчетное значение | $\gamma_0$ | = | 0.0 | кН/м3 |

Толщина слоев

| Слой | h [м] | Вид грунта |
|---|---|---|
| 1 | | Глина полутвердая |

Схема геологического разреза




Комбинация нагрузок

| Номер нагрузки (Коэффициент) |
|---|
| 1 (1.10) 3 (1.05) |

Нагрузка на фундамент

| N [кН] | $H_x$ [кН] | $H_y$ [кН] | $M_x$ [кНм] | $M_y$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|
| 1310.0 | -42.0 | -42.0 | -31.5 | -31.5 |

Условие прочности $N_0\gamma_n\gamma_{c,g} / F_d$ =

375.8 * 1.00 * 1.40 / 530.3 = **0.992** <= 1

**Проверка допустимости давления на грунт боковой поверхностью сваи**

Колонна 9

Комбинация нагрузок

| Номер нагрузки (Коэффициент) |
|---|
| 1 (1.10) 2 (1.30) 3 (1.05) |

Нагрузка на фундамент

| N [кН] | $H_x$ [кН] | $H_y$ [кН] | $M_x$ [кНм] | $M_y$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|
| 1323.0 | | 68.0 | -7.5 | |

Условие допустимости $p / p_u$ = 17.0 / 59.9 = **0.283** <= 1

**Проверка прочности материала сваи**

Колонна 1

Комбинация нагрузок

| Номер нагрузки (Коэффициент) |
|---|
| 1 (1.10) 2 (1.30) 3 (1.05) |

Нагрузка на фундамент

| N [кН] | $H_x$ [кН] | $H_y$ [кН] | $M_x$ [кНм] | $M_y$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|
| 1323.0 | -16.0 | -55.0 | -12.0 | -12.0 |

Сжимающая сила $N_0 / N_{0u}$ = 375.8 / 996.0 = **0.377** <= 1

Момент $M_x$ $M_x / M_{xu}$ = 9.0 / 23.7 = **0.377** <= 1

Момент $M_y$ $M_y$ / $M_{yu}$ = 9.0 / 23.7 = **0.377** <= 1

**Проверка допустимости перемещения и угла поворота головы сваи**

Колонна 9

Комбинация нагрузок

| Номер нагрузки (Коэффициент) | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 (1.00) | 2 (1.00) | 3 (1.00) | | | |

Нагрузка на фундамент

| N [кН] | $H_x$ [кН] | $H_y$ [кН] | $M_x$ [кНм] | $M_y$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|
| 1210.0 | | 60.0 | | |

Перемещение $u_0$ / $u_u$ = 0.55 / 3.00 = **0.183** <= 1

Угол поворота $\psi_0$ / $\psi_u$ = 0.0027 / 0.0050 = **0.533** <= 1

**Проверка трещиностойкости сваи**

Колонна 1

Комбинация нагрузок

| Номер нагрузки (Коэффициент) | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 (1.00) | 3 (1.00) | | | | |

Нагрузка на фундамент

| N [кН] | $H_x$ [кН] | $H_y$ [кН] | $M_x$ [кНм] | $M_y$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|
| 1200.0 | -40.0 | -40.0 | -30.0 | -30.0 |

Образование трещин

| $N/N_{crc}$ | $M_x/M_{x,crc}$ | $M_y/M_{y,crc}$ | Трещины |
|---|---|---|---|
| 1.000 | 0.538 | 0.538 | **не образуются** |

**Проверка допустимости осадок свай в кусте**

Колонна 1

Комбинация нагрузок

| Номер нагрузки (Коэффициент) | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 (1.00) | 3 (1.00) | | | | |

Нагрузка на фундамент

| N [кН] | $H_x$ [кН] | $H_y$ [кН] | $M_x$ [кНм] | $M_y$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|
| 1200.0 | -40.0 | -40.0 | -30.0 | -30.0 |

Условие допустимости s / $s_u$ = 1.26 / 8.0 = **0.157** <= 1

**Проверка прочности сечений ростверка, нормальных к осям x и y**

Колонна 1

Комбинация нагрузок

| Номер нагрузки (Коэффициент) | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 (1.10) | 3 (1.05) | | | | |

Нагрузка на фундамент

| N [кН] | $H_x$ [кН] | $H_y$ [кН] | $M_x$ [кНм] | $M_y$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|
| 1310.0 | -42.0 | -42.0 | -31.5 | -31.5 |

Условие прочности

| Ось | M [кНм] | $M_u$ [кНм] | $M/M_u$ <= 1 |
|---|---|---|---|
| x | 211.0 | 307.3 | **0.687** <= 1 |
| y | 211.0 | 296.6 | **0.711** <= 1 |

**Проверка ширины раскрытия трещин в ростверке, нормальных к осям x и y**

Колонна 1

Комбинация нагрузок

| Номер нагрузки (Коэффициент) | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 (1.00) | 3 (1.00) | | | | |

Нагрузка на фундамент

| N [кН] | $H_x$ [кН] | $H_y$ [кН] | $M_x$ [кНм] | $M_y$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|
| 1200.0 | -40.0 | -40.0 | -30.0 | -30.0 |

Ширина раскрытия трещин

| Ось | M [кНм] | $M_l$ [кНм] | $M_{crc}$ [кНм] | $a_{c1}$ [мм] | $a_{c2}$ [мм] |
|---|---|---|---|---|---|
| x | 193.8 | 193.8 | 123.6 | **0.189** | **0.189** |
| y | 193.8 | 193.8 | 122.2 | **0.198** | **0.198** |

**Проверка прочности сечений ростверка, наклонных к осям x и y**

Колонна 1

Комбинация нагрузок

| Номер нагрузки (Коэффициент) | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | (1.10) | 3 | (1.05) | | |

Нагрузка на фундамент

| N [кН] | $H_x$ [кН] | $H_y$ [кН] | $M_x$ [кНм] | $M_y$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|
| 1310.0 | -42.0 | -42.0 | -31.5 | -31.5 |

Условия прочности

$Q_x / Q_{bx} = 703 / 1395 = \mathbf{0.504} <= 1$

$Q_y / Q_{by} = 703 / 1349 = \mathbf{0.521} <= 1$

**Проверка прочности ростверка на смятие колонной**

Колонна 1

Комбинация нагрузок

| Номер нагрузки (Коэффициент) | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | (1.10) | 2 | (1.30) | 3 | (1.05) |

Нагрузка на фундамент

| N [кН] | $H_x$ [кН] | $H_y$ [кН] | $M_x$ [кНм] | $M_y$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|
| 1323.0 | -16.0 | -55.0 | -12.0 | -12.0 |

Условие прочности

$N / N_b = 1323 / 3758 = \mathbf{0.352} <= 1$

**Проверка прочности ростверка на продавливание колонной**

Колонна 1

Комбинация нагрузок

| Номер нагрузки (Коэффициент) | | | |
|---|---|---|---|
| 1 | (1.10) | 3 | (1.05) |

Нагрузка на фундамент

| N [кН] | $H_x$ [кН] | $H_y$ [кН] | $M_x$ [кНм] | $M_y$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|
| 1310.0 | -42.0 | -42.0 | -31.5 | -31.5 |

Условие прочности

$F / F_{ult} + M_x / M_{x,ult} + M_y / M_{y,ult} =$

$0.7173 + 0.0941 + 0.0941 = \mathbf{0.905} <= 1$

**Проверка прочности ростверка на продавливание угловой сваей**

Колонна 1

Комбинация нагрузок

| Номер нагрузки (Коэффициент) | | | |
|---|---|---|---|
| 1 | (1.10) | 3 | (1.05) |

Нагрузка на фундамент

| N [кН] | $H_x$ [кН] | $H_y$ [кН] | $M_x$ [кНм] | $M_y$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|
| 1310.0 | -42.0 | -42.0 | -31.5 | -31.5 |

Условие прочности

$F / F_{ult} + M_x / M_{x,ult} + M_y / M_{y,ult} =$

$0.3752 + 0.0938 + 0.0938 = \mathbf{0.563} <= 1$

**Работоспособность фундамента обеспечена**

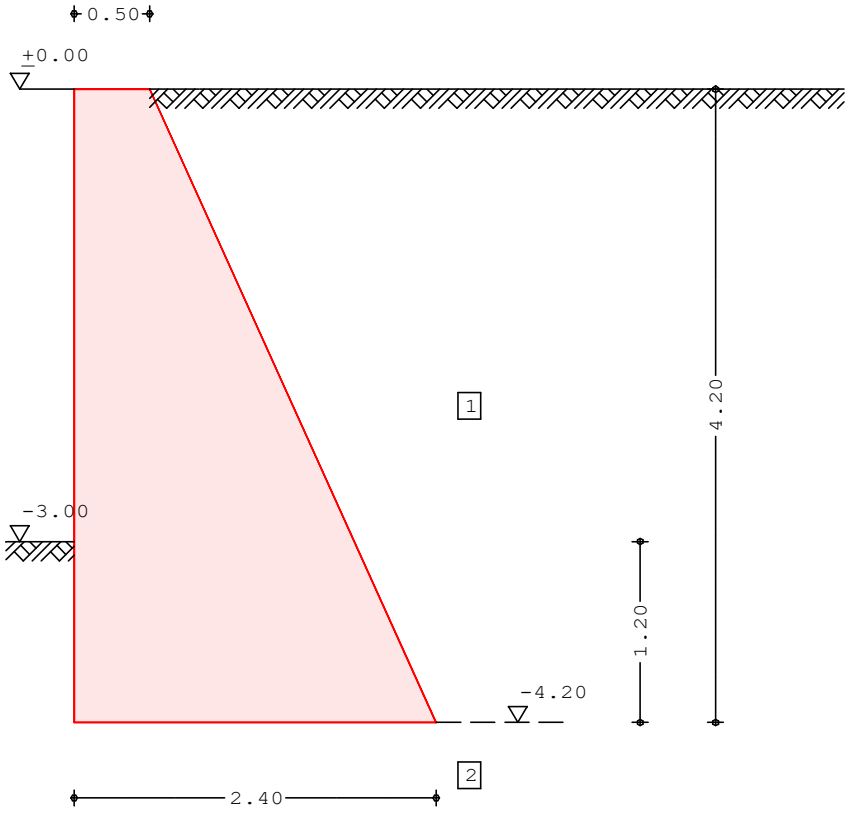
Расчет выполнен модулем 538 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t542 Массивная подпорная стенка. Пример 1 Пособия

Расчётная схема

Размеры стенки и грунт

М = 1 :50




| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Геометрия | Высота стенки | h | = | 4.20 | м |
| | Толщина стенки вверху | bв | = | 0.50 | м |
| | Толщина стенки внизу | bн | = | 2.40 | м |
| | Наклон задней поверхности | ε | = | 24.34 | ° |
| | Удельный вес стенки | γ | = | 17.10 | кН/м3 |
| Поверхность слева: | глубина заложения стенки | d | = | 1.20 | м |
| справа: | горизонтальна | | | | |

Характерист. слоев

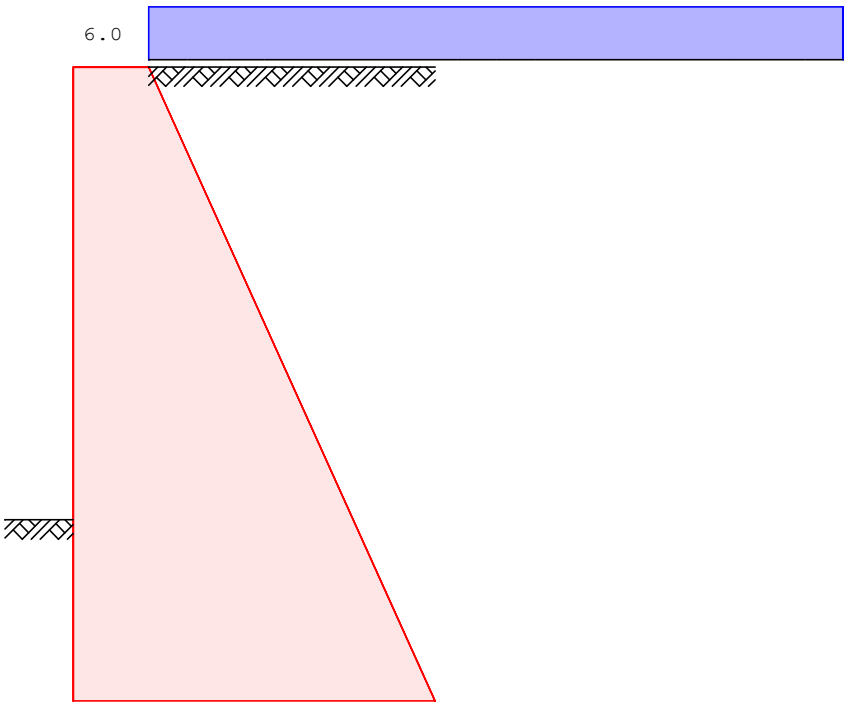
| слой N | выс. [м] | уд.вес [кН/м3] | φ [°] | $\delta_a$ [°] | $\delta_p$ [°] | c [кН/м2] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 4.20 | 18.00 | 26.00 | 26.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 10.00 | 18.9/11.2 | 22.73 | 15.15 | -16.67 | 8.00 |

Угол трения подошвы $\delta_{sf}$ = φ

Нагружение

Нагрузки

М = 1 :50



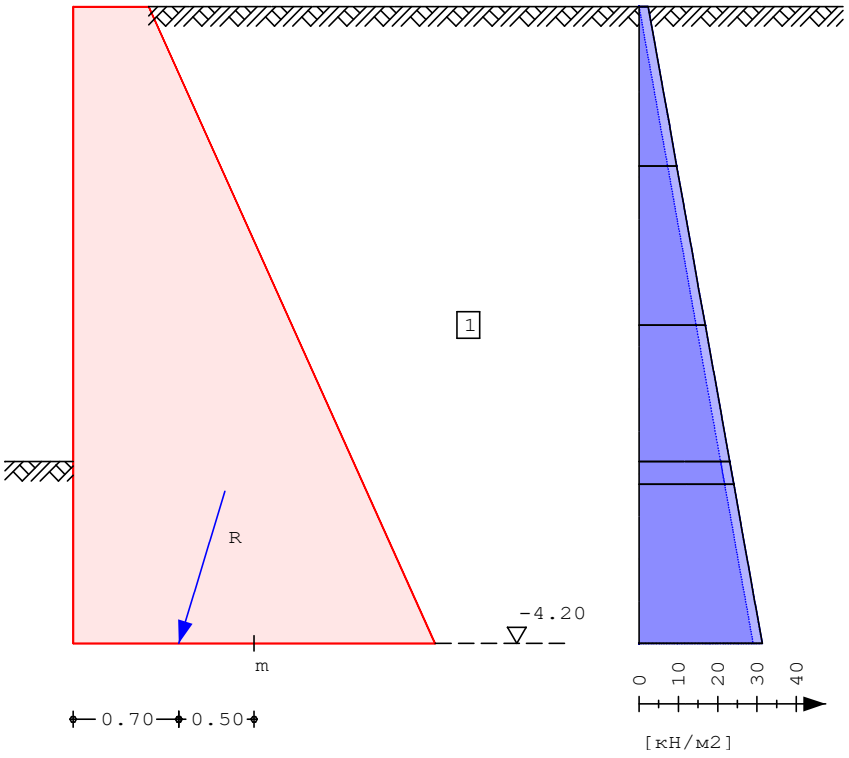

| Вид нагрузки | место прилож. | a [м] | s [м] | p [кН/м2] | P [кН/м] |
|---|---|---|---|---|---|
| равномерн. | на пов. | | | 6.00 | |

Уровень воды
расст. от верха стены справа wr = 12.00 м
расст. от верха стены справа wl = 12.00 м

Давление грунта
активное давление грунта для расчета устойчивости с учетом сопротивления грунта с лицевой стороны.
наклон поверхности сдвига θ = 57.50 °

Давление грунта на стенку

М = 1 :50




Давление грунта на стенку

| Граница слоя | Отметка [м] | eagh [кН/м2] | eaph [кН/м2] | ph [кН/м2] | ephr [кН/м2] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1а верхн. | -0.00 | -0.00 | 2.30 | 0.00 | |
| нижн. | -1.05 | 7.26 | 2.30 | 0.00 | |
| 1b верхн. | -1.05 | 7.26 | 2.30 | 0.00 | |
| нижн. | -2.10 | 14.51 | 2.30 | 0.00 | |
| 1с верхн. | -2.10 | 14.51 | 2.30 | 0.00 | |
| | -3.00 | 20.73 | 2.30 | 0.00 | 0.00 |
| нижн. | -3.15 | 21.77 | 2.30 | 0.00 | -2.70 |
| 1d верхн. | -3.15 | 21.77 | 2.30 | 0.00 | -2.70 |
| нижн. | -4.20 | 29.02 | 2.30 | 0.00 | -21.60 |

Результ. усилия на стенку

| Граница слоя | Отметка [м] | Eagh [кН/м] | Eaph [кН/м] | Fwh [кН/м] | Eah [кН/м] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1a нижн. | -1.05 | 3.81 | 2.42 | 0.00 | 6.23 |
| 1b нижн. | -2.10 | 15.24 | 4.84 | 0.00 | 20.07 |
| 1c нижн. | -3.15 | 34.28 | 7.26 | 0.00 | 41.54 |
| 1d нижн. | -4.20 | 60.94 | 9.67 | 0.00 | 70.62 |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Собственный вес стенки | G | = | 104.14 | кН/м |
| Верт. составл. акт. давления | Eav | = | 85.18 | кН/м |
| Сумма вертикальных сил | V | = | 189.32 | кН/м |
| Гориз. состав. акт. давления | Eah | = | 70.62 | кН/м |
| Гориз. состав. пас. давления | Ephr | = | -12.96 | кН/м |
| Сумма горизонтальных сил | H | = | 57.66 | кН/м |
| Сумма моментов | Mm | = | 94.54 | кНм/м |

Подошва стенки

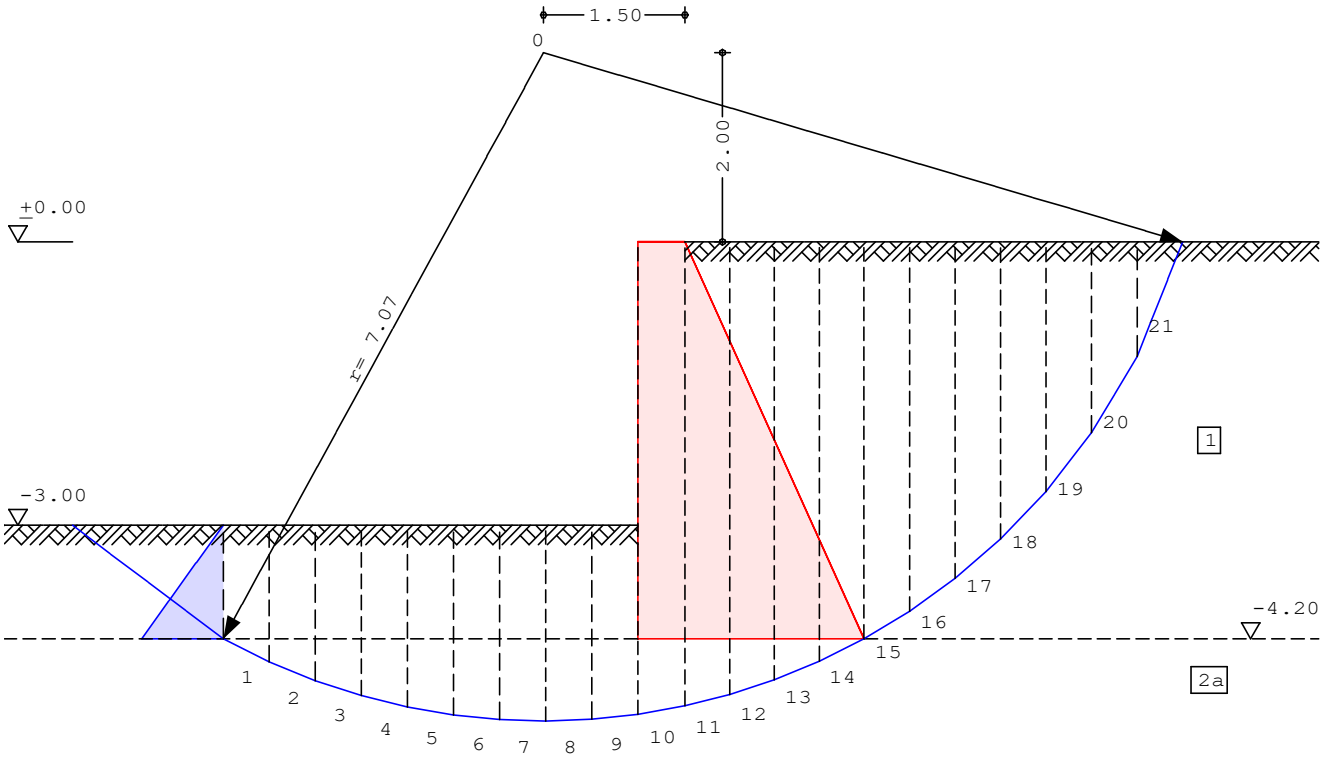
| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Равнодействующая | R | = | 197.90 | кН/м |
| Угол наклона равнодейств. | $\delta_R$ | = | 16.94 | ° |
| Допуст. эксцентриситет d/3 | e доп. | = | 0.80 | м |
| Эксцентриситет равнодейств. | e | = | 0.50 | м |
| Приведенная ширина подошвы | b' | = | 1.40 | м |

| | | | |
|---|---|---|---|
| Момент опрокидывающих сил | Mk | = 105.63 | кНм/м |
| Момент удерживающих сил | Ms | = 238.28 | кНм/м |
| Mk=105.6 < (0.90/1.10)Ms=195.0 | | **Условие выполнено** | |
| Предельное сопротивл. грунта | Nu | = 271.58 | кН/м |
| Fv=189.3 < (0.90/1.10)Nu=222.2 | | **Условие выполнено** | |
| Наименьшая удерживающая сила | Fsr | = 104.26 | кН/м |
| реализуется при угле | β | = 0.00 | ° |
| Пассивное сопротивление | Er | = 12.96 | кН/м |
| Fsa=70.62<(0.90/1.10)Fsr=85.30 | | **Условие выполнено** | |

Устойчивость грунта на сдвиг по круглоцилиндрической поверхности.
Количество исследованных окружностей= 228

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Определяющая | окружность координаты центра | x | = -1.50 | м |
| | | y | = 2.00 | м |
| | радиус | r | = 7.07 | м |

M = 1 :80




| N | Слой 1 gam=18.0 высота [м] | Слой 1 gam=18.0 g [кН/м2] | Слой2a gam=18.9 высота [м] | Слой2a gam=18.9 g [кН/м2] | Слой2b gam=11.2 высота [м] | Слой2b gam=11.2 g [кН/м2] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1.20 | 21.60 | 0.12 | 2.31 | - | - |
| 2 | 1.20 | 21.60 | 0.34 | 6.49 | - | - |
| 3 | 1.20 | 21.60 | 0.52 | 9.87 | - | - |
| 4 | 1.20 | 21.60 | 0.66 | 12.51 | - | - |
| 5 | 1.20 | 21.60 | 0.76 | 14.44 | - | - |
| 6 | 1.20 | 21.60 | 0.83 | 15.70 | - | - |
| 7 | 1.20 | 21.60 | 0.86 | 16.32 | - | - |
| 8 | 1.20 | 21.60 | 0.86 | 16.29 | - | - |
| 9 | 1.20 | 21.60 | 0.83 | 15.62 | - | - |
| 10 | - | - | 0.76 | 14.27 | - | - |
| 11 | 0.53 | 9.45 | 0.65 | 12.28 | - | - |
| 12 | 1.58 | 28.35 | 0.51 | 9.66 | - | - |
| 13 | 2.62 | 47.25 | 0.34 | 6.34 | - | - |
| 14 | 3.68 | 66.15 | 0.12 | 2.25 | - | - |
| 15 | 4.05 | 72.98 | - | - | - | - |
| 16 | 3.74 | 67.24 | - | - | - | - |
| 17 | 3.35 | 60.37 | - | - | - | - |
| 18 | 2.89 | 52.11 | - | - | - | - |
| 19 | 2.33 | 41.99 | - | - | - | - |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 20 | 1.62 | 29.11 | - | - | - | - |
| 21 | 0.61 | 10.91 | - | - | - | - |

| N | Бетон высота [м] | gam=17.1 g [кН/м2] |
|---|---|---|
| 1 | - | - |
| 2 | - | - |
| 3 | - | - |
| 4 | - | - |
| 5 | - | - |
| 6 | - | - |
| 7 | - | - |
| 8 | - | - |
| 9 | - | - |
| 10 | 4.20 | 71.82 |
| 11 | 3.67 | 62.84 |
| 12 | 2.62 | 44.89 |
| 13 | 1.58 | 26.93 |
| 14 | 0.52 | 8.98 |
| 15 | - | - |
| 16 | - | - |
| 17 | - | - |
| 18 | - | - |
| 19 | - | - |
| 20 | - | - |
| 21 | - | - |

| N | Сумм. g [кН/м2] | Ширина [м] | Собств. [кН/м] | Нагруз. [кН/м] | G [кН/м] | theta [°] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 23.91 | 0.49 | 11.69 | - | 11.69 | -26.53 |
| 2 | 28.09 | 0.49 | 13.74 | - | 13.74 | -22.17 |
| 3 | 31.47 | 0.49 | 15.39 | - | 15.39 | -17.95 |
| 4 | 34.11 | 0.49 | 16.68 | - | 16.68 | -13.83 |
| 5 | 36.04 | 0.49 | 17.62 | - | 17.62 | -9.78 |
| 6 | 37.30 | 0.49 | 18.24 | - | 18.24 | -5.78 |
| 7 | 37.92 | 0.49 | 18.54 | - | 18.54 | -1.80 |
| 8 | 37.89 | 0.49 | 18.52 | - | 18.52 | 2.16 |
| 9 | 37.22 | 0.49 | 18.19 | - | 18.19 | 6.14 |
| 10 | 86.09 | 0.50 | 43.05 | - | 43.05 | 10.19 |
| 11 | 84.58 | 0.48 | 40.17 | - | 40.17 | 14.23 |
| 12 | 82.90 | 0.48 | 39.38 | - | 39.38 | 18.25 |
| 13 | 80.52 | 0.48 | 38.25 | - | 38.25 | 22.35 |
| 14 | 77.37 | 0.48 | 36.75 | 1.80 | 38.55 | 26.59 |
| 15 | 72.98 | 0.48 | 35.27 | 2.90 | 38.16 | 31.02 |
| 16 | 67.24 | 0.48 | 32.49 | 2.90 | 35.39 | 35.72 |
| 17 | 60.37 | 0.48 | 29.17 | 2.90 | 32.07 | 40.72 |
| 18 | 52.11 | 0.48 | 25.18 | 2.90 | 28.08 | 46.13 |
| 19 | 41.99 | 0.48 | 20.29 | 2.90 | 23.19 | 52.14 |
| 20 | 29.11 | 0.48 | 14.07 | 2.90 | 16.96 | 59.16 |
| 21 | 10.91 | 0.48 | 5.27 | 2.90 | 8.17 | 68.27 |

| N | G*sin(theta) [кН/м] | phi [°] | c [кН/м2] | T [кН/м] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | -5.22 | 22.73 | 8.00 | 11.06 |
| 2 | -5.18 | 22.73 | 8.00 | 11.47 |
| 3 | -4.74 | 22.73 | 8.00 | 11.72 |
| 4 | -3.99 | 22.73 | 8.00 | 11.87 |
| 5 | -2.99 | 22.73 | 8.00 | 11.91 |
| 6 | -1.84 | 22.73 | 8.00 | 11.87 |
| 7 | -0.58 | 22.73 | 8.00 | 11.76 |
| 8 | 0.70 | 22.73 | 8.00 | 11.58 |
| 9 | 1.95 | 22.73 | 8.00 | 11.33 |
| 10 | 7.61 | 22.73 | 8.00 | 21.53 |
| 11 | 9.88 | 22.73 | 8.00 | 20.15 |
| 12 | 12.33 | 22.73 | 8.00 | 19.92 |
| 13 | 14.55 | 22.73 | 8.00 | 19.65 |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| 14 | 17.26 | 22.73 | 8.00 | 20.09 |
| 15 | 19.67 | 26.00 | - | 18.81 |
| 16 | 20.66 | 26.00 | - | 17.94 |
| 17 | 20.92 | 26.00 | - | 16.90 |
| 18 | 20.24 | 26.00 | - | 15.59 |
| 19 | 18.31 | 26.00 | - | 13.85 |
| 20 | 14.57 | 26.00 | - | 11.28 |
| 21 | 7.59 | 26.00 | - | 6.55 |
| | 161.68 | | | 306.83 |

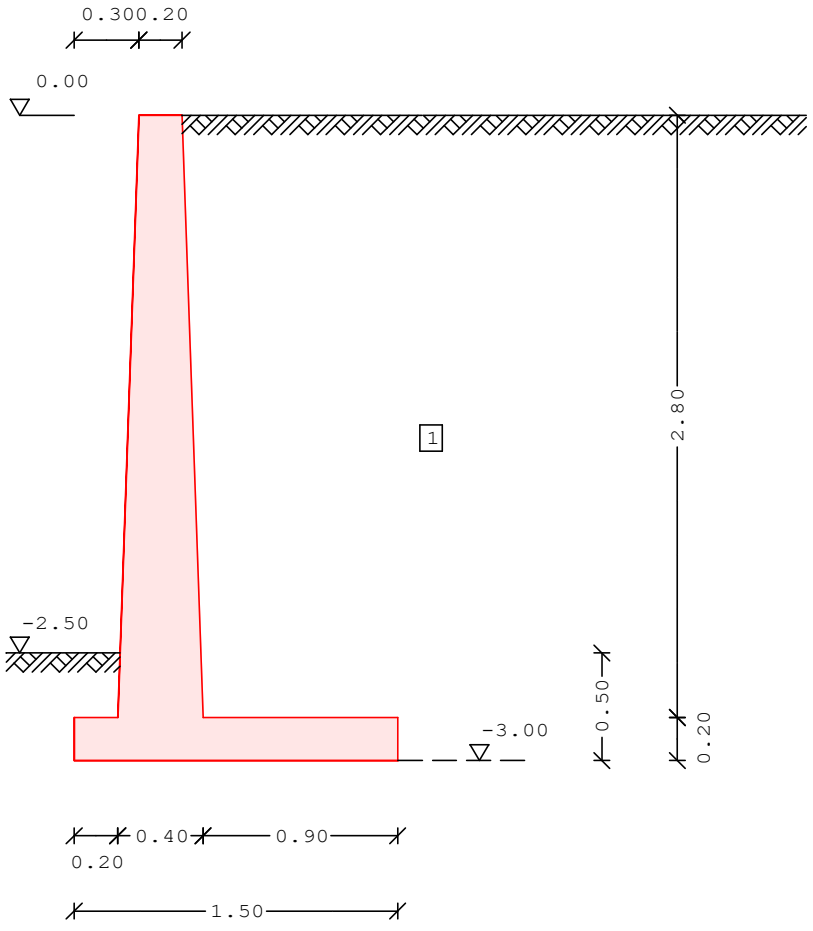
Момент от тангенциальных сил r*STi = 2169.65 кНм/м
от собственн. веса и нагруз. r*SGi = 1143.27 кНм/м
Мсдв=1143.3 < ( 0.90 / 1.10 ) Мсоп = 1775.17
**Условие выполнено**

Расчет выполнен модулем 542 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t543 Подпорная стенка на сваях

Расчётная схема

Размеры стенки




| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Высота стенки | $h_s$ | = | 3.00 | м |
| Длина передней консоли | $l_v$ | = | 0.20 | м |
| Длина задней консоли | $l_r$ | = | 0.90 | м |

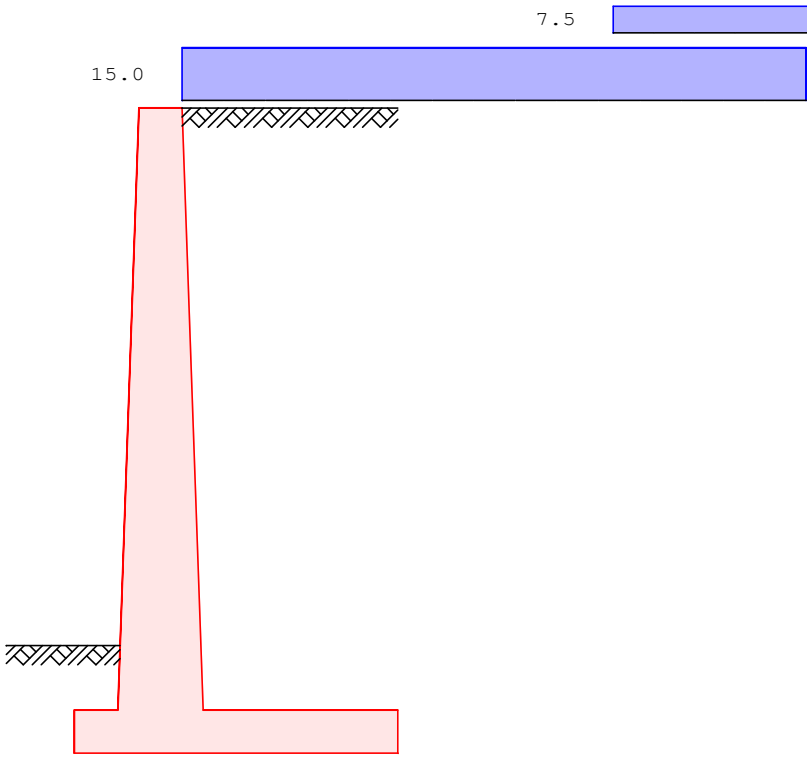
| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Толщина ростверка | $h_r$ | = | 0.20 | м |
| Толщина стенки вверху | $d_o$ | = | 0.20 | м |
| Толщина стенки внизу | $d_u$ | = | 0.40 | м |
| Наклон передней грани | $\alpha'$ | = | 2.00 | ° |
| Наклон задней грани | $\alpha$ | = | 2.00 | ° |
| Удельный вес стенки | $\gamma$ | = | 25.0 | кН/м$^3$ |
| Поверхность слева: глубина заложения стенки | $h_0$ | = | 0.50 | м |

Поверхность справа: горизонтальная

Расчетные значения грунт засыпки

| толщ. [м] | уд.вес [кН/м$^3$] | $\varphi$ [°] | $\delta_a$ [°] | $\delta_p$ [°] | c [кПа] |
|---|---|---|---|---|---|
| 3.00 | 22.00 | 25.45 | 16.97 | -16.97 | 2.00 |

## Нагружение




| Вид нагрузки | место прилож. | a [м] | s [м] | p [кПа] | P [кН/м] |
|---|---|---|---|---|---|
| равномерн. | на пов. | | | 15.00 | |
| блоковая | на пов. | 2.00 | 6.00 | 7.50 | |

## Давление грунта

Активное давление грунта для расчета устойчивости без учета сопротивления грунта с лицевой стороны.

| | | | |
|---|---|---|---|
| Наклон 1-й поверхн. сдвига | $\theta'$ | = | 71.57 ° |
| Наклон 2-й поверхн. сдвига | $\theta$ | = | 55.16 ° |

