

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	γ [кН/м³]	γ_s [кН/м³]	γ_d [кН/м³]	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	ϕ [град]	c [кН/м²]	E [МПа]	E _e [МПа]	ν
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	$\gamma_g(g)$	$\gamma_g(\phi)$	$\gamma_g(c)$	N	$\gamma_g(g)$	$\gamma_g(\phi)$	$\gamma_g(c)$
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

№	γ_f	k ₁	учет С	группа О	знак несоч.	распред по прол
1	1.10					
2	1.30	0.35	+	+		неблаг.
3	1.00				±	

Коэффициент

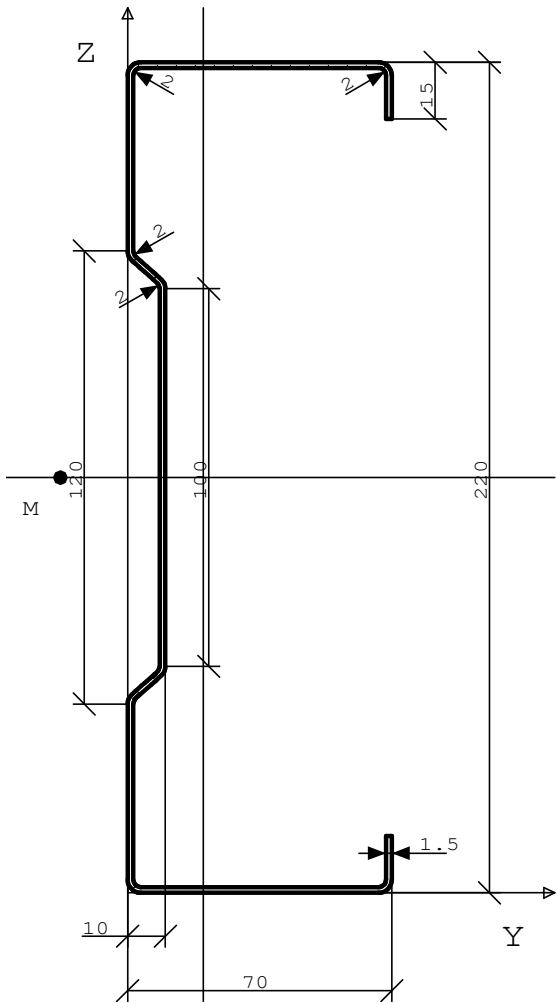
учет С - кратковр. нагрузка учитывают в сейсм. РСН
учет О - кратковр. нагрузка учитывают в особом РСН
надежности по ответственности сооружения $\gamma_n = 1.00$

Поз. t033

Тонкостенный профиль

Сечение

М = 1 : 2



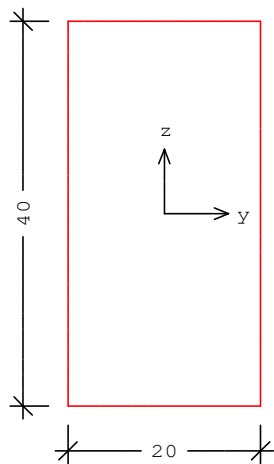
Высота сечения	h	$=$	220	мм
Ширина сечения	b	$=$	70	мм
Координата центра тяжести сечения	y_c	$=$	20.4	мм
Координата центра кручения	y_t	$=$	-17.4	мм
Площадь сечения	A	$=$	5.81	см ²
Моменты сопротивления сечения	W_y	$=$	38.02	см ³
	W_z	$=$	6.07	см ³
Моменты инерции сечения	I_y	$=$	415.4	см ⁴
	I_z	$=$	29.6	см ⁴
Момент инерции свободного кручения	I_t	$=$	0.05	см ⁴
Секториальный момент инерции	I_w	$=$	3260	см ⁶

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 [см ⁴]	W_y [см ³]	S_y [см ³]
	106667	5333	4000

Закрепления	x [м]	Вид закрепления
	0.00	Шарнирное
	5.00	Шарнирное

Нагрузки	№	Вид нагрузки	γ_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	K	Номер нагрузки (Коэффициент)	
	1	1	(1.10)
	2	1	(1.10) 2 (1.20)

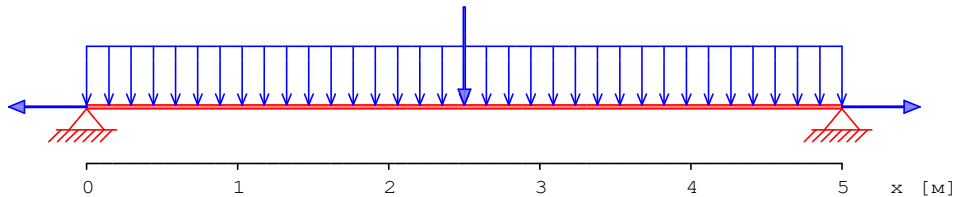
Расчет Согласно СП 64.13330.2017

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 °С
Срок службы сооружения - 10 лет

Коэффициенты условий работы	m_B	=	1.00	-
	m_m	=	1.00	-
	m_a	=	0.90	-

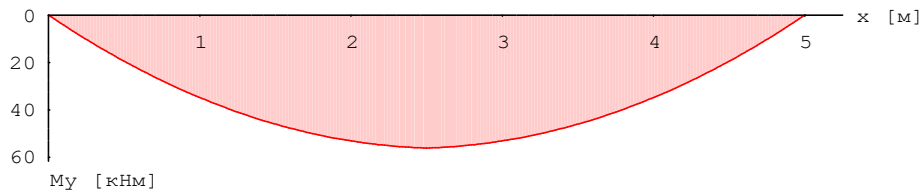
Проверка прочности по нормальному напряжению

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

σ_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

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

Нормальное напряжение от M_y

σ_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

$R_{\text{и}} = R^A m_{дл} \Gamma m_i$	=	10.88	МПа
R^A	=	24.00	МПа

Условие прочности

$\sigma_N / R_p + \sigma_M / R_{\text{и}}$	=	0.000 + 0.967	=	0.967	<=	1

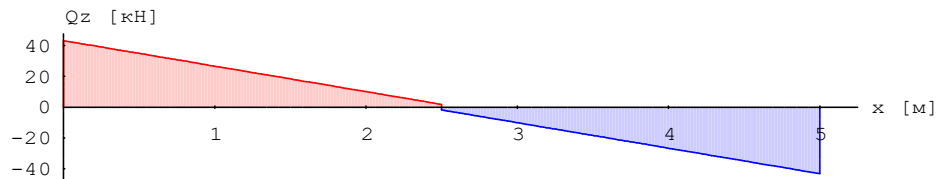
Проверка прочности по касательному напряжению

Расчетная комбинация

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

Поперечная сила

x [М]	Q_z [кН]	$Q_z, \text{дл}$ [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
	$Q_z, \text{дл}$	=	43.05	кН

Касательное напряжение	τ	=	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

$$\begin{array}{lcl} R = R^A_{m_{\text{ДЛ}}} \Gamma m_i & = & 1.09 \quad \text{МПа} \\ R^A & = & 2.40 \quad \text{МПа} \end{array}$$

Условие прочности

$$\tau / R = 0.81 / 1.09 = 0.742 \leq 1$$

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

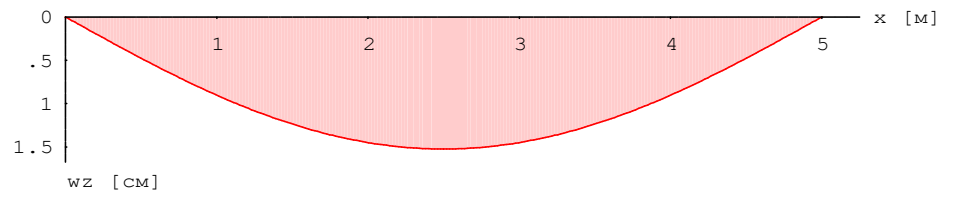
$E^{II} = E_{CP} m_{дл}, E_{B} m_m m_{C.C}$	=	8.00	ГПа
E_{CP}	=	10.00	ГПа
$m_{дл}, E$	=	0.80	-
$m_{C.C}$	=	1.00	-

Изгибная жесткость

$$EI_y = 8.53 \text{ MHm}^2$$

Прогиб и поворот

x [M]	w_z [CM]	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

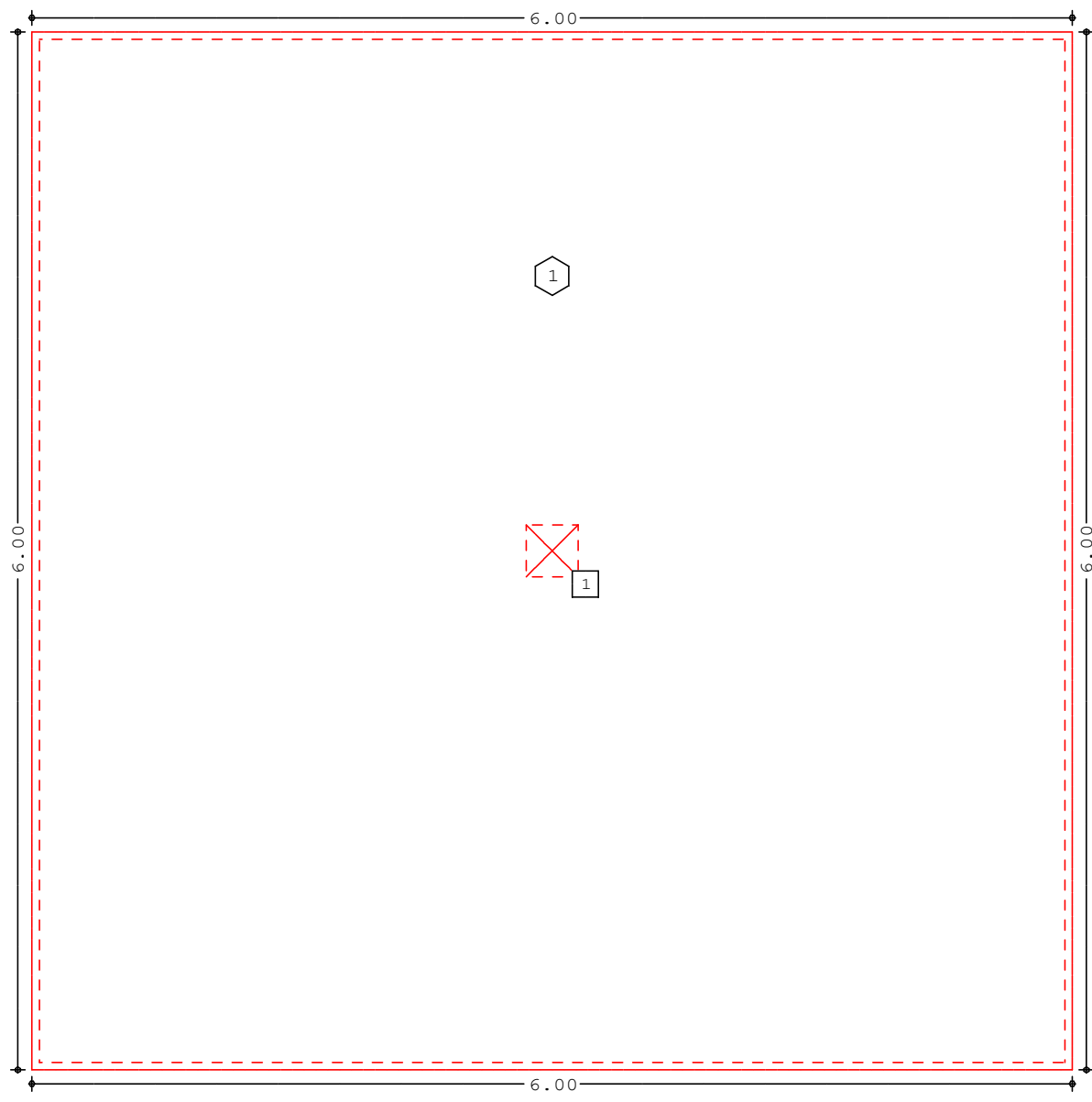
Расчет выполнен модулем 100 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

Поз. t200K

Квадратная плита

Расчетная схема

М = 1 : 40



Плиты

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

Условия закрепления

№ плиты	Ширина опирания [см]				Закрепления сторон [-, %]			
	Н	П	В	Л	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	ly	x	y	П	В	М	Жёсткость
	[см]	[см]						
1	30.0	30.0	3.00	3.00	1	1	1	5.000e+06

х, у - 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	l _x [см]	l _y [см]	h [см]
1	плавн.	50.0	50.0	30.0