Давление грунта на 1-ю поверхность

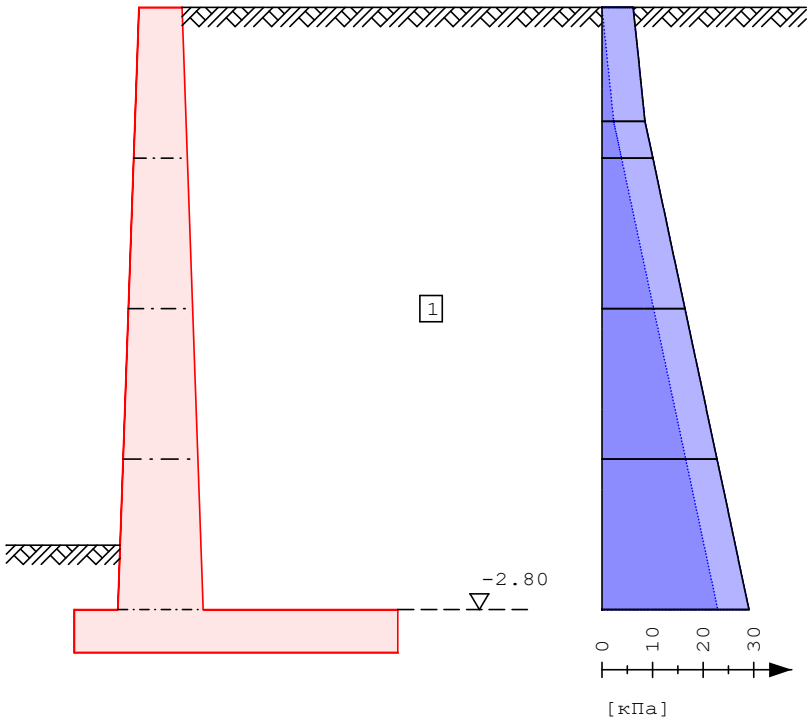
| Граница слоя | | Отметка [м] | $e_{agh}$ [кПа] | $e_{aph}$ [кПа] | $p_h$ [кПа] | $e_{phr}$ [кПа] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 верхн. | * | -0.00 | 0.00 | 4.71 | 0.00 | |
| | * | -0.39 | 1.73 | 5.21 | 0.00 | |
| нижн. | | -3.00 | 23.42 | 8.54 | 0.00 | |

* = Минимальное давление $\lambda_{agh}$ = 0.20

| Граница слоя | Отметка [м] | $E_{agh}$ [кН/м] | $E_{aph}$ [кН/м] | $F_{wh}$ [кН/м] | $E_{ah}$ [кН/м] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 нижн. | -3.00 | 33.12 | 19.88 | 0.00 | 53.00 |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Собственный вес стенки | G | = | 28.34 | кН/м |
| Вес грунта справа от стенки | $G_{br}$ | = | 25.74 | кН/м |
| Вес грунта слева от стенки | $G_{bl}$ | = | 1.37 | кН/м |
| Верт. составл. акт. давления | $E_{av}$ | = | 50.99 | кН/м |
| Сумма вертикальных сил | V | = | 106.44 | кН/м |
| Гориз. состав. акт. давления | $E_{ah}$ | = | 53.00 | кН/м |
| Сумма горизонтальных сил | H | = | 53.00 | кН/м |
| Сумма моментов | M | = | 44.56 | кНм/м |

Расчет прочности стенки
Давление грунта на стенку




Давление на стенку

| Граница слоя | | отметка [м] | $e_{agh}$ [кПа] | $e_{aph}$ [кПа] | $p_h$ [кПа] | $e_{ah}$ [кПа] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1a | верх * | -0.00 | 0.00 | 6.16 | 0.00 | 6.16 |
| | * | -0.53 | 2.33 | 6.18 | 0.00 | 8.51 |
| | низ | -0.70 | 3.87 | 6.19 | 0.00 | 10.06 |
| 1b | верх | -0.70 | 3.87 | 6.18 | 0.00 | 10.05 |
| | низ | -1.40 | 10.22 | 6.18 | 0.00 | 16.40 |
| 1c | верх | -1.40 | 10.22 | 6.18 | 0.00 | 16.40 |
| | низ | -2.10 | 16.56 | 6.18 | 0.00 | 22.75 |
| 1d | верх | -2.10 | 16.56 | 6.18 | 0.00 | 22.75 |
| | низ | -2.80 | 22.91 | 6.18 | 0.00 | 29.09 |

Усилия в сечении

| Сечение [м] | объект | M [кНм/м] | Q [кН/м] |
|---|---|---|---|
| -0.70 | стенка | 1.74 | 5.47 |
| -1.40 | стенка | 8.50 | 14.72 |
| -2.10 | стенка | 23.25 | 28.43 |
| -2.80 | стенка | 49.08 | 46.57 |
| 0.60 | плита | -31.75 | |

Расчет арматуры

стенки по СП 63.13330.2018
Расстояние до оси арматуры $a_c$ = 4.0 см
**Бетон B 25 (тяжелый)** $\gamma_b$ = 0.900
**Арматура: продольн./попер. A500/A400**

Продольная арматура

| Сечение [м] | | M [кНм/м] | N [кН/м] | h0 [см] | As [см$^2$/м] | As' [см$^2$/м] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| -0.70 | с | 1.74 | 4.12 | 24.9 | 0.14 | 0.00 |
| -1.40 | с | 8.50 | 9.23 | 29.8 | 0.64 | 0.00 |
| -2.10 | с | 23.25 | 15.34 | 34.7 | 1.57 | 0.00 |
| -2.80 | с | 49.08 | 22.47 | 39.6 | 2.95 | 0.00 |

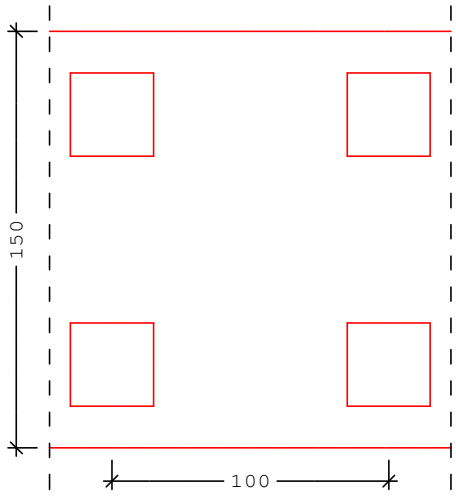
Максимальная арматура стенки:
справа d=12мм с шагом 330мм
слева d=12мм с шагом 1000мм
Арматура плиты сверху d=12мм с шагом 250мм

Поперечная арматура

| Сечение [м] | Q [кН/м] | N [кН/м] | Qb [кН/м] | c [см] | Asw/sw [см$^2$/м] |
|---|---|---|---|---|---|
| -0.70 | 0.51 | 4.30 | 99.62 | 63.33 | 0.00 |
| -1.40 | 4.85 | 9.45 | 122.72 | 78.11 | 0.00 |
| -2.10 | 11.52 | 15.60 | 145.83 | 92.90 | 0.00 |
| -2.80 | 20.90 | 22.77 | 168.92 | 107.72 | 0.00 |

Фундамент

Свайная лента




Ширина ростверка b = 150 см
Толщина ростверка $h_r$ = 20 см

Число рядов свай n = 2 -
Рядовое размещение свай
Шаг свай в ряду s = 100 см

Расстояние от грани ростверка до осей свай
a = 30.0 см

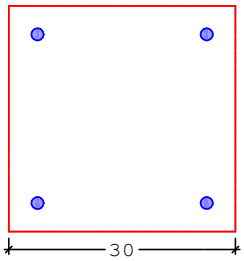
Вид свай забивные сваи

Свая погружается молотом

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Ширина сечения сваи | d | = | 30 | см |
| Длина сваи | l | = | 7.00 | м |

Арматура в свае

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Число стержней | $n_s$ | = | 4 | - |
| Диаметр стержней | $d_s$ | = | 16 | мм |
| Защитный слой бетона | $a_з$ | = | 30 | мм |




Стержни: 4Ø16
Защитный слой:
аз = 30 мм

## Грунт

| Слой | Название слоя | h [м] | Вид грунта |
|---|---|---|---|
| 1 | bbb | 3.00 | Суглинок просадочный |
| 2 | ccc | 10.00 | Песок крупный средней плотности |

Удельный вес грунта

| Слой | W [%] | e [-] | $S_r$ [-] | $\gamma_s$ [кН/м3] | $\gamma$ [кН/м3] | $\gamma_{sat}$ [кН/м3] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 5.0 | 0.37 | 0.36 | 26.0 | 20.0 | 21.7 |
| 2 | 4.0 | 0.56 | 0.19 | 27.0 | 18.0 | |

$e = (\gamma_s/\gamma)(1 + W/100) - 1$ - коэффициент пористости
$S_r = (\gamma_s/\gamma_w)W/(100e)$ - степень водонасыщения грунта
$\gamma_w = 10$ кН/м3 - удельный вес воды
$\gamma_{sat} = (\gamma_s + e\gamma_w)/(1 + e)$ - удельный вес водонасыщенного грунта

Консистенция глинистого грунта

| Слой | $W_p$ [%] | $W_L$ [%] | $I_p$ [%] | $I_L$ [-] | $I_{Lsat}$ [-] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 9.0 | 19.0 | 10.0 | -0.40 | 0.36 |

$I_{Lsat}$- показатель текучести водонасыщенного грунта

Примечание

Сопротивление просадочного грунта определяется при показателе текучести $I_{Lsat}$

Примечание

При определении сопротивления просадочного грунта значение $I_{Lsat}$принимается не менее 0.4

Коэффициенты надёжности

| Слой | $\gamma_{g(c)}$ | $\gamma_{g(\varphi)}$ | $\gamma_{g(\gamma)}$ |
|---|---|---|---|
| 1 | 1.50 | 1.15 | 1.10 |
| 2 | 1.50 | 1.10 | 1.10 |

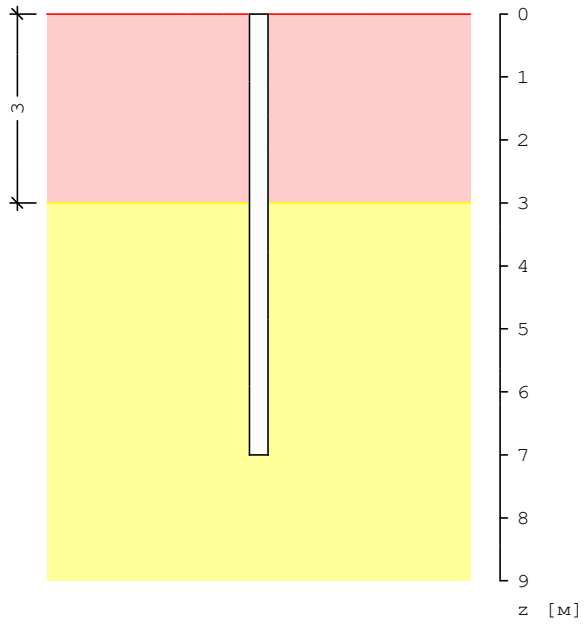
Характеристики грунта

| Слой | $c_{II}$ [кПа] | $\varphi_{II}$ [град] | $\gamma_{II}$ [кН/м3] | $c_I$ [кПа] | $\varphi_I$ [град] | $\gamma_I$ [кН/м3] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 7.0 | 37.0 | 21.7 | 4.7 | 32.2 | 19.7 |
| 2 | 7.0 | 27.0 | 18.0 | 4.7 | 24.5 | 16.4 |

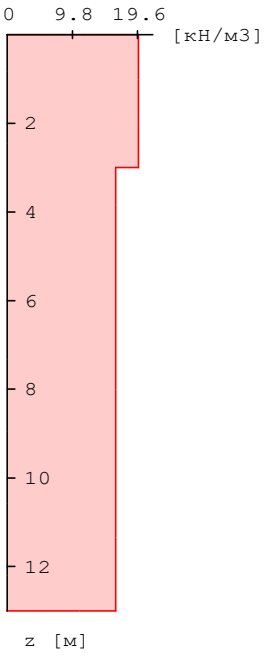
Примечание

Значения c и φ для просадочного грунта задаются для состояния грунта при полном водонасыщении

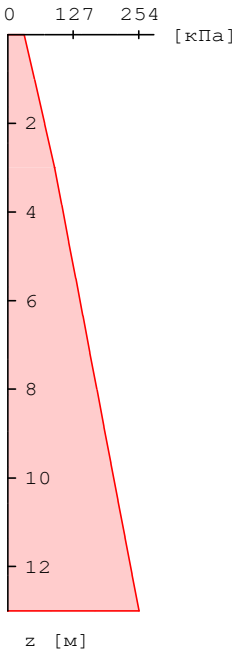
Схема геологического разреза




Удельный вес $\gamma_I$




Напряжение от веса $\sigma_{zg}$




Напряжение от веса грунта

| Слой | $z_1$ [м] | $z_2$ [м] | $\sigma_{zg1}$ [кПа] | $\sigma_{zg2}$ [кПа] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 3.00 | 31.8 | 91.1 |
| 2 | 3.00 | 13.00 | 91.1 | 254.7 |

Нагрузка на уровне подошвы

| N [кН/м] | H [кН/м] | M [кНм/м] |
|---|---|---|
| 106.44 | 53.00 | -44.56 |

Вес сваи $G_c$ = 15.75 кН
Коэффициент надежности $\gamma_f$ = 1.10 -

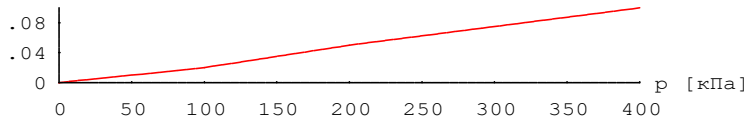
Нагрузка на сваю $N_{max}$ = 102.73 кН

| | | | |
|---|---|---|---|
| | $N_{min}$ = | 3.70 | кН |
| | H = | 26.50 | кН |
| Коэффициент нормативной нагрузки = | | 0.70 | - |
| Расчет | Согласно СП 24.13330.2021, СП 63.13330.2018 | | |
| Материал ростверка | Бетон | В 25 (тяжелый) | |
| Коэффициент условий работы | $\gamma_b$ = | 0.900 | - |
| Арматура | A500 | | |
| Материал сваи | Бетон | В 25 (тяжелый) | |
| Коэффициент условий работы | $\gamma_b$ = | 0.900 | - |
| Арматура | A500 | | |

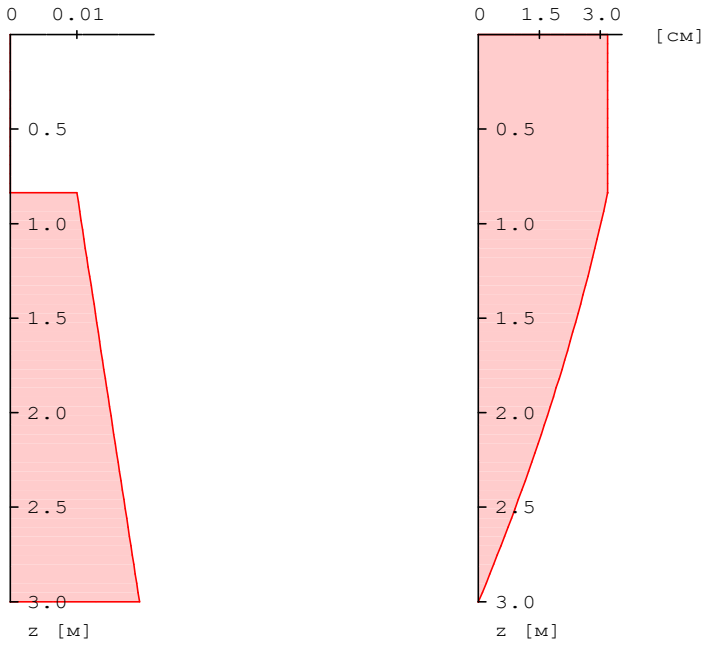
**Определение отрицательной силы трения просадочного грунта**

| Слой | Относительная просадочность εsl (Давление p) | | |
|---|---|---|---|
| 1 | 0.020 (100.0) | 0.050 (200.0) | 0.100 (400.0) |

График зависимости $\varepsilon_{sl}$= f(p)




Относительная просадочность $\varepsilon_{sl}$ Просадка $s_{sl}$




Тип грунтовых условий по просадочности I тип

Отрицательная сила трения принимается равной нулю

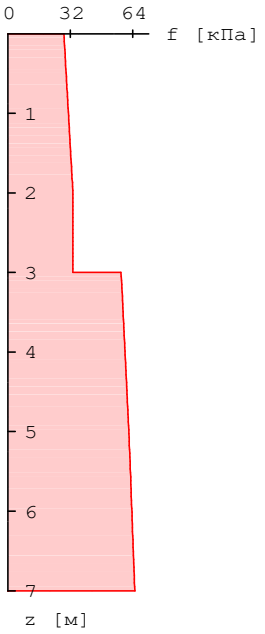
**Проверка прочности грунта основания сваи при сжимающей нагрузке**

Сопротивление грунта под концом сваи

| | | | |
|---|---|---|---|
| | R = | 7.70 | МПа |
| при глубине заложения | h = | 10.00 | м |

Коэффициент условий работы $\gamma_{R,R}$ = 1.00 -

Сопротивление грунта на боковой поверхности сваи f




Сопротивление на боковой поверхности

| $z_1$ [м] | $z_2$ [м] | $\gamma_{R,f}$ [-] | $f_1$ [кПа] | $f_2$ [кПа] |
|---|---|---|---|---|
| 0.00 | 3.00 | 1.00 | 28.7 | 33.3 |
| 3.00 | 7.00 | 1.00 | 58.0 | 65.0 |

Примечание Значение f увеличивается на 15% для супесей и суглинков при e < 0.5 и для глин при e < 0.6

Коэффициент условий работы сваи при сжатии
$\gamma_c$ = 1.00 -

Несущая способность сваи
$F_d = F_{dR} + F_{df}$ = 693 + 411 = 1104 кН

Условие прочности $N_0 \gamma_n \gamma_{c,g} / F_d$ =

120.1 * 1.00 * 1.40 / 1104 = **0.152** <= 1

**Проверка допустимости давления на грунт боковой поверхностью сваи**

Коэффициент постели

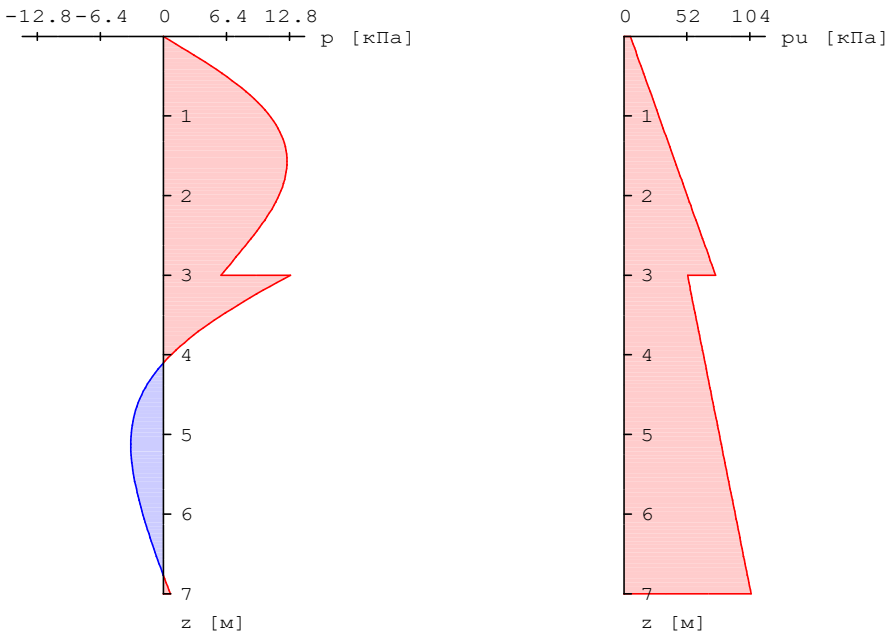
| от z [м] | до z [м] | K [кН/м4] | $c_z$ [кН/м3] |
|---|---|---|---|
| 0.00 | 3.00 | 4400 | 0 - 13200 |
| 3.00 | 7.00 | 9733 | 29200 - 68133 |

Примечание Коэффициент постели $c_z$ = Kz

Условная ширина сваи $b_p$ = 1.5d + 50 = 95.0 см
Модуль упругости E = 30.00 ГПа
Жесткость сваи EI = 20.25 МНм2

Коэффициент деформации $\alpha_\varepsilon$ = 0.729 1/м
при K = 4400 кН/м4
$l\alpha_\varepsilon$ = 5.11 -

Давление p Предельное давление $p_u$



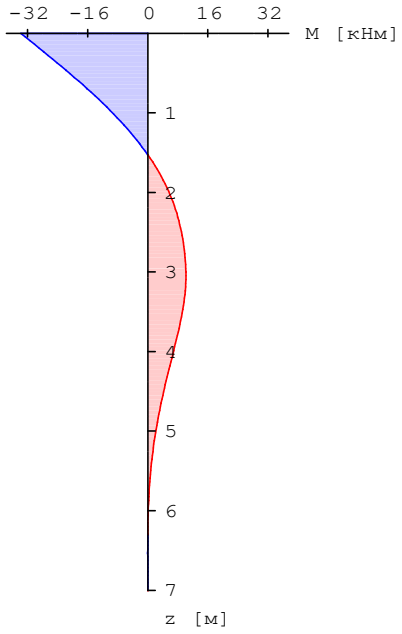

Коэффициенты в условии допустимости давления (Б.8)
$\eta_1$ = 1.0 $\eta_2$ = 0.400 $\xi$ = 0.6

$\eta_2$ определяется по формуле (Б.9) приложения Б при
n = 2.50 -

Условие допустимости p / $p_u$ = 11.7 / 32.7 = **0.357** <= 1
при z = 0.85 / $\alpha_\varepsilon$ = 1.17 м

**Проверка прочности материала сваи**

Изгибающий момент




Сжимающая сила $N_0$ / $N_{0u}$ = 3.7 / 4.6 = **0.797** <= 1

Изгибающий момент M / $M_u$ = 33.8 / 42.4 = **0.797** <= 1

**Определение длины анкеровки арматуры в верхнем сечении сваи**

Требуемая площадь арматуры $A_s$ = 6.30 см2

Длина анкеровки $l_{an}$ = 577 мм

Примечание Значение $l_{an}$ определено для растянутых стержней

**Проверка трещиностойкости сваи**

Расчет по образованию трещин

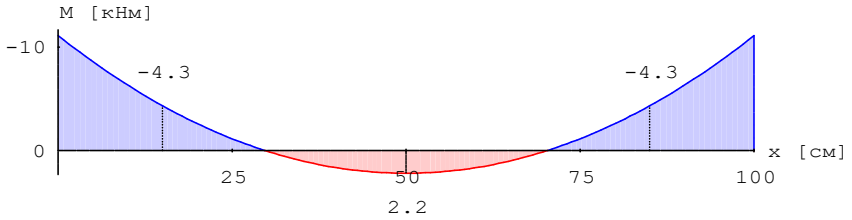
| N [кН] | M [кНм] | $N_{crc}$ [кН] | $M_{crc}$ [кНм] | Трещины |
|---|---|---|---|---|
| 2.6 | -23.7 | 1.5 | -13.7 | образуются |

Условие трещиностойкости $a_{crc} / a_{crc,u}$ = 0.181 / 0.200 = **0.907** <= 1

**Расчет ростверка как многопролетной балки с учетом ширины опор**

Изгибающий момент

| q [кН/м] | $M_o$ [кНм] | $M_п$ [кНм] |
|---|---|---|
| 106.4 | -4.3 | 2.2 |



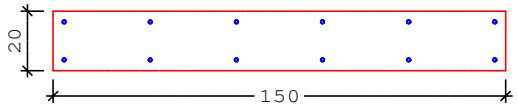

Требуемая площадь арматуры
верхней $A_{sв}$ = 0.61 см2
нижней $A_{sн}$ = 0.31 см2

Подобранная арматура

| Арматура | $n_s$ | $d_s$ [мм] | $a_з$ [мм] | $A_s$ [см2] |
|---|---|---|---|---|
| верхняя | **6** | **12** | 30 | 6.79 |
| нижняя | **6** | **12** | 30 | 6.79 |

Примечание Учтено ограничение расстояния между осями стержней

Процент содержания арматуры
верхней $\mu_{sв}$ = 0.28 %
нижней $\mu_{sн}$ = 0.28 %




**Проверка прочности ростверка**

$M_o$ / $M_{u-}$ = 4.3 / 48.6 = **0.089** <= 1

$M_n$ / $M_{u+}$ = 2.2 / 48.6 = **0.045** <= 1

**Проверка трещиностойкости ростверка**

Ширина раскрытия трещин

| M [кНм] | $M_{crc}$ [кНм] | $a_{crc}$ / $a_{crc,u}$ |
|---|---|---|
| -3.0 | -27.4 | Трещины не образуются |
| 1.5 | 27.4 | Трещины не образуются |

**Работоспособность фундамента обеспечена**

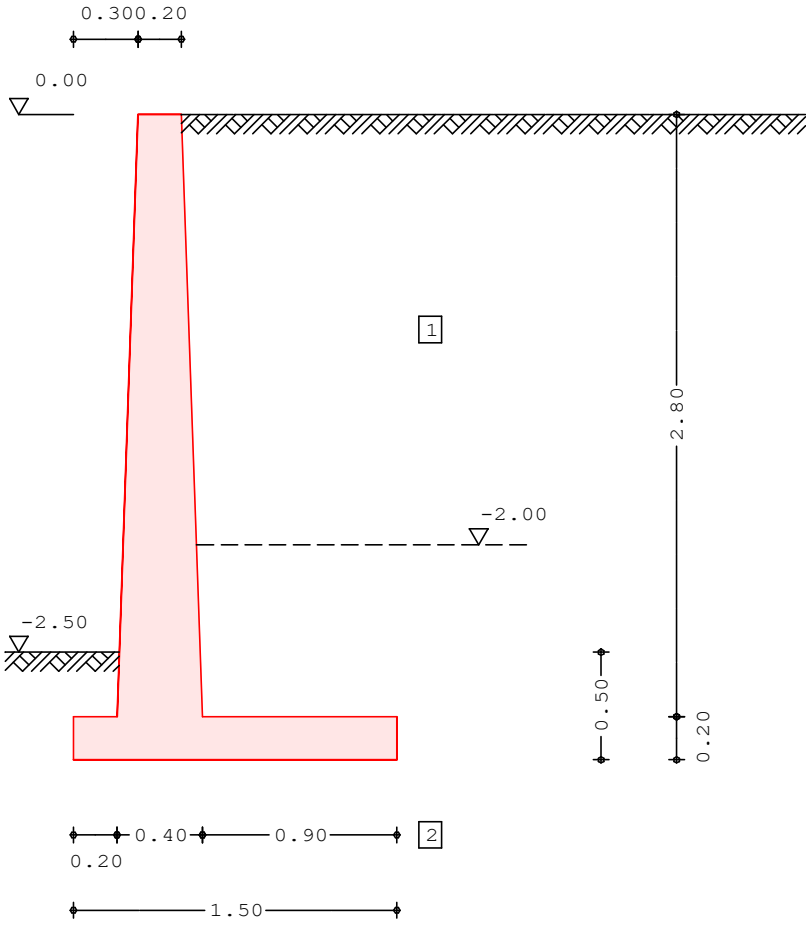
Расчет выполнен модулем 543 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t544 Подпорная стенка на сваях

Расчётная схема

Размеры стенки

М = 1 :35



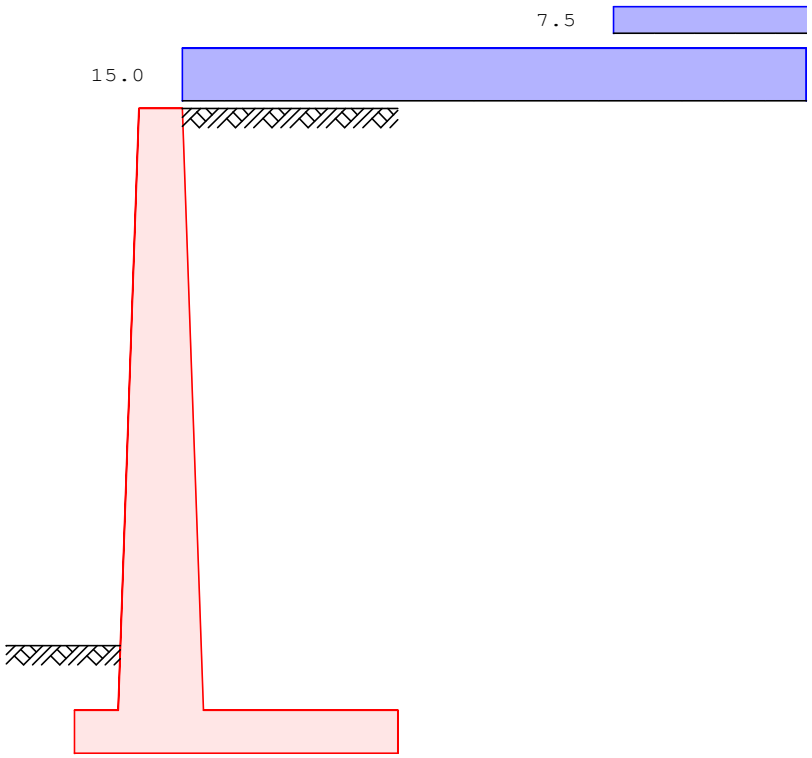

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Высота стенки | $h_s$ | = | 3.00 | м |
| Длина передней консоли | $l_v$ | = | 0.20 | м |
| Длина задней консоли | $l_r$ | = | 0.90 | м |
| Толщина ростверка | $h_r$ | = | 0.20 | м |
| Толщина стенки вверху | $d_o$ | = | 0.20 | м |
| Толщина стенки внизу | $d_u$ | = | 0.40 | м |
| Наклон передней грани | $\alpha'$ | = | 2.00 | ° |
| Наклон задней грани | $\alpha$ | = | 2.00 | ° |
| Удельный вес стенки | $\gamma$ | = | 25.0 | кН/м$^3$ |
| Поверхность слева: глубина заложения стенки | $h_0$ | = | 0.50 | м |
| справа: горизонтальная | | | | |

Расчетные значения характерист. слоев

| слой № | толщ. [м] | уд.вес [кН/м$^3$] | φ [°] | $\delta_a$ [°] | $\delta_p$ [°] | c [кПа] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 2.00 | 19.80 | 34.55 | 23.03 | -23.03 | 1.33 |
| 2 | 2.00 | 20.90 | 33.91 | 22.61 | -22.61 | 1.33 |

## Нагружение

М = 1 :35




| Вид нагрузки | место прилож. | a [м] | s [м] | p [кПа] | P [кН/м] |
|---|---|---|---|---|---|
| равномерн. | на пов. | | | 15.00 | |
| блоковая | на пов. | 2.00 | 6.00 | 7.50 | |

## Давление грунта

Активное давление грунта для расчета устойчивости
Коэффициент безопасности etap = 1.00 -
Наклон 1-й поверхн. сдвига θ' = 71.57 °
Наклон 2-й поверхн. сдвига θ = 60.07 °

Давление грунта на 1-ю поверхность

| Граница слоя | | Отметка [м] | $e_{agh}$ [кПа] | $e_{aph}$ [кПа] | $p_h$ [кПа] | $e_{phr}$ [кПа] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 верхн. | * | -0.00 | 0.00 | 3.96 | 0.00 | |
| | * | -0.62 | 2.45 | 3.98 | 0.00 | |
| нижн. | | -2.00 | 9.69 | 4.01 | 0.00 | |
| 2 верхн. | | -2.00 | 9.95 | 4.63 | 0.00 | |
| | | -2.50 | 12.81 | 5.57 | 0.00 | 0.00 |
| нижн. | | -3.00 | 15.66 | 6.52 | 0.00 | -18.49 |

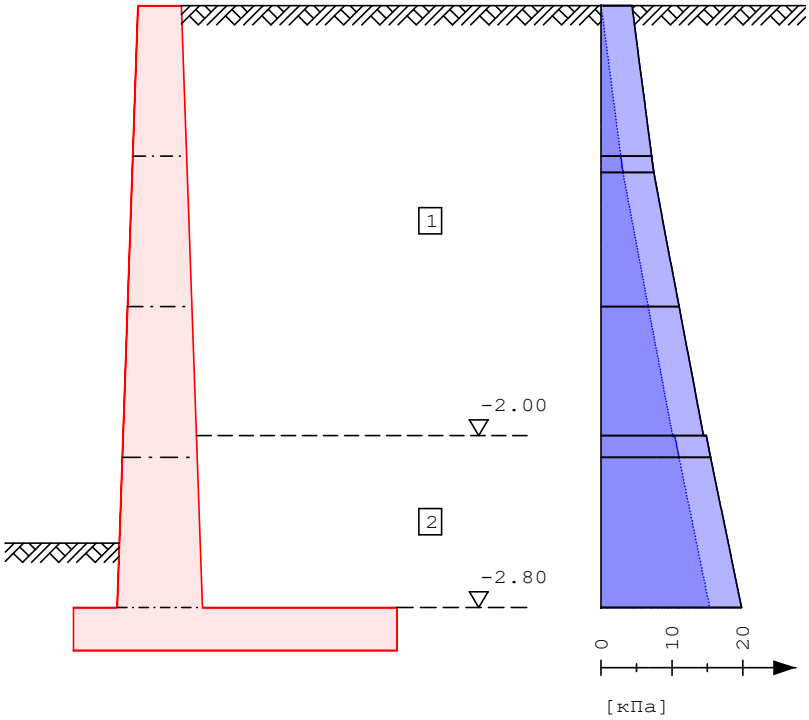
* = Минимальное давление $\lambda_{agh}$ = 0.20

| Граница слоя | Отметка [м] | $E_{agh}$ [кН/м] | $E_{aph}$ [кН/м] | $F_{wh}$ [кН/м] | $E_{ah}$ [кН/м] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 нижн. | -2.00 | 9.14 | 7.97 | 0.00 | 17.11 |
| 2 нижн. | -3.00 | 21.95 | 13.55 | 0.00 | 35.50 |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Собственный вес стенки | G | = | 28.34 | кН/м |
| Вес грунта справа от стенки | $G_{br}$ | = | 23.79 | кН/м |
| Вес грунта слева от стенки | $G_{bl}$ | = | 1.30 | кН/м |
| Верт. составл. акт. давления | $E_{av}$ | = | 46.52 | кН/м |
| Верт. составл. пас. давления | $E_{pvr}$ | = | -2.56 | кН/м |
| Сумма вертикальных сил | V | = | 97.40 | кН/м |
| Гориз. состав. акт. давления | $E_{ah}$ | = | 35.50 | кН/м |
| Гориз. состав. пас. давления | $E_{phr}$ | = | -6.14 | кН/м |
| Сумма горизонтальных сил | H | = | 29.35 | кН/м |
| Сумма моментов | M | = | -24.53 | кНм/м |

Расчет прочности стенки
Давление грунта на стенку

M = 1 :35




Давление на стенку

| Граница слоя | | | отметка [м] | $e_{agh}$ [кПа] | $e_{aph}$ [кПа] | $p_h$ [кПа] | $e_{ah}$ [кПа] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1a | верх | * | -0.00 | 0.00 | 4.33 | 0.00 | 4.33 |
| | низ | * | -0.70 | 2.77 | 4.35 | 0.00 | 7.12 |
| 1b | верх | * | -0.70 | 2.77 | 4.34 | 0.00 | 7.12 |
| | | * | -0.78 | 3.07 | 4.34 | 0.00 | 7.42 |
| | низ | | -1.40 | 6.65 | 4.34 | 0.00 | 11.00 |
| 1c | верх | | -1.40 | 6.65 | 4.34 | 0.00 | 11.00 |
| | низ | | -2.00 | 10.09 | 4.34 | 0.00 | 14.44 |
| 2a | верх | | -2.00 | 10.37 | 4.46 | 0.00 | 14.83 |
| | низ | | -2.10 | 10.99 | 4.46 | 0.00 | 15.45 |
| 2b | верх | | -2.10 | 10.99 | 4.46 | 0.00 | 15.45 |
| | низ | | -2.80 | 15.34 | 4.46 | 0.00 | 19.79 |