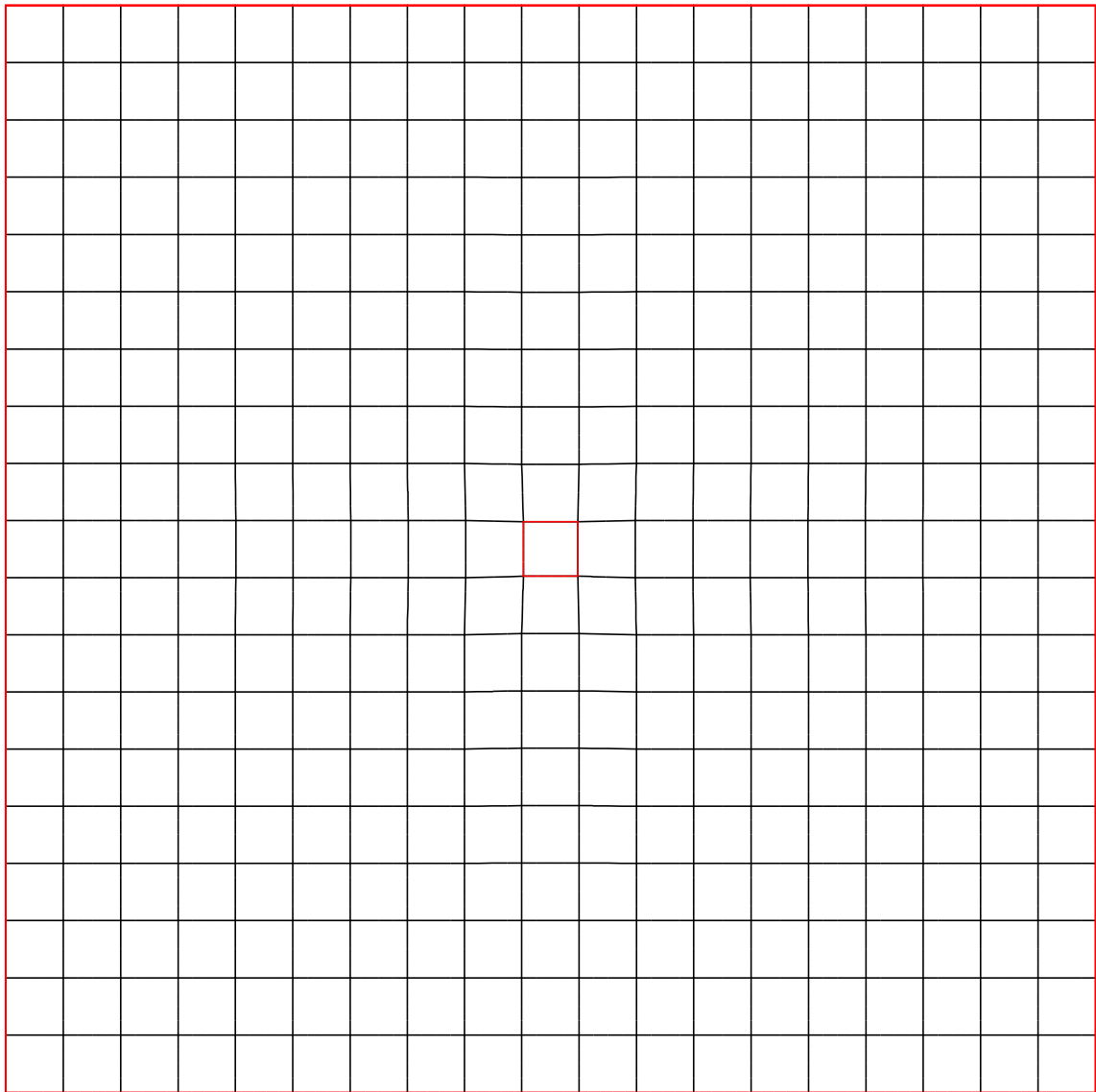
Нагружение

№	Вид	K _l	γ _f	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
 K_l - 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

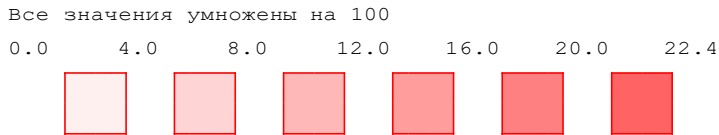
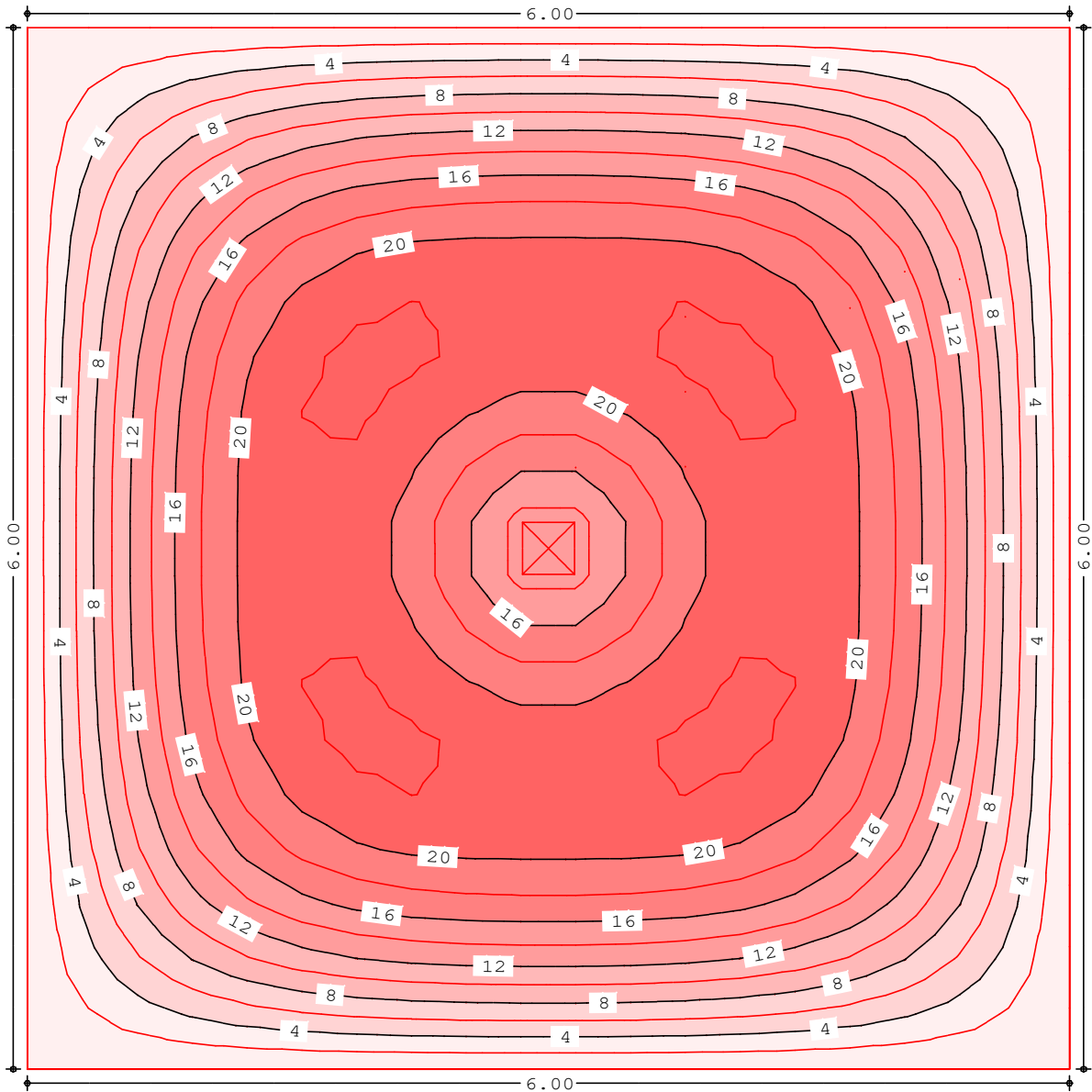
Нагрузка № 1

Постоянная нагрузка

Перемещения

[мм]

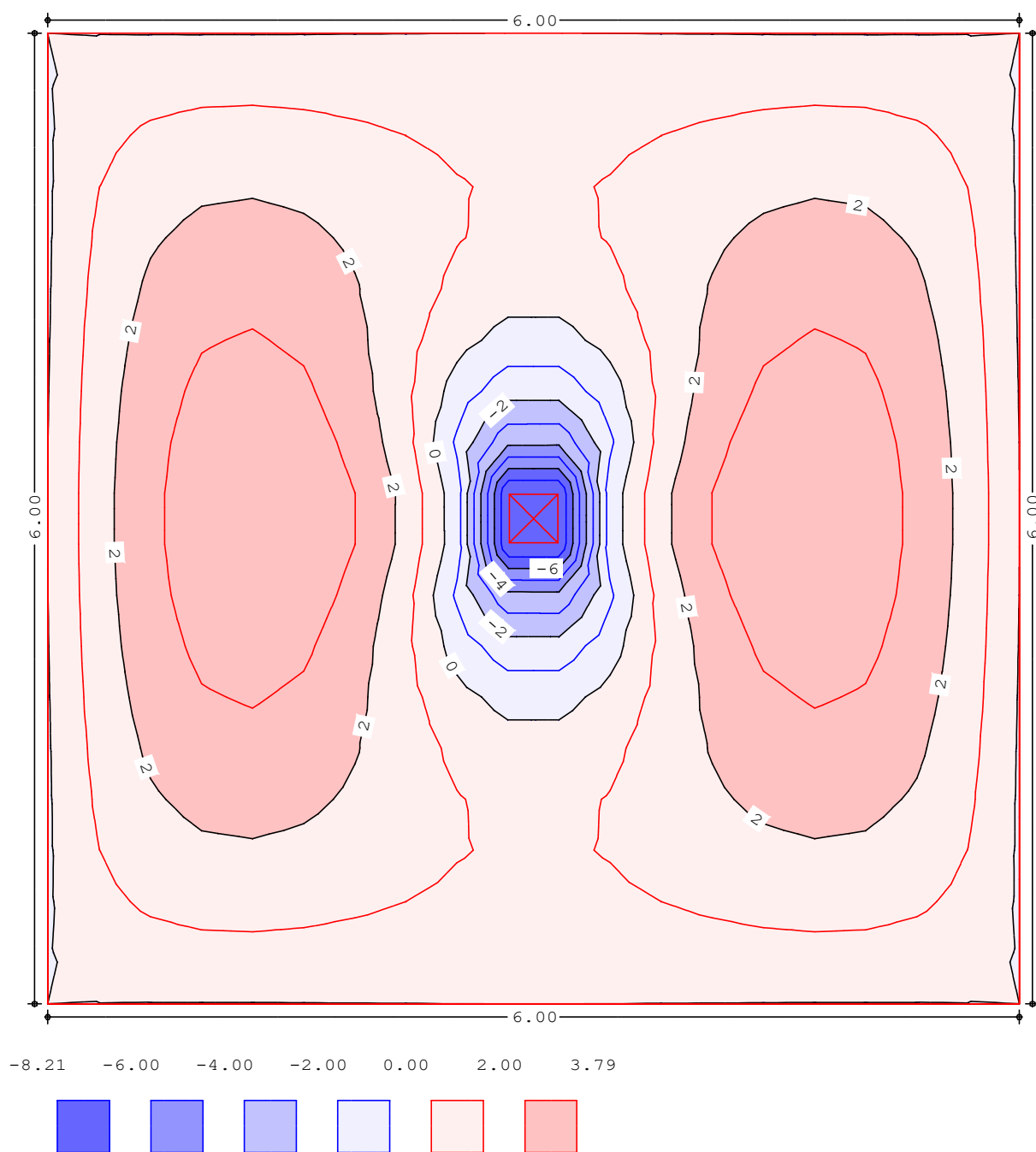
М = 1 :40



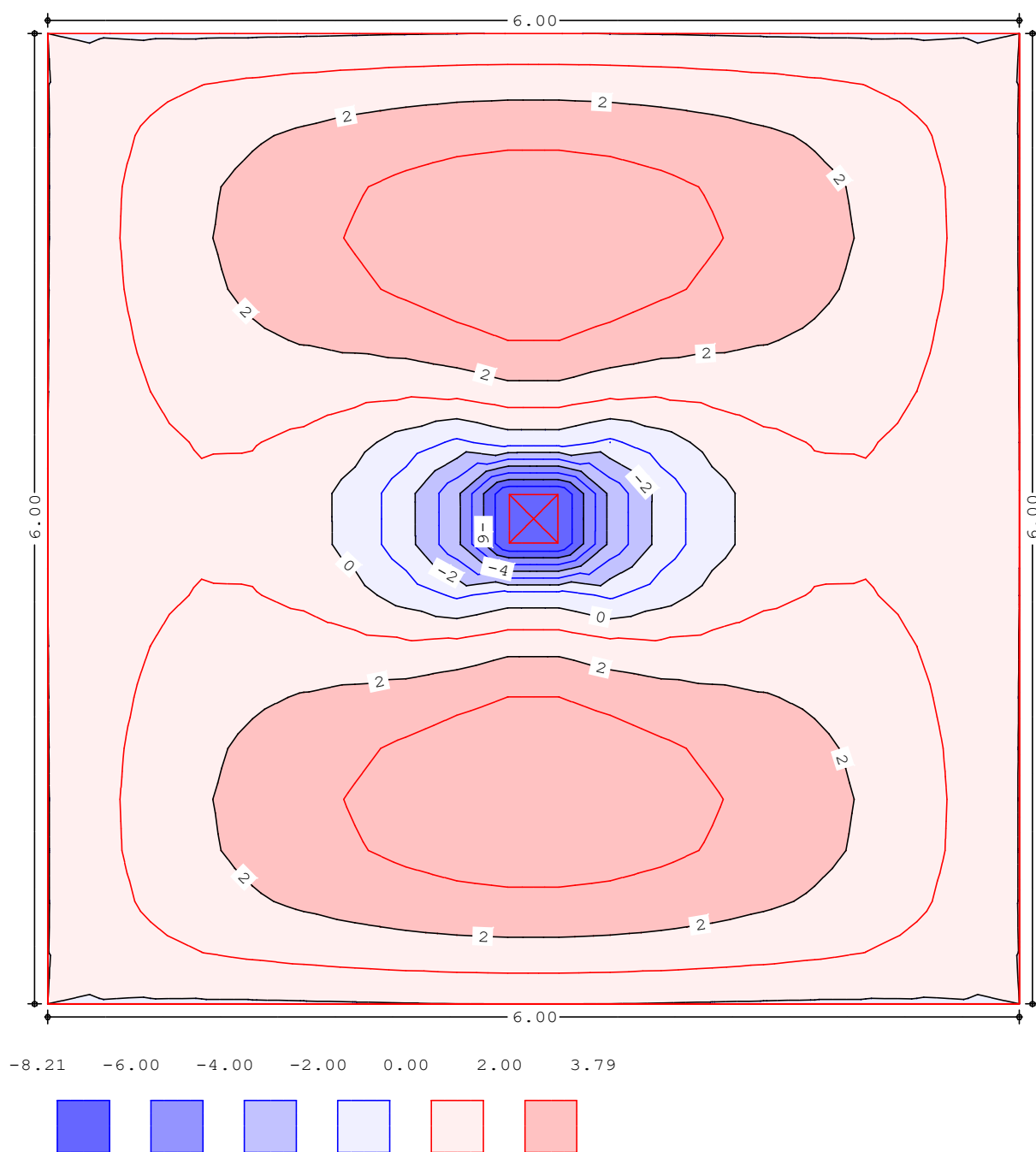
Перемещения

№ плиты	w [мм]
1	0.22

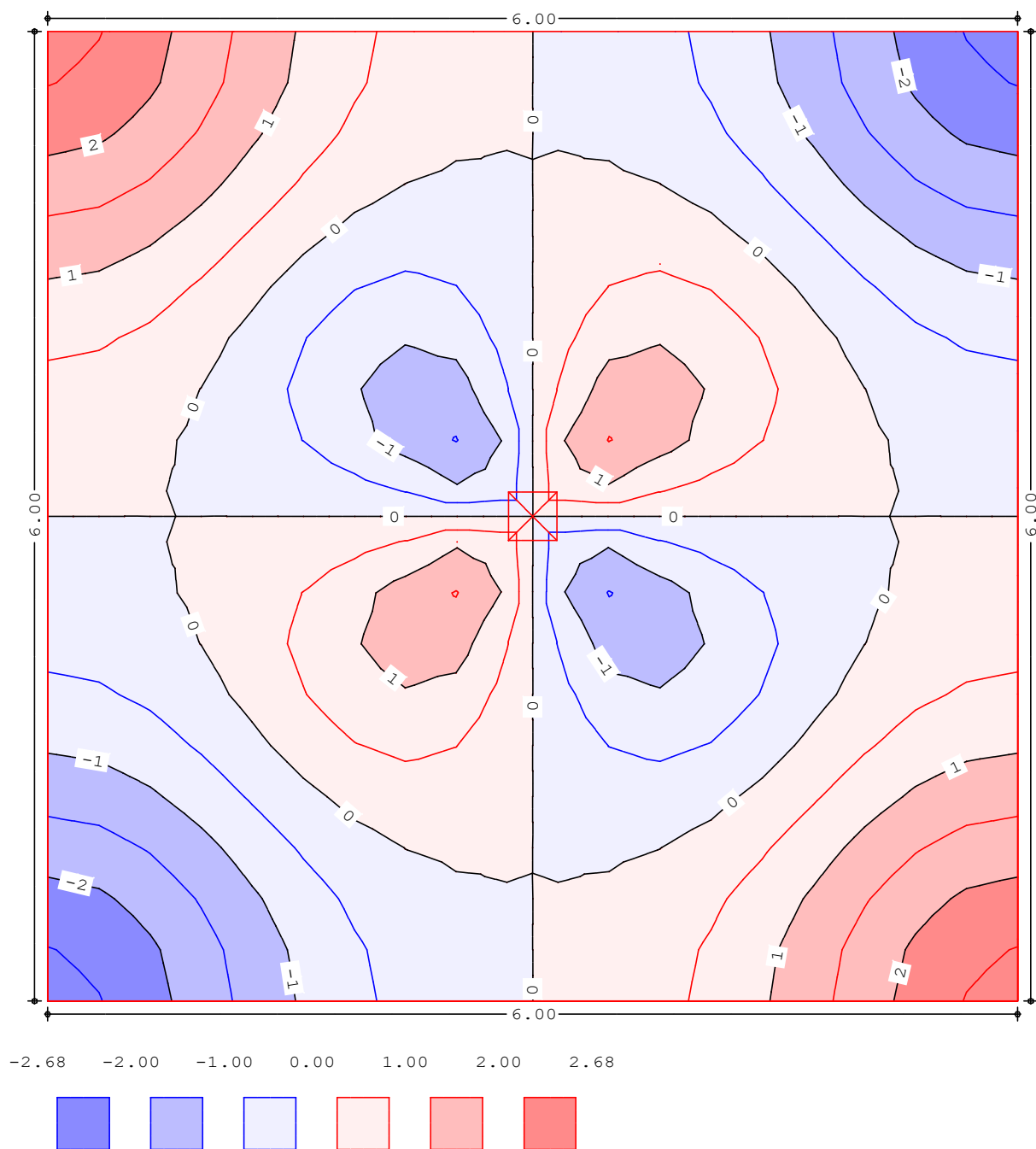
Моменты Мх [кНм/м]
М = 1 : 40



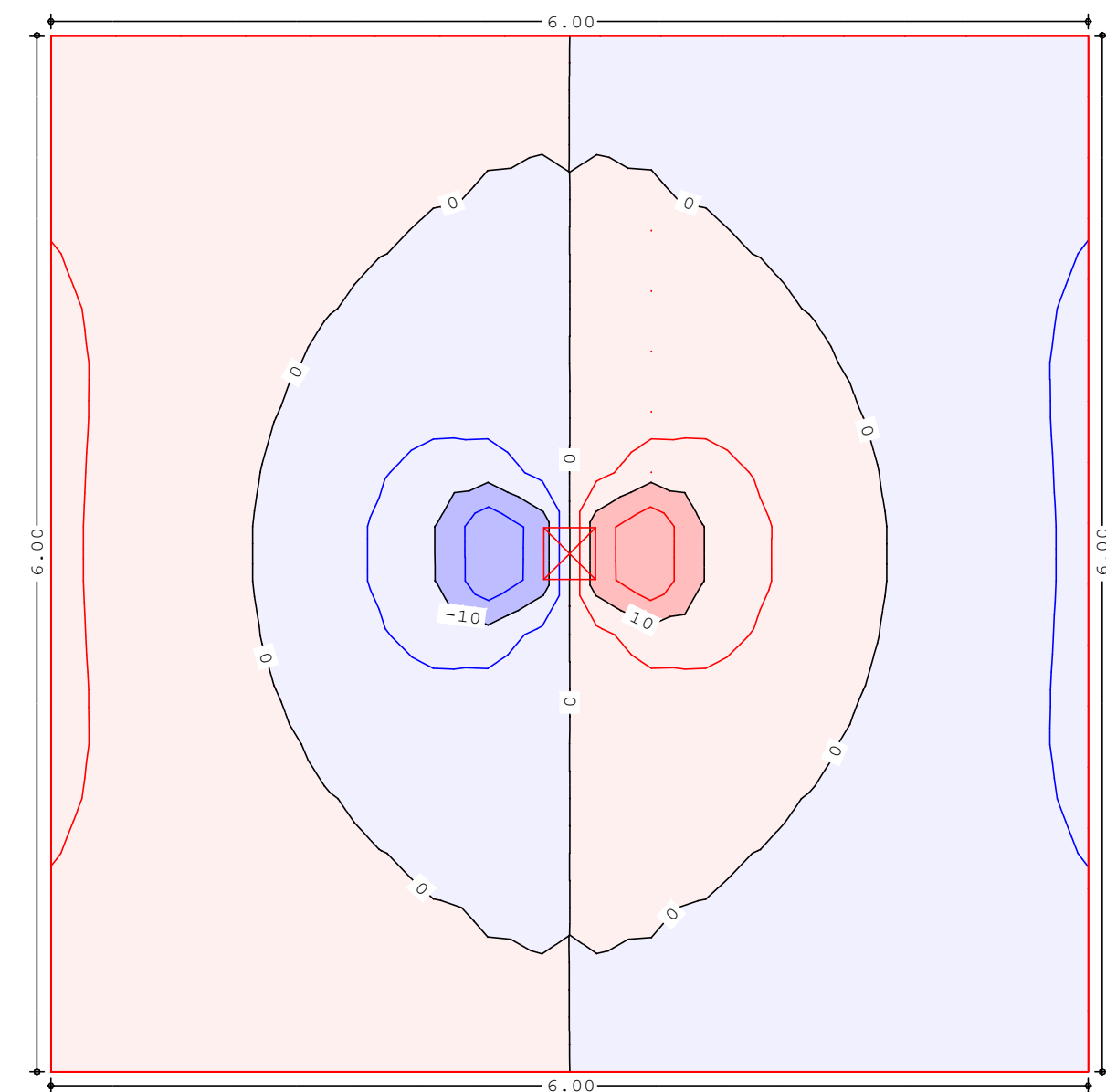
Моменты M_y [кНм/м]
М = 1 : 40



Моменты M_{xy} [кНм/м]
М = 1 : 40



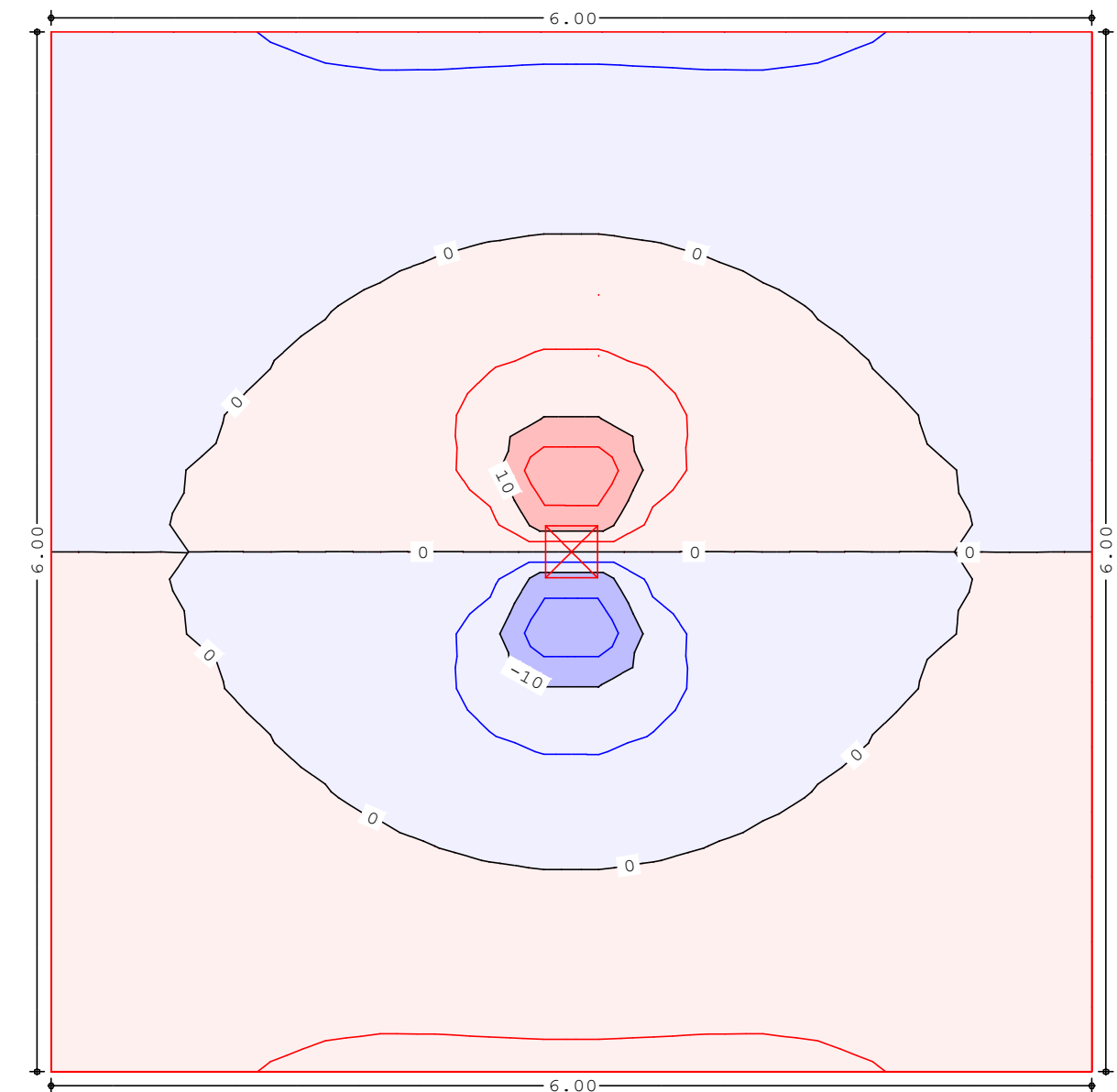
Поперечные силы Q_x [кН/м]