Усилия в сечении

| Сечение [м] | объект | M [кНм/м] | Q [кН/м] |
|---|---|---|---|
| -0.70 | стенка | 1.27 | 4.01 |
| -1.40 | стенка | 6.08 | 10.30 |
| -2.10 | стенка | 16.25 | 19.45 |
| -2.80 | стенка | 33.90 | 31.78 |
| 0.60 | плита | -19.91 | |

Расчет арматуры

в плоскости чертежа по СП 63.13330.2018
Расстояние до оси арматуры $a_c$ = 4.0 см
**Бетон В 25 (тяжелый)** $\gamma_b$ = 0.900
**Арматура: продольн./попер. A500/A400**

Продольная арматура

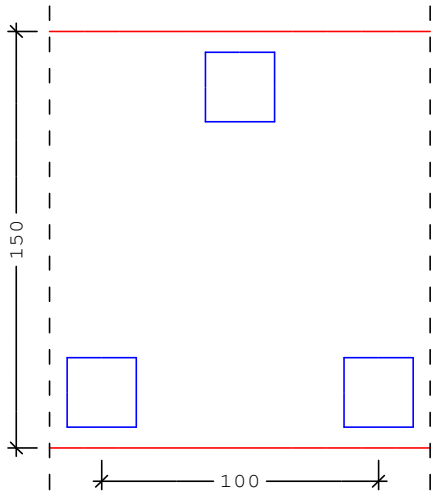
| Сечение [м] | M [кНм/м] | N [кН/м] | h0 [см] | As [см$^2$/м] |
|---|---|---|---|---|
| -0.70 с | 1.27 | 4.07 | 24.9 | 0.08 |
| -1.40 с | 6.08 | 9.07 | 29.8 | 0.43 |
| -2.10 с | 16.25 | 15.03 | 34.7 | 1.04 |
| -2.80 с | 33.90 | 21.95 | 39.6 | 1.95 |

Максимальная арматура стенки:
справа d=12мм с шагом 500мм
слева d=12мм с шагом 1000мм
Арматура плиты сверху d=12мм с шагом 330мм

Поперечная арматура

| Сечение [м] | Q [кН/м] | N [кН/м] | Qb [кН/м] | c [см] |
|---|---|---|---|---|
| 0.36 | 4.25 | 99.62 | 63.33 | 0.00 |
| 3.57 | 9.29 | 122.72 | 78.10 | 0.00 |
| 8.15 | 15.28 | 145.82 | 92.89 | 0.00 |
| 14.42 | 22.25 | 168.92 | 107.71 | 0.00 |

Фундамент Свайная лента




Ширина ростверка b = 150 см
Толщина ростверка $h_r$ = 20 см

Шахматное размещение свай
Шаг свай в ряду s = 100 см

Расстояние от грани ростверка до осей свай
a = 20.0 см

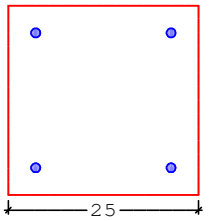
Вид свай забивные сваи

Свая погружается молотом

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Ширина сечения сваи | d | = | 25 | см |
| Длина сваи | l | = | 4.00 | м |

Арматура в свае

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Число стержней | $n_s$ | = | 4 | - |
| Диаметр стержней | $d_s$ | = | 12 | мм |
| Защитный слой бетона | $a_з$ | = | 30 | мм |




Удельный вес грунта

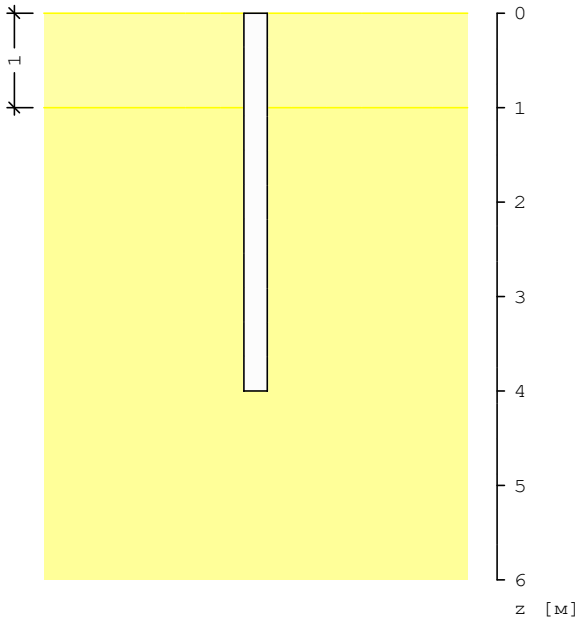
| от z [м] | до z [м] | W [%] | e [-] | $S_r$ [-] | $\gamma_s$ [кН/м3] | $\gamma$ [кН/м3] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.00 | 1.00 | 10.0 | 0.51 | 0.51 | 26.0 | 19.0 |
| 1.00 | | 16.0 | 0.68 | 0.62 | 26.0 | 18.0 |

$e = (\gamma_s/\gamma)(1 + W/100) - 1$ - коэффициент пористости
$S_r = (\gamma_s/\gamma_w)W/(100e)$ - степень водонасыщения грунта
$\gamma_w$ = 10 кН/м3 - удельный вес воды

Характеристики грунта

| от z [м] | до z [м] | $c_{II}$ [кПа] | $\varphi_{II}$ [град] | $\gamma_{II}$ [кН/м3] | $c_I$ [кПа] | $\varphi_I$ [град] | $\gamma_I$ [кН/м3] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.00 | 1.00 | 2.0 | 39.0 | 19.0 | 1.3 | 33.9 | 17.3 |
| 1.00 | | 2.0 | 38.0 | 18.0 | 1.3 | 34.5 | 16.4 |

Схема геологического разреза



Нагрузка на уровне подошвы

| N [кН/м] | H [кН/м] | M [кНм/м] |
|---|---|---|
| 97.40 | 29.35 | -24.53 |

Вес сваи $G_c$ = 6.25 кН
Коэффициент надежности $\gamma_f$ = 1.10 -

Нагрузка на сваю
$N_{max}$ = 71.00 кН
$N_{min}$ = 26.40 кН
H = 14.68 кН

Коэффициент нормативной нагрузки = 0.70 -

Расчет
Согласно СП 24.13330.2021, СП 63.13330.2018, СП 20.13330.2016

Материал ростверка
Бетон **В 25 (тяжелый)**
Коэффициент условий работы $\gamma_b$ = 0.900 -
Арматура **A500**

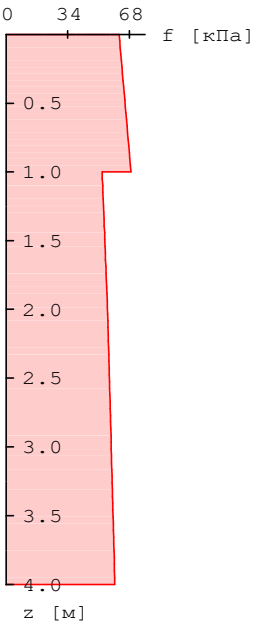
Материал сваи
Бетон **В 25 (тяжелый)**
Коэффициент условий работы $\gamma_b$ = 0.900 -
Арматура **A500**

**Проверка прочности грунта основания сваи при сжимающей нагрузке**

Сопротивление грунта под концом сваи
R = 7.30 МПа
при глубине заложения h = 7.00 м

Коэффициент условий работы $\gamma_{R,R}$ = 1.00 -

Сопротивление грунта на боковой поверхности сваи f




Сопротивление на боковой поверхности

| $z_1$ [м] | $z_2$ [м] | $\gamma_{R,f}$ [-] | $f_1$ [кПа] | $f_2$ [кПа] |
|---|---|---|---|---|
| 0.00 | 1.00 | 1.00 | 62.4 | 68.9 |
| 1.00 | 4.00 | 1.00 | 53.0 | 60.0 |

Коэффициент условий работы сваи при сжатии
$\gamma_c$ = 1.00 -

Несущая способность сваи
$F_d = F_{dR} + F_{df}$ = 456.2 + 236.1 = 692.4 кН

Условие прочности $N_0 \gamma_n \gamma_{c,g} / F_d$ =

77.9 * 1.00 * 1.40 / 692.4 = **0.157** <= 1

**Проверка допустимости давления на грунт боковой поверхностью сваи**

Коэффициент постели

| от z [м] | до z [м] | K [кН/м4] | $c_z$ [кН/м3] |
|---|---|---|---|
| 0.00 | 1.00 | 6000 | 0 - 6000 |
| 1.00 | 4.00 | 6652 | 6652 - 26607 |

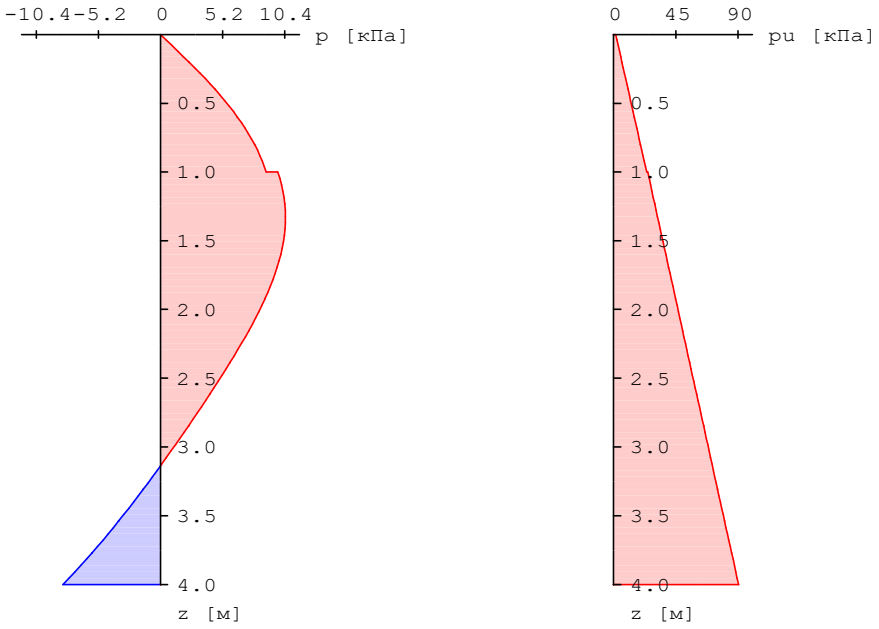
Примечание Коэффициент постели $c_z$ = Kz

Условная ширина сваи $b_p$ = 1.5d + 50 = 87.5 см
Модуль упругости E = 30.00 ГПа
Жесткость сваи EI = 9.77 МНм2

Коэффициент деформации $\alpha_\varepsilon$ = 0.890 1/м
при K = 6218 кН/м4
$l\alpha_\varepsilon$ = 3.56 -

Примечание Значение K определено по (Д.5) СП 50-102-2003 при $l_K$ = 2.38 м

Давление p Предельное давление $p_u$



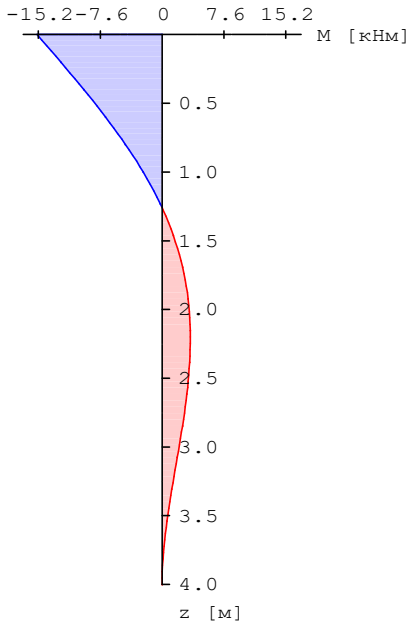

Коэффициенты в условии допустимости давления (Б.8)
$\eta_1$ = 1.0 $\eta_2$ = 0.400 $\xi$ = 0.6

$\eta_2$ определяется по формуле (Б.9) приложения Б при
n = 2.50 -

Условие допустимости p / $p_u$ = 8.7 / 22.9 = **0.378** <= 1
при z = 0.85 / $\alpha_\varepsilon$ = 0.96 м

**Проверка прочности материала сваи**

Изгибающий момент




Сжимающая сила $N_0 / N_{0u}$ = 26.4 / 39.7 = **0.665** <= 1

Изгибающий момент $M / M_u$ = 15.4 / 23.1 = **0.665** <= 1

**Определение длины анкеровки арматуры в верхнем сечении сваи**

Требуемая площадь арматуры $A_s$ = 2.85 см2

Длина анкеровки $l_{an}$ = 348 мм

Примечание Значение $l_{an}$ определено для растянутых стержней

**Проверка трещиностойкости сваи**

Расчет по образованию трещин

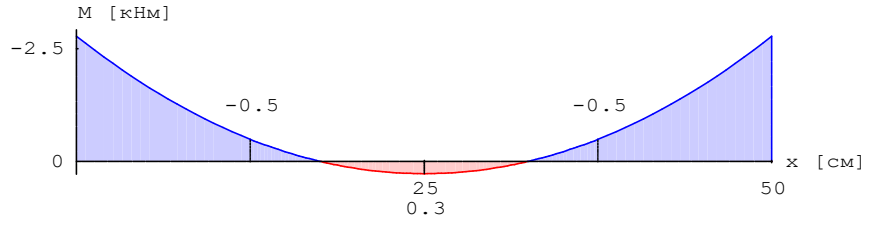
| N [кН] | M [кНм] | $N_{crc}$ [кН] | $M_{crc}$ [кНм] | Трещины |
|---|---|---|---|---|
| 18.5 | -10.8 | 14.4 | -8.4 | образуются |

Условие трещиностойкости $a_{crc} / a_{crc,u}$ = 0.104 / 0.200 = **0.521** <= 1

**Расчет ростверка как многопролетной балки с учетом ширины опор**

Изгибающий момент

| q [кН/м] | $M_o$ [кНм] | $M_п$ [кНм] |
|---|---|---|
| 97.4 | -0.5 | 0.3 |



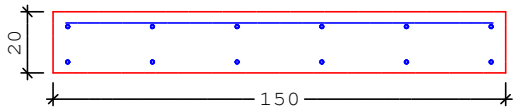

Требуемая площадь арматуры
верхней $A_{sв}$ = 0.07 см2
нижней $A_{sн}$ = 0.04 см2

Подобранная арматура

| Арматура | $n_s$ | $d_s$ [мм] | $a_з$ [мм] | $A_s$ [см2] |
|---|---|---|---|---|
| верхняя | **6** | **12** | 42 | 6.79 |
| нижняя | **6** | **12** | 30 | 6.79 |

Примечание Учтено ограничение расстояния между осями стержней

Процент содержания арматуры
верхней $\mu_{sв}$ = 0.30 %
нижней $\mu_{sн}$ = 0.28 %




**Проверка прочности ростверка**

$M_o$ / $M_{u-}$ = 0.5 / 45.1 = **0.011** <= 1

$M_n$ / $M_{u+}$ = 0.3 / 52.3 = **0.005** <= 1

**Проверка трещиностойкости ростверка**

Ширина раскрытия трещин

| M [кНм] | $M_{crc}$ [кНм] | $a_{crc}$ / $a_{crc,u}$ |
|---|---|---|
| -0.3 | -27.0 | Трещины не образуются |
| 0.2 | 27.3 | Трещины не образуются |

**Работоспособность фундамента обеспечена**

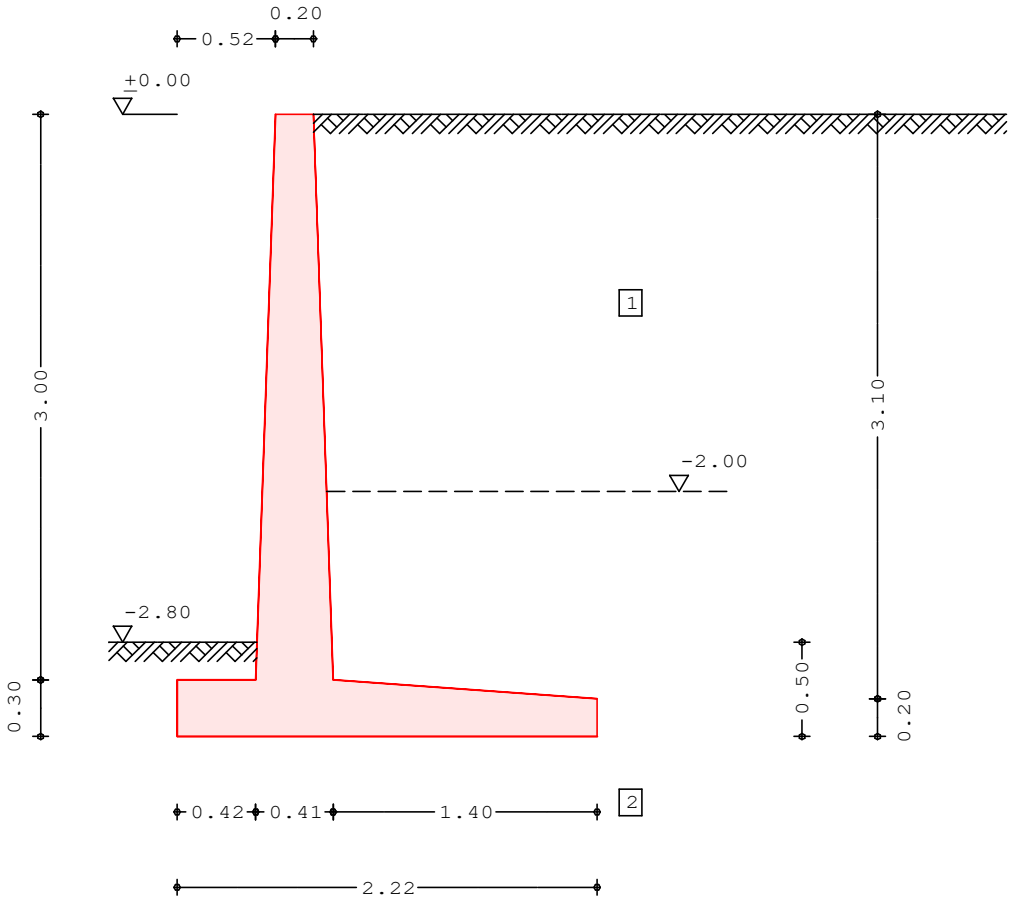
Расчет выполнен модулем 544 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t545 Подпорная стенка

Расчётная схема

Размеры стенки и грунт

М = 1 :40




| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Геометрия | Высота стенки | h | = | 3.00 | м |
| | Длина передней консоли | lv | = | 0.42 | м |
| | Толщина передней консоли | hv | = | 0.30 | м |
| | Длина задней консоли | lr | = | 1.40 | м |
| | Толщина задней консоли | hr | = | 0.20 | м |
| | Толщина консоли у стенки | hra | = | 0.30 | м |
| | Толщина стенки вверху | do | = | 0.20 | м |
| | Толщина стенки внизу | du | = | 0.41 | м |
| | Наклон передней поверхности | alpha' | = | 2.00 | ° |
| | Наклон задней поверхности | alpha | = | -2.00 | ° |
| | Удельный вес стенки | gamma | = | 24.53 | кН/м3 |
| Поверхность слева: | глубина заложения стенки | h0 | = | 0.50 | м |
| справа: | горизонтальна | | | | |

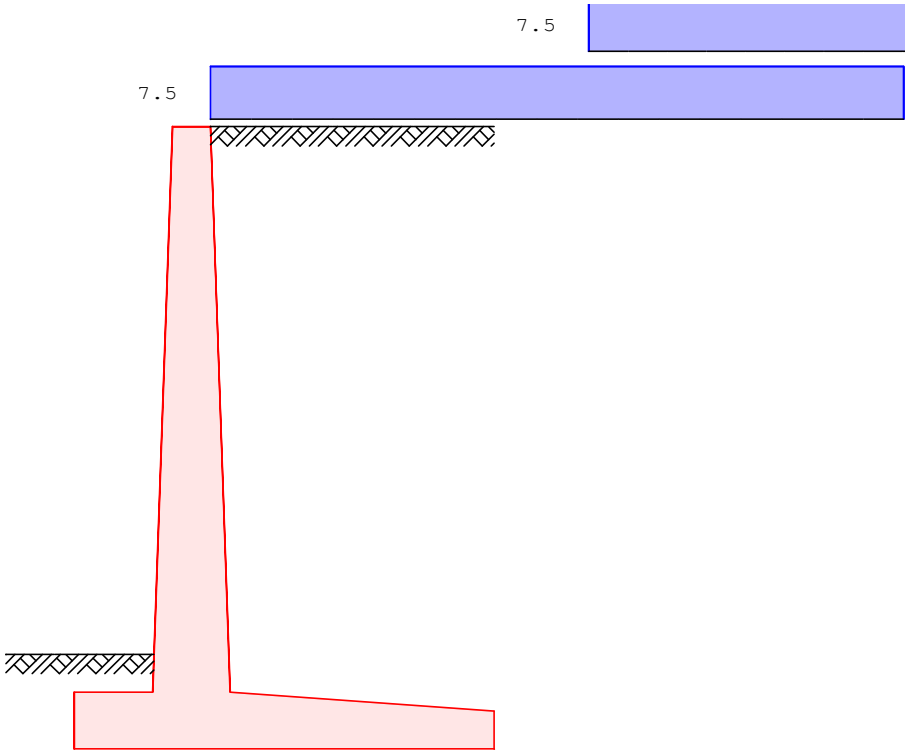
Характерист. слоев

| слой N | выс. [м] | уд.вес [кН/м3] | phi [°] | delta_a [°] | delta_p [°] | c [кН/м2] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 2.00 | 18.70 | 14.78 | 9.86 | -11.33 | 32.00 |
| 2 | 6.00 | 20.9/12.7 | 33.91 | 22.61 | -26.00 | 1.33 |

Угол трения подошвы deltasf= phi

Нагружение

М = 1 :40




| Вид нагрузки | место прилож. | a [м] | s [м] | p [кН/м2] | P [кН/м] |
|---|---|---|---|---|---|
| равномерн. | на пов. | | | 7.50 | |
| блоковая | на пов. | 2.00 | 6.00 | 7.50 | |

Уровень воды
расст. от верха стены справа wr = 6.00 м
расст. от верха стены слева wl = 6.00 м

Давление грунта
активное давление грунта для расчета устойчивости без учета сопротивления грунта с лицевой стороны.
Проверка устойчивости стенки
наклон 1-й поверхн. сдвига theta' = 65.56 °
наклон 2-й поверхн. сдвига theta = 63.38 °

Давление грунта на 1-ю поверхность

| Граница слоя | Отметка [м] | eagh [кН/м2] | eaph [кН/м2] | ph [кН/м2] | ephr [кН/м2] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 верхн. * | -0.00 | 0.00 | 4.04 | 0.00 | |
| нижн. * | -2.00 | 7.48 | 4.21 | 0.00 | |
| 2 верхн. | -2.00 | 9.64 | 5.06 | 0.00 | |
| нижн. | -3.30 | 17.29 | 6.26 | 0.00 | |

* = Минимальное давление $\lambda_{agh}$ = 0.20

Результ. усилия на 1-ю поверхность

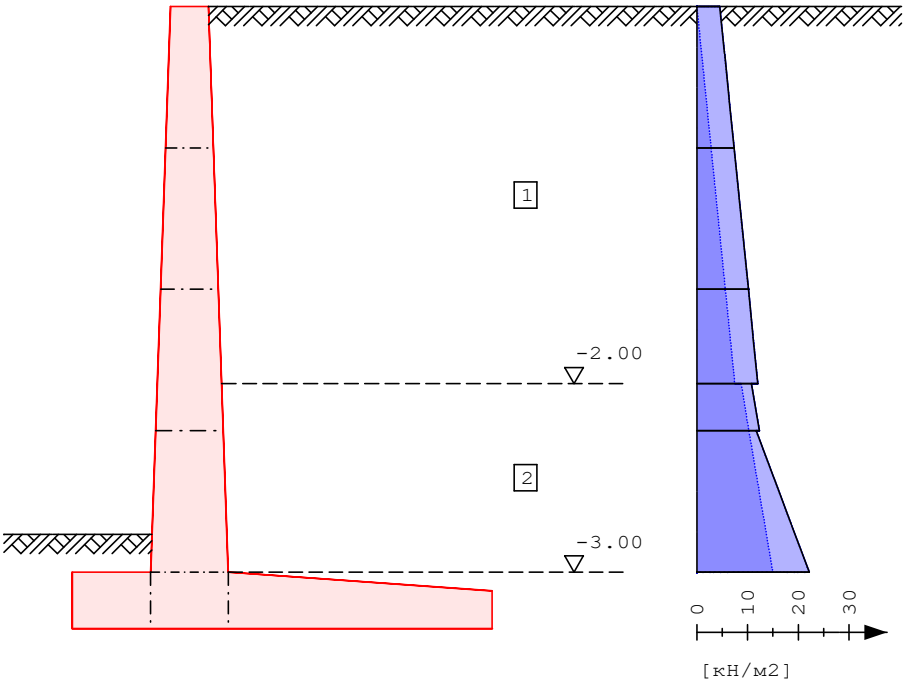
| Граница слоя | Отметка [м] | Eagh [кН/м] | Eaph [кН/м] | Fwh [кН/м] | Eah [кН/м] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 верхн. | -0.00 | -0.03 | 0.00 | 0.00 | -0.03 |
| 1 нижн. | -2.00 | 7.45 | 8.25 | 0.00 | 15.70 |
| 2 нижн. | -3.30 | 24.96 | 15.61 | 0.00 | 40.56 |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Собственный вес стенки | G | = | 37.05 | кН/м |
| Вес грунта справа от стенки | Gbr | = | 38.93 | кН/м |
| Вес грунта слева от стенки | Gbl | = | 1.75 | кН/м |
| Верт. составл. акт. давления | Eav | = | 53.17 | кН/м |
| Сумма вертикальных сил | V | = | 130.90 | кН/м |
| Гориз. состав. акт. давления | Eah | = | 40.56 | кН/м |
| Сумма горизонтальных сил | H | = | 40.56 | кН/м |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| | Сумма моментов | Mm | = 28.08 | кНм/м |
| Подошва стенки | Равнодействующая | R | = 137.04 | кН/м |
| | Угол наклона равнодейств. | $\delta_R$ | = 17.22 | ° |
| | Допуст. эксцентриситет d/3 | e доп. | = 0.74 | м |
| | Эксцентриситет равнодейств. | e | = 0.21 | м |
| | Приведенная ширина подошвы | b' | = 1.79 | м |
| | Момент опрокидывающих сил | Mk | = 48.44 | кНм/м |
| | Момент удерживающих сил | Ms | = 165.65 | кНм/м |
| | Mk=48.44 < (0.50/1.00)Ms=82.83 | | **Условие выполнено** | |
| | Предельное сопротивл. грунта | Nu | = 805.03 | кН/м |
| | Fv=130.9 < (0.50/1.00)Nu=402.5 | | **Условие выполнено** | |
| | Наименьшая удерживающая сила | Fsr | = 81.15 | кН/м |
| | реализуется при угле | β | = 0.00 | ° |
| | Пассивное сопротивление | Er | = 2.61 | кН/м |
| | Fsa=40.56~(0.50/1.00)Fsr=40.57 | | **Условие выполнено** | |

Расчет прочности железобетонной стенки
Давление грунта на стенку

M = 1 :40




Давление на стенку

| Граница слоя | | | отметка [м] | eagh [кН/м2] | eaph [кН/м2] | ph [кН/м2] | eah [кН/м2] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1a | верх | * | -0.00 | 0.00 | 4.51 | 0.00 | 4.51 |
| | низ | * | -0.75 | 2.80 | 4.54 | 0.00 | 7.34 |
| 1b | верх | * | -0.75 | 2.80 | 4.53 | 0.00 | 7.34 |
| | низ | * | -1.50 | 5.61 | 4.53 | 0.00 | 10.14 |
| 1c | верх | * | -1.50 | 5.61 | 4.53 | 0.00 | 10.14 |
| | низ | * | -2.00 | 7.48 | 4.53 | 0.00 | 12.01 |
| 2a | верх | | -2.00 | 8.72 | 2.04 | 0.00 | 10.76 |
| | низ | | -2.25 | 10.26 | 2.07 | 0.00 | 12.33 |
| 2b | верх | | -2.25 | 10.25 | 1.42 | 0.00 | 11.67 |
| | низ | | -3.00 | 14.97 | 7.17 | 0.00 | 22.15 |

Усилия в сечении

| Сечение [м] | M [кНм/м] | Q [кН/м] | N [кН/м] |
|---|---|---|---|
| -0.75 | 1.52 | -4.45 | -4.32 |
| -1.50 | 7.14 | -11.00 | -9.67 |
| -2.25 | 18.41 | -19.43 | -16.05 |
| -3.00 | 37.13 | -32.11 | -23.54 |
| Зад. конс. | -27.34 | 31.70 | 11.55 |
| Пер. конс. | 6.67 | 31.22 | -11.16 |

Расчет арматуры — по СП 63.13330.2018 с использованием трехлинейной диаграммы состояния сжатого бетона и расстояния до оси арматуры в стенке ac=4.0 см, подошве an=4.0 см

**Бетон B 25 (тяжелый)**

**Арматурная сталь: продольн./попер. A500/A400**

Продольная арматура

| Сечение [м] | M [кНм/м] | N [кН/м] | h0 [cm] | As [cm2/м] | As' |
|---|---|---|---|---|---|
| -0.75 | 1.52 | -4.32 | 21.2 | 0.11 | 0.00 |
| -1.50 | 7.14 | -9.67 | 26.5 | 0.50 | 0.00 |
| -2.25 | 18.41 | -16.05 | 31.7 | 1.14 | 0.00 |
| -3.00 | 37.13 | -23.54 | 37.0 | 2.05 | 0.00 |
| зад.конс. | -27.34 | 11.55 | 26.0 | 0.00 | 2.62 |
| пер.конс. | 6.67 | -11.16 | 26.0 | 0.45 | 0.00 |

Прим.: арматура стенки: As - справа, As' - слева
плиты: As - снизу, As' - сверху

Поперечная арматура

| Сечение [м] | Q [кН/м] | N [кН/м] | Qb [кН/м] | c [см] | Asw/sw [cm2/м] |
|---|---|---|---|---|---|
| -0.75 | 0.57 | -4.51 | 101.34 | 64.42 | 0.00 |
| -1.50 | 4.21 | -9.90 | 126.09 | 80.25 | 0.00 |
| -2.25 | 9.22 | -16.05 | 149.86 | 95.46 | 0.00 |
| -3.00 | 15.38 | -23.87 | 175.59 | 111.97 | 0.00 |
| зад.конс. | 14.33 | 11.55 | 122.85 | 76.44 | 0.00 |
| пер.конс. | 0.14 | -11.16 | 232.44 | 41.34 | 0.00 |

Расчет выполнен модулем 545 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

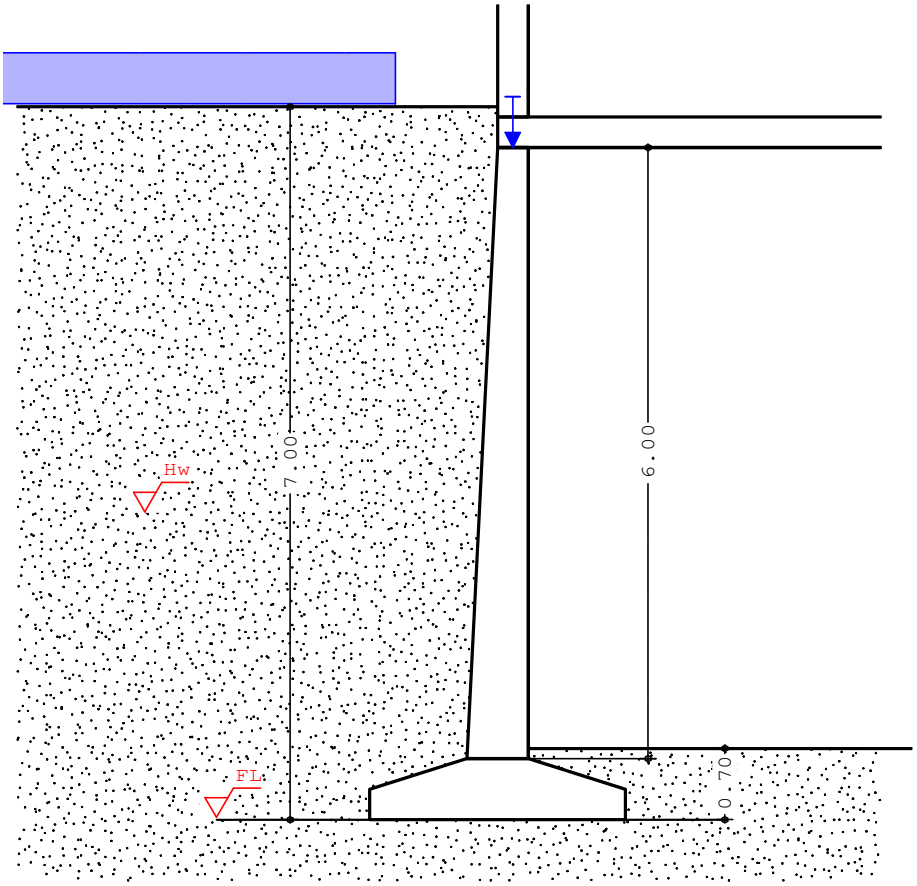
## Поз. t546 Подвальная стенка

*Комментарий*

Расчётная схема

Расчетная схема стенки и нагрузки

М = 1 :74




| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Высота стенки | h | = | 6.00 | м |
| Толщина стенки вверху | $d_в$ | = | 30.00 | см |
| Толщина стенки внизу | $d_н$ | = | 60.00 | см |
| Ширина подошвы фундамента | b | = | 2.50 | м |
| Высота фундамента | $h_ф$ | = | 60.00 | см |
| Высота поверхности грунта от подошвы фундамента (FL) | $h_g$ | = | 7.00 | м |
| Высота пола подвала от FL | $h_1$ | = | 0.70 | м |
| Уровень грунтовых вод от FL | $h_w$ | = | 3.00 | м |
| Сейсмичность района - 7 баллов. | | | | |
| Коэффициент условий работы | $\gamma_c$ | = | 0.90 | |
| Коэфф. надёжности по ответс. | $\gamma_n$ | = | 1.20 | |

Грунт

Характеристики грунта

| тип | $\gamma$ [кН/м$^3$] | W [ % ] | $\varphi$ [град] | c [кПа] | E [МПа] | $E_e$ [МПа] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| засыпка | 20.0 | 20.0 | 30.0 | 2.00 | | |
| основание | 20.0 | 40.0 | 33.0 | 4.00 | 40.0 | 200.0 |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Угол трения грунта о стенку | $\delta$ | = | 0.00 | град |
| Коэффициенты надежности | $\gamma_{g(\varphi)}$ | = | 1.00 | |
| | $\gamma_{g(c)}$ | = | 1.00 | |