М = 1 : 40



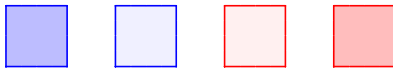
-19.0 -10.0 0.0 10.0 19.0



Поперечные силы Q_y [кН/м]
 М = 1 : 40



-19.0 -10.0 0.0 10.0 19.0



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

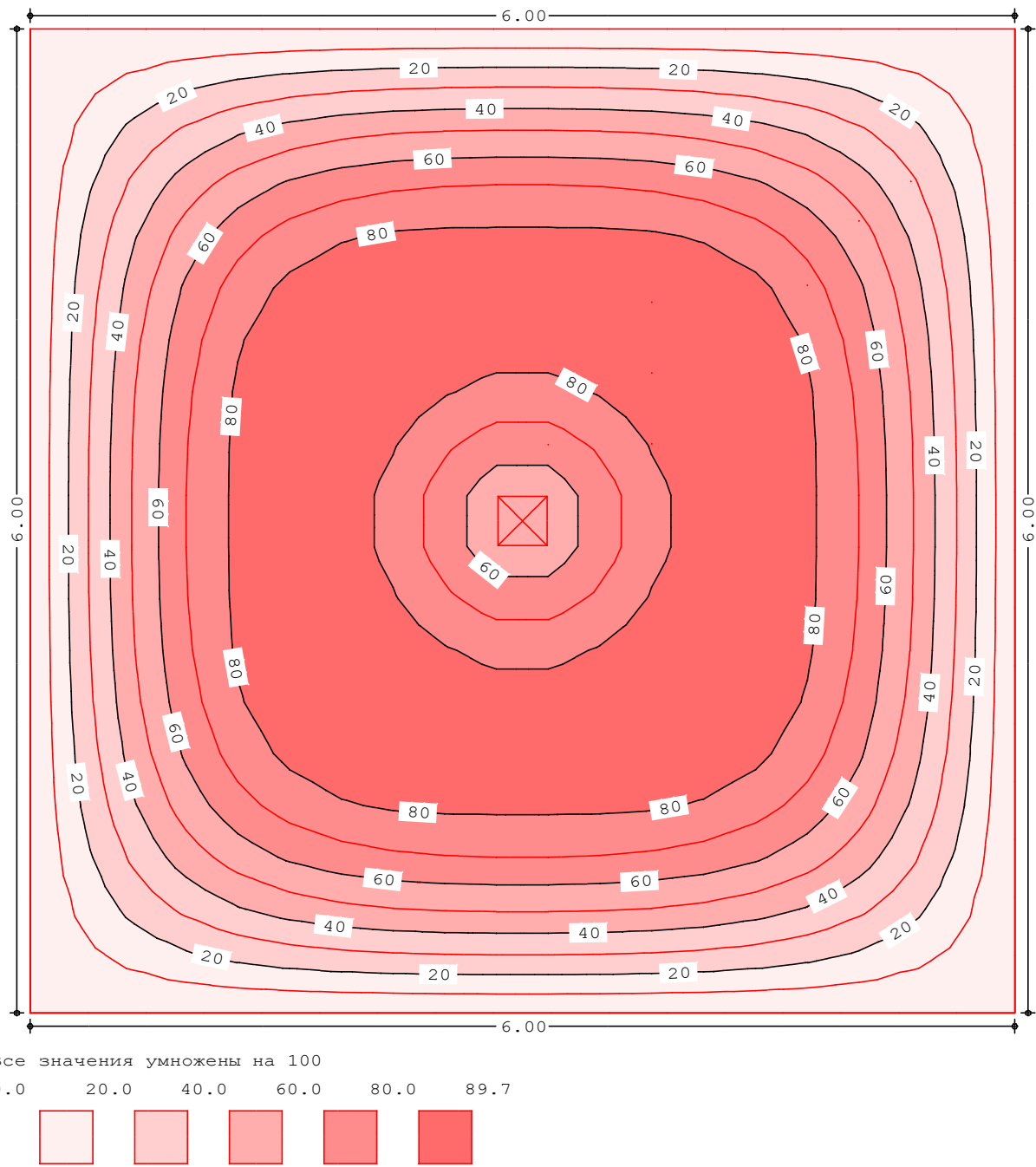
Q = 180.0 кН

Нагрузка № 2

Кратковременная нагрузка

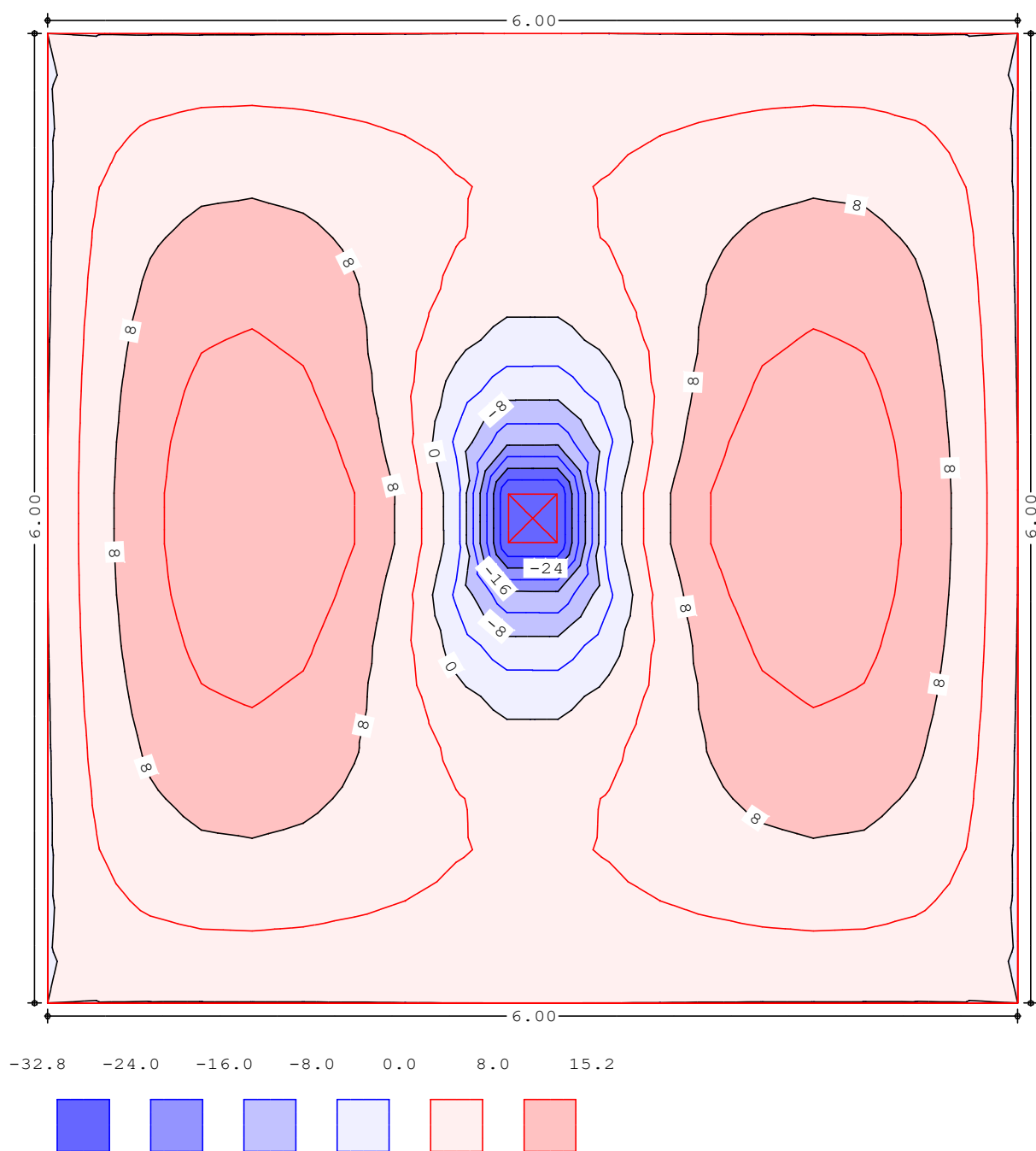
Перемещения [мм]