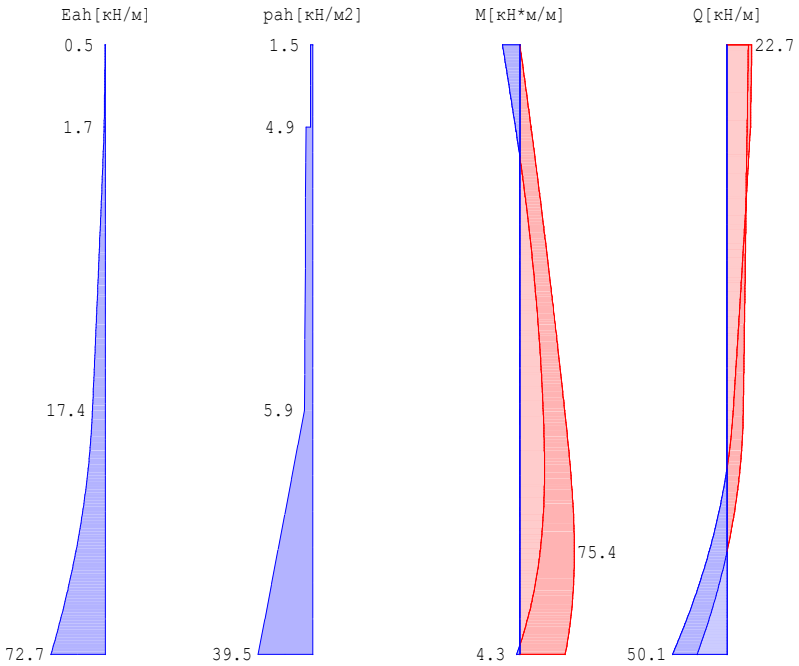
## Нагружение

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Длительн. нагрузка на стенку | $N_l$ | = | 10.00 | кН/м |
| коэффициент надежности | $\gamma_{Nl}$ | = | 1.10 | |
| Кратковр. нагрузка на стенку | $N_t$ | = | 10.00 | кН/м |
| коэффициент надежности | $\gamma_{Nt}$ | = | 1.20 | |
| Длительн. нагрузка на грунт | $p_l$ | = | 10.00 | кН/м$^2$ |
| коэффициент надежности | $\gamma_{pl}$ | = | 1.00 | |
| Кратковр. нагрузка на грунт | $p_t$ | = | 10.00 | кН/м$^2$ |
| коэффициент надежности | $\gamma_{pt}$ | = | 1.20 | |
| расстояние от стенки | $a_t$ | = | 1.00 | м |
| протяженность | $s_t$ | = | 4.00 | м |

## Давление грунта

Давление на стенку и усилия в сечениях

М = 1 :102




| z [м] | симметричное $E_{ah}$ [кН/м] | симметричное Θ [град] | симметричное $p_{ah}$ [кПа] | одностороннее $E_{ah}$ [кН/м] | одностороннее Θ [град] | одностороннее $p_{ah}$ [кПа] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.00 | 0.5 | 58.50 | 1.51 | 0.0 | 58.50 | 0.0 |
| 0.81 | 1.7 | 59.55 | 1.52 | 0.0 | 46.70 | 3.3 |
| 3.60 | 5.9 | 59.92 | 1.52 | 11.4 | 54.99 | 4.4 |
| 4.99 | 22.0 | 59.91 | 21.57 | 17.5 | 56.39 | 4.4 |
| 6.00 | 51.2 | 59.87 | 36.16 | 21.6 | 59.97 | 3.3 |
| 6.60 | 75.5 | 59.85 | 44.82 | 23.2 | 62.33 | 2.3 |

Реакции в верхней опоре от давления грунта:

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| симметричного | $R_1$ | = | 19.69 | кН/м |
| одностороннего | $R_2$ | = | 3.04 | кН/м |

## Усилия в сечении

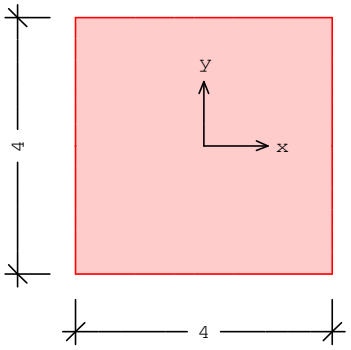
| z [м] | $N_{min}$ [кН/м] | $N_{max}$ [кН/м] | $Q_{min}$ [кН/м] | $Q_{max}$ [кН/м] | $M_{min}$ [кН] | $M_{max}$ [кН] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.00 | 9.1 | 23.0 | -22.7 | -19.5 | 0.0 | 24.0 |
| 0.81 | 15.1 | 30.2 | -21.5 | -18.5 | -15.5 | 6.1 |
| 3.60 | 41.3 | 62.5 | -14.9 | -5.7 | -62.0 | -32.3 |
| 4.99 | 58.2 | 83.2 | 0.0 | 16.4 | -75.4 | -28.0 |
| 6.00 | 72.8 | 100.9 | 27.4 | 50.1 | -62.8 | 4.3 |

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Расчет арматуры | по СП 63.13330.2018. **Бетон В 25 (тяжелый) арматурная сталь А500** | | | | |
| | толщина защитного слоя | $a_з$ | = | 40.00 | мм |
| Внутр. поверхность | расчет по прочности, сечение | z | = | 4.17 | м |
| | изгибающий момент | $M_I$ | = | 34.11 | кН |
| | продольная сила | $N_I$ | = | 47.50 | кН/м |
| | расчетная арматура | $A_s$ | = | 1.12 | $см^2$/м |
| | 2 арматурных стержня ∅10мм на метр длины стенки | | | | |
| | расчет по образованию трещин | z | = | 4.43 | м |
| | продольная сила | $N_{II}$ | = | 54.82 | кН/м |
| | изгибающий момент | $M_{II}$ | = | 43.28 | кН |
| | момент образования трещин | $M_{crc}$ | = | 118.70 | кН |
| Наруж. поверхность | расчет по прочности, момент | $M_I$ | = | 4.33 | кН |
| | продольная сила | $N_I$ | = | 70.45 | кН/м |
| | расчетная арматура | $A_s$ | = | 0.00 | $см^2$/м |
| | расчет по образованию трещин | $M_{II}$ | = | 14.65 | кН |
| | продольная сила | $N_{II}$ | = | 77.50 | кН/м |
| | момент образования трещин | $M_{crc}$ | = | 166.90 | кН |
| Устойчивость | 1. На сдвиг по контакту подошвы с основанием: | | | | |
| | сила давления грунта | $E_a$ | = | 98.70 | кН/м |
| | сдвигающая сила | $F_{sa}$ | = | 75.97 | кН/м |
| | сумма вертикальных сил | $F_v$ | = | 170.38 | кН/м |
| | пассивное сопротивл. грунта | $E_p$ | = | 98.70 | кН/м |
| | удерживающая сила | $F_{sr}$ | = | inf | кН/м |
| | $F_{sa}$= 76.0<$(\gamma_c/\gamma_n)*F_{sr}$= inf | | | | **УСЛОВИЕ ВЫПОЛНЕНО** |
| | 2. Устойчивость основания под подошвой фундамента: | | | | |
| | расчетная вертикальная сила | $F_v$ | = | 206.22 | кН/м |
| | эксцентриситет приложения | $e'$ | = | 2.1 | см |
| | приведенная ширина фундамен. | $b'$ | = | 245.8 | см |
| | предельное сопрот. основания | $F_u$ | =1470.11 | | кН/м |
| | $F_v$ = 206.2<$(\gamma_c/\gamma_n)*N_u$ =1102.6 | | | | **УСЛОВИЕ ВЫПОЛНЕНО** |

Расчет выполнен модулем 546 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t550 Расчет оснований

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Фундамент | Размеры фундамента | $l_x$ | = | 4.00 | м |
| | | $l_y$ | = | 4.00 | м |




| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | Глубина заложения фундамента | | | | |
| | от уровня планировки | d | = | 3.00 | м |
| | от поверхности рельефа | $d_n$ | = | 3.00 | м |

Конструктивная схема сооружения является гибкой

Грунт

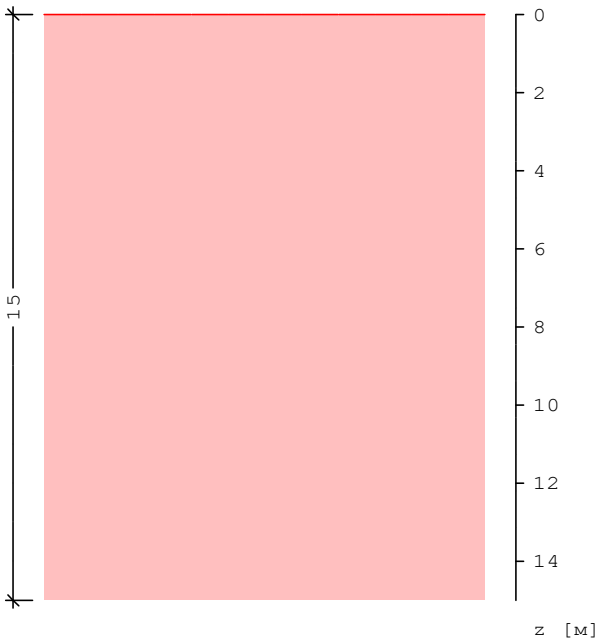
Удельный вес грунта выше уровня подошвы фундамента нормативное значение $\gamma_0$ = 20.0 кН/м3

| Слой | Название | h [м] | Вид грунта | $\gamma_s$ [кН/м3] | $\gamma$ [кН/м3] | W [%] | $I_L$ [-] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | грунт 1 | 15.00 | Глина | 26.0 | 18.0 | 3.0 | 0.25 |

Характеристики грунта

| Слой | $c_{II}$ [кПа] | $\varphi_{II}$ [град] | E [МПа] | $E_e$ [МПа] | $\nu$ [-] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 15.0 | 25.0 | 20.0 | 100.0 | 0.30 |

Схема геологического разреза




Нагрузка

N = 2000 кН
$M_x$ = 200.0 кНм
$M_y$ = 200.0 кНм

Расчет

согласно СП 22.13330.2016

Данные для определения расчетного сопротивления грунта основания R по формуле (5.7)

| $\gamma_{c1}$ | $\gamma_{c2}$ | k | M$\gamma$ | $M_q$ | $M_c$ | $k_z$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1.25 | 1.00 | 1.10 | 0.780 | 4.110 | 6.670 | 1.00 |

| b [м] | $d_1$ [м] | $d_b$ [м] | $\gamma_{II}$ [кН/м3] | $\gamma'_{II}$ [кН/м3] | $\varphi_{II}$ [град] | $c_{II}$ [кПа] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 4.00 | 3.00 | 0.00 | 18.0 | 20.0 | 25.0 | 15.0 |

Примечание

Учтено, что $\varphi_{II}$ и $c_{II}$ приняты по таблицам прилож.Б

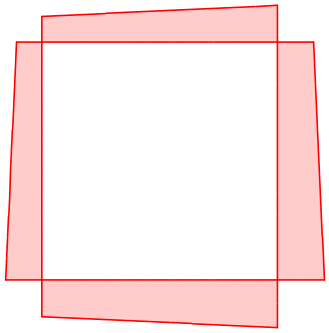
Значение по формуле (5.7) R = 457.7 кПа

Значение R увеличивается на 2% согласно 5.6.24
При p = R s = 5.37 см < $0.7s_u$ = 5.60 см
При p = 1.02R s = 5.50 см < $0.8s_u$ = 6.40 см

Расчетное сопротивление R = 466.6 кПа

**Проверка допустимости давления на грунт**

Давление на грунт



| | | | |
|---|---|---|---|
| Наименьшее давление | $p_{min}$ | = 87.5 | кПа |
| Наибольшее давление по оси x | $p_{max,x}$ | = 143.8 | кПа |
| Наибольшее давление по оси y | $p_{max,y}$ | = 143.8 | кПа |
| Наибольшее давление | $p_{max}$ | = 162.5 | кПа |
| | $p_{min}$ / $p_{max}$ | = 0.538 | - |
| Среднее давление на грунт | p | = 125.0 | кПа |

p / R = 125.0 / 466.6 = **0.268** <= 1

$p_{max,x}$ / 1.2R = 143.8 / 559.9 = **0.257** <= 1

$p_{max,y}$ / 1.2R = 143.8 / 559.9 = **0.257** <= 1

$p_{max}$ / 1.5R = 162.5 / 699.9 = **0.232** <= 1

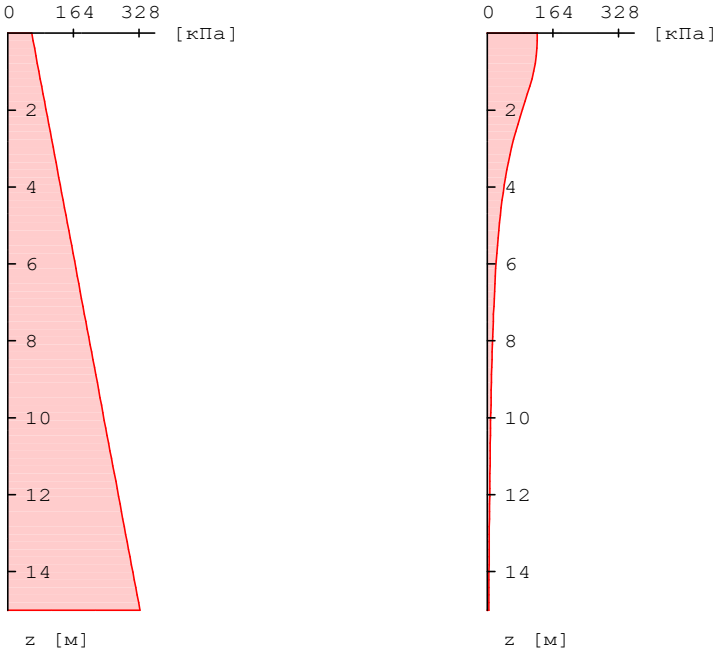
**Расчет осадки основания**

Напряжения в грунте

| z [м] | $\sigma_{zg}$ [кПа] | $\sigma_{z\gamma}$ [кПа] | $\sigma_{zp}$ [кПа] | $\sigma_{zp}/\sigma_{zg}$ |
|---|---|---|---|---|
| 0.00 | 60.0 | 60.0 | 125.0 | 2.083 |
| 1.00 | 78.0 | 55.8 | 116.2 | 1.490 |
| 2.00 | 96.0 | 42.1 | 87.6 | 0.913 |
| 3.00 | 114.0 | 29.1 | 60.5 | 0.531 |
| 4.00 | 132.0 | 20.2 | 42.0 | 0.318 |
| 5.00 | 150.0 | 14.5 | 30.1 | 0.201 |
| 6.00 | 168.0 | 10.7 | 22.4 | 0.133 |
| 7.00 | 186.0 | 8.2 | 17.2 | 0.092 |
| 8.00 | 204.0 | 6.5 | 13.5 | 0.066 |
| 9.00 | 222.0 | 5.2 | 10.9 | 0.049 |
| 10.00 | 240.0 | 4.3 | 9.0 | 0.037 |
| 11.00 | 258.0 | 3.6 | 7.5 | 0.029 |
| 12.00 | 276.0 | 3.0 | 6.3 | 0.023 |
| 13.00 | 294.0 | 2.6 | 5.4 | 0.018 |
| 14.00 | 312.0 | 2.3 | 4.7 | 0.015 |
| 15.00 | 330.0 | 2.0 | 4.1 | 0.012 |

Напряжения в грунте

$\sigma_{zg}$ $\sigma_{zp}$




| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Глубина сжимаемой толщи | $H_c$ | = | 3.11 | м |
| Напряжение при z = $H_c$ | $\sigma_{zp}$ | = | 58.0 | кПа |
| | $\sigma_{zp}$ / $\sigma_{zg}$ | = | 0.500 | - |
| Осадка основания | s | = | 0.75 | см |
| s / $s_u$ = 0.75 / 8.00 | | = | **0.094** | <= 1 |

**Расчет крена фундамента по формуле (5.24)**

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Коэффициент в формуле (5.24) | $D \cdot 10^3$ | = | 45.5 | 1/МПа |
| Коэффициенты по табл. 5.9 | $k_{e,x}$ | = | 0.500 | - |
| | $k_{e,y}$ | = | 0.500 | - |
| Крен в плоскости оси x | $i_x$ | = | 0.00057 | - |
| оси y | $i_y$ | = | 0.00057 | - |
| $i_x$ / $i_u$ = 0.00057 / 0.001 | | = | **0.569** | <= 1 |
| $i_y$ / $i_u$ = 0.00057 / 0.001 | | = | **0.569** | <= 1 |

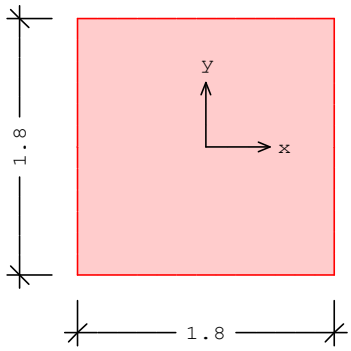
Расчет выполнен модулем 550 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t551 Расчет оснований (MSZ EN 1997)

Фундамент

Размеры фундамента

$l_x$ = 1.80 м
$l_y$ = 1.80 м




Глубина заложения фундамента
от уровня планировки $d$ = 3.00 м
от поверхности рельефа $d_n$ = 3.00 м

Грунт

Удельный вес грунта выше уровня подошвы фундамента
$\gamma_0$ = 18.0 кН/м3

| Слой | h [м] | $\gamma_s$ [кН/м3] | e [-] | $\gamma$ [кН/м3] | c [кПа] | $\varphi$ [град] | E [МПа] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 10.00 | 26.0 | 0.50 | 18.0 | 15.0 | 30.0 | 30.0 |

Воздействия

| № | Тип воздействия | Описание |
|---|---|---|
| 1 | Постоянное | Постоянное воздействие постоянное - |

Коэффициент упр. надежностью $K_{FI}$ = 1.0 -

При комбинировании применяется формула (6.10)

Коэффициенты

| № | $\gamma_{sup}$ | $\gamma_{inf}$ | $\psi_0$ | $\psi_1$ | $\psi_2$ | Группа | Знак |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1.35 | 1.00 | | | | | |

Нагрузки

| № | V [кН] | $M_x$ [кНм] | $M_y$ [кНм] |
|---|---|---|---|
| 1 | 3000.0 | | |

Расчет

согласно MSZ EN 1997-1

**Проверка прочности грунта основания**

Применяется проектный принцип 3

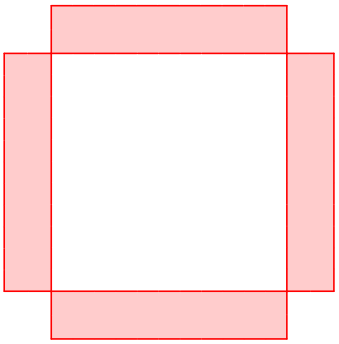
Выбранная комбинация

| Номер воздействия (Коэффициент) |
|---|
| 1 (1.35) |

Расчетная нагрузка

| $V_d$ [кН] | $M_{xd}$ [кНм] | $M_{yd}$ [кНм] |
|---|---|---|
| 4050.0 | | |

Давление на грунт при линейном распределении давления



Наименьшее давление $p_{min}$ =1250.0 кПа
Наибольшее давление $p_{max}$ =1250.0 кПа
$p_{min}$ / $p_{max}$ = 1.000 -

Определение несущей способности грунта согласно EN 1997-1, Приложение D

Эксцентриситеты $e_L$ = 0.000 м
$e_B$ = 0.000 м

Данные для формулы (D.2)

| L' [м] | B' [м] | c [кПа] | q [кПа] | γ [кН/м3] | tgφ [-] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1.80 | 1.80 | 12.0 | 54.0 | 18.0 | 0.462 |

Коэффициенты

| $s_c$ | $s_q$ | $s_\gamma$ | $N_c$ | $N_q$ | $N_\gamma$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 1.464 | 1.419 | 0.874 | 20.42 | 10.43 | 8.71 |

Предельное давление $R_d/A'$ = 1281 кПа

Условие прочности (6.1) $V_d$ / $R_d$ = 4050.0 / 4152.0 = **0.975** <= 1

**Проверка допустимости осадки основания**

Принимается линейное распределение давления p(x,y)

Выбранная комбинация

| Номер воздействия (Коэффициент) |
|---|
| 1 (1.00) |

Расчетная нагрузка

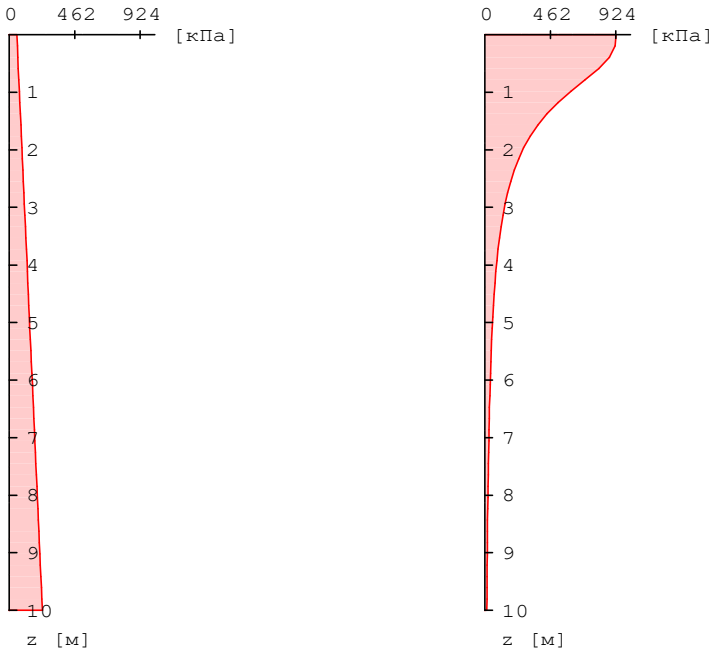
| $V_d$ [кН] | $M_{xd}$ [кНм] | $M_{yd}$ [кНм] |
|---|---|---|
| 3000.0 | | |

Напряжения в грунте

| z [м] | $\sigma_{zg}$ [кПа] | $\sigma_{zp}$ [кПа] | $\sigma_{zp}/\sigma_{zg}$ |
|---|---|---|---|
| 0.00 | 54.0 | 925.9 | 17.147 |
| 1.00 | 72.0 | 599.9 | 8.332 |
| 2.00 | 90.0 | 267.8 | 2.976 |
| 3.00 | 108.0 | 138.6 | 1.283 |
| 4.00 | 126.0 | 82.7 | 0.656 |
| 5.00 | 144.0 | 54.4 | 0.378 |
| 6.00 | 162.0 | 38.4 | 0.237 |
| 7.00 | 180.0 | 28.5 | 0.158 |
| 8.00 | 198.0 | 21.9 | 0.111 |
| 9.00 | 216.0 | 17.4 | 0.081 |
| 10.00 | 234.0 | 14.1 | 0.060 |

$\sigma_{zg}$ - напряжение от веса грунта
$\sigma_{zp}$ - напряжение от нагрузки

Напряжения в грунте $\sigma_{zg}$ $\sigma_{zp}$



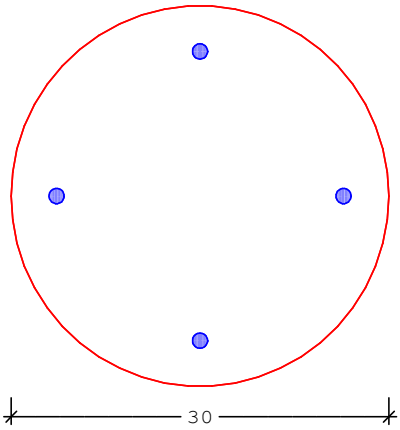

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Глубина сжимаемой толщи | $H_c$ | = | 6.40 | м |
| Напряжение при z = $H_c$ | $\sigma_{zp}$ | = | 33.8 | кПа |
| | $\sigma_{zp}$ / $\sigma_{zg}$ | = | 0.200 | - |
| Осадка основания | s | = | 4.40 | см |

Условие допустимости $s / s_u$ = 4.40 / 5.00 = **0.879** <= 1

Расчет выполнен модулем 551 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t552 Свая РИТ

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Свая | Вид сваи | | сваи РИТ | |
| | Диаметр скважины | d | = 30 | см |
| | Длина сваи | l | = 5.00 | м |
| Арматура | Число стержней | $n_s$ | = 4 | - |
| | Диаметр стержней | $d_s$ | = 12 | мм |
| | Защитный слой бетона | аз | = 30 | мм |




Стержни: 4 ϕ 12
Защитный слой:
аз = 30 мм

Принимается шарнирное сопряжение сваи с ростверком

Глубина заложения ростверка
от поверхности рельефа $d_n$ = 3.00 м
от уровня планировки $d_0$ = 3.00 м

Грунт

| Слой | h [м] | Вид грунта |
|---|---|---|
| 1 | 8.00 | Суглинок тугопластичный |

Удельный вес грунта

| Слой | W [%] | e [-] | $S_r$ [-] | $\gamma_s$ [кН/м3] | $\gamma$ [кН/м3] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 10.0 | 0.59 | 0.44 | 26.0 | 18.0 |

$e = (\gamma_s/\gamma)(1 + W/100) - 1$ - коэффициент пористости
$S_r = (\gamma_s/\gamma_w)W/(100e)$ - степень водонасыщения грунта
$\gamma_w$ = 10 кН/м3 - удельный вес воды

Консистенция глинистого грунта

| Слой | $W_p$ [%] | $W_L$ [%] | $I_p$ [%] | $I_L$ [-] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 5.0 | 15.0 | 10.0 | 0.50 |

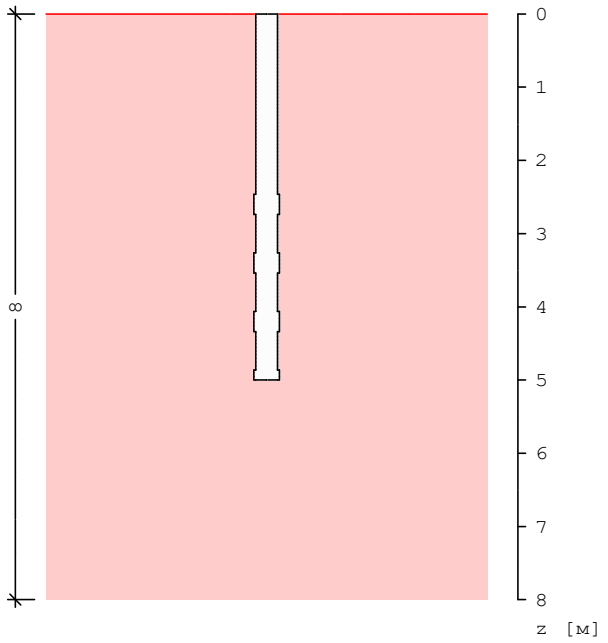
Коэффициенты надёжности

| $\gamma_{g(c)}$ | $\gamma_{g(\varphi)}$ | $\gamma_{g(\gamma)}$ |
|---|---|---|
| 1.50 | 1.15 | 1.10 |

Характеристики

| Слой | $c_{II}$ [кПа] | $\varphi_{II}$ [град] | $\gamma_{II}$ [кН/м3] | $c_I$ [кПа] | $\varphi_I$ [град] | $\gamma_I$ [кН/м3] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 5.0 | 35.0 | 18.0 | 3.3 | 30.4 | 16.4 |

Схема геологического разреза




Нагрузки

| № | Вид нагрузки | $\gamma_f$ | Группа | Знак |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Постоянная | 1.10 | | |

| № | N [кН] | $H_1$ [кН] | $H_2$ [кН] | $M_1$ [кНм] | $M_2$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 200.0 | | | | |

Вес сваи без учета уширений $G$ = 8.8 кН
Коэффициент надежности $\gamma_f$ = 1.10 -

Расчет

Согласно СП 24.13330.2021, СП 63.13330.2018, СП 20.13330.2016, ТР 50-180-06

Бетон **В 25 (тяжелый)**
Коэффициент условий работы $\gamma_b$ = 0.612 -
Арматура **А500**
Сопротивление бетона $\gamma_b R_b$ = 8.87 МПа
Сопротивление арматуры $R_s$ = 435 МПа
$R_{sc}$ = 400 МПа

Разрядно-импульсная обработка

| № | z [м] | D/d | D [см] | от z [м] | до z [м] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 2.60 | 1.1 | 34.5 | 2.46 | 2.74 |
| 2 | 3.40 | 1.1 | 34.5 | 3.26 | 3.54 |
| 3 | 4.20 | 1.1 | 34.5 | 4.06 | 4.34 |
| 4 | 5.00 | 1.1 | 34.5 | 4.86 | 5.00 |

Шаг обработки $s$ = 0.80 м

Отношение длины уширения к его диаметру $l_y/D$ = 0.80 -

**Проверка прочности грунта основания сваи при сжимающей нагрузке**

Комбинация нагрузок

| N [кН] | Нагрузка(Коэффициент) |
|---|---|
| 220.0 | 1 (1.10) |

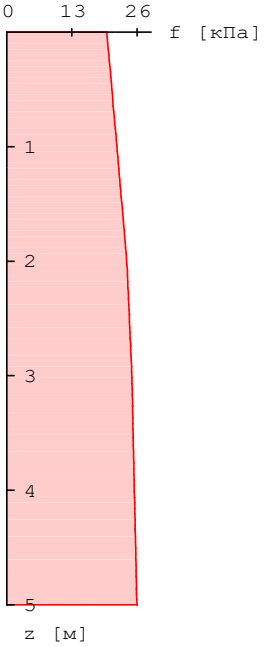
Сопротивление грунта под концом сваи

R = 1.43 МПа

при глубине заложения h = 8.00 м

Площадь опирания на грунт A = 934.8 см2

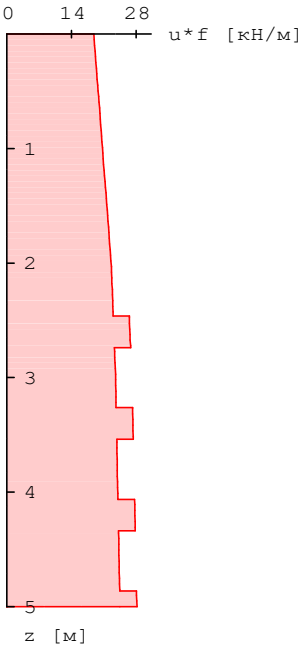
Сопротивление грунта на боковой поверхности сваи f




Сопротивление на боковой поверхности

| Слой | $z_1$ [м] | $z_2$ [м] | $f_1$ [кПа] | $f_2$ [кПа] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 5.00 | 20.0 | 26.0 |

Погонное сопротивление uf




Несущая способность $F_d = F_{dR} + F_{df} = 1.3RA + 1.3\Sigma u_i f_i h_i =$

$= 174.2 + 150.9 = 325.1$ кН

Условие прочности $N_0\gamma_n\gamma_{c,g} / F_d$ =

= 229.7 * 1.00 * 1.40 / 325.1 = **0.989** <= 1

**Проверка прочности сваи как стержня, защемленного в грунте**

Комбинация нагрузок

| N [кН] | Нагрузка(Коэффициент) |
|---|---|
| 220.0 | 1 (1.10) |

Коэффициент деформации $\alpha_\varepsilon$ = 0.796 1/м
при K = 4000 кН/м4

Длина стержня $l_1 = 2 / \alpha_\varepsilon$ = 2.51 м
Расчетная длина $l_0 = 0.7 l_1$ = 1.76 м

Жесткость $D = k_b E_b I_b + 0.7 E_s I_s$ = 2.40 МНм2
$k_b$ = 0.167 -
$E_b$ = 30.0 ГПа
$I_b = \pi d^4/64$ = 39761 см4
$I_s = A_s r^2/2$ = 294 см4
при r = 11.40 см

Критическая сила $N_{cr} = \pi^2 D/l_0^2$ = 7647 кН
Коэффициент $\eta = 1/(1 - N_0/N_{cr})$ = 1.031 -

Эксцентриситет $e_0$ = 1.0 см
Расчетный момент $M = \eta N_0 e_0$ = 2.4 кНм

Условия прочности $N_0 / N_{0u}$ = 229.7 / 716.4 = **0.321** <= 1

$M / M_u$ = 2.4 / 7.4 = **0.321** <= 1

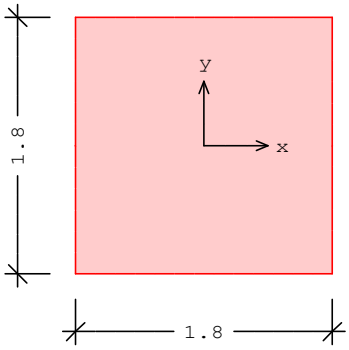
**Работоспособность сваи обеспечена**

Расчет выполнен модулем 552 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t553 Расчет оснований (ТКП EN 1997)

Фундамент

Размеры фундамента $l_x$ = 1.80 м
$l_y$ = 1.80 м




Глубина заложения фундамента
от уровня планировки d = 3.00 м
от поверхности рельефа $d_n$ = 3.00 м

Грунт

Удельный вес грунта выше уровня подошвы фундамента $\gamma_0$ = 18.0 кН/м3

| Слой | h [м] | $\gamma_s$ [кН/м3] | e [-] | $\gamma$ [кН/м3] | c [кПа] | $\varphi$ [град] | E [МПа] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 10.00 | 26.0 | 0.50 | 18.0 | 15.0 | 30.0 | 30.0 |

Воздействия

| № | Тип воздействия | Описание |
|---|---|---|
| 1 | Постоянное | Постоянное воздействие постоянное - |

Коэффициент упр. надежностью $K_{FI}$ = 1.0 -

При комбинировании применяются формулы (6.10a,b)

Коэффициенты

| № | $\gamma_{sup}$ | $\gamma_{inf}$ | $\psi_0$ | $\psi_1$ | $\psi_2$ | Группа | Знак |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1.35 | 1.00 | | | | | |

Нагрузки

| № | V [кН] | $M_x$ [кНм] | $M_y$ [кНм] |
|---|---|---|---|
| 1 | 3000.0 | | |

Расчет согласно ТКП EN 1997-1

**Проверка прочности грунта основания**

Применяется проектный принцип 3

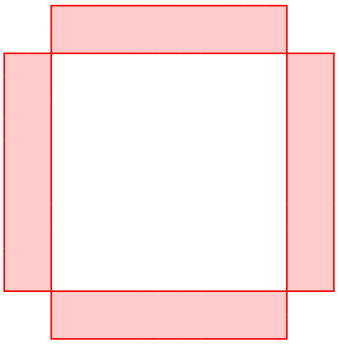
Выбранная комбинация

| Номер воздействия (Коэффициент) |
|---|
| 1 (1.35) |

Расчетная нагрузка

| $V_d$ [кН] | $M_{xd}$ [кНм] | $M_{yd}$ [кНм] |
|---|---|---|
| 4050.0 | | |

Давление на грунт при линейном распределении давления



Наименьшее давление $p_{min}$ =1250.0 кПа
Наибольшее давление $p_{max}$ =1250.0 кПа
$p_{min}$ / $p_{max}$ = 1.000 -

Определение несущей способности грунта согласно EN 1997-1, Приложение D

Эксцентриситеты
$e_L$ = 0.000 м
$e_B$ = 0.000 м

Данные для формулы (D.2)

| L' [м] | B' [м] | c [кПа] | q [кПа] | γ [кН/м3] | tgφ [-] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1.80 | 1.80 | 12.0 | 54.0 | 18.0 | 0.462 |

Коэффициенты

| $s_c$ | $s_q$ | $s_\gamma$ | $N_c$ | $N_q$ | $N_\gamma$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 1.464 | 1.419 | 0.874 | 20.42 | 10.43 | 8.71 |

Предельное давление $R_d/A'$ = 1281 кПа

Условие прочности (6.1) $V_d$ / $R_d$ = 4050.0 / 4152.0 = **0.975** <= 1

**Проверка допустимости осадки основания**

Принимается линейное распределение давления p(x,y)

Выбранная комбинация

| Номер воздействия (Коэффициент) |
|---|
| 1 (1.00) |

Расчетная нагрузка

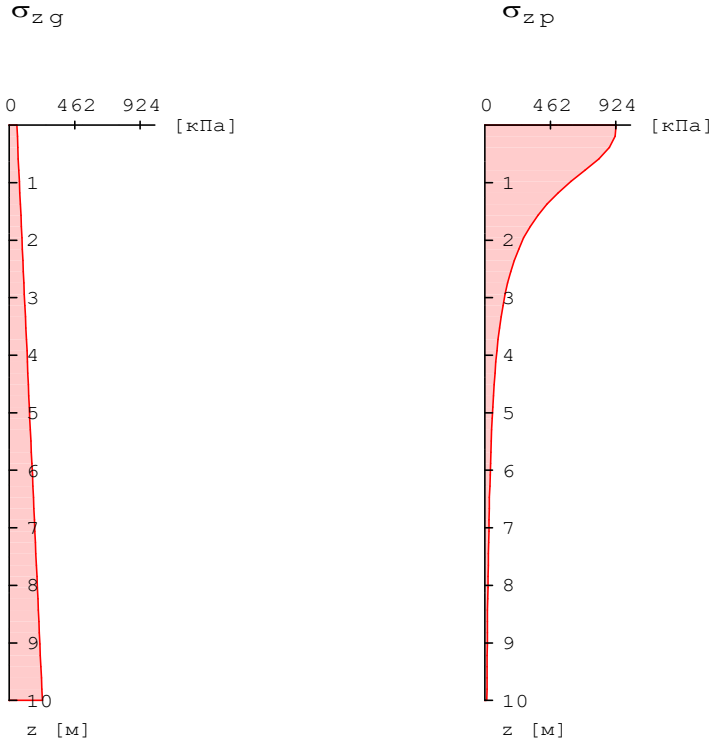
| $V_d$ [кН] | $M_{xd}$ [кНм] | $M_{yd}$ [кНм] |
|---|---|---|
| 3000.0 | | |

Напряжения в грунте

| z [м] | $\sigma_{zg}$ [кПа] | $\sigma_{zp}$ [кПа] | $\sigma_{zp}/\sigma_{zg}$ |
|---|---|---|---|
| 0.00 | 54.0 | 925.9 | 17.147 |
| 1.00 | 72.0 | 599.9 | 8.332 |
| 2.00 | 90.0 | 267.8 | 2.976 |
| 3.00 | 108.0 | 138.6 | 1.283 |
| 4.00 | 126.0 | 82.7 | 0.656 |
| 5.00 | 144.0 | 54.4 | 0.378 |
| 6.00 | 162.0 | 38.4 | 0.237 |
| 7.00 | 180.0 | 28.5 | 0.158 |
| 8.00 | 198.0 | 21.9 | 0.111 |
| 9.00 | 216.0 | 17.4 | 0.081 |
| 10.00 | 234.0 | 14.1 | 0.060 |

$\sigma_{zg}$ - напряжение от веса грунта
$\sigma_{zp}$ - напряжение от нагрузки

Напряжения в грунте




Глубина сжимаемой толщи $H_c$ = 6.40 м

Напряжение при z = $H_c$ $\sigma_{zp}$ = 33.8 кПа
$\sigma_{zp}$ / $\sigma_{zg}$ = 0.200 -

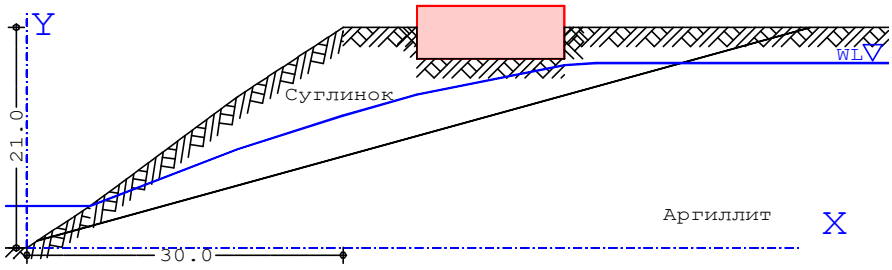
Осадка основания s = 4.40 см

Условие допустимости s / $s_u$ = 4.40 / 5.00 = **0.879** <= 1

Расчет выполнен модулем 553 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t560 Устойчивость откоса

Расчётная схема
M = 1 :717




Поверхность откоса

| Координаты точек | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| коорд. | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 |
| x [м] | 0.00 | 1.00 | 6.00 | 20.00 | 30.00 | 37.00 | 37.00 |
| y [м] | 0.00 | 0.67 | 4.00 | 14.40 | 21.00 | 21.00 | 18.00 |
| коорд. | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 |
| x [м] | 51.00 | 51.00 | 74.32 | | | | |
| y [м] | 18.00 | 21.00 | 21.00 | | | | |

Грунт

| № | Описание | h [м] | $\gamma$ [кН/м$^3$] | $\gamma_w$ [кН/м$^3$] | $\varphi$ [грд] | c [кН/м$^2$] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Суглинок | | 19.60 | 10.00 | 10.00 | 15.60 |
| 1 | Аргиллит | 40.00 | 20.00 | 10.00 | 45.00 | 50.00 |

Граница грунта "Суглинок" наклонена под углом 15.50°
к горизонту и начинается в точке №2 поверхности.