М = 1 : 40

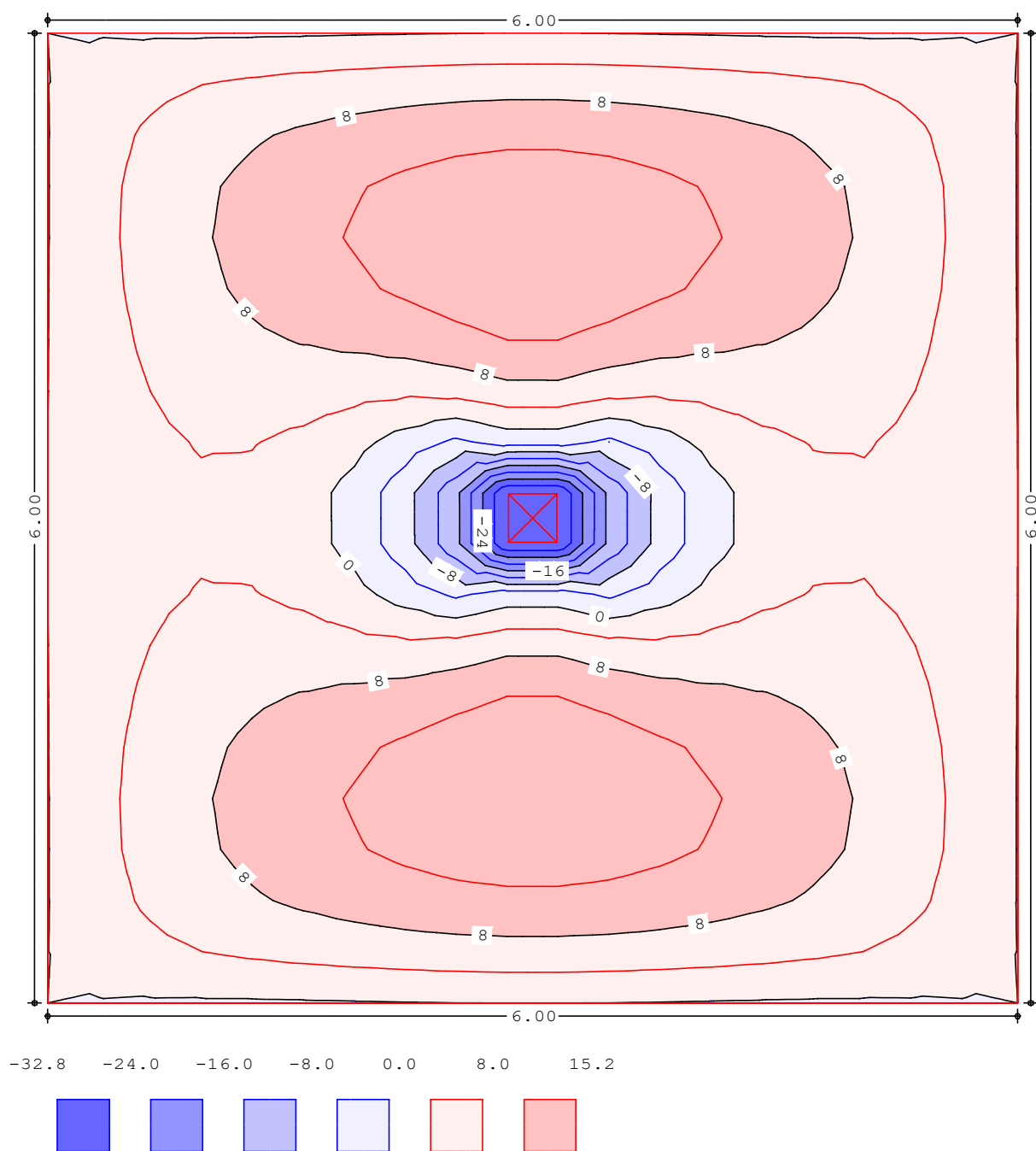


Перемещения	№ плиты	w [мм]
	1	0.90

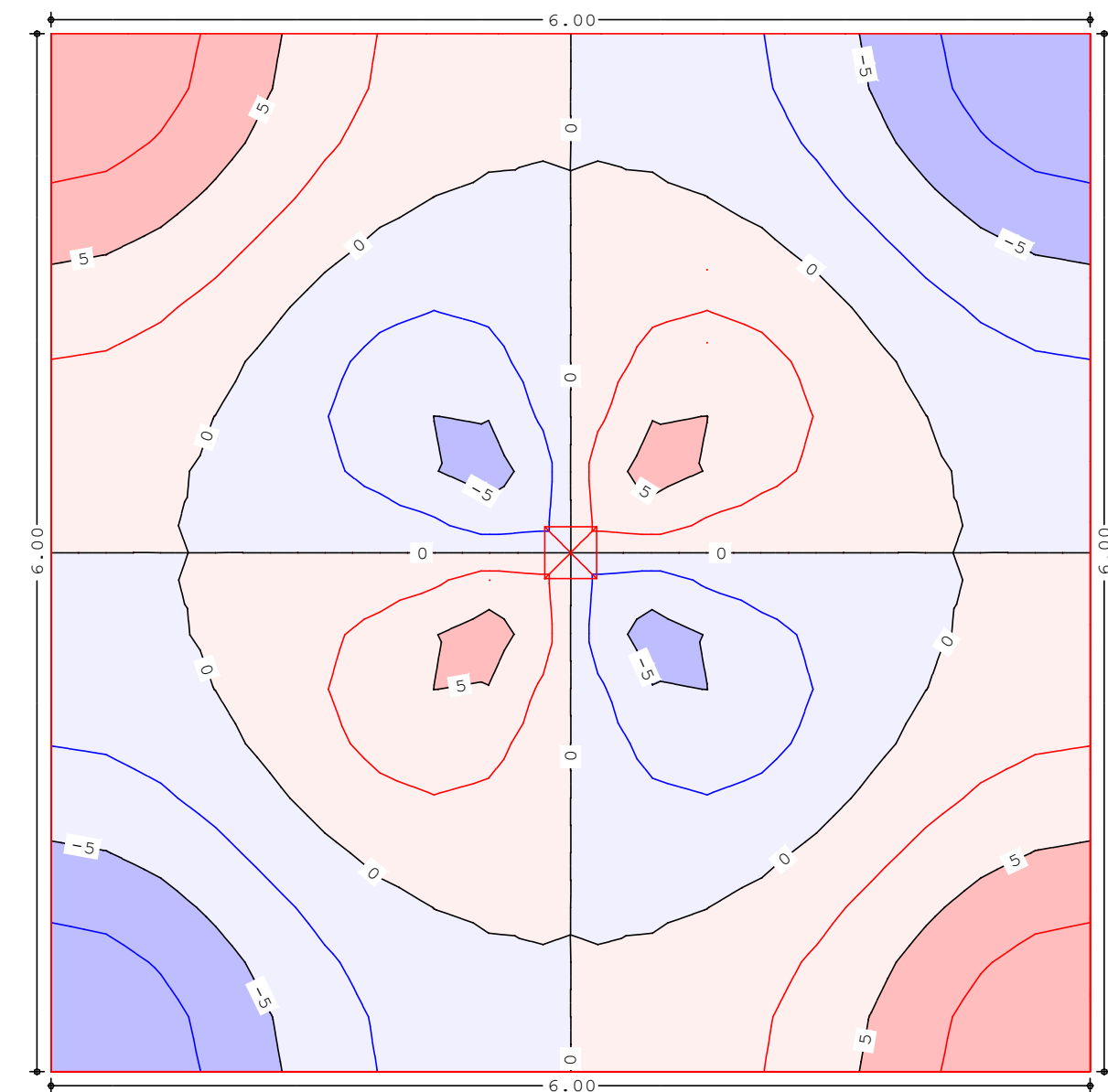
Моменты M_x [кНм/м]
М = 1 : 40



Моменты M_y [кНм/м]
М = 1 : 40



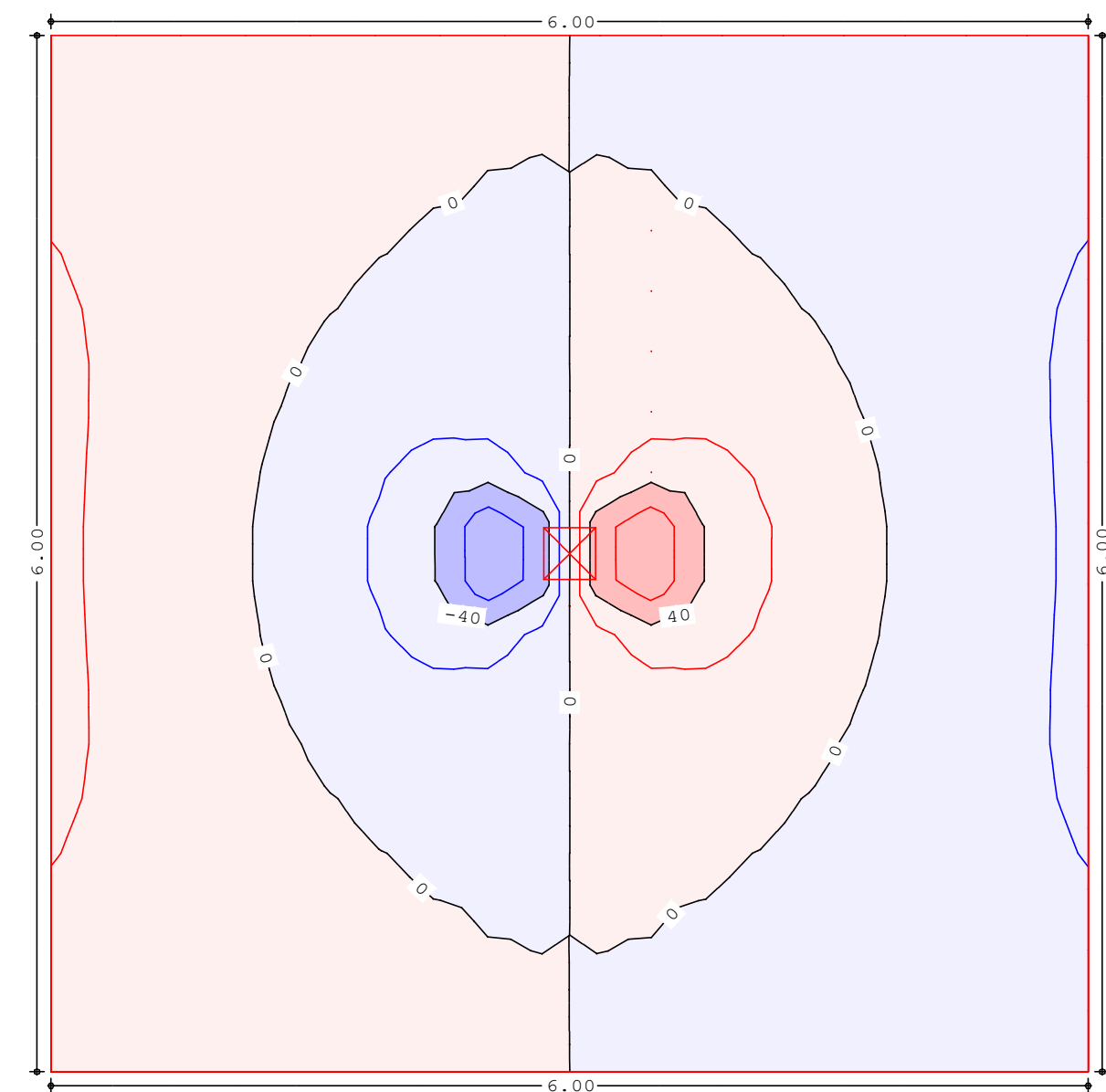
Моменты M_{xy} [кНм/м]
М = 1 : 40



-10.7 -5.0 0.0 5.0 10.7



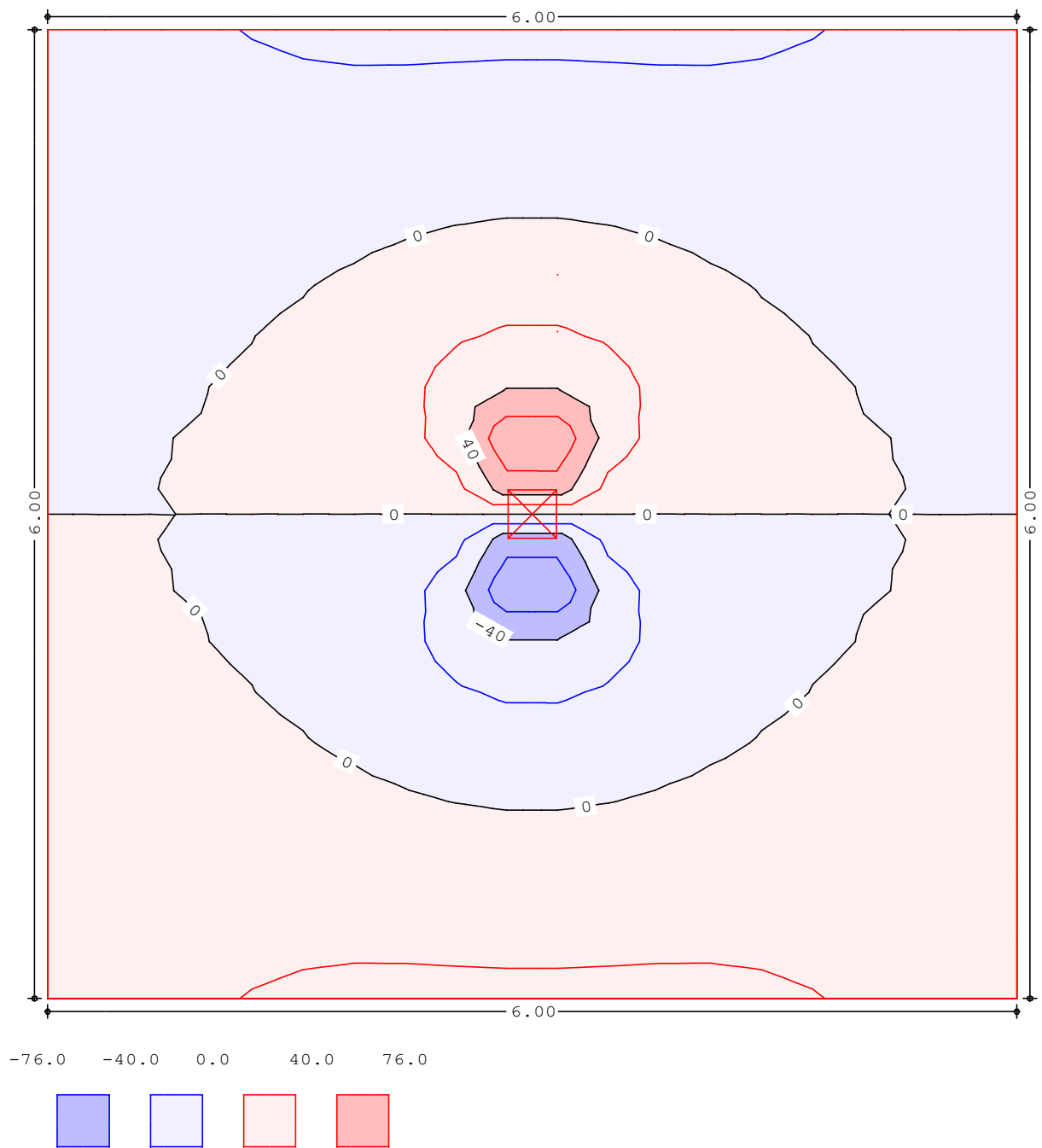
Поперечные силы Q_x [кН/м]
М = 1 : 40



-76.0 -40.0 0.0 40.0 76.0



Поперечные силы Qy [кН/м]
М = 1 :40



Опорные реакции
по отрезкам

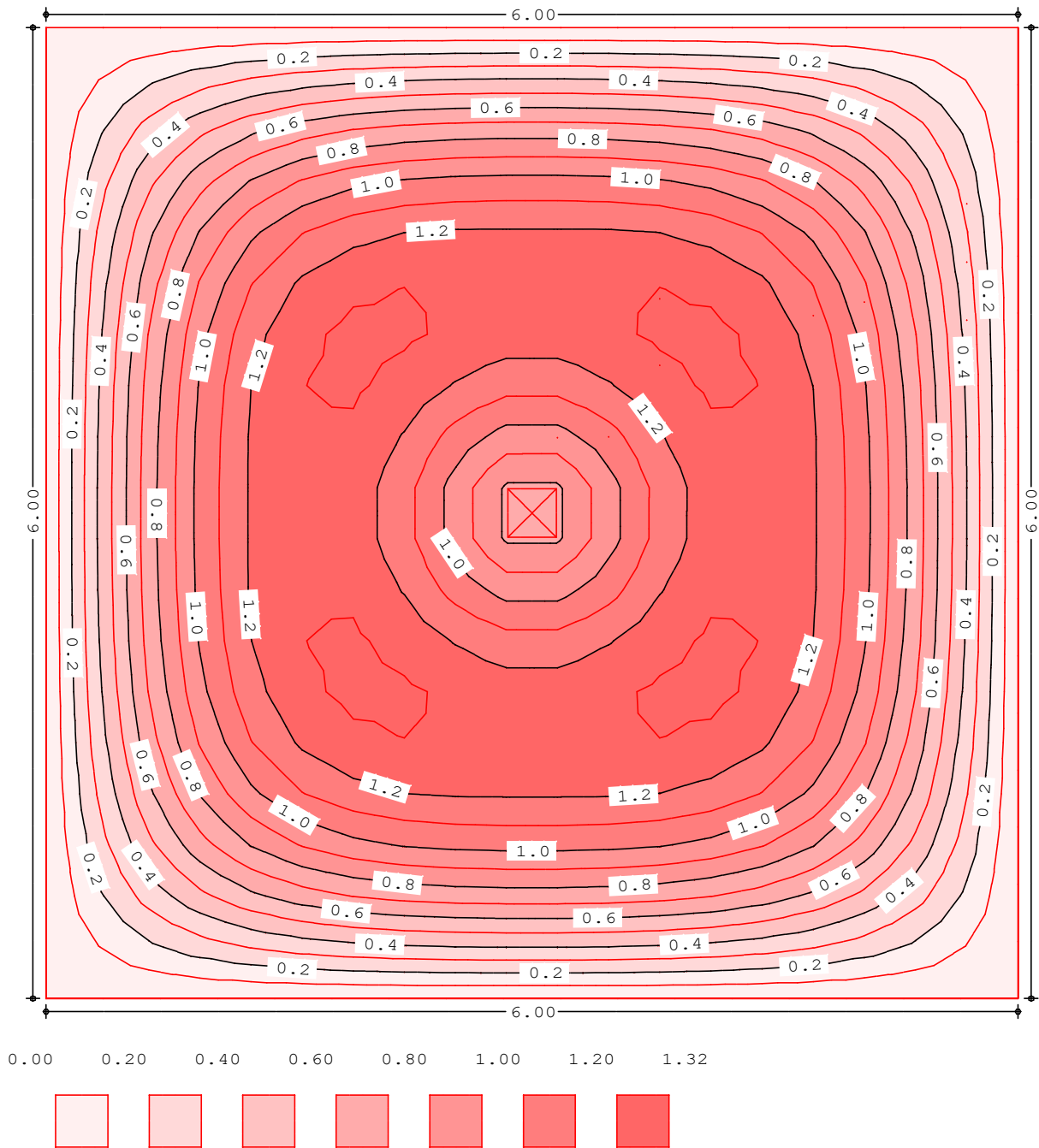
№ плиты	Сторона	а [м]	l [м]	q [кН/м]
1	Нижняя	0.00	6.00	20.52
	Правая	0.00	6.00	20.52
	Верхняя	0.00	6.00	20.52
	Левая	0.00	6.00	20.52

Опорные реакции
колонн

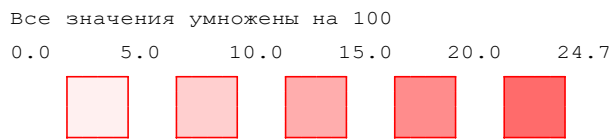
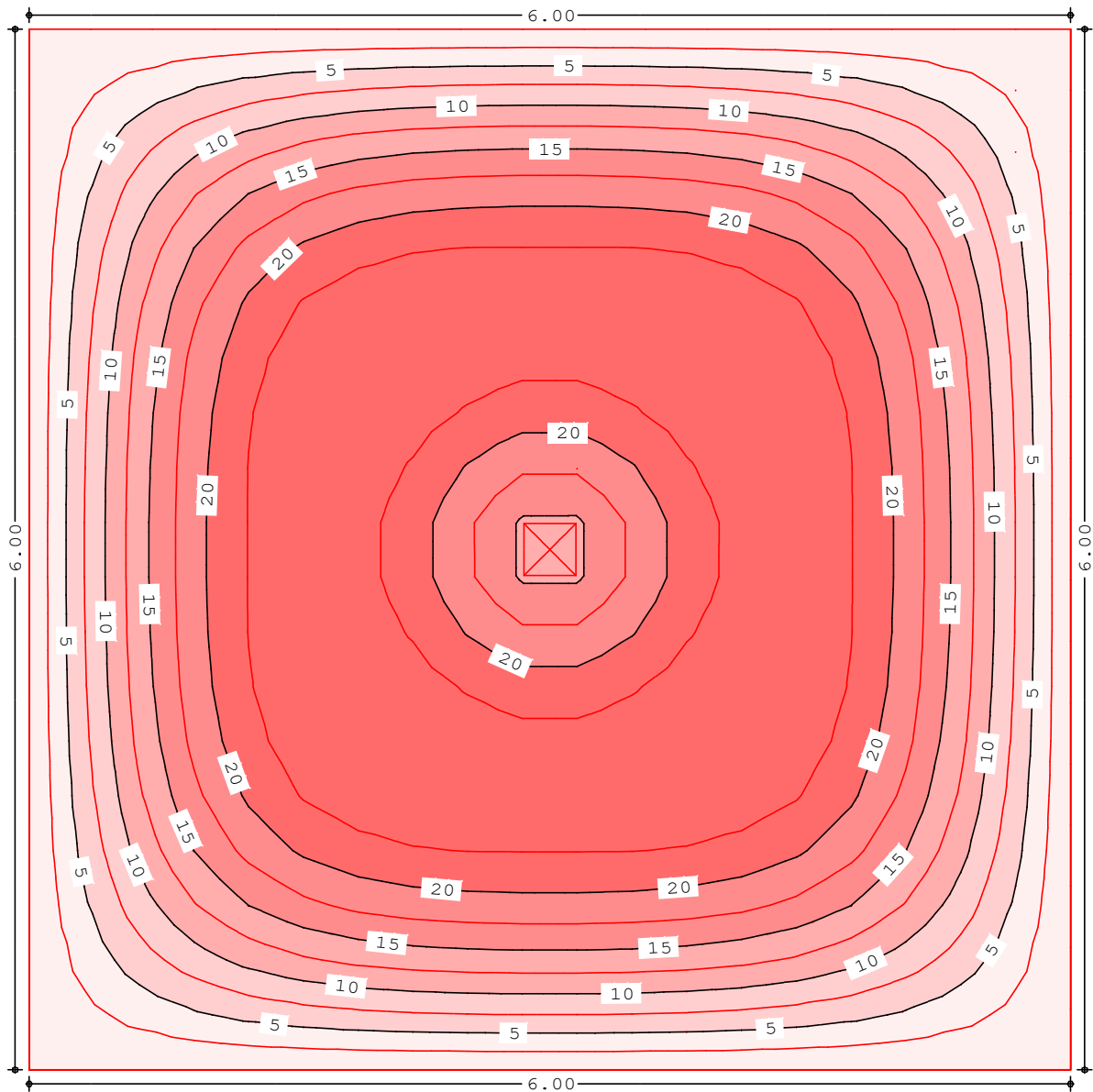
№	Q [кН]	Mx [кНм]	My [кНм]
1	227.54	0.00	-0.00