Грунтовые воды

| Координаты точек кривой депрессии | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| коорд. | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 |
| $x_w$ [м] | 0.00 | 6.00 | 20.00 | 30.00 | 37.00 | 51.00 | 54.00 |
| $y_w$ [м] | 4.00 | 4.00 | 9.40 | 12.60 | 14.60 | 17.40 | 17.60 |

Нагрузки

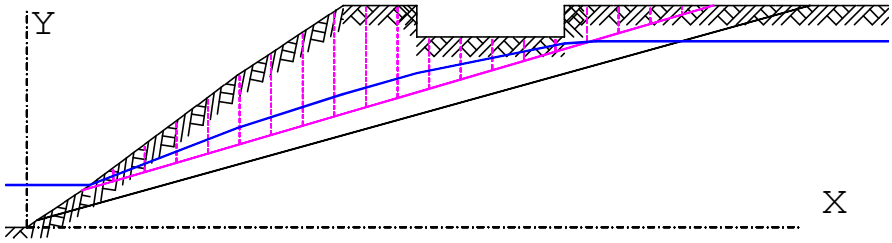
| № | Y-коорд. [м] | Z-коорд. [м] | протяжён. [м] | величина [кН/м] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 37.00 | 18.00 | 14.00 | 100.00 |

Коэффициент безопасности $\eta$ = 1.00

Результаты расчёта

устойчивости откоса.
Обрушение откоса по плоской поверхности скольжения выходящей на склон в в точке с координатми
x = 5.20м y = 3.47м
и углом наклона к горизонту $\alpha$ = 15.50°
Шаг разбиения сдвигаемого массива S = 3.00м

Схема обрушения откоса по плоской поверхности скольжения
М = 1 :717




| № | X [м] | Y [м] | G [кН/м$^2$] | $N_G$ [кН/м] | $N_p$ [кН/м] | $N_w$ [кН/м] | $N_r$ [кН/м] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 6.70 | 3.91 | 25.57 | 6.83 | 0.00 | 3.09 | 53.05 |
| 2 | 9.70 | 4.78 | 96.80 | 25.87 | 0.00 | 7.44 | 65.16 |
| 3 | 12.69 | 5.66 | 168.04 | 44.91 | 0.00 | 10.67 | 77.26 |
| 4 | 15.69 | 6.54 | 239.27 | 63.94 | 0.00 | 13.89 | 89.36 |
| 5 | 18.69 | 7.41 | 310.50 | 82.98 | 0.00 | 16.94 | 101.47 |
| 6 | 21.68 | 8.29 | 376.73 | 100.68 | 0.00 | 15.82 | 112.72 |
| 7 | 24.68 | 9.16 | 439.04 | 117.33 | 0.00 | 16.61 | 123.31 |
| 8 | 27.68 | 10.04 | 501.35 | 133.98 | 0.00 | 17.40 | 133.90 |
| 9 | 30.67 | 10.92 | 538.26 | 143.84 | 0.00 | 16.57 | 140.17 |
| 10 | 33.67 | 11.79 | 487.35 | 130.24 | 0.00 | 15.87 | 131.52 |
| 11 | 36.67 | 12.67 | 436.45 | 116.64 | 31.12 | 13.86 | 142.66 |
| 12 | 39.66 | 13.55 | 215.90 | 57.70 | 80.09 | 9.50 | 136.31 |
| 13 | 42.66 | 14.43 | 172.38 | 46.07 | 80.09 | 7.83 | 128.92 |
| 14 | 45.66 | 15.30 | 128.87 | 34.44 | 80.09 | 6.17 | 121.53 |
| 15 | 48.65 | 16.18 | 85.36 | 22.81 | 80.09 | 4.51 | 114.13 |
| 16 | 51.65 | 17.05 | 220.54 | 58.94 | 22.67 | 1.22 | 100.60 |
| 17 | 54.65 | 17.93 | 180.22 | 48.16 | 0.00 | 0.00 | 79.33 |
| 18 | 57.64 | 18.81 | 128.73 | 34.40 | 0.00 | 0.00 | 70.58 |
| 19 | 60.64 | 19.68 | 77.24 | 20.64 | 0.00 | 0.00 | 61.83 |
| 20 | 63.64 | 20.56 | 25.75 | 6.88 | 0.00 | 0.00 | 53.08 |
| **Σ** | | | | 1297.27 | 374.13 | 177.40 | 2036.88 |

Сдвигающая сила $N_e = N_G + N_p + N_w = 1848.80$кН/м
Проверка устойчивости $N_r / N_e = 1.10 > \eta$
**УСЛОВИЕ УСТОЙЧИВОСТИ ВЫПОЛНЕНО.**

Расчет выполнен модулем 560 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t570 Шпунтовая стенка

Расчётная схема
М = 1 :120

Поверхность — Рельеф местности горизонтальный.
Верх стенки находится на отметке 340.00 м

Котлован — Отметка дна котлована 334.00 м

Анкеры

| N | Отметка [м] | Наклон [°] |
|---|---|---|
| 1 | 338.00 | 10.0 |

Отметки уровня грунтовых вод
Справа от стенки Kwr = 328.00 м
Слева от стенки Kwl = 328.00 м

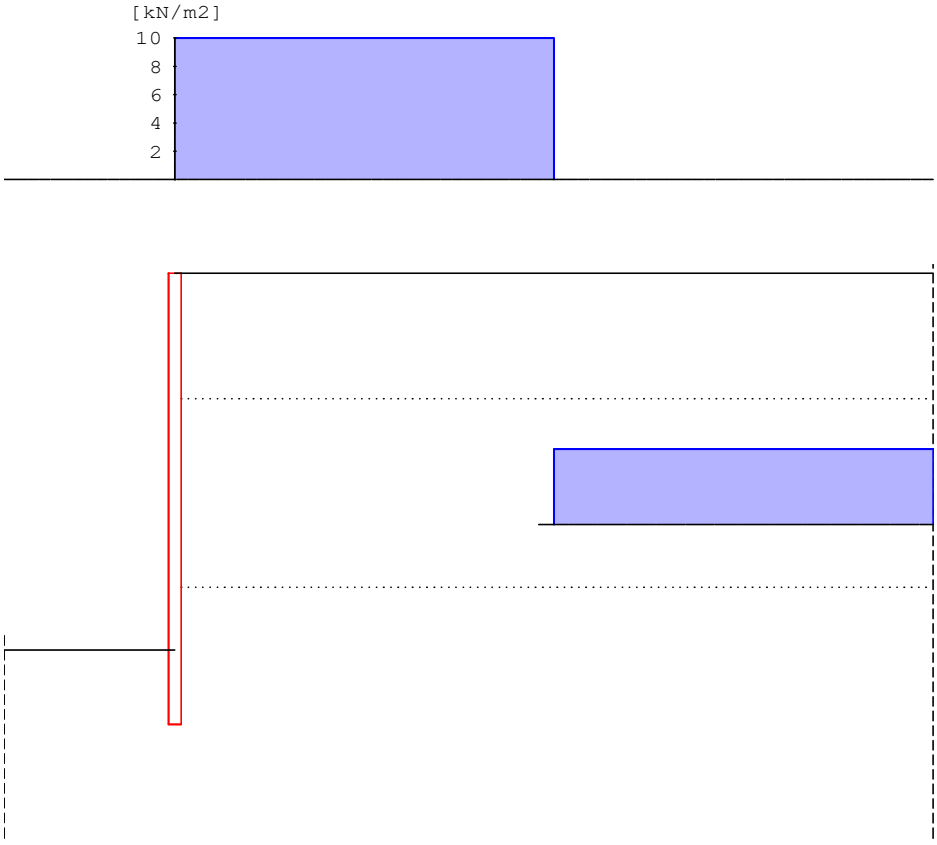
Характеристики грунта в слоях расчетные значения

| N | Выше отметки [м] | Gamma [kN/m3] | Phi [°] | Delta акт. [°] | Delta пасс. [°] | C [кН/м2] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 338.00 | 22.0 | 29.1 | 19.4 | | 1 |
| 2 | 335.00 | 22.0 | 31.8 | 21.2 | | 5 |
| 3a | 328.00 | 16.4/19.8 | 34.5 | 23.0 | -23.0 | 1 |
| 3b | 310.00 | 10.5/12.7 | 34.5 | 23.0 | -23.0 | 1 |

../.. = слева/справа от стенки

Угол пассивного трения о стенку справа
для гладкой стенки DpC = +1/3 * Phi

Нагружение
М = 1 :120




| Тип нагрузки | N. | Отм. [м] | a [м] | s [м] | p/eh1 [кН/м2], | P/eh2 [кН/м] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Распределен. | 1 | | 0.00 | 6.00 | 10.0 | |
| От фундамента | 1 | 336.00 | 6.00 | 10.00 | 100.0 | |

Давление грунта

По методу Кульмана, с одной плоскостью сползания.

Коэффициент безопасности для сопротивления грунта:
слева от стенки etap = 1.50
справа от стенки etapC = 1.50

Сила давления

| Отметка [м] | Eagh [кН/м] | Eaph [кН/м] | Thetaa [°] | Epgh [кН/м] | Thetap [°] |
|---|---|---|---|---|---|
| 340.00 | -0.0 | 0.0 | | | |
| 339.00 | 1.9 | 2.9 | 56.6 | | |
| 338.00 | 10.1 | 5.8 | 56.2 | | |
| 336.50 | 26.9 | 9.7 | 57.5 | | |
| 335.00 | 56.6 | 13.5 | 57.7 | | |
| 334.00 | | | | -0.0 | -16.7 |
| 331.50 | 168.3 | 21.5 | 58.4 | | |
| 331.00 | | | | -454.5 | -15.0 |
| 328.00 | 335.7 | 24.1 | 60.0 | -1765.9 | -14.9 |
| 319.00 | 955.5 | 199.1 | 56.2 | -9464.3 | -14.9 |
| 310.00 | 1811.4 | 397.1 | 58.4 | -22120.3 | -14.9 |

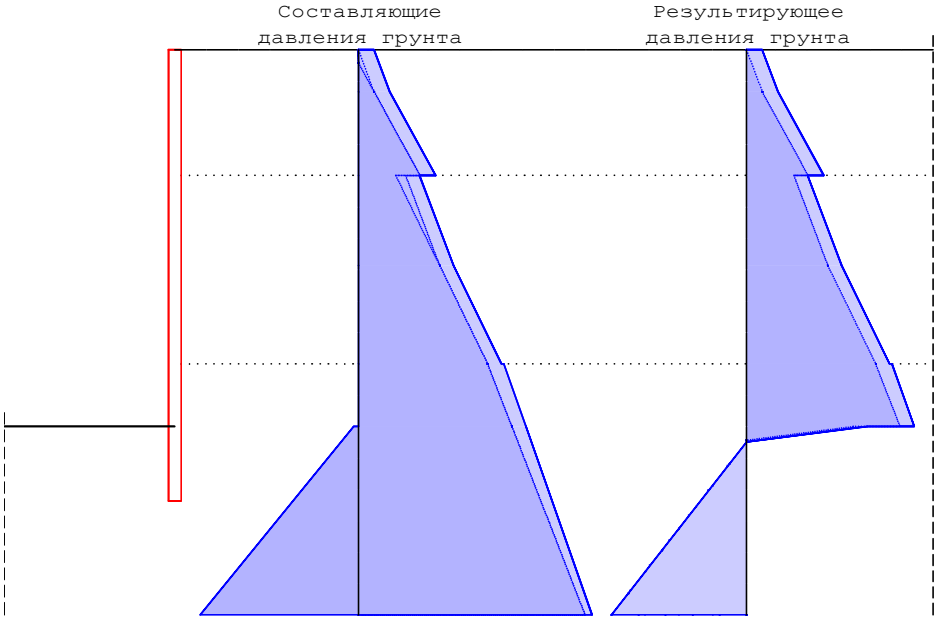
Эпюра давлений

| Отметка [м] | eagh | eaph [кН/м2] | eawh | epgh [кН/м2] | eh [кН/м2] |
|---|---|---|---|---|---|
| 340.00 | 0.0* | 2.9 | 0.0 | | 2.9 |
| 339.33 | 2.9* | 2.9 | 0.0 | | 5.8 |
| 338.00 | 11.4 | 2.9 | 0.0 | | 14.3 |
| 338.00 | 8.8* | 2.6 | 0.0 | | 11.4 |
| 336.56 | 15.1* | 2.6 | 0.0 | | 17.7 |
| 335.00 | 24.0 | 2.6 | 0.0 | | 26.6 |
| 335.00 | 24.0 | 3.1 | 0.0 | | 27.0 |
| 334.00 | 28.5 | 2.6 | 0.0 | | 31.1 |

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 334.00 | 28.5 | 2.6 | 0.0 | -8.7 | 22.5 |
| 328.00 | 55.8 | -0.0 | 0.0 | -580.0 | -524.2 |
| 328.00 | 55.7 | 18.2 | 0.0 | -580.0 | -506.0 |
| 310.00 | 108.2 | 23.3 | 0.0 | -1681.6 | -1550.1 |

* = минимальное давление грунта

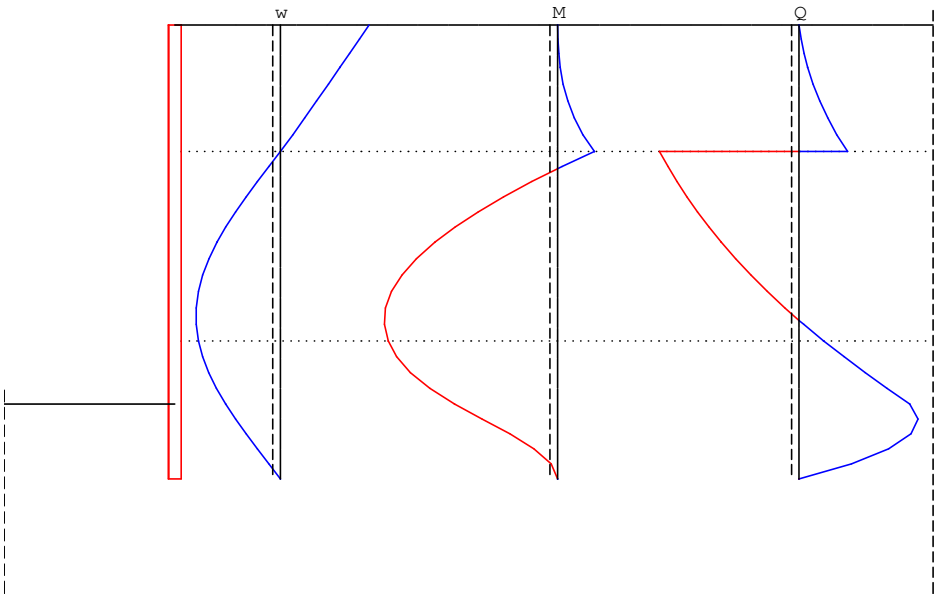
М = 1 :120




Сопротивл. грунта справа от стенки

| Отметка [м] | EphC [кН/м2] | ThetapC [°] | epghC [кН/м2] | epphC | ephC [кН/м2] |
|---|---|---|---|---|---|
| 334.00 | -716.5 | -35.0 | -216.0 | 66.0 | -150.0 |
| 331.00 | -1529.5 | -39.8 | | | |
| 328.00 | | | -411.6 | -222.4 | -634.1 |
| --- | -3068.7 | -44.5 | --- | --- | --- |
| 328.00 | | | -411.6 | -111.7 | -523.3 |
| 319.00 | -8305.7 | -32.9 | | | |
| 310.00 | -14597.3 | -34.7 | -788.8 | 31.1 | -757.7 |

Усилия в сечении для свободного опирания в грунте
М = 1 :120



| Отметка [м] | w [мм] | M [кНм/м] | Q [кН/м] |
|---|---|---|---|
| 340.00 | **-2.4** | 0.0 | 0.0 |
| 339.33 | -1.6 | -0.9 | -2.9 |
| 338.00 | 0.0 | **-12.4** | -16.4 |
| | | | **47.2** |
| 336.56 | 1.7 | 41.4 | 26.3 |
| 335.32 | 2.3 | **58.7** | 0.0 |
| 335.00 | **2.2** | 57.3 | -8.3 |
| 334.00 | 1.5 | 34.8 | -37.4 |
| 333.75 | 1.2 | 25.1 | **-40.2** |
| 332.81 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| max. | 2.2 | 58.7 | 47.2 |
| min. | -2.4 | -12.4 | -40.2 |

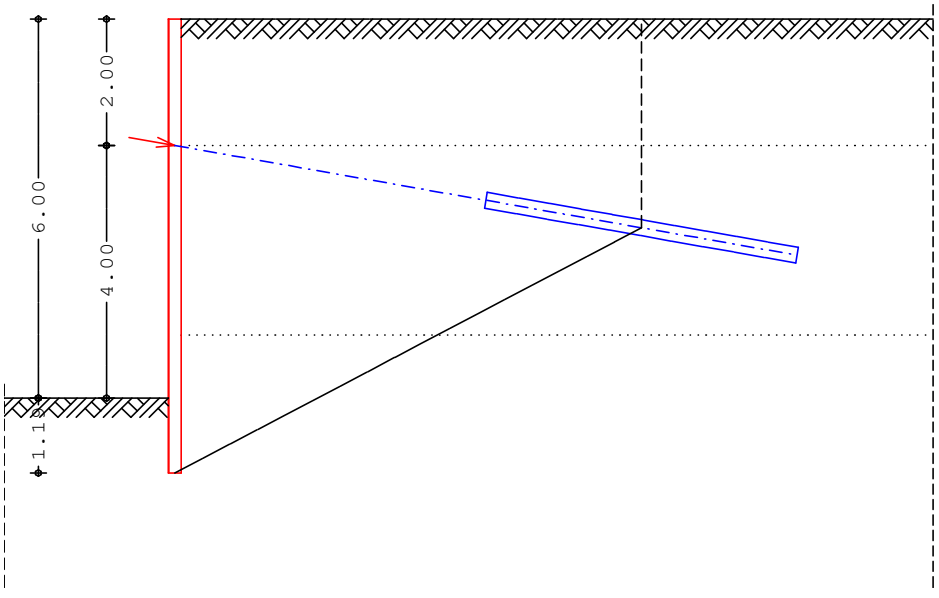
Реакции опор 1. Анкер 1 A1h = 63.5 kN/m

| | | | |
|---|---|---|---|
| Глубина котлована | H = | 6.00 | m |
| Глубина точки нулевого давл. | u = | 0.25 | m |
| Расчетная глубина заделки | t1 = | 1.19 | m |
| Расчетная высота стенки | L = | 7.19 | m |

Расчёт по прочности стены в грунте по СП 63.13330.12 с использованием трехлинейной диаграммы состояния бетона.
**Бетон B 25 (тяжелый)**
**Арматурная сталь : A500**
Толщина стенки 300мм, защитный слой бетона 30мм
Арматура со стороны грунта:
Наибольшее значение получено на отметке 340.0м
Изг. момент 12.4кНм/м, продольная сила 0.0кН/м
Минимальная продольная арматура 3.00см2/м
Прутки диаметром 12мм, установлены с шагом 300мм
Момент образования трещин -42.4кНм/м
Арматура со стороны котлована:
Наибольшее значение получено на отметке 340.0м
наибольшее значение получено на отметке 340.0м
Изг. момент 58.7кНм/м, продольная сила 0.0кН/м
Расчетная продольная арматура I пр.с. 5.14см2/м
Прутки диаметром 12мм, установлены с шагом 40мм
Ширина раскрытия трещин 0.028мм

Проверки

Крепление анкера проверка на глубинный сдвиг при поступат. движении
M = 1 :120



| Номер анкера | Погон. усилие в анк. [кН/м] | Шаг расп. анкер. [м] | Усилие в анкере [кН] | допус. усилие в анк. [кН] | Длина анкерн. тяги [м] | Длина рабочей части [м] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 64.5 | 15.40 | 993.6 | 1000.0 | 5.00 | 5.00 |

Проверка анкера 1 Расстояние до условной стенки l = 7.39 м
Угол наклона плоскости сдвига theta = 27.7 °

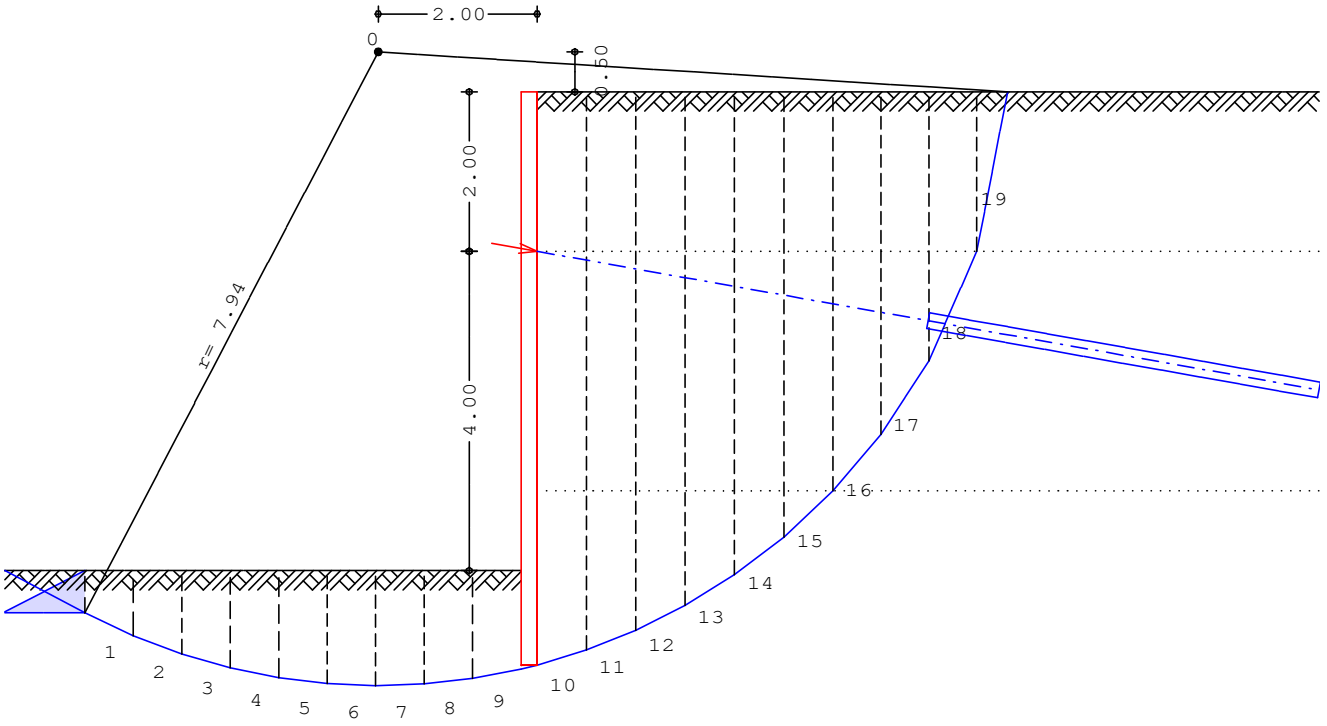
| | Высота[м] | Eh[кН/м] | Ev[кН/м] |
|---|---|---|---|
| Стенка до уровня с Q=0 | 7.19 | 138.3 | 55.6 |
| Условная стенка | 3.30 | 25.3 | 9.5 |

| Слой | phi[°] | c[кН/м2] | G[кН/м] | P[кН/м] | C[кН/м] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 31.8 | 4.7 | 294.9 | 0.0 | 17.0 |
| 2 | 34.5 | 1.3 | 547.2 | 0.0 | 6.3 |

Возмож. гориз. усилие в анкере Ah = 208.9 кН/м
Расчет. гориз. усилие в анкере Ah = 63.5 кН/м
коэфф. запаса eta a= 208.9 / 63.5 = 3.29 > 1.2

Устойчивость стенки на сдвиг по круглоцилиндреской поверхности скольж.

M = 1 :95




| N | Слой 1 gam=22.0 Высота [м] | Слой 1 gam=22.0 g [кН/м2] | Слой 2 gam=22.0 Высота [м] | Слой 2 gam=22.0 g [кН/м2] | Слой3а gam=19.8 Высота [м] | Слой3а gam=19.8 g [кН/м2] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | - | - | - | - | 0.67 | 13.34 |
| 2 | - | - | - | - | 0.93 | 18.46 |
| 3 | - | - | - | - | 1.13 | 22.43 |
| 4 | - | - | - | - | 1.28 | 25.36 |
| 5 | - | - | - | - | 1.38 | 27.30 |
| 6 | - | - | - | - | 1.43 | 28.28 |
| 7 | - | - | - | - | 1.43 | 28.33 |
| 8 | - | - | - | - | 1.39 | 27.44 |
| 9 | - | - | - | - | 1.29 | 25.61 |
| 10 | 2.00 | 44.00 | 3.00 | 66.00 | 2.09 | 41.40 |
| 11 | 2.00 | 44.00 | 3.00 | 66.00 | 1.87 | 37.08 |
| 12 | 2.00 | 44.00 | 3.00 | 66.00 | 1.59 | 31.55 |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 13 | 2.00 | 44.00 | 3.00 | 66.00 | 1.25 | 24.66 |
| 14 | 2.00 | 44.00 | 3.00 | 66.00 | 0.82 | 16.18 |
| 15 | 2.00 | 44.00 | 3.00 | 66.00 | 0.29 | 5.76 |
| 16 | 2.00 | 44.00 | 2.65 | 58.23 | - | - |
| 17 | 2.00 | 44.00 | 1.83 | 40.30 | - | - |
| 18 | 2.00 | 44.00 | 0.69 | 15.07 | - | - |
| 19 | 1.00 | 22.00 | - | - | - | - |

| N | СлойЗb Высота [м] | gam=12.7 g [кН/м2] |
|---|---|---|
| 1 | - | - |
| 2 | - | - |
| 3 | - | - |
| 4 | - | - |
| 5 | - | - |
| 6 | - | - |
| 7 | - | - |
| 8 | - | - |
| 9 | - | - |
| 10 | - | - |
| 11 | - | - |
| 12 | - | - |
| 13 | - | - |
| 14 | - | - |
| 15 | - | - |
| 16 | - | - |
| 17 | - | - |
| 18 | - | - |
| 19 | - | - |

| N | Сумма g [кН/м2] | Ширина [м] | Собств. [кН/м] | Внешн. [кН/м] | G [кН/м] | theta [°] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 13.34 | 0.61 | 8.14 | - | 8.14 | -25.29 |
| 2 | 18.46 | 0.61 | 11.27 | - | 11.27 | -20.50 |
| 3 | 22.43 | 0.61 | 13.70 | - | 13.70 | -15.86 |
| 4 | 25.36 | 0.61 | 15.48 | - | 15.48 | -11.32 |
| 5 | 27.30 | 0.61 | 16.67 | - | 16.67 | -6.86 |
| 6 | 28.28 | 0.61 | 17.27 | - | 17.27 | -2.43 |
| 7 | 28.33 | 0.61 | 17.30 | - | 17.30 | 1.98 |
| 8 | 27.44 | 0.61 | 16.75 | - | 16.75 | 6.40 |
| 9 | 25.61 | 0.61 | 15.63 | - | 15.63 | 10.86 |
| 10 | 151.40 | 0.62 | 94.08 | - | 94.08 | 16.93 |
| 11 | 147.08 | 0.62 | 91.40 | - | 91.40 | 21.69 |
| 12 | 141.55 | 0.62 | 87.96 | 0.03 | 87.99 | 26.61 |
| 13 | 134.66 | 0.62 | 83.68 | 6.21 | 89.89 | 31.75 |
| 14 | 126.18 | 0.62 | 78.41 | 6.21 | 84.63 | 37.21 |
| 15 | 115.76 | 0.62 | 71.93 | 6.21 | 78.15 | 43.09 |
| 16 | 102.23 | 0.60 | 61.65 | 6.03 | 67.68 | 49.52 |
| 17 | 84.30 | 0.60 | 50.84 | 6.03 | 56.87 | 56.85 |
| 18 | 59.07 | 0.60 | 35.62 | 6.03 | 41.65 | 66.24 |
| 19 | 22.00 | 0.39 | 8.54 | 3.88 | 12.42 | 79.02 |

| N | G*sin(theta) [кН/м] | phi [°] | c [кН/м2] | T [кН/м] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | -3.48 | 34.5 | 1.33 | 9.04 |
| 2 | -3.95 | 34.5 | 1.33 | 11.02 |
| 3 | -3.74 | 34.5 | 1.33 | 12.23 |
| 4 | -3.04 | 34.5 | 1.33 | 12.87 |
| 5 | -1.99 | 34.5 | 1.33 | 13.09 |
| 6 | -0.73 | 34.5 | 1.33 | 12.96 |
| 7 | 0.60 | 34.5 | 1.33 | 12.53 |
| 8 | 1.87 | 34.5 | 1.33 | 11.82 |
| 9 | 2.94 | 34.5 | 1.33 | 10.84 |
| 10 | 27.40 | 34.5 | 1.33 | 60.24 |
| 11 | 33.78 | 34.5 | 1.33 | 58.11 |
| 12 | 39.41 | 34.5 | 1.33 | 55.95 |

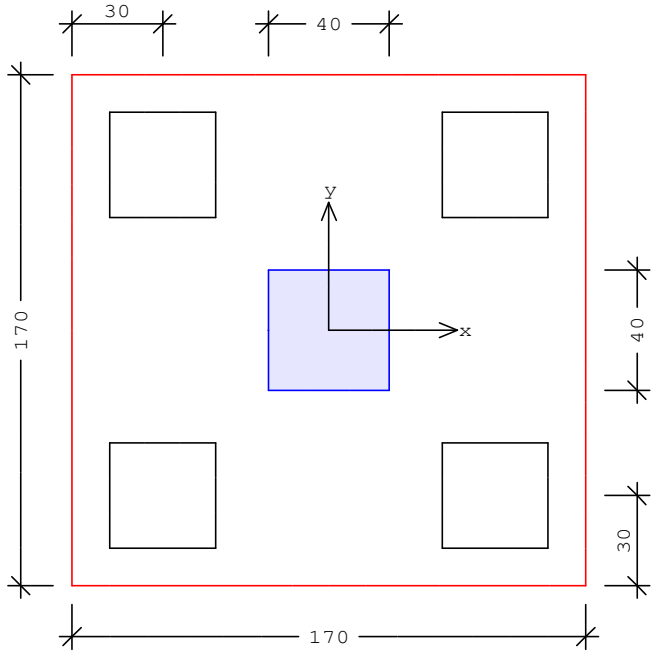
| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| 13 | 47.31 | 34.5 | 1.33 | 57.57 |
| 14 | 51.17 | 34.5 | 1.33 | 55.17 |
| 15 | 53.39 | 34.5 | 1.33 | 52.50 |
| 16 | 51.48 | 31.8 | 4.67 | 46.65 |
| 17 | 47.61 | 31.8 | 4.67 | 42.83 |
| 18 | 38.12 | 31.8 | 4.67 | 36.86 |
| 19 | 12.19 | 29.1 | 1.33 | 13.48 |
| | 390.36 | | | 586.11 |