Сумма всех опорных реакций Q = 720.0 кН

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



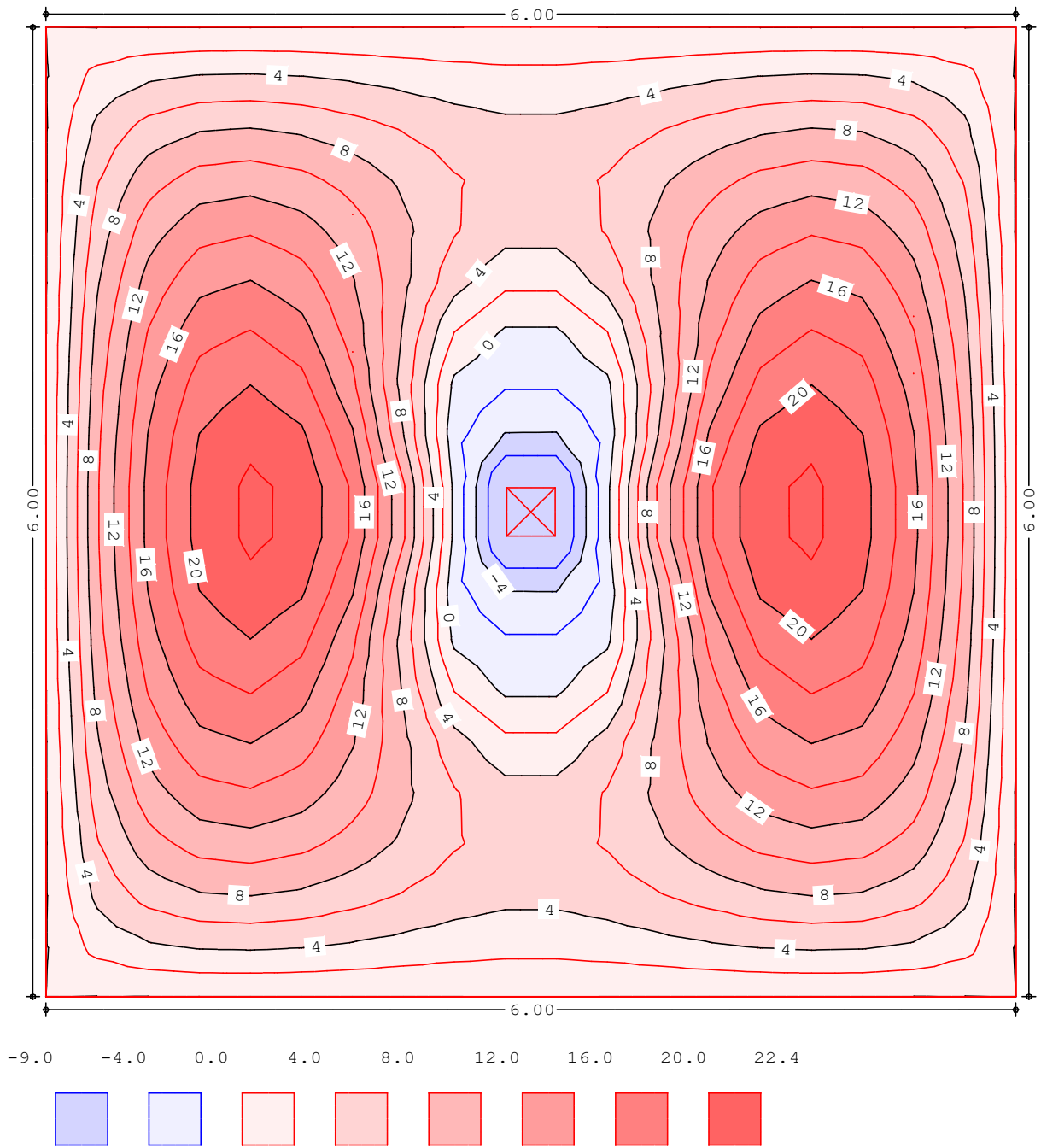
Перемещения (минимальные значения) [мм]
М = 1 :40



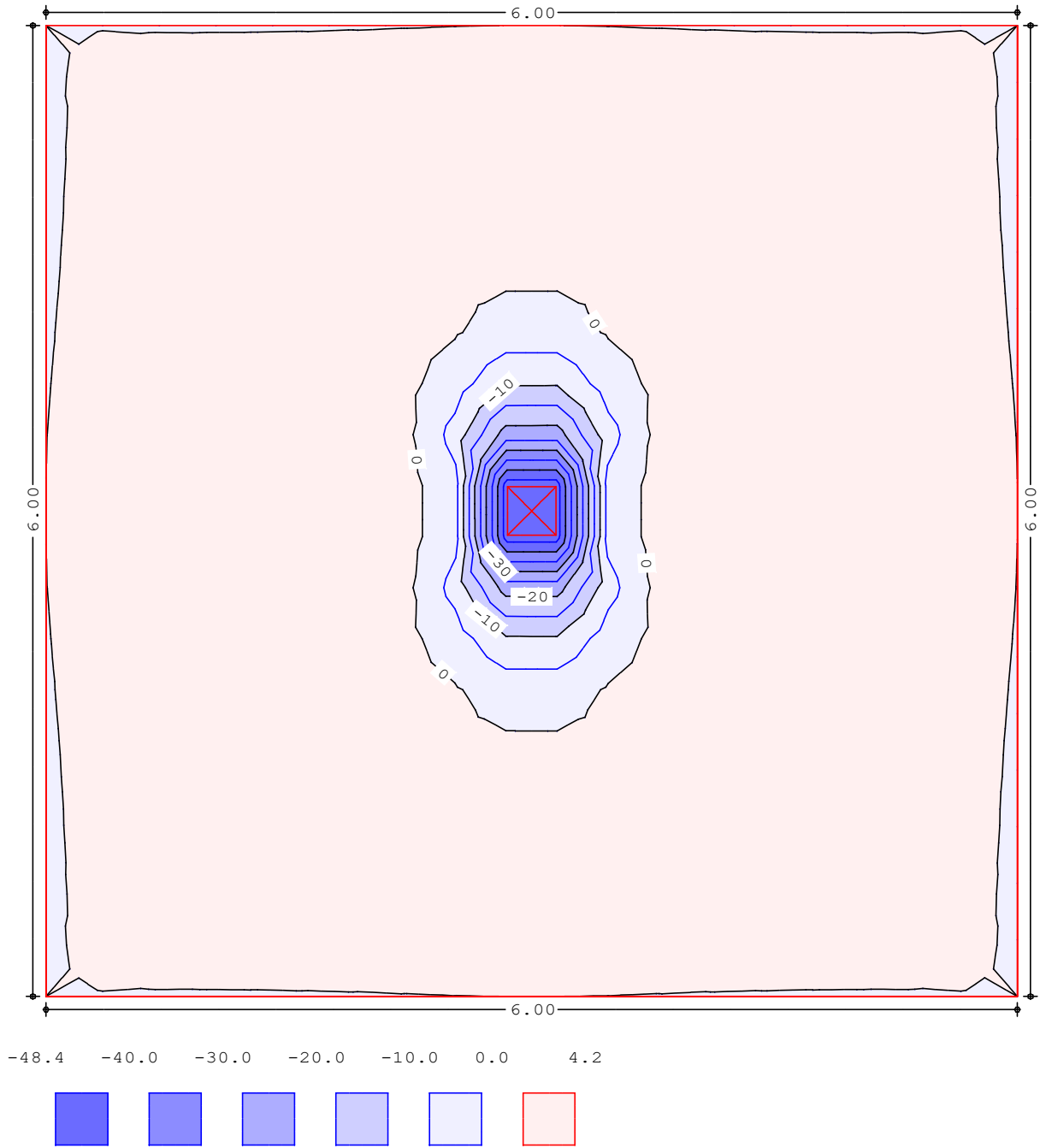
Перемещения

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

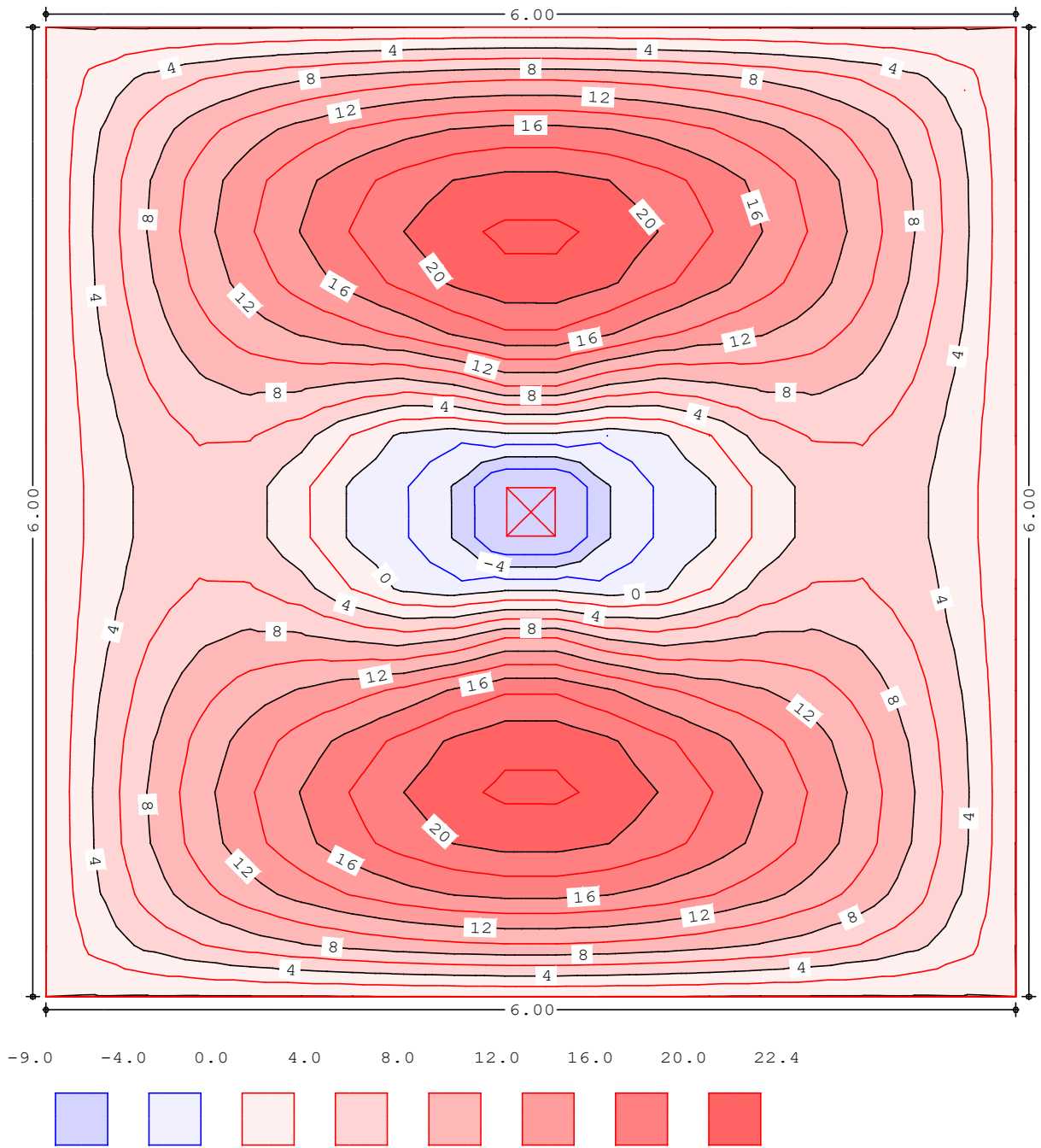
Моменты M_x (максимальные значения) [кНм/м]
М = 1 : 40



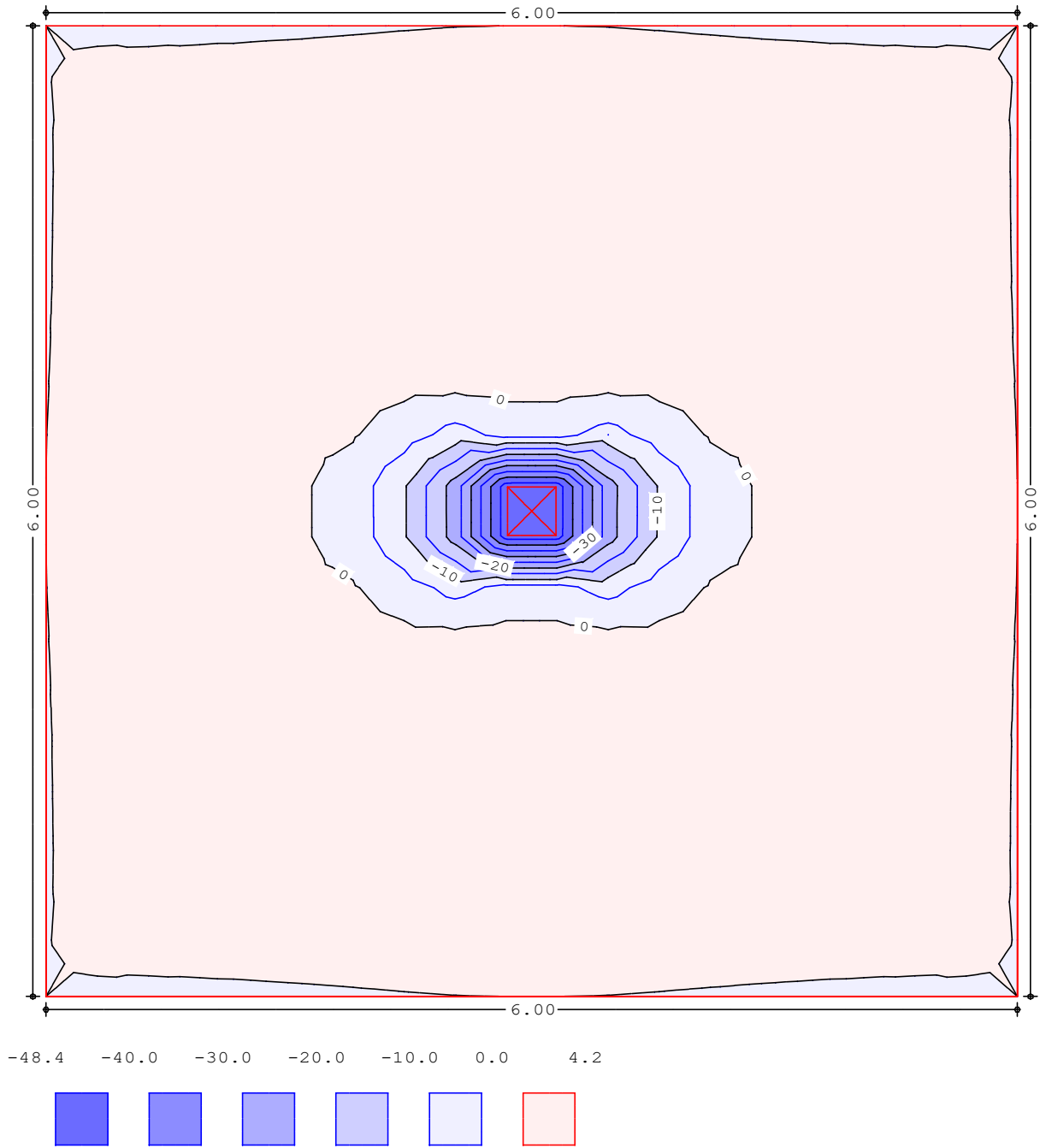
Моменты M_x (минимальные значения) [кНм/м]
М = 1 : 40



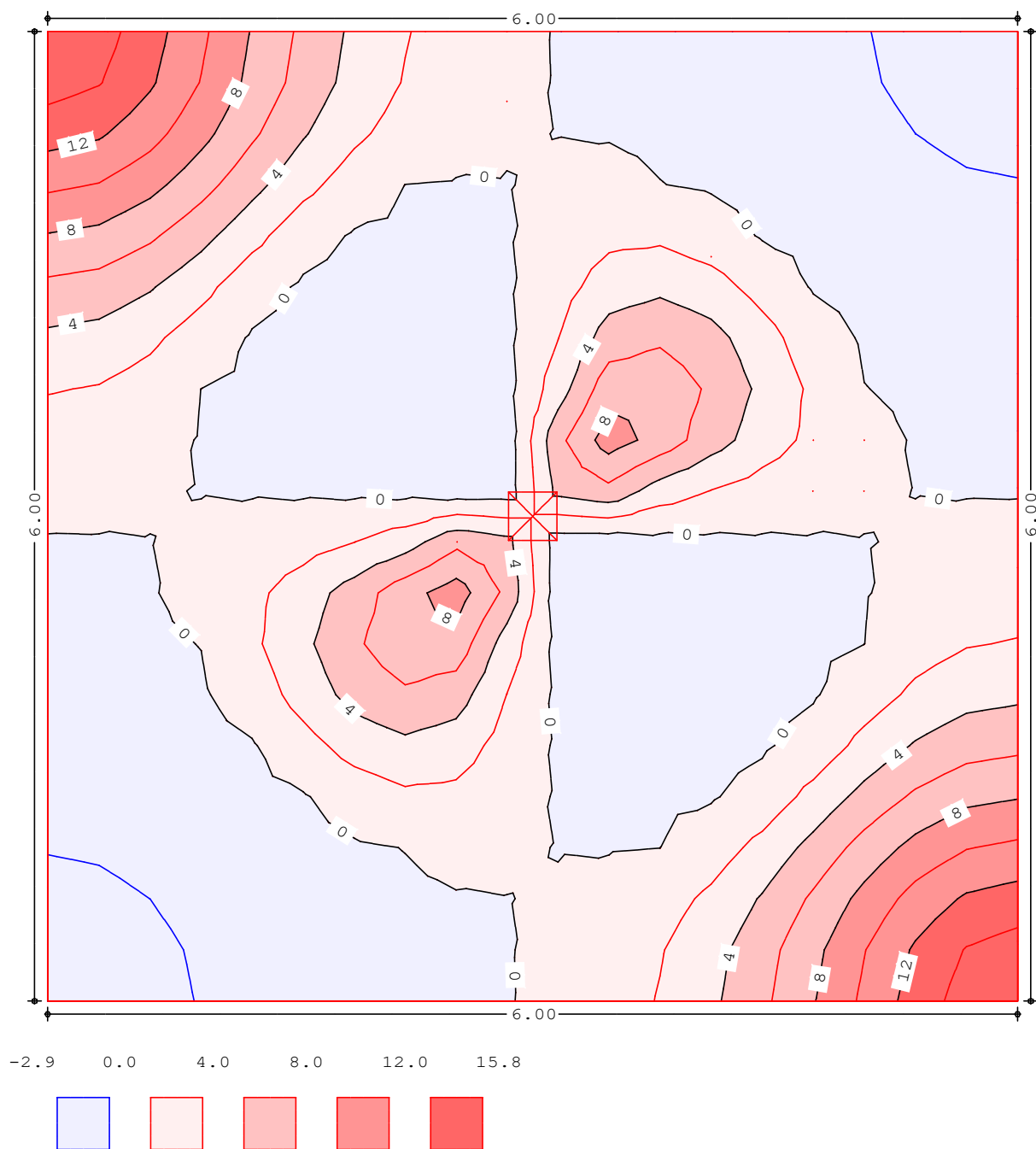
Моменты M_y (максимальные значения) [кНм/м]
М = 1 : 40



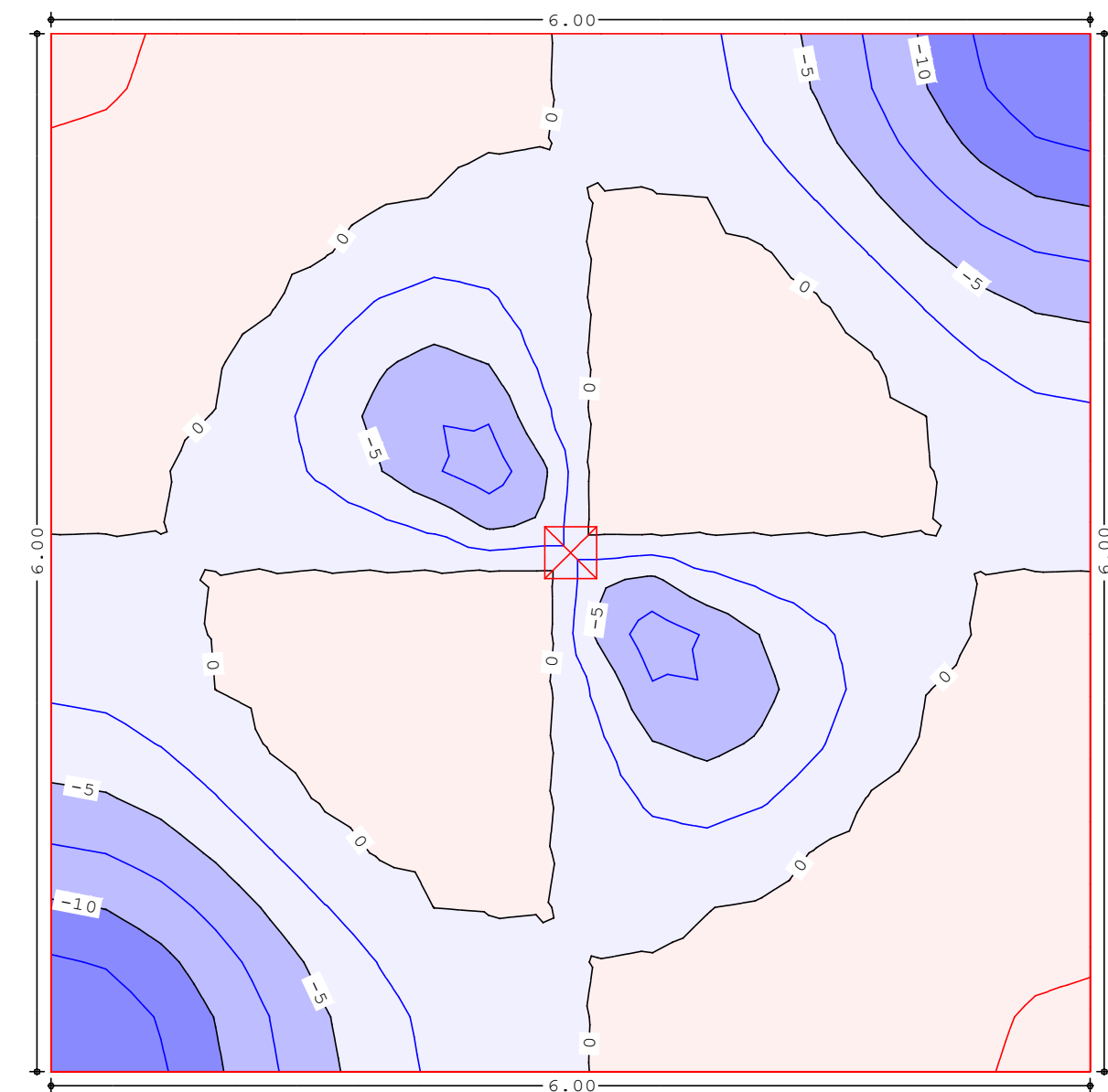
Моменты M_y (минимальные значения) [кНм/м]
М = 1 : 40



Моменты M_{xy} (максимальные значения) [кНм/м]
 $M = 1 : 40$



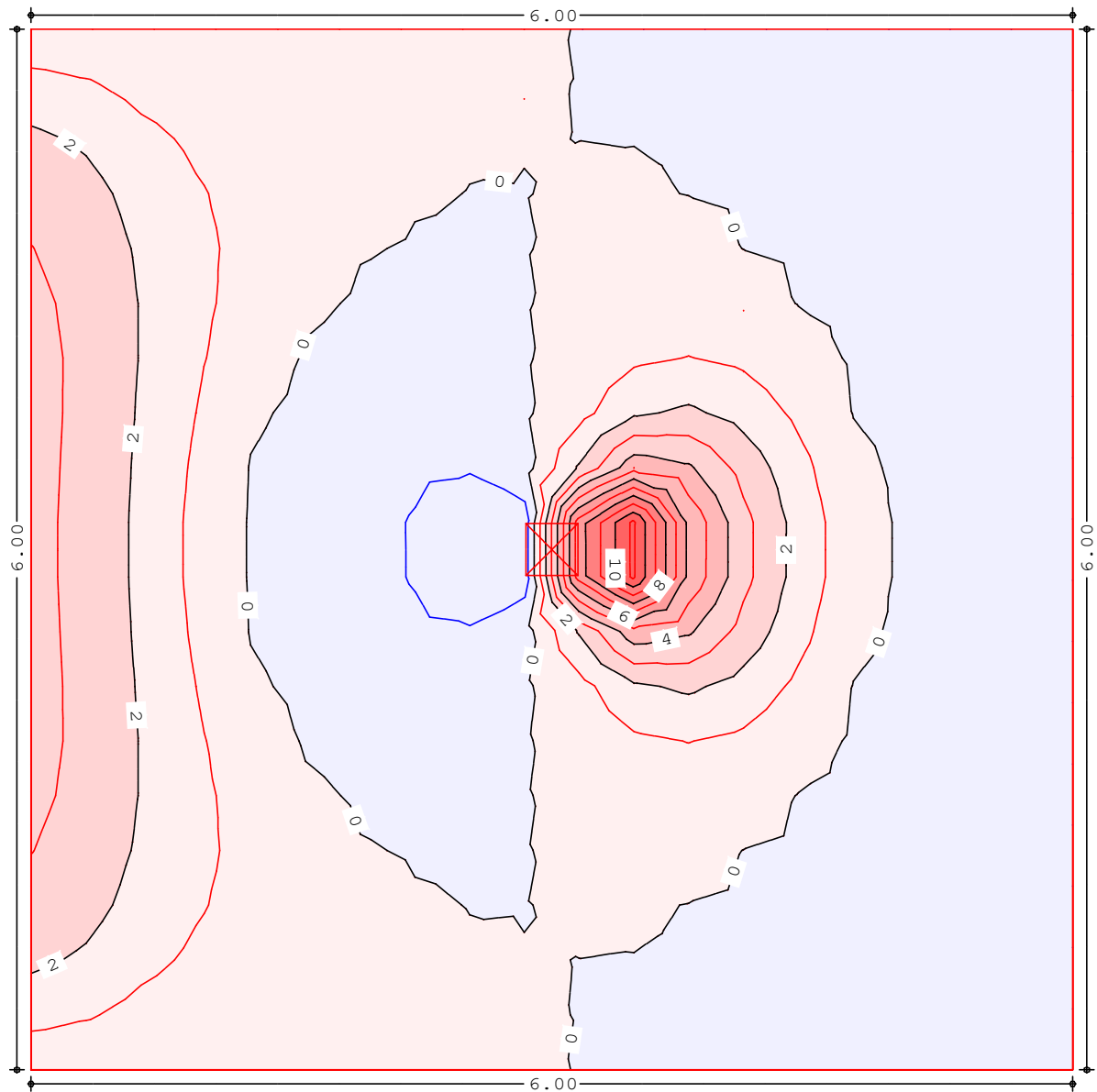
Моменты M_{xy} (минимальные значения) [кНм/м]
М = 1 : 40