Радиус окружности скольжения r = 7.94 м
Момент от касательных сил r*STi = 4654.49 kNm/m
Момент от пассивного давления MEp = 47.66 kNm/m
Момент от веса и внешних сил r*SGi = 3099.98 kNm/m
Запас устойч. грунта на сдвиг eta =
( 4654 + 48) / ( 3100 + 0) = 1.52 > 1.2

Расчет выполнен модулем 570 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t580 Свайный фундамент под колонну

Фундамент




Размеры сечения колонны $c_x$ = 40 см
$c_y$ = 40 см

Размеры ростверка $l_x$ = **170** см
$l_y$ = **170** см
Толщина ростверка h = **55** см

Число свай n = 4 -

Расстояние от грани ростверка до осей крайних свай
по оси x $a_x$ = 30 см
по оси y $a_y$ = 30 см

Вид свай висячие забивные железобетонные сваи

Ширина сечения сваи $d = 35$ см

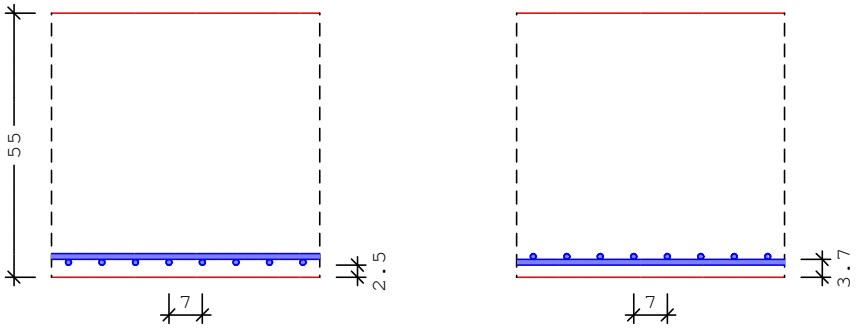
Наименьшее расстояние между осями свай $a_{min} = 110$ см

Длина сваи $l = 5.00$ м

Арматура в ростверке по осям x и y

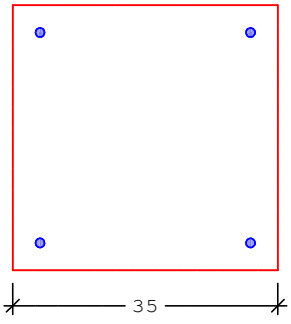
| Ось | Арматура | $d_s$ [мм] | Шаг [см] | Число стерж. | $A_s$ [см2] | $a_з$ [мм] | $h_0$ [см] | $\mu$ [%] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| x * | нижняя | 12 | 7 | 24 | 27.14 | 25 | 51.9 | 0.31 |
| y * | нижняя | 12 | 7 | 24 | 27.14 | 37 | 50.7 | 0.31 |

* арматура подобрана с учетом ограничения ширины раскрытия трещин




Арматура в свае

Число стержней $n_s = 4$ -
Диаметр стержней $d_s = 12$ мм
Защитный слой бетона $a_з = 30$ мм




Стержни: 4 ϕ12
Защитный слой:
аз = 30 мм

Свая погружается молотом

Принимается шарнирное сопряжение сваи с ростверком

Глубина заложения ростверка
от поверхности рельефа $d_n = 3.00$ м
от уровня планировки $d_0 = 3.00$ м

Грунт

| Слой | h [м] | Вид грунта |
|---|---|---|
| 1 | 8.00 | Глина полутвердая |

Удельный вес грунта выше уровня подошвы ростверка
нормативное значение $\gamma_{0n}$ = 20.0 кН/м3
расчетное значение $\gamma_0$ = 18.0 кН/м3

Удельный вес грунта

| Слой | W [%] | e [-] | $S_r$ [-] | $\gamma_s$ [кН/м3] | $\gamma$ [кН/м3] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 15.0 | 0.66 | 0.59 | 26.0 | 18.0 |

$e = (\gamma_s/\gamma)(1 + W/100) - 1$ - коэффициент пористости
$S_r = (\gamma_s/\gamma_w)W/(100e)$ - степень водонасыщения грунта
$\gamma_w$ = 10 кН/м3 - удельный вес воды

Консистенция глинистого грунта

| Слой | $W_p$ [%] | $W_L$ [%] | $I_p$ [%] | $I_L$ [-] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 10.0 | 30.0 | 20.0 | 0.25 |

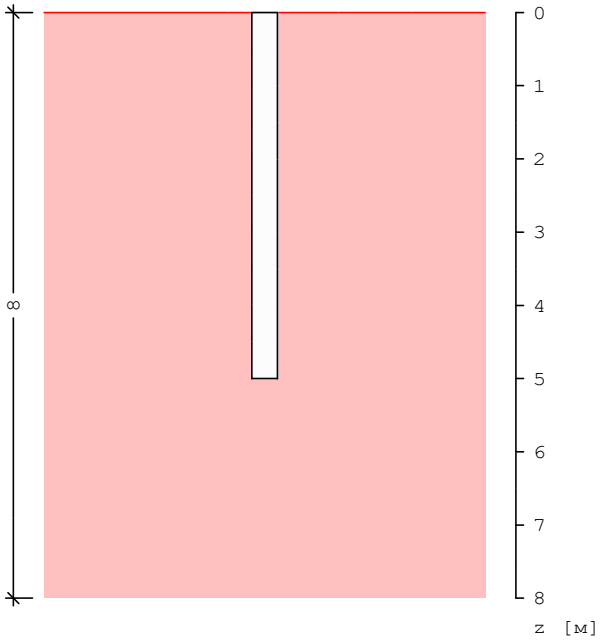
Коэффициенты надёжности

| $\gamma_{g(c)}$ | $\gamma_{g(\varphi)}$ | $\gamma_{g(\gamma)}$ |
|---|---|---|
| 1.50 | 1.15 | 1.10 |

Характеристики грунта

| Слой | $c_{II}$ [кПа] | $\varphi_{II}$ [град] | $\gamma_{II}$ [кН/м3] | $c_I$ [кПа] | $\varphi_I$ [град] | $\gamma_I$ [кН/м3] | E [МПа] | $\nu$ [-] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 15.0 | 25.0 | 18.0 | 10.0 | 21.7 | 16.4 | 20.0 | 0.30 |

Схема геологического разреза




Нагрузки

| № | Вид нагрузки | $\gamma_f$ | Группа | Знак |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Постоянная | 1.10 | | |

| № | N [кН] | $H_x$ [кН] | $H_y$ [кН] | $M_x$ [кНм] | $M_y$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 2000.0 | | | | |

Вес ростверка $G_p$ = 39.7 кН
Коэффициент надежности $\gamma_f$ = 1.10 -

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| | Вес сваи | $G_c$ | = 15.3 | кН |
| | Коэффициент надежности | $\gamma_f$ | = 1.10 | - |

Расчет — Согласно СП 24.13330.2021, СП 63.13330.2018, СП 20.13330.2016

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Материал ростверка | Бетон | **В 20 (тяжелый)** | | |
| | Коэффициент условий работы | $\gamma_b$ | = 0.900 | - |
| | Продольная арматура | **A500** | | |
| | Косвенная арматура | **A400** | | |
| | Сопротивление бетона | $\gamma_b R_b$ | = 10.35 | МПа |
| | | $\gamma_b R_{bt}$ | = 0.81 | МПа |
| | Сопротивление арматуры | $R_s$ | = 435 | МПа |
| | | $R_{sc}$ | = 400 | МПа |
| | | $R_{s,xy}$ | = 350 | МПа |
| Материал сваи | Бетон | **В 25 (тяжелый)** | | |
| | Коэффициент условий работы | $\gamma_b$ | = 0.900 | - |
| | Арматура | **A500** | | |
| | Сопротивление бетона | $\gamma_b R_b$ | = 13.05 | МПа |
| | Сопротивление арматуры | $R_s$ | = 435 | МПа |
| | | $R_{sc}$ | = 400 | МПа |

**Проверка прочности грунта основания сваи при сжимающей нагрузке**

Комбинация нагрузок

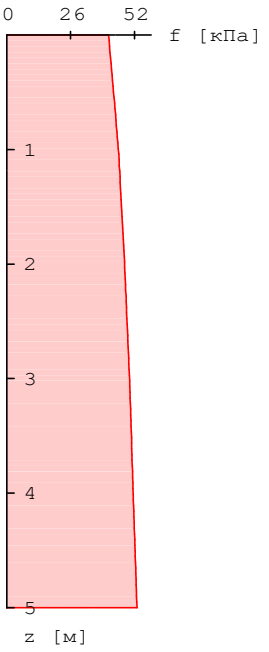
| Номера нагрузок и коэффициенты |
|---|
| 1 (1.10) |

Нагрузка на куст свай

| N [кН] | $M_x$ [кНм] | $M_y$ [кНм] |
|---|---|---|
| 2243.7 | | |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Нагрузка на сваю | сжимающая | N | = 560.9 | кН |
| | Сопротивление грунта под концом сваи | | | |
| | | R | = 3.95 | МПа |
| | при глубине заложения | h | = 8.00 | м |
| | Коэффициент условий работы | $\gamma_{R,R}$ | = 1.00 | - |

Сопротивление грунта на боковой поверхности сваи f



Сопротивление на боковой поверхности

| Слой | $z_1$ [м] | $z_2$ [м] | $\gamma_{R,f}$ [-] | $f_1$ [кПа] | $f_2$ [кПа] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 5.00 | 1.00 | 41.5 | 53.0 |

Площадь опирания на грунт A = 1225 см2
Периметр сечения сваи u = 140.0 см

Коэффициент условий работы сваи при сжатии
$\gamma_c$ = 1.00 -
Несущая способность сваи
$F_d = F_{dR} + F_{df}$ = 483.9 + 339.1 = 823.0 кН

Условие прочности $N_0 \gamma_n \gamma_{c,g} / F_d$ =

577.8 * 1.00 * 1.40 / 823.0 = **0.983** <= 1

**Проверка прочности материала сваи**

Комбинация нагрузок

| Номера нагрузок и коэффициенты |
|---|
| 1 (1.10) |

Нагрузка на куст свай

| N [кН] | $H_x$ [кН] | $H_y$ [кН] | $M_x$ [кНм] | $M_y$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|
| 2243.7 | | | | |

Нагрузки на сваи $N_{max}$ = 560.9 кН $N_{min}$ = 560.9 кН

Сжимающая сила $N_0 / N_{0u}$ = 577.8 / 1780 = **0.325** <= 1

**Проверка допустимости осадок свай в кусте**

Комбинация нагрузок

| Номера нагрузок и коэффициенты |
|---|
| 1 (1.00) |

Нагрузка на куст свай

| N [кН] | $M_x$ [кНм] | $M_y$ [кНм] |
|---|---|---|
| 2039.7 | | |

Модули сдвига и коэфф. Пуассона

| $G_1$ [МПа] | $\nu_1$ [-] | $G_2$ [МПа] | $\nu_2$ [-] |
|---|---|---|---|
| 7.69 | 0.30 | 7.69 | 0.30 |

Осадка свай

| Свая | x [см] | y [см] | N [кН] | s [см] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | -55.0 | -55.0 | 525.2 | 1.71 |
| 2 | 55.0 | -55.0 | 525.2 | 1.71 |
| 3 | -55.0 | 55.0 | 525.2 | 1.71 |
| 4 | 55.0 | 55.0 | 525.2 | 1.71 |

Условие допустимости $s / s_u$ = 1.71 / 8.0 = **0.213** <= 1

**Проверка прочности сечений ростверка, нормальных к осям x и y**

Комбинация нагрузок

| Номера нагрузок и коэффициенты |
|---|
| 1 (1.10) |

Нагрузка на куст свай

| N [кН] | $M_x$ [кНм] | $M_y$ [кНм] |
|---|---|---|
| 2243.7 | | |

Условие прочности

| Ось | M [кНм] | $M_u$ [кНм] | $M/M_u$ <= 1 |
|---|---|---|---|
| x | 392.6 | 571.6 | **0.687** <= 1 |
| y | 392.6 | 557.5 | **0.704** <= 1 |

## Проверка ширины раскрытия трещин в ростверке, нормальных к осям x и y

Предельная ширина раскрытия трещин
Непродолжительное раскрытие $a_{c1,u}$ = 0.30 мм
Продолжительное раскрытие $a_{c2,u}$ = 0.20 мм

Комбинация нагрузок

| Номера нагрузок и коэффициенты |
|---|
| 1 (1.00) |

Нагрузка на куст свай

| N [кН] | $M_x$ [кНм] | $M_y$ [кНм] | $N_l$ [кН] | $M_{xl}$ [кНм] | $M_{yl}$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|
| 2039.7 | | | 2039.7 | | |

Ширина раскрытия трещин

| Ось | M [кНм] | $M_l$ [кНм] | $M_{crc}$ [кНм] | $a_{c1}$ [мм] | $a_{c2}$ [мм] |
|---|---|---|---|---|---|
| x | 357.0 | 357.0 | 222.1 | **0.190** | **0.190** |
| y | 357.0 | 357.0 | 220.1 | **0.197** | **0.197** |

## Проверка прочности сечений ростверка, наклонных к осям x и y

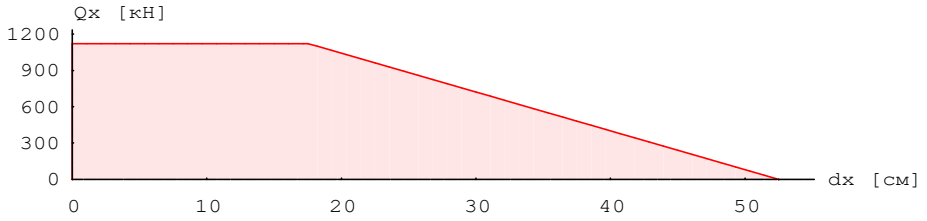
Комбинация нагрузок

| Номера нагрузок и коэффициенты |
|---|
| 1 (1.10) |

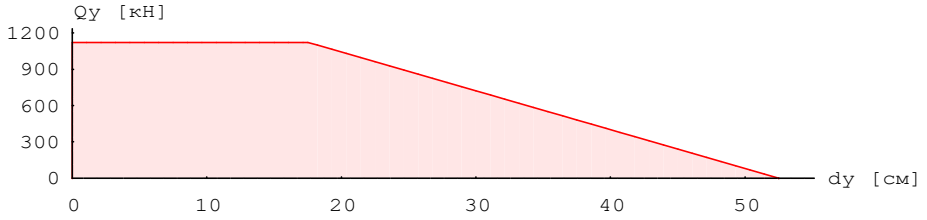
Нагрузка на куст свай

| N [кН] | $M_x$ [кНм] | $M_y$ [кНм] |
|---|---|---|
| 2243.7 | | |

Поперечная сила Qx




Поперечная сила Qy




d - расстояние от колонны вдоль указанной оси

| Ось | C [см] | Q [кН] | $Q_b$ [кН] |
|---|---|---|---|
| x | 17.5 | 1121.9 | 1786.7 |
| y | 17.5 | 1121.9 | 1745.3 |

Условия прочности

$Q_x / Q_{bx}$ = **0.628** <= 1
$Q_y / Q_{by}$ = **0.643** <= 1

## Проверка прочности ростверка на смятие колонной

Комбинация нагрузок

| Номера нагрузок и коэффициенты |
|---|
| 1 (1.10) |

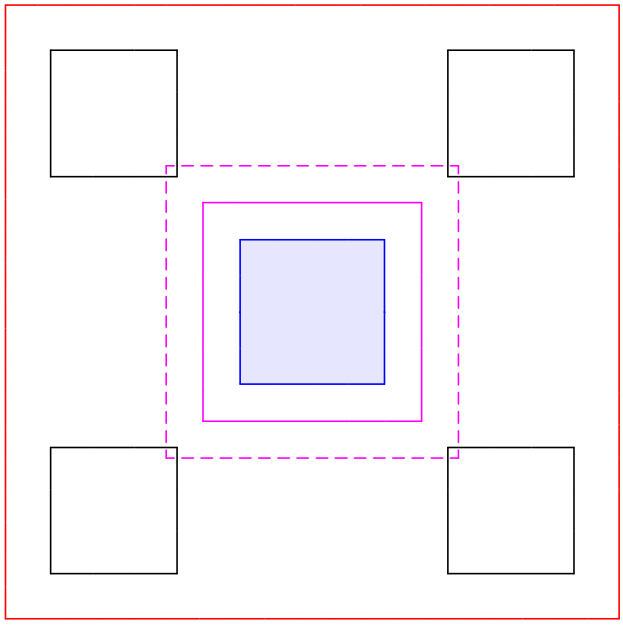
Сжимающая сила N = 2200 кН

Предельная сила при отсутствии косвенной арматуры
$N_b$ = 3974 кН

Условие прочности $N / N_b$ = **0.554** <= 1

**Проверка прочности ростверка на продавливание колонной**

Расчетный контур



Расстояние от грани колонны до расчетного контура
d = 10.3 см

Средняя рабочая высота $h_0$ = 51.3 см

Периметр и моменты сопротивления контура
u = 605.2 см
$W_x$ = 12209 см2 $W_y$ = 12209 см2

Примечание. Значения u, $W_x$, $W_y$ определены с учетом $h_0 / 2d$ = 2.50

Комбинация нагрузок

| Номера нагрузок и коэффициенты |
|---|
| 1 (1.10) |

Нагрузка на куст свай

| N [кН] | $M_x$ [кНм] | $M_y$ [кНм] |
|---|---|---|
| 2243.7 | | |

Продавливающая нагрузка

| F [кН] | $M_x$ [кНм] | $M_y$ [кНм] |
|---|---|---|
| 2200.0 | 0.0 | 0.0 |

Предельные усилия в бетоне

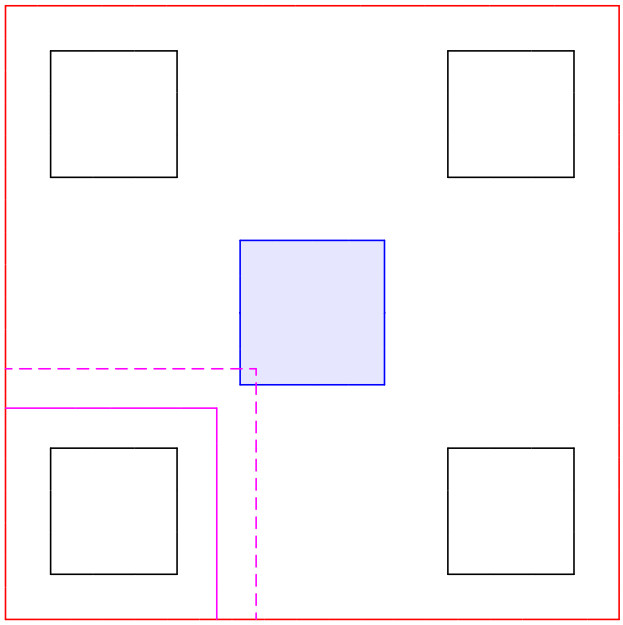
| $F_{ult}$ [кН] | $M_{x,ult}$ [кНм] | $M_{y,ult}$ [кНм] |
|---|---|---|
| 2514.8 | 507.3 | 507.3 |

Условие прочности $F / F_{ult} + M_x / M_{x,ult} + M_y / M_{y,ult} =$

0.8748 + 0.0000 + 0.0000 = **0.875** <= 1

**Проверка прочности ростверка на продавливание угловой сваей**

Расчетный контур



Расстояние от угловой сваи до расчетного контура
d = 11.0 см

Периметр и моменты сопротивления контура
u = 292.5 см
$W_x$ = 2377 см2 $W_y$ = 2377 см2

Примечание. Значения u, $W_x$, $W_y$ определены с учетом h / 2d = 2.50

Комбинация нагрузок

| Номера нагрузок и коэффициенты |
|---|
| 1 (1.10) |

Нагрузка на куст свай

| N [кН] | $M_x$ [кНм] | $M_y$ [кНм] |
|---|---|---|
| 2243.7 | | |

Продавливающая нагрузка

| F [кН] | $M_x$ [кНм] | $M_y$ [кНм] |
|---|---|---|
| 560.9 | 77.8 | 77.8 |

Предельные усилия в бетоне

| $F_{ult}$ [кН] | $M_{x,ult}$ [кНм] | $M_{y,ult}$ [кНм] |
|---|---|---|
| 1303.1 | 105.9 | 105.9 |

Условие прочности $F / F_{ult} + M_x / M_{x,ult} + M_y / M_{y,ult} =$

0.4305 + 0.1076 + 0.1076 = **0.646** <= 1

Вклад моментов ограничен согласно указаниям 8.1.46

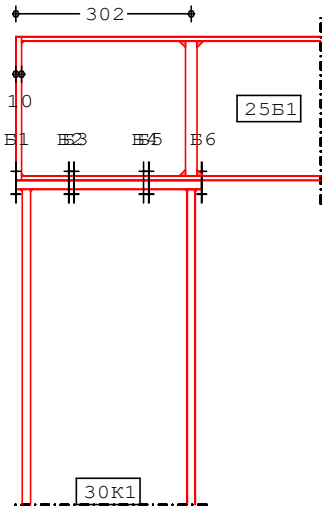
**Работоспособность фундамента обеспечена**

Расчет выполнен модулем 580 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

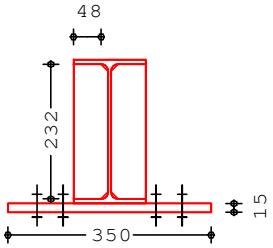
## Поз. t670 Расчет жесткости болтового узла

Болтовой узел рамы **Двутавр равнополочный**
Графика (сечения)
M = 1 :52

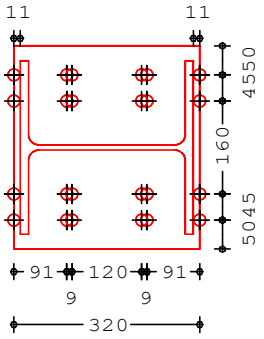
Вид сбоку




Вид спереди




Вид снизу




Материалы/сечения

| Строительный элемент | Материал [mm] | Сечение |
|---|---|---|
| Профиль балки | C 255 | 25Б1 |
| Профиль колонны | C 255 | 30К1 |
| Торцевая плита | C 255 | 320/350/15 |
| Траверса | C 255 | 284/299/10 |
| Ребро жесткости | C 255 | 232/ 48/20 |

Характеристики материалов

| Строительный элемент | $R_y$ [МПа] | $R_u$ [МПа] | E [Мпа] |
|---|---|---|---|
| Профиль балки | 255.0 | 380.0 | 206000 |
| Профиль колонны | 245.0 | 370.0 | 206000 |
| Торцевая плита | 255.0 | 380.0 | 206000 |
| Траверса | 245.0 | 370.0 | 206000 |
| Ребро жесткости | 245.0 | 370.0 | 206000 |

Характеристики профиля

| | $I_y$ [см$^4$] | A [см$^2$] | $W_y$ [см$^3$] | $S_y$ [см$^3$] |
|---|---|---|---|---|
| Балка | 3537.0 | 32.68 | 2852.4 | 159.7 |
| Колонна | 18850.0 | 110.80 | 12651.0 | 694.6 |

Болты

| Маркировка | A [mm$^2$] | $A_S$ [mm$^2$] | d [mm] | $R_{bu}$ [МПа] | $R_{by}$ [МПа] |
|---|---|---|---|---|---|
| M 20 | 314 | 245 | 20 | 1220000 | 1100000 |

Сварные швы

| Тип шва | n | $l_w$ [mm] | $k_f$ [mm] |
|---|---|---|---|
| Полки балки,наружний | 2 | 124 | 5 |
| Стенка балки | 2 | 208 | 5 |
| Полки балки,внутренний | 4 | 48 | 5 |
| Траверса,продольный | 2 | 234 | 5 |
| Траверса,поперечный внутренний | 4 | 127 | 5 |
| Траверса,поперечный наружний | 2 | 299 | 5 |
| Ребро жест.,поперечный | 4 | 30 | 5 |
| Ребро жест.,продольный | 2 | 196 | 5 |

Стенка колонны при сдвиге **Компонент к1**

| $A_{VC}$ [cm$^2$] | K1 [mm] | $t_W$ [mm] | $V_{wp,Rd}$ [кН] |
|---|---|---|---|
| 15.16 | -- | 9 | 200.9 |

Стенка колонны при раст. **Компонент к3**

| Ряд | $A_{VC}$ [cm$^2$] | $b_{eff}$ [mm] | $\omega$ | $t_W$ [mm] | K3 [mm] | $F_{t,wc,Rd}$ [кН] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 15.16 | 44.0 | 0.987 | 9.0 | 0.7 | 55.3 |
| 2 | 15.16 | 426.6 | 0.529 | 9.0 | 6.4 | 287.7 |
| 3 | 15.16 | 249.1 | 0.730 | 9.0 | 3.8 | 231.8 |
| 4 | 15.16 | 249.1 | 0.730 | 9.0 | 3.8 | 231.8 |
| 5 | 15.16 | 426.6 | 0.529 | 9.0 | 6.4 | 287.7 |
| 6 | 15.16 | 426.6 | 0.529 | 9.0 | 6.4 | 287.7 |
| 2+3 | 15.16 | 222.3 | 0.767 | 9.0 | 3.4 | 217.5 |
| 4+5 | 15.16 | 222.3 | 0.767 | 9.0 | 3.4 | 217.5 |

Изгиб полки **Компонент к4**

| Ряд | $\lambda_1$ | $\lambda_2$ | $\alpha$ | $n_1$ [mm] | $n_2$ [mm] | m [mm] | $l_{eff,1}$ [mm] | $l_{eff,2}$ [mm] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.26 | 0.13 | 8.00 | 45.0 | 50.0 | 7.0 | 44.0 | 184.2 |
| 2 | 0.42 | 0.26 | 7.23 | 45.0 | 50.0 | 67.9 | 426.6 | 491.2 |
| 3 | - | - | - | 45.0 | 50.0 | 67.9 | 249.1 | 249.1 |
| 4 | - | - | - | 45.0 | 50.0 | 67.9 | 249.1 | 249.1 |
| 5 | 0.42 | 0.26 | 7.23 | 45.0 | 50.0 | 67.9 | 426.6 | 491.2 |
| 6 | 0.42 | 0.26 | 7.23 | 45.0 | 50.0 | 67.9 | 426.6 | 491.2 |
| 2+3 | 0.42 | 0.26 | 7.23 | 45.0 | 50.0 | 67.9 | 222.3 | 412.1 |
| 4+5 | 0.42 | 0.26 | 7.23 | 45.0 | 50.0 | 67.9 | 222.3 | 412.1 |

| Ряд | $M_{pl,1}$ [kNm] | $M_{pl,2}$ [kNm] | $F_{t,1,Rd}$ [kN] | $F_{t,2,Rd}$ [kN] | $F_{t,3,Rd}$ [kN] | $F_{t,fc,Rd}$ [kN] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.18 | 0.75 | 10.6 | 442.2 | 1076.0 | 10.6 |
| 2 | 1.74 | 2.00 | 102.5 | 464.4 | 1076.0 | 102.5 |
| 3 | 1.02 | 1.02 | 59.9 | 446.9 | 1076.0 | 59.9 |
| 4 | 1.02 | 1.02 | 59.9 | 446.9 | 1076.0 | 59.9 |
| 5 | 1.74 | 2.00 | 102.5 | 464.4 | 1076.0 | 102.5 |
| 6 | 1.74 | 2.00 | 102.5 | 464.4 | 1076.0 | 102.5 |
| 2+3 | 0.91 | 1.68 | 53.4 | 458.7 | 1076.0 | 53.4 |
| 4+5 | 0.91 | 1.68 | 53.4 | 458.7 | 1076.0 | 53.4 |

Изгиб фланца **Компонент к5**

| Ряд | $\lambda_1$ | $\lambda_2$ | $\alpha$ | $n_1$ [mm] | $n_2$ [mm] | m [mm] | $l_{eff,1}$ [mm] | $l_{eff,2}$ [mm] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | - | - | - | 45.0 | 0.0 | 7.0 | -4.0 | -4.0 |
| 2 | 0.26 | 0.13 | 8.00 | 45.0 | 50.0 | 116.5 | 449.2 | 572.0 |
| 3 | - | - | - | 45.0 | 50.0 | 116.5 | 263.5 | 263.5 |
| 4 | - | - | - | 45.0 | 50.0 | 116.5 | 263.5 | 263.5 |
| 5 | 0.26 | 0.13 | 8.00 | 45.0 | 50.0 | 116.5 | 449.2 | 572.0 |
| 6 | - | - | - | 45.0 | 0.0 | 7.0 | -4.0 | -4.0 |
| 2+3 | - | - | - | 45.0 | 50.0 | 116.5 | 375.0 | 672.2 |
| 4+5 | - | - | - | 45.0 | 50.0 | 116.5 | 375.0 | 672.2 |

| Ряд | $M_{pl,1}$ [kNm] | $M_{pl,2}$ [kNm] | $F_{t,1,Rd}$ [kN] | $F_{t,2,Rd}$ [kN] | $F_{t,3,Rd}$ [kN] | $F_{t,r,Rd}$ [kN] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -0.06 | -0.06 | -32.8 | -16.4 | 1076.0 | -32.8 |
| 2 | 6.44 | 8.20 | 360.5 | 556.5 | 1076.0 | 360.5 |
| 3 | 3.78 | 3.78 | 211.4 | 480.5 | 1076.0 | 211.4 |
| 4 | 3.78 | 3.78 | 211.4 | 480.5 | 1076.0 | 211.4 |
| 5 | 6.44 | 8.20 | 360.5 | 556.5 | 1076.0 | 360.5 |
| 6 | -0.06 | -0.06 | -32.8 | -16.4 | 1076.0 | -32.8 |
| 2+3 | 5.38 | 9.64 | 300.9 | 581.2 | 1076.0 | 300.9 |
| 4+5 | 5.38 | 9.64 | 300.9 | 581.2 | 1076.0 | 300.9 |

Полка и стенка балки при сж. **Компонент К7**

| Ряд | $M_{c,Rd}$ [кНм] | $F_{c,fb,Rd}$ [кН] |
|---|---|---|
| 1 | 340.4 | 1198.4 |

Стенка балки при растяжении **Компонент К8**

| Ряд | $l_{eff,1}$ [mm] | $F_{t,wb,Rd}$ [кН] |
|---|---|---|
| 2 | 449.2 | 990.6 |
| 3 | 263.5 | 581.0 |
| 4 | 263.5 | 581.0 |
| 5 | 449.2 | 990.6 |
| 2+3 | 375.0 | 826.9 |
| 4+5 | 375.0 | 826.9 |

Коэффициенты жесткости

| Ряд | $h_r$ [mm] | $K_3$ [mm] | $K_4$ [mm] | $K_5$ [mm] | $K_{10}$ [mm] | $K_{eff}$ [mm] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 302.0 | 0.7 | 0.1 | -35.4 | 20.1 | 0.1 |
| 2 | 211.0 | 6.4 | 0.6 | 3.7 | 20.1 | 0.5 |
| 3 | 202.0 | 3.8 | 0.4 | 2.2 | 20.1 | 0.3 |
| 4 | 202.0 | 3.8 | 0.4 | 2.2 | 20.1 | 0.3 |
| 5 | 211.0 | 6.4 | 0.6 | 3.7 | 20.1 | 0.5 |
| 6 | 302.0 | 6.4 | 0.6 | -35.4 | 20.1 | 0.5 |

| Ряд | $z_{eq}$ [mm] | $k_{eq}$ [mm] | $S_j$ [MHm/rad] |
|---|---|---|---|
| + | 302.0 | 0.8 | 7.9 |
| - | 302.0 | 1.4 | 13.6 |

Проверка соединения

**Сварное соединение :**

$\eta = M/WR_{wf}\gamma_c <=1$

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Коэффициент эффективности | $\eta_f$ | = | 1.3 | |
| Коэффициент эффективности | $\eta_z$ | = | 0.9 | |
| Момент сопротивления св.соед | W | = | 353.7 | $cm^3$ |
| Предельный изг. момент балки | M | = | 72.7 | kHм |
| Расчетное сопротивлению срезу | Rwf | = | 235.0 | МПа |

**Болтовое соединение при срезе :**

$N_{bs} = R_{bs}A_b n_s \gamma_b \gamma_c$

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Расчетное сопротивление | $R_{bs}$ | = | 425.0 | МПа |
| Число расчетных срезов болта | $n_s$ | = | 1 | |
| Коэффициент условий работы | $\gamma_b$ | = | 1.00 | |
| Коэффициент условий работы | $\gamma_c$ | = | 1.00 | |
| Несущая способность узла | $N_{bs}$ | = | 3202.8 | кН |
| Предельное усилие | $N_{max}$ | = | 171.6 | кН |

**Болтовое соединение при растяжении :**

$N_{bt} = R_{bt}A_{bn}\gamma_c$

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Расчетное сопротивление | $R_{bt}$ | = | 560.0 | МПа |
| Коэффициент условий работы | $\gamma_c$ | = | 1.00 | |
| Несущая способность узла | $N_{bt}$ | = | 1646.4 | кН |
| Предельное усилие | $N_{max}$ | = | 283.6 | кН |

Классификация узла

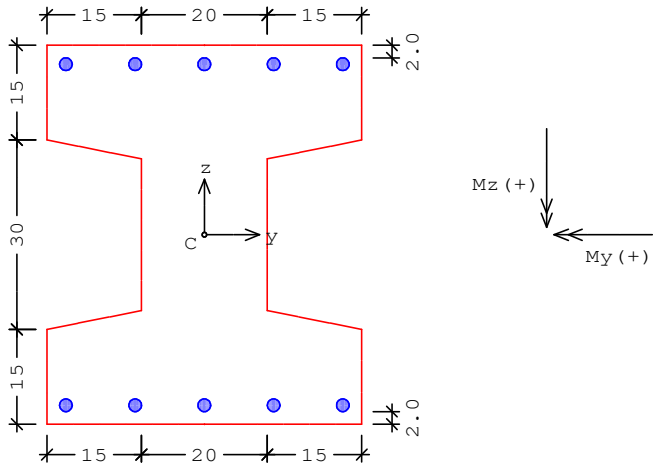
**Болтовое соединение узла рамы :**

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Момент инерции сечения балки | $I_b$ | = | 3537 | $cm^4$ |
| Момент инерции сечения стойки | $I_c$ | = | 18850 | $cm^4$ |
| Пролет балки | $L_b$ | = | 6.0 | м |
| Высота колонны | $L_c$ | = | 4.0 | м |
| Среднее значение Ib/Lb | $K_b$ | = | 0.58950 | |
| Среднее значение Ic/Lc | $K_c$ | = | 4.71250 | |

Расчет выполнен модулем 670 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t671 Предельные кривые ж/б сечения

Сечение Двутавровое сечение




| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Ширина ребра | | $b$ | = | 20.0 | см |
| Высота сечения | | $h$ | = | 60.0 | см |
| Ширина верхней полки | | $b_{fв}$ | = | 50.0 | см |
| Толщина верхней полки | у края | $h_{fв1}$ | = | 15.0 | см |
| | у ребра | $h_{fв2}$ | = | 18.0 | см |
| Ширина нижней полки | | $b_{fн}$ | = | 50.0 | см |
| Толщина нижней полки | у края | $h_{fн1}$ | = | 15.0 | см |
| | у ребра | $h_{fн2}$ | = | 18.0 | см |
| Диаметр арматуры | вверху | $d_{sв}$ | = | 20 | мм |
| | внизу | $d_{sн}$ | = | 20 | мм |
| Толщина защитного слоя | вверху | $a_{зв}$ | = | 20 | мм |
| | внизу | $a_{зн}$ | = | 20 | мм |
| Общая площадь арматуры | | $A_{s,tot}$ | = | 31.42 | $см^2$ |
| Коэффициент армирования | | $\mu_{tot}$ | = | 1.43 | % |

Предельно допустимая ширина раскрытия трещин:

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| непродолжительных | $a_{crcs}$ | = | 0.40 | мм |
| продолжительных | $a_{crcl}$ | = | 0.20 | мм |

Коэффициенты безопасности нагрузок:

| | | | |
|---|---|---|---|
| продольной силы | $k_{fN}$ | = | 1.00 |
| изгибающего момента | $k_{fMy}$ | = | 1.20 |
| изгибающего момента | $k_{fMz}$ | = | 1.20 |

Коэффициенты длительной части нагрузок:

| | | | |
|---|---|---|---|
| продольной силы | $k_{dN}$ | = | 0.90 |
| изгибающего момента | $k_{dMy}$ | = | 0.60 |
| изгибающего момента | $k_{dMz}$ | = | 0.60 |

Диаграмма My - Nx область допустимых значений при Mz = 0.0 кН*м.

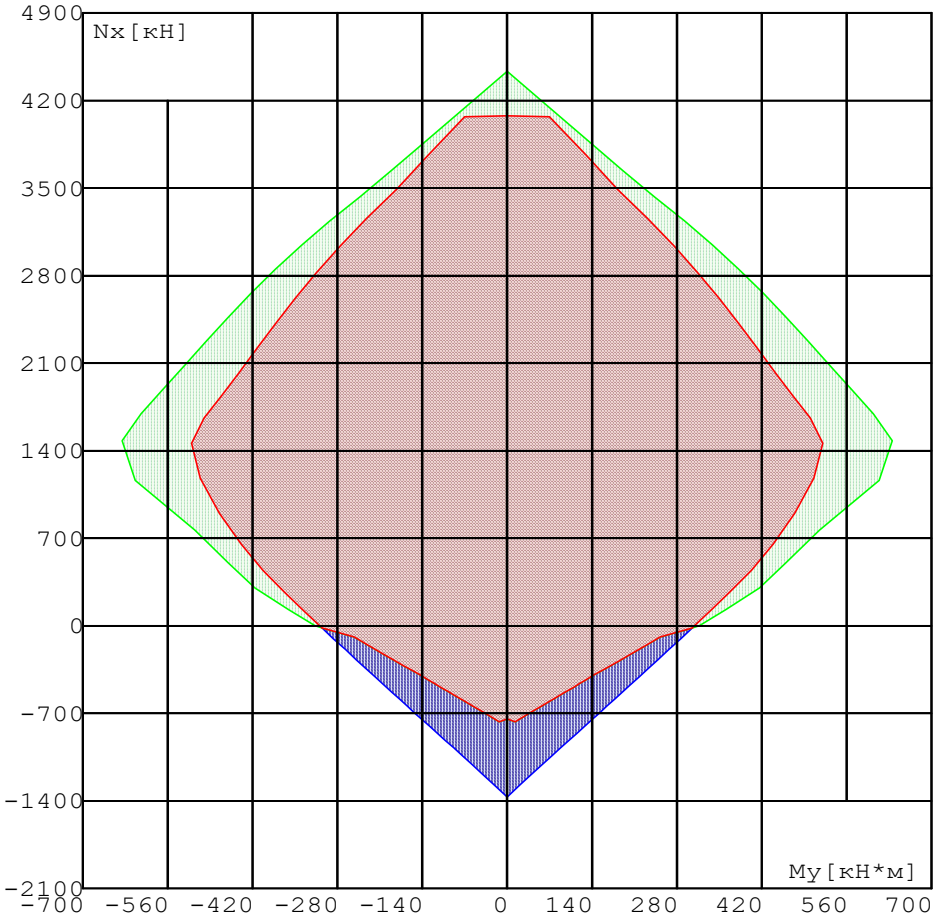



Таблица My - Nx

| $M_y$ [кНм] | $N_{x,max}$ [кН] | $N_{x,min}$ [кН] | $M_y$ [кНм] | $N_{x,max}$ [кН] | $N_{x,min}$ [кН] |
|---|---|---|---|---|---|
| -520.7 | 1459.4 | | 200.0 | 3406.3 | -238.3 |
| -400.0 | 2301.4 | 428.9 | 400.0 | 2301.4 | 428.9 |
| -200.0 | 3406.3 | -238.3 | 520.7 | 1459.4 | |
| 0.0 | 4078.5 | -745.7 | | | |

Диаграмма Mz - Nx область допустимых значений при My = 0.0 кН*м.

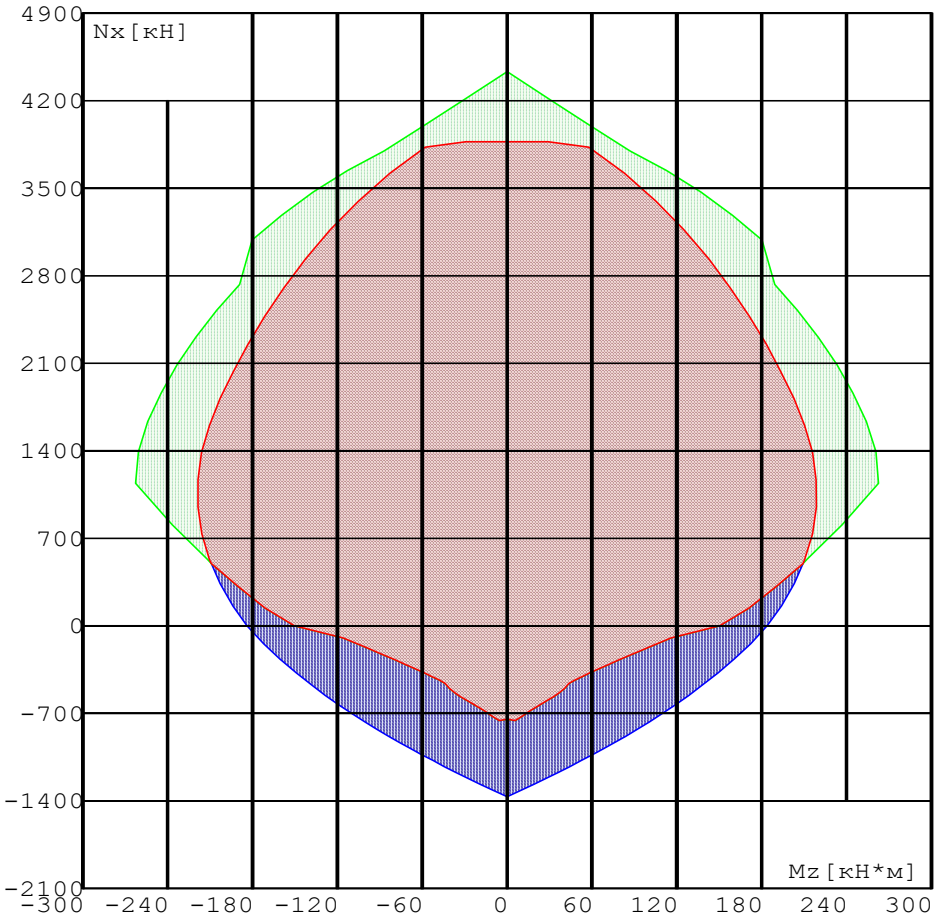



Таблица Mz - Nx

| $M_z$ [кНм] | $N_{x,max}$ [кН] | $N_{x,min}$ [кН] | $M_z$ [кНм] | $N_{x,max}$ [кН] | $N_{x,min}$ [кН] |
|---|---|---|---|---|---|
| -218.7 | 950.0 | | 60.0 | 3811.7 | -368.4 |
| -150.0 | 2821.5 | -0.8 | 130.0 | 3103.4 | -56.4 |
| -80.0 | 3645.1 | -267.5 | 200.0 | 1882.9 | 409.3 |
| -10.0 | 3871.7 | -726.5 | 218.7 | 950.0 | |
| 0.0 | 3871.8 | -745.7 | | | |

Диаграмма Mz - My  область допустимых значений при Nx =  50.0 кН.

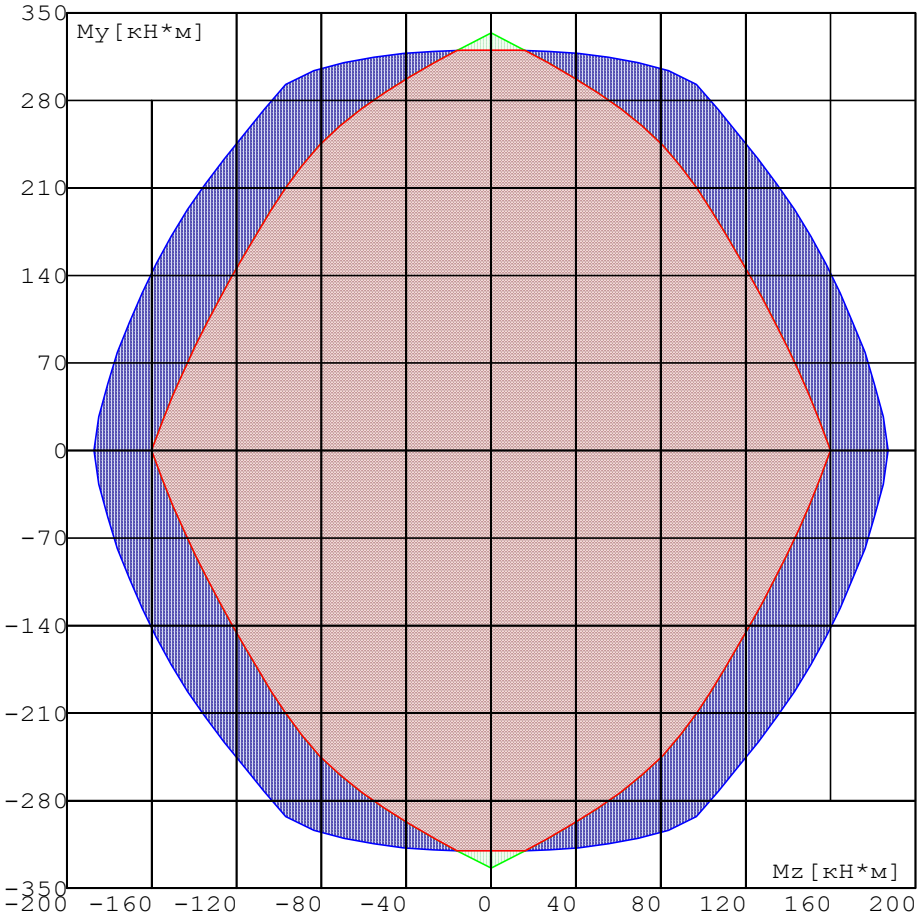



Таблица Mz - My

| $M_z$ [кНм] | $M_{y,max}$ [кНм] | $M_{y,min}$ [кНм] | $M_z$ [кНм] | $M_{y,max}$ [кНм] | $M_{y,min}$ [кНм] |
|---|---|---|---|---|---|
| -160.0 | 0.0 | | 30.0 | 307.0 | -307.0 |
| -120.0 | 145.7 | -145.7 | 80.0 | 245.6 | -245.6 |
| -70.0 | 261.2 | -261.2 | 130.0 | 114.7 | -114.7 |
| -20.0 | 316.4 | -316.4 | 160.0 | 0.0 | |
| 0.0 | 320.1 | -320.1 | | | |

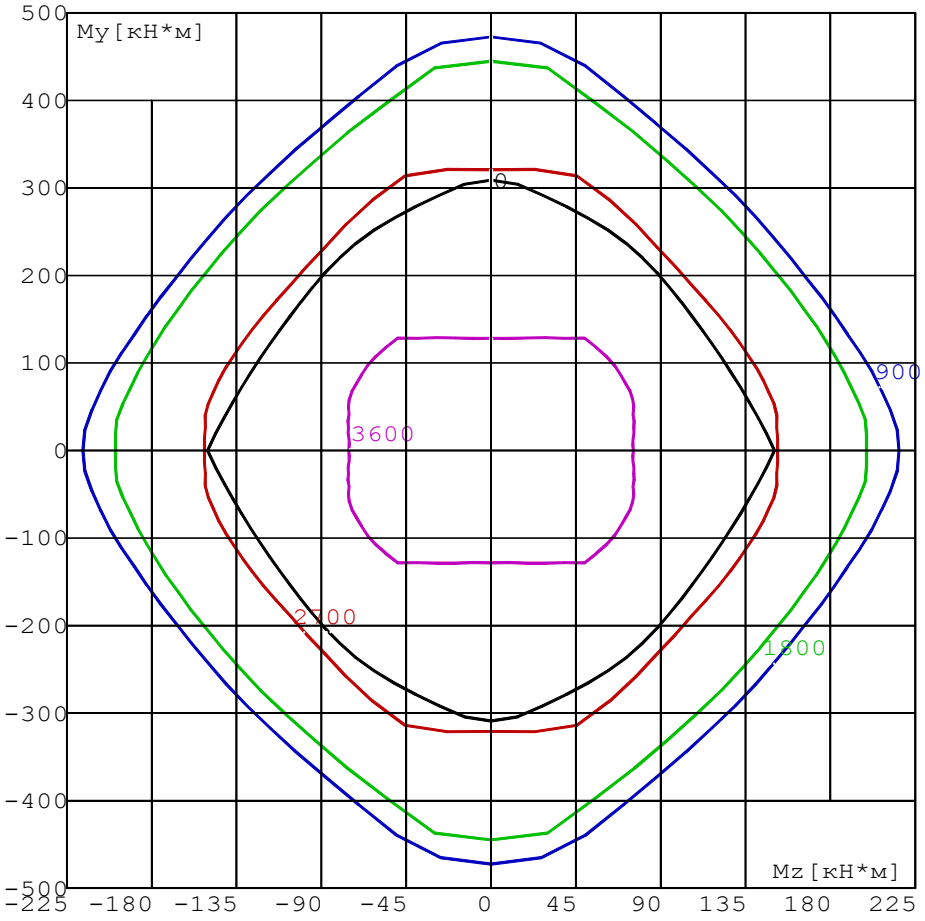
Примечание:  штриховка областей допустимых значений

по прочности и трещиностойкости сечения

по трещиностойкости сечения

по прочности сечения

Семейство диаграмм Mz-My, область допустимых значений при различных Nx



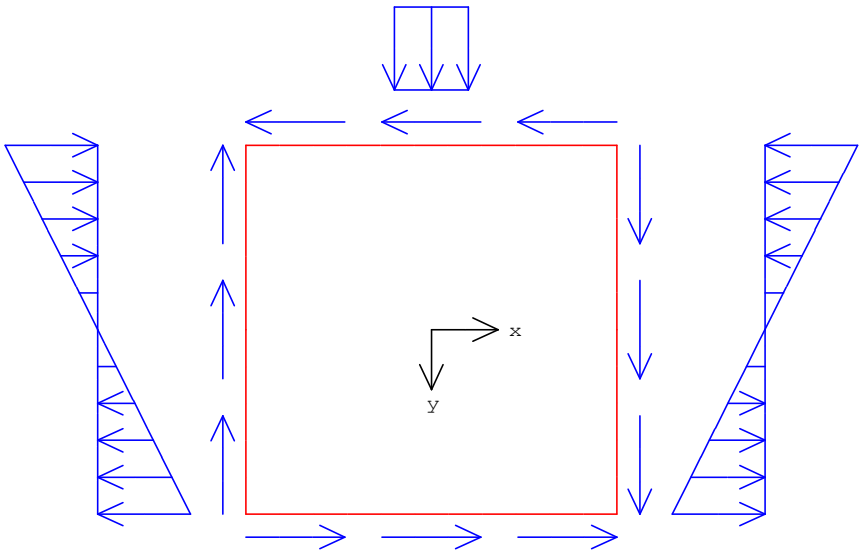

Расчет выполнен модулем 671 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t685 Проверка устойчивости стенки балки

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Отсек стенки | Длина | a | = 500.0 | мм |
| | Высота | $h_{ef}$ | = 500.0 | мм |
| | Толщина | t | = 10.0 | мм |
| Верхний пояс | Ширина | $b_{fв}$ | = 200.0 | мм |
| | Толщина | $t_{fв}$ | = 10.0 | мм |
| Нижний пояс | Ширина | $b_{fн}$ | = 200.0 | мм |
| | Толщина | $t_{fн}$ | = 10.0 | мм |

Напряжения

| $\sigma_x$ верх [МПа] | $\sigma_x$ нижн [МПа] | $\sigma_y$ [МПа] | $l_{ef}$ [мм] | $\tau$ [МПа] |
|---|---|---|---|---|
| 200.0 | -200.0 | 100.0 | 100.0 | 50.0 |




Расчет

Согласно СП 16.13330.2017

| | | | |
|---|---|---|---|
| Сталь | | **С 255** | |
| Расчетные сопротивления | $R_y$ | = 240 | МПа |
| | $R_s$ | = 139 | МПа |
| Коэффициент условий работы | $\gamma_c$ | = 1.00 | - |
| Расчетные напряжения | $\sigma$ | = 200.0 | МПа |
| | $\sigma_{loc}$ | = 100.0 | МПа |
| | $\tau$ | = 50.0 | МПа |

| $a/h_{ef}$ | $\lambda_w$ | $\delta$ | $\rho$ | $c_{cr}$ | $c_1$ | $c_2$ | $\sigma_{cr}$ [МПа] | $\sigma_{loc,cr}$ [МПа] | $\tau_{cr}$ [МПа] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1.00 | 1.71 | 0.32 | 0.21 | 39.20 | 15.00 | 1.56 | 3230.1 | 1928.2 | 866.4 |

Согласно п. 8.5.5 условие (80) проверяется дважды
Значение $c_{cr}$ определено по таблице 16
Значения $c_1$, $c_2$ определены при заданном значении a

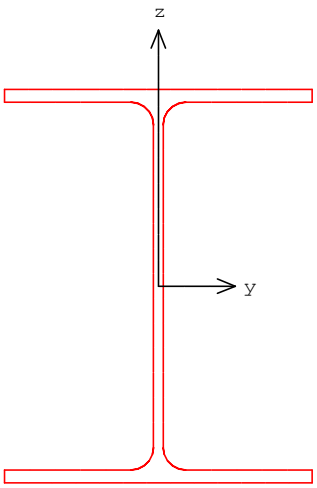
Проверка по условию (80) **0.128** <= 1.000

**Устойчивость стенки обеспечена**

Расчет выполнен модулем 685 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t690 Фланцевое соединение

Профиль **Двутавр 40Ш1** **ГОСТ Р 57837-2017**




Размеры профиля

| h [мм] | b [мм] | $t_w$ [мм] | $t_f$ [мм] | r [мм] |
|---|---|---|---|---|
| 383 | 299 | 9.5 | 12.5 | 22 |

Характеристики профиля

| A [см2] | $I_y$ [см4] | $W_y$ [см3] | $S_y$ [см3] |
|---|---|---|---|
| 112.9 | 30550 | 1595 | 880.7 |

Усилия

| K | N [кН] | $M_y$ [кНм] | $Q_z$ [кН] |
|---|---|---|---|
| 1 | 400.0 | 250.0 | 50.0 |

Расчет

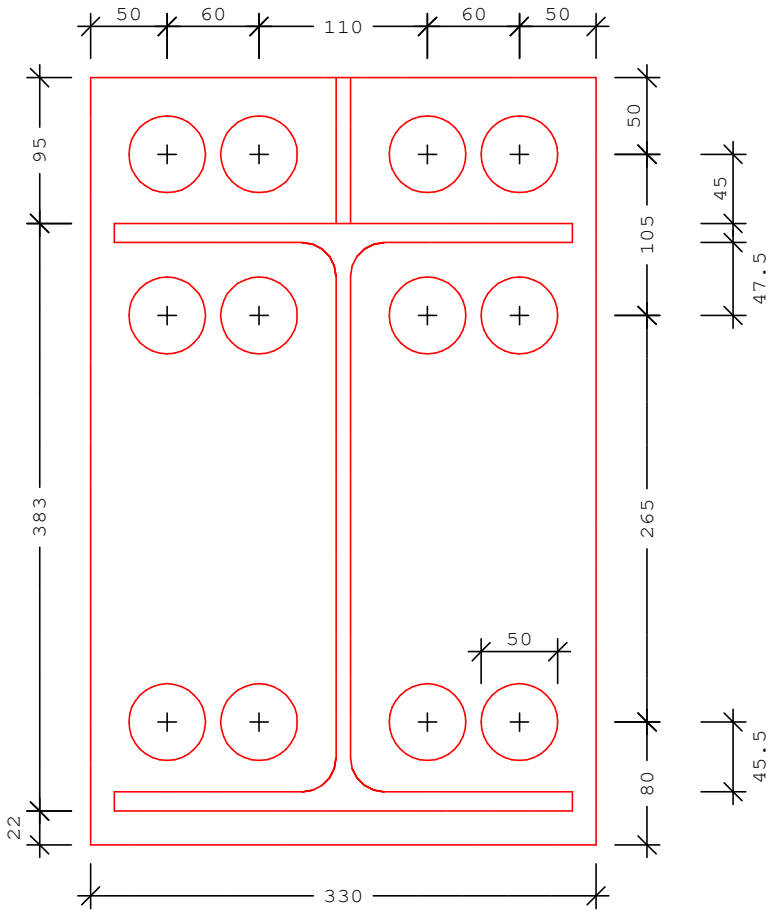
Согласно СП 16.13330.2017 с учетом Рекомендаций по расчету фланцевых соединений (ЦНИИПСК, 1989)

| | | | |
|---|---|---|---|
| Сталь профиля | | **С 255** | |
| Расчетные сопротивления | $R_y$ | = 240 | МПа |
| | $R_s$ | = 139 | МПа |
| Сталь фланца | | **С 255** | |
| Коэффициент условий работы | $\gamma_c$ | = 1.000 | - |
| Диаметр болтов | $d_b$ | = 24 | мм |
| Наружный диаметр шайб | $d_s$ | = 50 | мм |
| Минимальное расстояние от профиля до оси болта | $a_{min}$ | = 40 | мм |
| Нормативное сопротивление | $R_{bun}$ | =1078 | МПа |
| Расчетное усилие растяжения | $B_p$ | = 267 | кН |

**Конструирование фланцевого соединения**

Размеры фланца

| $h_ф$ [мм] | $b_ф$ [мм] | $t_ф$ [мм] | Выступ [мм] |
|---|---|---|---|
| 500 | 330 | 20 | 95 |

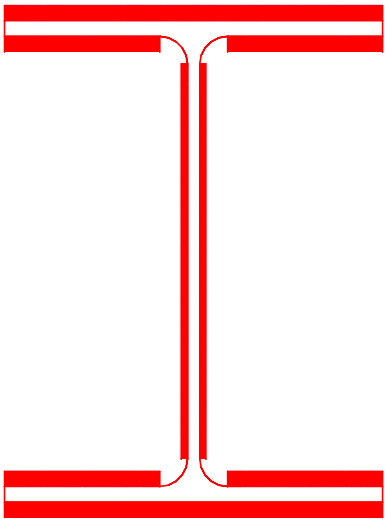



## Проверка прочности сварных швов

| | | | |
|---|---|---|---|
| Вид сварки | | автоматическая сварка | |
| Сопротивление по металлу шва | $R_{wf}$ | = 200 | МПа |
| Сопротивление по металлу границы сплавления | | | |
| с профилем | $R_{wz}$ | = 166 | МПа |
| с фланцем | $R_{wz}$ | = 166 | МПа |
| Коэффициенты для расчета шва | $\beta_f$ | = 0.70 | - |
| | $\beta_z$ | = 1.00 | - |

Проверка проводится по металлу сварного шва

| | | | |
|---|---|---|---|
| Катет шва полки | $k_f$ | = 12 | мм |
| Катет шва стенки | $k_f$ | = 5 | мм |



| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| | Площадь сечения швов | $A_w$ | = 107.7 | см2 |
| | Площадь сечения швов стенки | $A_{wc}$ | = 21.3 | см2 |
| | Момент инерции сечения швов | $I_{yw}$ | = 31582 | см4 |

Примечание. Расчетные длины швов уменьшены на 10мм

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Напряжения | в шве полки | $\tau_f$ | = 188.7 | МПа |
| | в шве стенки | $\tau_f$ | = 163.1 | МПа |

Условие прочности $\tau_f / R_{wf}\gamma_c = 188.7 / 200.0 =$ **0.944** <= 1

**Проверка прочности фланцевого соединения при действии N, $M_y$**

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| | Сопротивление стали фланца | $R_{y\Phi}$ | = 240 | МПа |
| Верхний пояс | Усилие в поясе | $N_f$ | = 874.8 | кН |

Предельное усилие определяется при помощи формул

$N_{fp} = 1.8 \cdot B_p \cdot (K_1 + h_2 / h_1) + N_н \cdot (n_{н1} + n_{н2} \cdot h_2 / h_1)$
$N_н = \min(N_\Phi, N_б)$
$N_\Phi = 1.3 \cdot (\alpha + 1) \cdot B_p / (\mu \cdot \alpha)$, $N_б = \lambda \cdot B_p$
$\lambda = 0.5088 - 0.2356 \cdot \lg(\kappa)$
$\kappa = d_b^2 / w / (t_\Phi + d_b / 2) \cdot (b_f / t_\Phi)^3$
$\mu = 0.9 \cdot B_p \cdot b_f / M$, $M = w \cdot t_\Phi^2 / 6 \cdot R_{y\Phi}\gamma_c$
$b_f = b - k_f$
$1.4 \cdot \kappa \cdot (\alpha - 1)^3 - \alpha^2 + \mu \cdot \alpha \cdot (\alpha - 1) = 0$

$h_1 = h_0 + b$, $h_2 = h_0 - a - t_f$, $h_0 = h / (1 - m)$
$m = \sigma_{min} / \sigma_{max}$
b, a - расстояния от осей болтов до граней полки
w - ширина фланца, приходящаяся на один болт
$n_{н1}$, $n_{н2}$ - числа болтов наружной зоны

$K_1$ = 0.8 -

| b [мм] | $b_f$ [мм] | w [мм] | $\kappa$ [-] | $\lambda$ [-] | $\mu$ [-] | $\alpha$ [-] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 45.0 | 33.0 | 60.0 | 1.348 | 0.478 | 8.245 | 1.137 |

| $\sigma_{max}$ [МПа] | $\sigma_{min}$ [МПа] | m [-] | a [мм] | $h_0$ [мм] | $h_1$ [мм] | $h_2$ [мм] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 192.1 | -121.3 | -0.63 | 47.5 | 234.8 | 279.8 | 174.8 |

| $N_ф$ [кН] | $N_б$ [кН] | $n_{н1}$ [-] | $n_{н2}$ [-] | $N_{fp}$ [кН] |
|---|---|---|---|---|
| 79.0 | 127.5 | 2 | 2 | 940.1 |

Условие прочности $N_f$ / $N_{fp}$ = 874.8 / 940.1 = **0.931** <= 1

Проверка нижнего пояса не требуется

**Проверка прочности фланцевого соединения при действии $Q_z$**

Коэффициент трения $\mu$ = 0.35 -

Усилие в верхнем поясе $N_f$ = 874.8 кН
Усилие в нижнем поясе $N_f$ =-474.8 кН

Условие прочности $|Q_z|$ / ($\mu|N_f|$) = 50.0 / 166.2 = **0.301** <= 1

Расчет выполнен модулем 690 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t692 Болтовой узел рамы

Конструкция: Болтовой Г-образный узел рамы

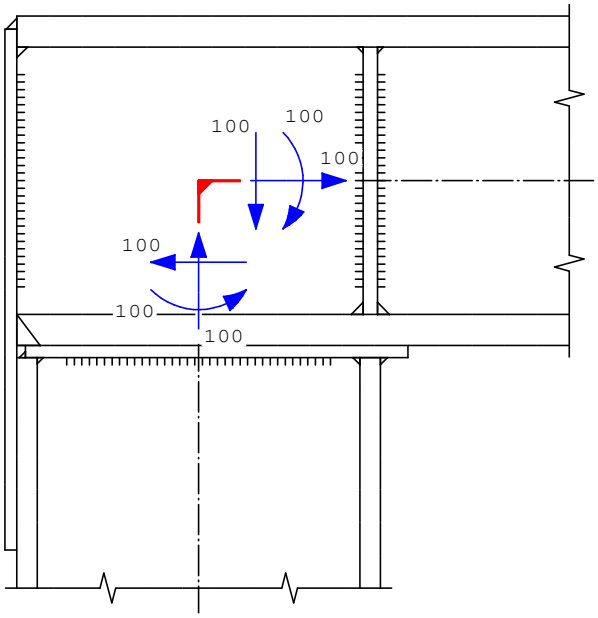
Ригель

| Профиль | h [мм] | b [мм] | $t_w$ [мм] | $t_f$ [мм] | R [мм] |
|---|---|---|---|---|---|
| 25Ш5 | 274 | 184 | 16 | 26 | 16 |

Стойка

| Профиль | h [мм] | b [мм] | $t_w$ [мм] | $t_f$ [мм] | R [мм] |
|---|---|---|---|---|---|
| 30К4 | 304 | 301 | 11 | 17 | 18 |

Нагружение: Усилия задаются в центре узла




Усилия

| Место | N [кН] | M [кНм] | Q [кН] |
|---|---|---|---|
| справа | 100.0 | -100.0 | 100.0 |
| снизу | -100.0 | -100.0 | 100.0 |

Расчет — Согласно СП 16.13330.2017

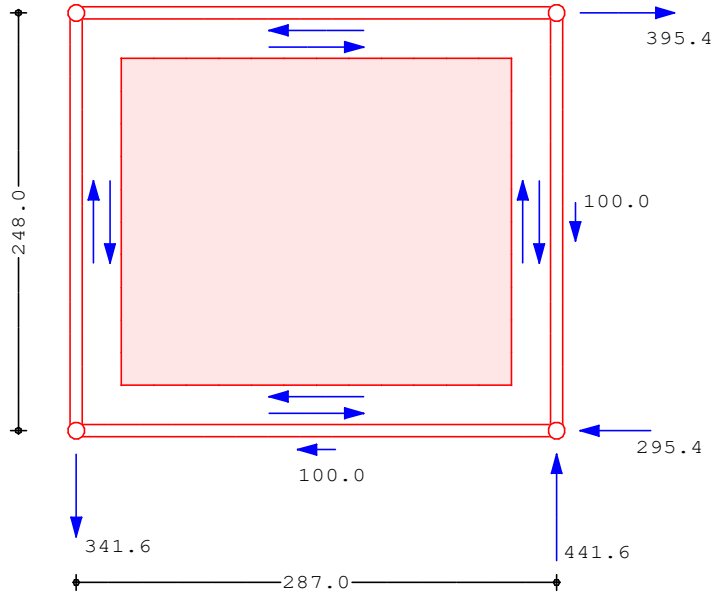
| | | | |
|---|---|---|---|
| Сталь | | С 255 | |
| Расчетное сопротивление | $R_y$ = | 230 | МПа |
| Коэффициент условий работы | $\gamma_c$ = | 1.00 | - |
| Класс прочности болтов | | 8.8 | |
| Диаметр болтов | $d_b$ = | 24 | мм |
| Диаметр отверстий | d = | 25 | мм |
| Диаметр шайб | D = | 35 | мм |
| Вид сварки | | ручная сварка | |
| Расчетные сопротивления | $R_{wf}$ = | 200 | МПа |
| | $R_{wz}$ = | 166 | МПа |

**Проверка прочности профилей**

| Сечение | N [кН] | M [кНм] | Q [кН] | σ [МПа] | τ [МПа] | $\sigma_v$ [МПа] | $\sigma/R_y\gamma_c$ | $\tau/R_s\gamma_c$ | $\sigma_v/R_y\gamma_c$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| справа | 100.0 | -84.8 | 100.0 | 78.0 | 26.7 | 70.3 | **0.339** | **0.200** | **0.306** |
| снизу | -100.0 | -113.7 | 100.0 | 81.3 | 33.2 | 83.1 | **0.354** | **0.249** | **0.361** |

**Проверка прочности стенки узла на основе стержневой модели**

Расчетная модель




| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Краевые моменты | справа | - 100.0 + 100.0 * 0.144 = | -85.7 | кНм |
| | снизу | - 100.0 - 100.0 * 0.124 = | -112.4 | кНм |
| Касательные силы | сверху, снизу | $T_в = T_н$ = | 395.4 | кН |
| | слева, справа | $T_л = T_п$ = | 341.6 | кН |
| Уд.касательная сила | | t = | 1377.6 | Н/мм |
| Условие прочности | Стенка | 86.1 / 133.4 = | **0.645** <= 1 | |

**Проверка прочности ребер жесткости**

Нагрузка на ребра

| Элемент | $F_в$ [кН] | $F_н$ [кН] | $F_л$ [кН] | $F_п$ [кН] |
|---|---|---|---|---|
| Ригель | -0.0 | -441.6 | | |

Ребра жесткости ригеля

| Ребро | t [мм] | b [мм] | h [мм] | c [мм] | $k_{fпв}$ [мм] | $k_{fпн}$ [мм] | $k_{fc}$ [мм] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,2 | 12 | 80 | 220 | 18 | 5 | 10 | 4 |

Усилия на гранях ребер

| Ребро | $F_1$ [кН] | $F_2$ [кН] | $F_3$ [кН] | $e_1$ [мм] | $e_2$ [мм] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1,2 | 155.6 | 34.7 | 0.0 | 49.0 | 220.0 |

Напряжения [МПа]

| Ребро | $\sigma_{v1}$ | $\sigma_{v2}$ | $\sigma_{v3}$ | $\sigma_{wv1}$ | $\sigma_{wv2}$ | $\sigma_{wv3}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,2 | 224.1 | 122.0 | 80.7 | 183.6 | 151.0 | 79.8 |

Условие прочности

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Ребра 1,2 | 224.1 / 230.0 | = | **0.974** | <= 1 |
| Шов полки сверху | 79.8 / 200.0 | = | **0.399** | <= 1 |
| Шов полки снизу | 183.6 / 200.0 | = | **0.918** | <= 1 |
| Шов стенки | 151.0 / 200.0 | = | **0.755** | <= 1 |

## Проверка прочности накладки

Накладка

| t [мм] | b [мм] | l [мм] | $l_a$ [мм] |
|---|---|---|---|
| 10 | 305 | 433 | 170 |

| | | | |
|---|---|---|---|
| Число рядов болтов | m | = | 2 |
| Число болтов в ряду | n | = | 2 |

Расстояния

| № | До края [мм] | Между центрами [мм] |
|---|---|---|
| 1 | 50 | |
| 2 | 115 | 65 |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Расстояние до бокового края | $a_2$ | = | 55 | мм |
| Воспринимаемая сила | F | = | 346.2 | кН |
| Площадь сечения нетто | $A_{нт}$ | = | 25.5 | см2 |

Условие прочности

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Накладка | 135.8 / 230.0 | = | **0.590** | <= 1 |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Катет шва стенки | $k_f$ | = | 7 | мм |
| Расчетная длина шва | $l_w$ | = | 190 | мм |

Условие прочности

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Шов стенки | 185.9 / 200.0 | = | **0.930** | <= 1 |

Условие прочности

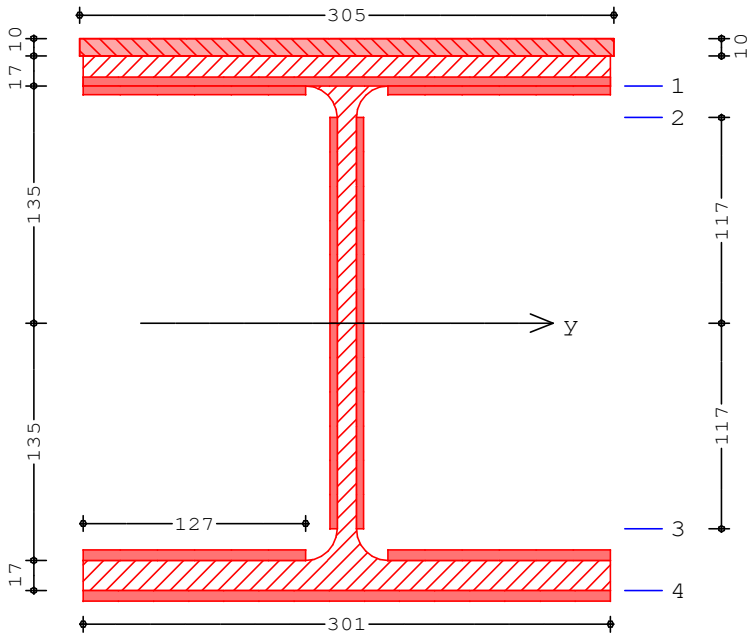
| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Срез болтов | 86.5 / 149.2 | = | **0.580** | <= 1 |
| Смятие отверстий | 86.5 / 105.3 | = | **0.822** | <= 1 |

## Проверка прочности сварных швов приварки стойки

Швы стойки

| Место | $k_f$ [мм] |
|---|---|
| Полка слева | 5 |
| Полка справа | 6 |
| Стенка | 4 |

Сварные швы




| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Характеристики | Площадь сечения швов | A | = 86.3 | см2 |
| | Статический момент сечения | $S_y$ | = 404.9 | см3 |
| | Момент инерции сечения | $I_y$ | =16521 | см4 |
| | Площадь сечения швов стенки | $A_c$ | = 13.1 | см2 |

Примечание. Для данной формы исполнения при определении характеристик сечения сварных швов учитывается сечение накладки

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Усилия | Продольная сила | N | = -100.0 | кН |
| | Изгибающий момент | M | = -114.7 | кНм |
| | Поперечная сила | Q | = 100.0 | кН |
| | Нормальные напряжения | $\sigma_1$ | = 60.4 | МПа |
| | | $\sigma_2$ | = 45.7 | МПа |
| | | $\sigma_3$ | = -145.4 | МПа |
| | | $\sigma_4$ | = -174.0 | МПа |
| | Касательные напряжения $\tau_2$ = | $\tau_3$ | = 76.3 | МПа |
| | Приведенные напряжения | $\sigma_{v2}$ | = 88.9 | МПа |
| | | $\sigma_{v3}$ | = 164.2 | МПа |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Условие прочности | Шов полки | 174.0 / 200.0 | = **0.870** | <= 1 |
| | Шов стенки | 164.2 / 200.0 | = **0.821** | <= 1 |

**Проверка прочности торцевой плиты стойки**

Плита

| t [мм] | b [мм] | h [мм] | $u_л$ [мм] | $u_п$ [мм] |
|---|---|---|---|---|
| 10 | 305 | 320 | -7 | 23 |

| | | | |
|---|---|---|---|
| Число рядов болтов | m | = | 2 |
| Число болтов в ряду | n | = | 3 |

Расстояния

| № | До края [мм] | Между центрами [мм] |
|---|---|---|
| 1 | 50 | |
| 2 | 145 | 95 |
| 3 | 240 | 95 |

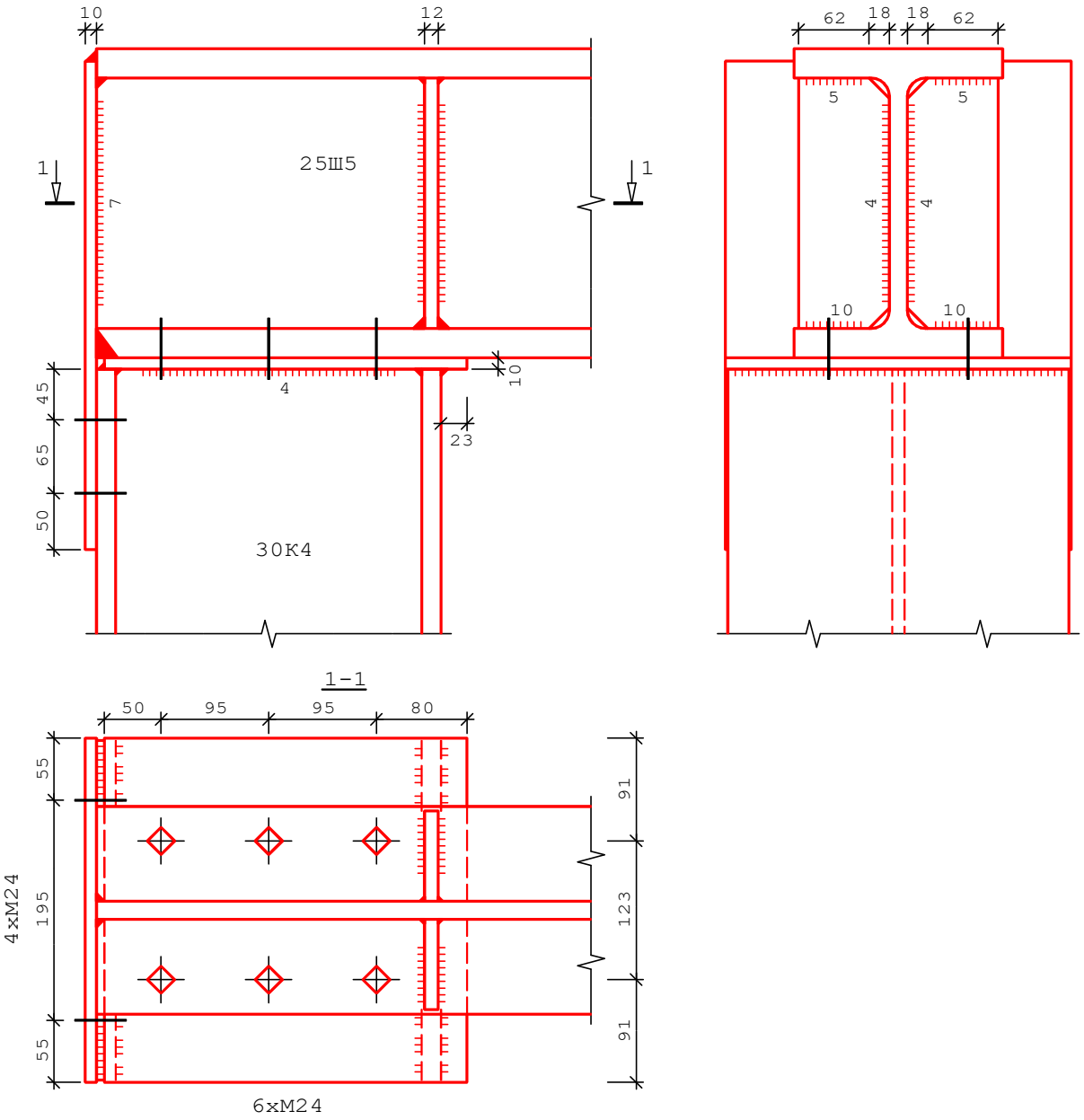
Расстояние до бокового края $a_2$ = 91 мм

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Усилия | Продольная сила | N | = -100.0 | кН |
| | Изгибающий момент | M | = -113.7 | кНм |
| | Поперечная сила | Q | = 100.0 | кН |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Условие прочности | Срез болтов | 16.7 / 149.2 | = **0.112** | <= 1 |
| | Смятие отверстий | 16.7 / 105.3 | = **0.158** | <= 1 |

**Несущая способность узла рамы обеспечена**

М = 1 :6




Спецификация

Ригель 25Ш5 bxh = 184 x 274 мм
Стойка 30К4 bxh = 301 x 304 мм
Ребро ригеля 2xbxhxt = 80 x 220 x 12 мм, c=18 мм
Накладка bxlxt = 305 x 433 x 10 мм
Плита стойки bxlxt = 305 x 320 x 10 мм

Расчет выполнен модулем 692 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t693 Сварной узел рамы

Конструкция: Сварной Г-образный узел рамы

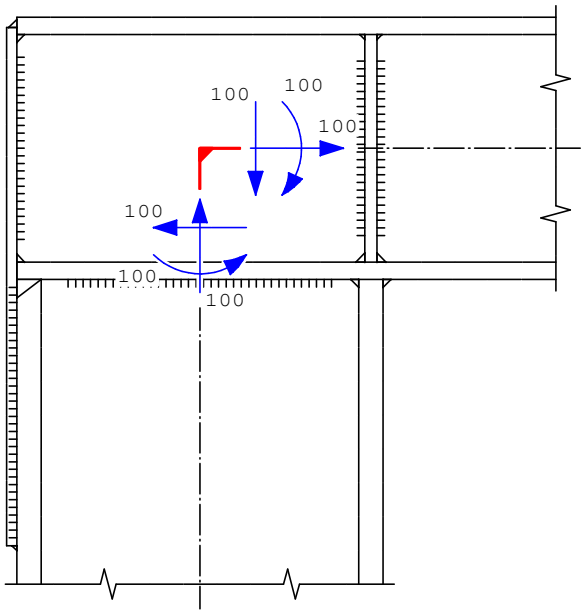
Ригель

| Профиль | h [мм] | b [мм] | $t_w$ [мм] | $t_f$ [мм] | R [мм] |
|---|---|---|---|---|---|
| 25Ш3 | 256 | 177 | 10.5 | 17 | 16 |

Стойка

| Профиль | h [мм] | b [мм] | $t_w$ [мм] | $t_f$ [мм] | R [мм] |
|---|---|---|---|---|---|
| 35К4 | 360 | 352 | 15 | 24 | 20 |

Нагружение: Усилия задаются в центре узла




Усилия

| Место | N [кН] | M [кНм] | Q [кН] |
|---|---|---|---|
| справа | 100.0 | -100.0 | 100.0 |
| снизу | -100.0 | -100.0 | 100.0 |

Расчет: Согласно СП 16.13330.2017

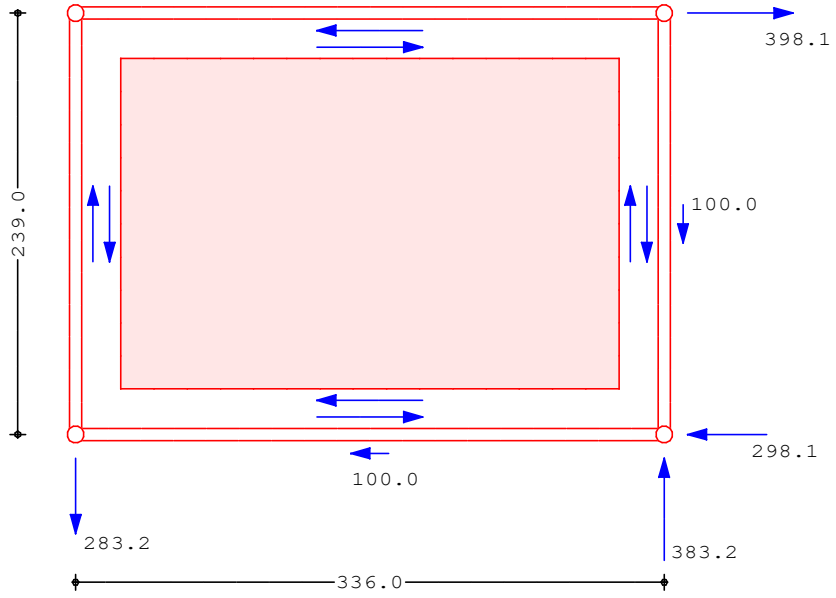
| | | |
|---|---|---|
| Сталь | **С 255** | |
| Расчетное сопротивление | $R_y$ = 230 | МПа |
| Коэффициент условий работы | $\gamma_c$ = 1.00 | - |
| Вид сварки | ручная сварка | |
| Расчетное сопротивление | $R_{wf}$ = 200 | МПа |

**Проверка прочности профилей**

| Сечение | N [кН] | M [кНм] | Q [кН] | σ [МПа] | τ [МПа] | $\sigma_v$ [МПа] | $\sigma/R_y\gamma_c$ | $\tau/R_s\gamma_c$ | $\sigma_v/R_y\gamma_c$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| справа | 100.0 | -82.0 | 100.0 | 118.6 | 42.3 | 112.4 | **0.515** | **0.317** | **0.489** |
| снизу | -100.0 | -112.8 | 100.0 | 43.3 | 20.7 | 47.2 | **0.188** | **0.155** | **0.205** |

**Проверка прочности стенки узла на основе стержневой модели**

Расчетная модель




| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Краевые моменты | справа | - 100.0 + 100.0 * 0.168 = | -83.2 | кНм |
| | снизу | - 100.0 - 100.0 * 0.120 = | -112.0 | кНм |
| Касательные силы | сверху, снизу | $T_в = T_н$ = | 398.1 | кН |
| | слева, справа | $T_л = T_п$ = | 283.2 | кН |
| Уд.касательная сила | | t = | 1184.9 | Н/мм |
| Условие прочности | Стенка | 112.8 / 133.4 = | **0.846** | <= 1 |

**Проверка прочности ребер жесткости**

Нагрузка на ребра

| Элемент | $F_в$ [кН] | $F_н$ [кН] | $F_л$ [кН] | $F_п$ [кН] |
|---|---|---|---|---|
| Ригель | -0.0 | -383.2 | | |

Ребра жесткости ригеля

| Ребро | t [мм] | b [мм] | h [мм] | c [мм] | $k_{fпв}$ [мм] | $k_{fпн}$ [мм] | $k_{fc}$ [мм] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,2 | 12 | 80 | 220 | 18 | 5 | 9 | 4 |

Усилия на гранях ребер

| Ребро | $F_1$ [кН] | $F_2$ [кН] | $F_3$ [кН] | $e_1$ [мм] | $e_2$ [мм] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1,2 | 139.3 | 31.0 | 0.0 | 49.0 | 220.0 |

Напряжения [МПа]

| Ребро | $\sigma_{v1}$ | $\sigma_{v2}$ | $\sigma_{v3}$ | $\sigma_{wv1}$ | $\sigma_{wv2}$ | $\sigma_{wv3}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,2 | 200.7 | 109.3 | 72.2 | 182.7 | 135.2 | 71.5 |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Условие прочности | Ребра 1,2 | 200.7 / 230.0 = | **0.873** | <= 1 |
| | Шов полки сверху | 71.5 / 200.0 = | **0.358** | <= 1 |
| | Шов полки снизу | 182.7 / 200.0 = | **0.914** | <= 1 |
| | Шов стенки | 135.2 / 200.0 = | **0.676** | <= 1 |

**Проверка прочности накладки**

Накладка

| t [мм] | b [мм] | l [мм] | $l_a$ [мм] |
|---|---|---|---|
| 10 | 180 | 506 | 260 |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| | Воспринимаемая сила | F = | 285.7 | кН |
| Условие прочности | Накладка | 158.7 / 230.0 = | **0.690** | <= 1 |

Сварные швы накладки

| $k_{fc}$ [мм] | $l_c$ [мм] | $A_c$ [см2] | $k_{fп}$ [мм] | $l_п$ [мм] | $A_п$ [см2] |
|---|---|---|---|---|---|
| 6 | 190 | 16.0 | 5 | 700 | 24.5 |

Условие прочности

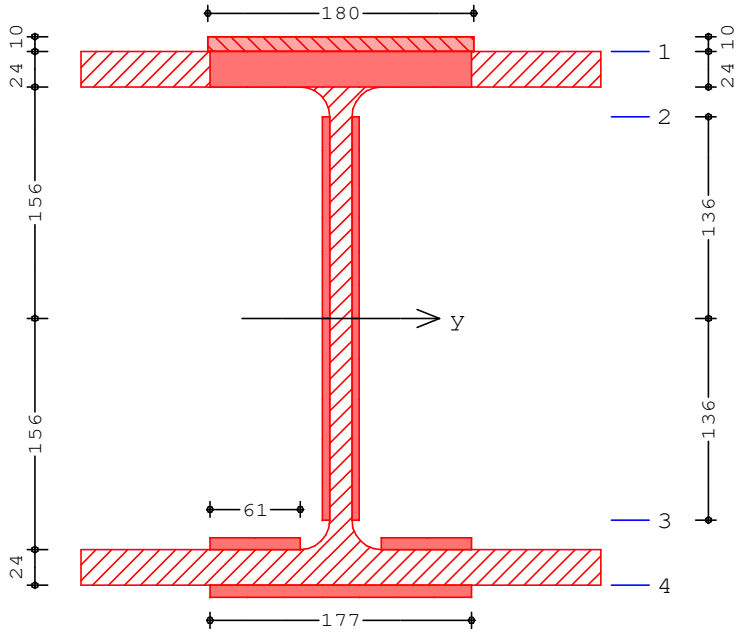
| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Шов стенки ригеля | 179.0 / 200.0 | = | **0.895** | <= 1 |
| Шов полки стойки | 116.6 / 200.0 | = | **0.583** | <= 1 |

**Проверка прочности сварных швов приварки стойки**

Швы стойки

| Место | | $k_f$ [мм] |
|---|---|---|
| Полка слева | Стыковой шов | 24 |
| Полка справа | | 8 |
| Стенка | | 5 |

Сварные швы




Характеристики

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Площадь сечения швов | A | = | 96.3 | см2 |
| Статический момент сечения | $S_y$ | = | 761.7 | см3 |
| Момент инерции сечения | $I_y$ | = | 24198 | см4 |
| Площадь сечения швов стенки | $A_c$ | = | 19.0 | см2 |

Примечание. Для данной формы исполнения при определении характеристик сечения сварных швов учитывается сечение накладки

Примечание. Длина швов полки ограничена шириной полки ригеля и составляет 177 мм

Усилия

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Продольная сила | N | = | -100.0 | кН |
| Изгибающий момент | M | = | -112.8 | кНм |
| Поперечная сила | Q | = | 100.0 | кН |
| Нормальные напряжения | $\sigma_1$ | = | 56.6 | МПа |
| | $\sigma_2$ | = | 27.4 | МПа |
| | $\sigma_3$ | = | -153.3 | МПа |
| | $\sigma_4$ | = | -182.5 | МПа |
| Касательные напряжения $\tau_2$ = | $\tau_3$ | = | 52.5 | МПа |
| Приведенные напряжения | $\sigma_{v2}$ | = | 59.2 | МПа |
| | $\sigma_{v3}$ | = | 162.0 | МПа |

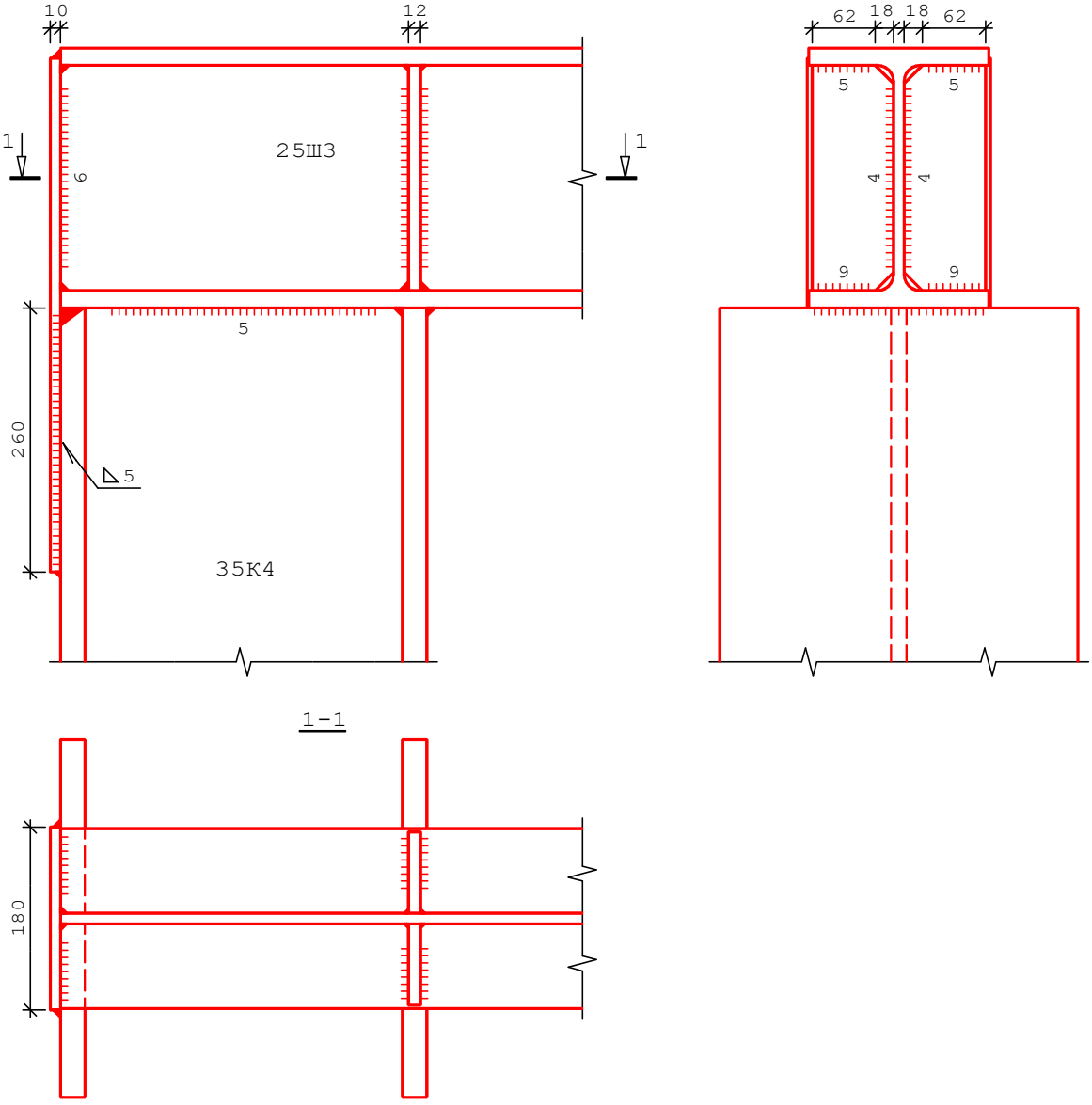
Условие прочности

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Стыковой шов | 56.6 / 230.0 | = | **0.246** | <= 1 |
| Шов стенки | 162.0 / 200.0 | = | **0.810** | <= 1 |

Шов полки 182.5 / 200.0 = **0.913** <= 1

**Несущая способность узла рамы обеспечена**

М = 1 :7



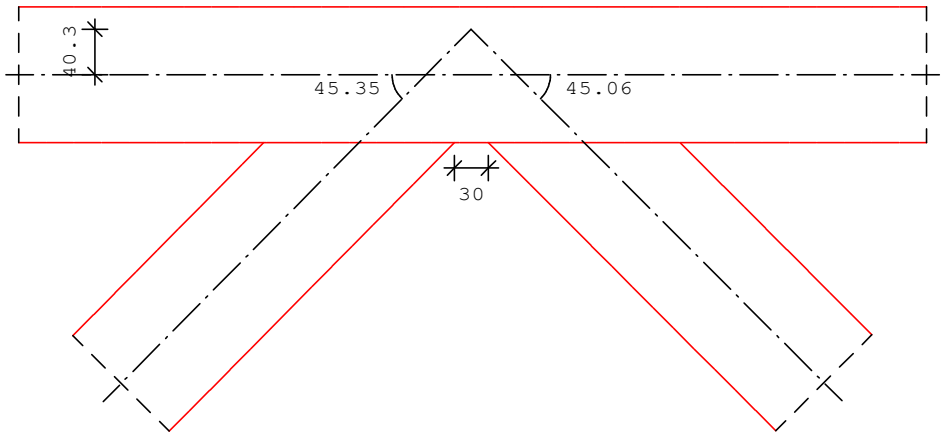

Спецификация

Ригель 25Ш3 bxh = 177 x 256 мм
Стойка 35К4 bxh = 352 x 360 мм
Ребро ригеля 2xbxhxt = 80 x 220 x 12 мм, c=18 мм
Накладка bxlxt = 180 x 506 x 10 мм

Расчет выполнен модулем 693 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t694 Узел фермы из гнутосварных профилеё

Узел — К-образный узел при треугольной решётке




| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Размеры сечения пояса | Высота | $h_n$ | = | 120 | мм |
| | Ширина | $b_n$ | = | 120 | мм |
| | Толщина | $t_n$ | = | 7.0 | мм |
| | Площадь | $A_n$ | = | 29.96 | см2 |
| Размеры сечения элемента решётки | Высота | $h_p$ | = | 120 | мм |
| | Ширина | $b_p$ | = | 80 | мм |
| | Толщина | $t_p$ | = | 6.0 | мм |
| | Площадь | $A_p$ | = | 21.63 | см2 |
| Угол примыкания к поясу левого раскоса | | $\alpha_1$ | = | 45.35 | град |
| правого раскоса | | $\alpha_2$ | = | 45.06 | град |
| Расстояние по рис.22 СП 294 | | 2g | = | 30.0 | мм |
| Узловой эксцентриситет | | e | = | 40.3 | мм |

**Предупреждение** При e > $0.1h_n$ требуется учёт расцентровки осей

Усилия

Продольная сила в поясе со стороны растянутого элемента решётки — F = 424.63 кН

Сила и момент в элементе решётки

| Элемент решётки | N [кН] | M [кНм] |
|---|---|---|
| Левый раскос | 300.76 | 8.03 |
| Правый раскос | -293.31 | 3.36 |

Расчёт — Согласно СП 294.1325800.2017, 14.3

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Расчётное сопротивление стали пояса | | $R_y$ | = | 350 | МПа |
| Расчётное сопротивление стали решётки | | $R_{yd}$ | = | 350 | МПа |
| Катет сварного шва | | $k_f$ | = | 5 | мм |
| Сопротивление металла шва | | $R_{wf}$ | = | 215 | МПа |
| Коэффициент для расчёта шва | | $\beta_f$ | = | 0.70 | - |
| Коэффициент условий работы | | $\gamma_c$ | = | 1.000 | - |

Коэффициент использования профиля пояса
$|F| / (A_n R_y)$ = 0.405 -

**Проверка несущей способности стенки (полки) пояса**

**Левый раскос** Проверка по условию (86) **0.614** <= 1

**Правый раскос** Проверка по условию (86) **0.610** <= 1

**Примечание.** Проверка несущей способности боковой стенки пояса при сжатии не требуется, так как $b_p/b_n$ = 0.667 <= 0.85

**Проверка несущей способности элемента решётки**

**Левый раскос** Проверка по условию (89) **0.419** <= 1

**Правый раскос** Проверка по условию (89) **0.460** <= 1

**Проверка прочности сварных швов**

**Левый раскос** Проверка по условию (91) **0.984** <= 1

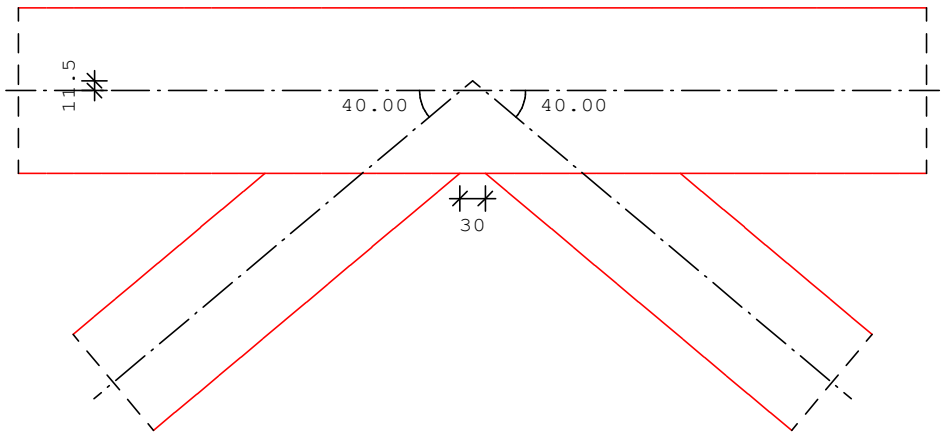
**Правый раскос** Проверка по условию (91) **0.897** <= 1

**Несущая способность узла фермы обеспечена**

Расчет выполнен модулем 694 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт

## Поз. t695 Расчёт узла фермы с поясами из двутавров

Узел К-образный узел при треугольной решётке




| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Профиль пояса | Двутавр 20Ш1 | | | ГОСТ Р 57837-2017 |
| Размеры сечения пояса | Высота | $h_n$ | = 194 | мм |
| | Ширина | $b_n$ | = 150 | мм |
| | Толщина полки | $t_n$ | = 9.0 | мм |
| | Толщина стенки | $s_n$ | = 6.0 | мм |
| | Радиус закругления | $r_n$ | = 13 | мм |
| | Площадь | $A_n$ | = 39.01 | см2 |
| Элемент решётки | Двутавр 15К1 | | | ГОСТ Р 57837-2017 |

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Размеры сечения элемента решётки | Высота | $h_p$ | = | 147 | мм |
| | Ширина | $b_p$ | = | 149 | мм |
| | Толщина полки | $t_p$ | = | 8.5 | мм |
| | Толщина стенки | $s_p$ | = | 6.0 | мм |
| | Радиус закругления | $r_p$ | = | 11 | мм |
| | Площадь | $A_p$ | = | 34.17 | см2 |
| Угол примыкания к поясу левого раскоса | | $\alpha_1$ | = | 40.00 | ° |
| правого раскоса | | $\alpha_2$ | = | 40.00 | ° |
| | Расстояние по рис.26 СП 294 | 2g | = | 30.0 | мм |
| | Узловой эксцентриситет | e | = | 11.5 | мм |

Примечание. При e <= $0.1h_n$ допускается не учитывать расцентровку осей

Усилия

Продольная сила в поясе со стороны растянутого элемента решётки F = 0.00 кН

Сила и момент в элементе решётки

| Элемент решётки | N [кН] | M [кНм] |
|---|---|---|
| Левый раскос | 100.00 | 0.00 |
| Правый раскос | -100.00 | 0.00 |

Расчёт

Согласно СП 294.1325800.2017, 15.2

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Сталь пояса | **С 275** | | | |
| Расчётное сопротивление | $R_y$ | = | 270 | МПа |
| | $R_s$ | = | 156.6 | МПа |
| Сталь решётки | **С 275** | | | |
| Расчётное сопротивление | $R_{yd}$ | = | 270 | МПа |
| Катет сварного шва полки | $k_{f1}$ | = | 5 | мм |
| Катет сварного шва стенки | $k_{f2}$ | = | 5 | мм |
| Сопротивление металла шва | $R_{wf}$ | = | 200 | МПа |
| Коэффициент для расчёта шва | $\beta_f$ | = | 0.70 | - |
| Коэффициент условий работы | $\gamma_c$ | = | 1.000 | - |
| Коэффициент использования профиля пояса | $\lvert F\rvert / (A_n R_y)$ | = | 0.000 | - |

**Проверка несущей способности полки пояса**

**Левый раскос** Проверка по условию (105) **0.124** <= 1

**Правый раскос** Проверка по условию (105) **0.124** <= 1

**Проверка несущей способности стенки пояса при сжатии**

**Правый раскос** Проверка по условию (107) **0.116** <= 1

**Проверка несущей способности пояса при действии поперечной силы**

Поперечная сила в узле Q = 64.28 кН

Проверка по условию (108) **0.224** <= 1

при $\chi$ = 0.251 -

**Проверка несущей способности элемента решётки**

**Левый раскос** Проверка по условию (109) **0.165** <= 1

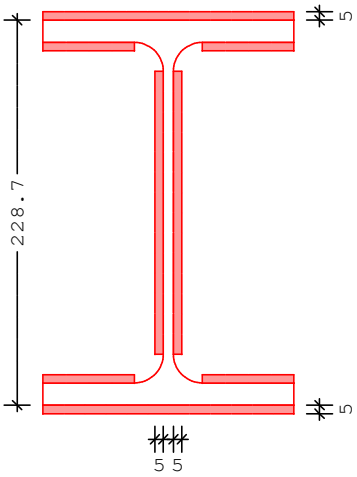
Коэффциент в условии 1 + 0.05d / t = 1.828 -

**Правый раскос** Проверка по условию (109) **0.198** <= 1

Коэффициент в условии 1 + 0.05d / t = 1.828 -

**Проверка прочности сварных швов**

Сварные швы левого раскоса ($\alpha$ = 40.00°)




Расчётные напряжения в сварных швах левого раскоса

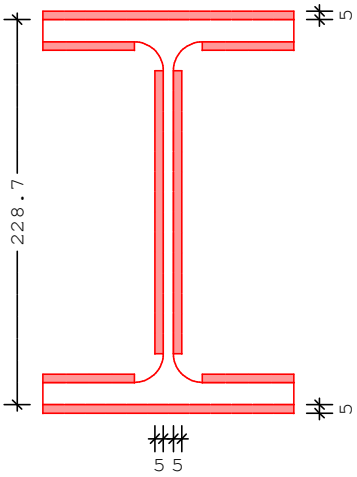
| $A_w$ [см2] | $I_w$ [см4] | $A_{wc}$ [см2] | $N_0$ [кН] | M [кНм] | Q [кН] | $\sigma_1$ [МПа] | $\sigma_2$ [МПа] | $\tau$ [МПа] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 30.66 | 2507 | 11.76 | 64.28 | 0.00 | 76.60 | 21.0 | 21.0 | 65.1 |

$A_w$, $I_w$ - площадь и момент инерции сечения сварных швов с учётом $\beta_f$
$A_{wc}$ - площадь сечения сварных швов стенки с учётом $\beta_f$
$N_0 = N\sin\alpha$, $Q = N\cos\alpha$ - усилия в наклонном сечении
$\sigma_1 = N_0 / A_w + Mz_1 / I_w$, $z_1 = h_p / (2\sin\alpha)$
$\sigma_2 = N_0 / A_w + Mz_2 / I_w$, $z_2 = z1 - (t_p + r_p) / \sin\alpha$
$\tau = Q / A_{wc}$

**Левый раскос** Условия прочности $\sigma_1 / (\gamma_c R_{wf})$ = **0.105** <= 1

$(\sigma_2^2 + \tau^2)^{1/2} / (\gamma_c R_{wf})$ = **0.342** <= 1

Сварные швы правого раскоса ($\alpha$ = 40.00°)



Расчётные напряжения в сварных швах правого раскоса

| $A_w$ [см2] | $I_w$ [см4] | $A_{wc}$ [см2] | $N_0$ [кН] | M [кНм] | Q [кН] | $\sigma_1$ [МПа] | $\sigma_2$ [МПа] | $\tau$ [МПа] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 30.66 | 2507 | 11.76 | 64.28 | 0.00 | 76.60 | 21.0 | 21.0 | 65.1 |

**Правый раскос** Условия прочности $\sigma_1 / (\gamma_c R_{wf}) =$ **0.105** <= 1

$(\sigma_2^2 + \tau^2)^{1/2} / (\gamma_c R_{wf}) =$ **0.342** <= 1

**Несущая способность узла фермы обеспечена**

Расчет выполнен модулем 695 программы СТАТИКА 2027 © ООО Техсофт