-15.8 -10.0 -5.0 0.0 2.9

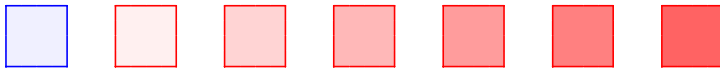


Поперечные силы Qx (максимальные значения) [кН/м]
М = 1 :40

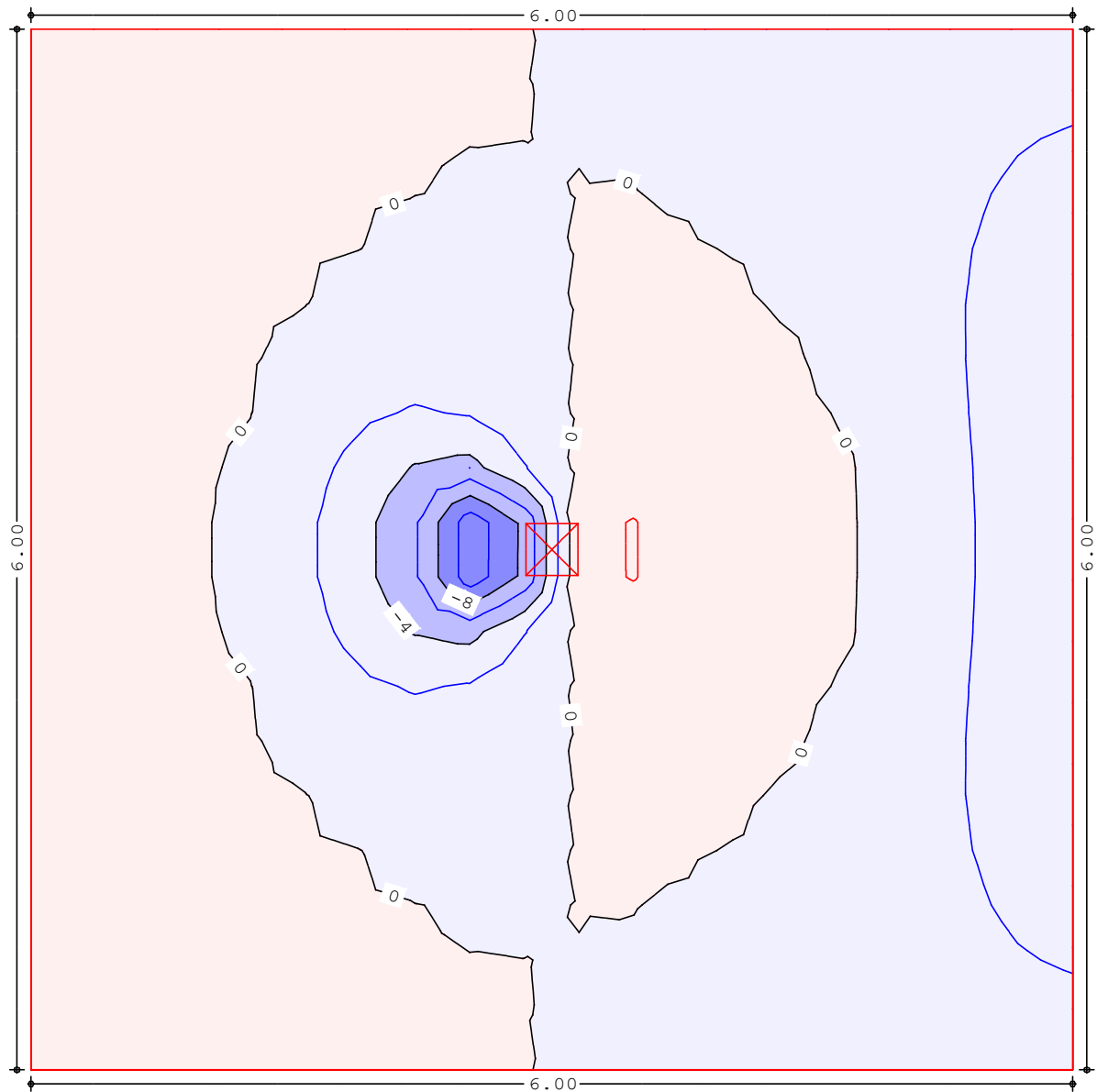


Все значения умножены на 0.1

-2.1 0.0 2.0 4.0 6.0 8.0 10.0 11.2



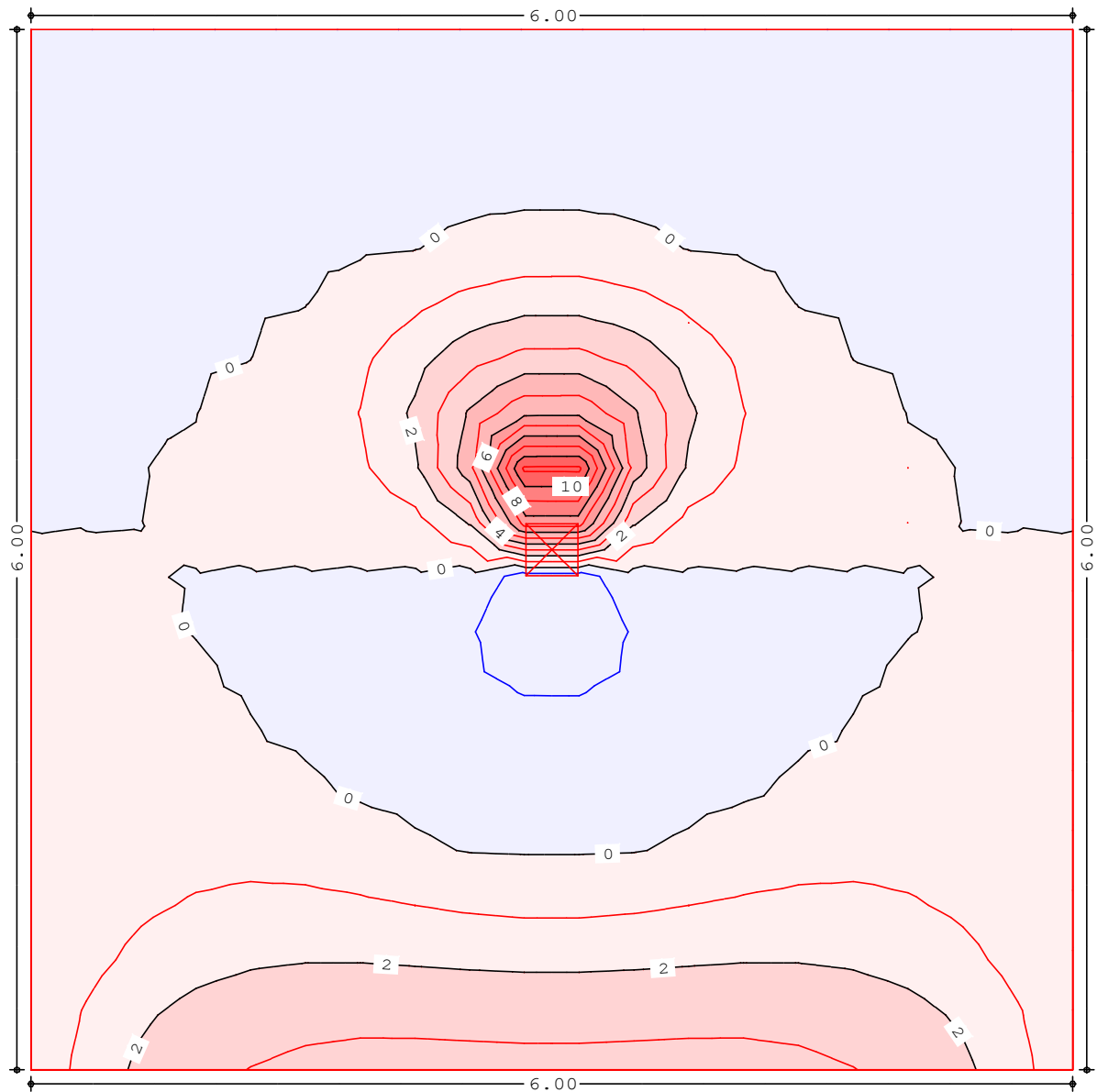
Поперечные силы Qx (минимальные значения) [кН/м]
М = 1 :40



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

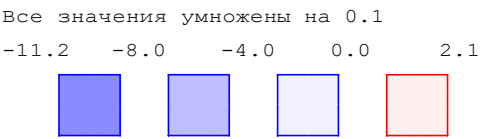
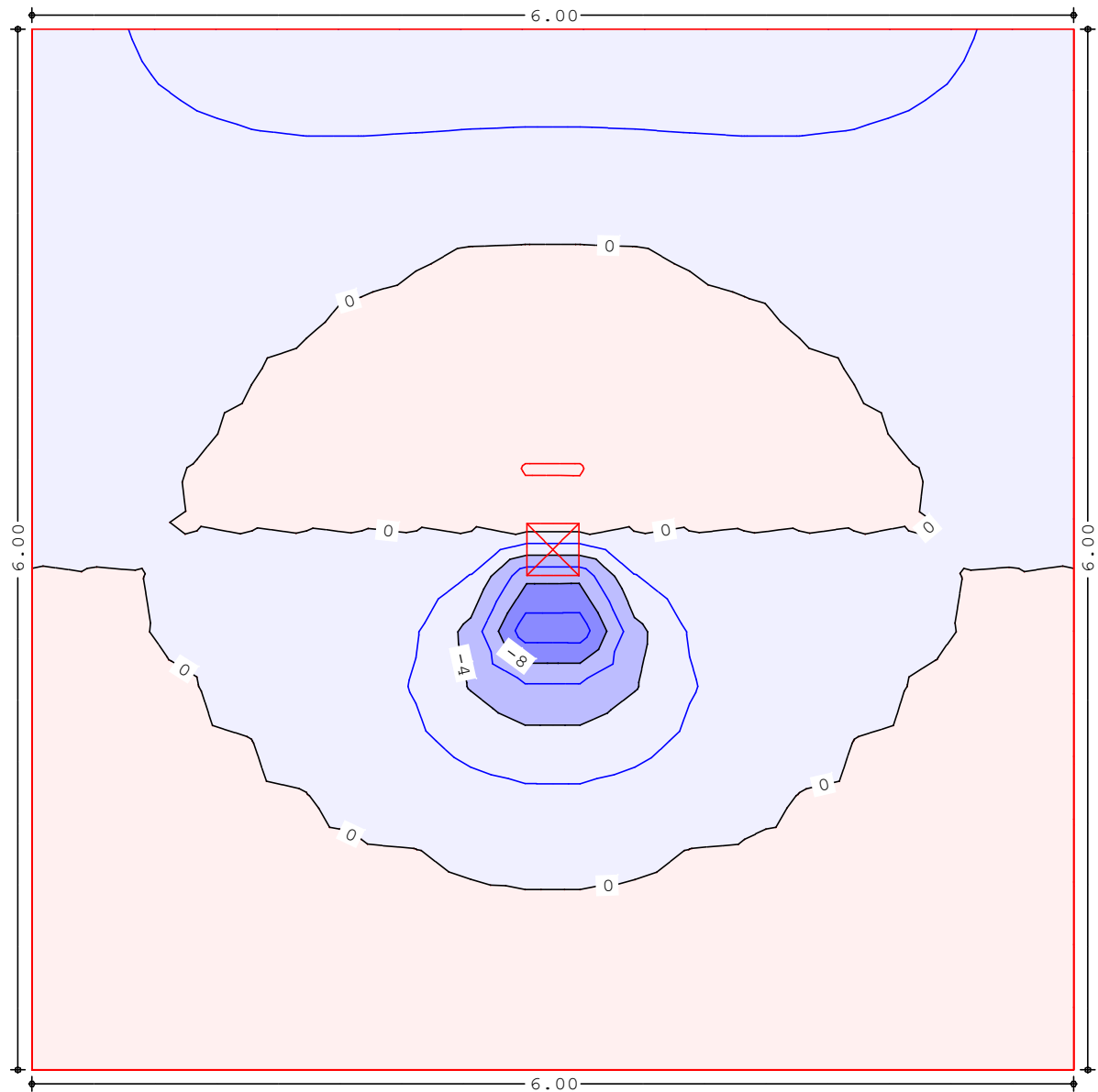


Все значения умножены на 0.1

-2.1 0.0 2.0 4.0 6.0 8.0 10.0 11.2



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	Коэффициент	Нагружение пролётов
1	1	1.10	+
	2	1.20	+

Расчётные моменты для определения нижней арматуры

№ плиты	Н	№ сочет.	М [кНм/м]	Соответствующие моменты		
				Мх [кНм/м]	Му [кНм/м]	Мху [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.	М [кНм/м]	Соответствующие моменты		
					Мх [кНм/м]	Му [кНм/м]	Мху [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.	М [кНм/м]	Соответствующие моменты		
				Мх [кНм/м]	Му [кНм/м]	Мху [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 надёжности по ответственности сооружения $\gamma_n = 1.00$

Бетон класса **В 25**

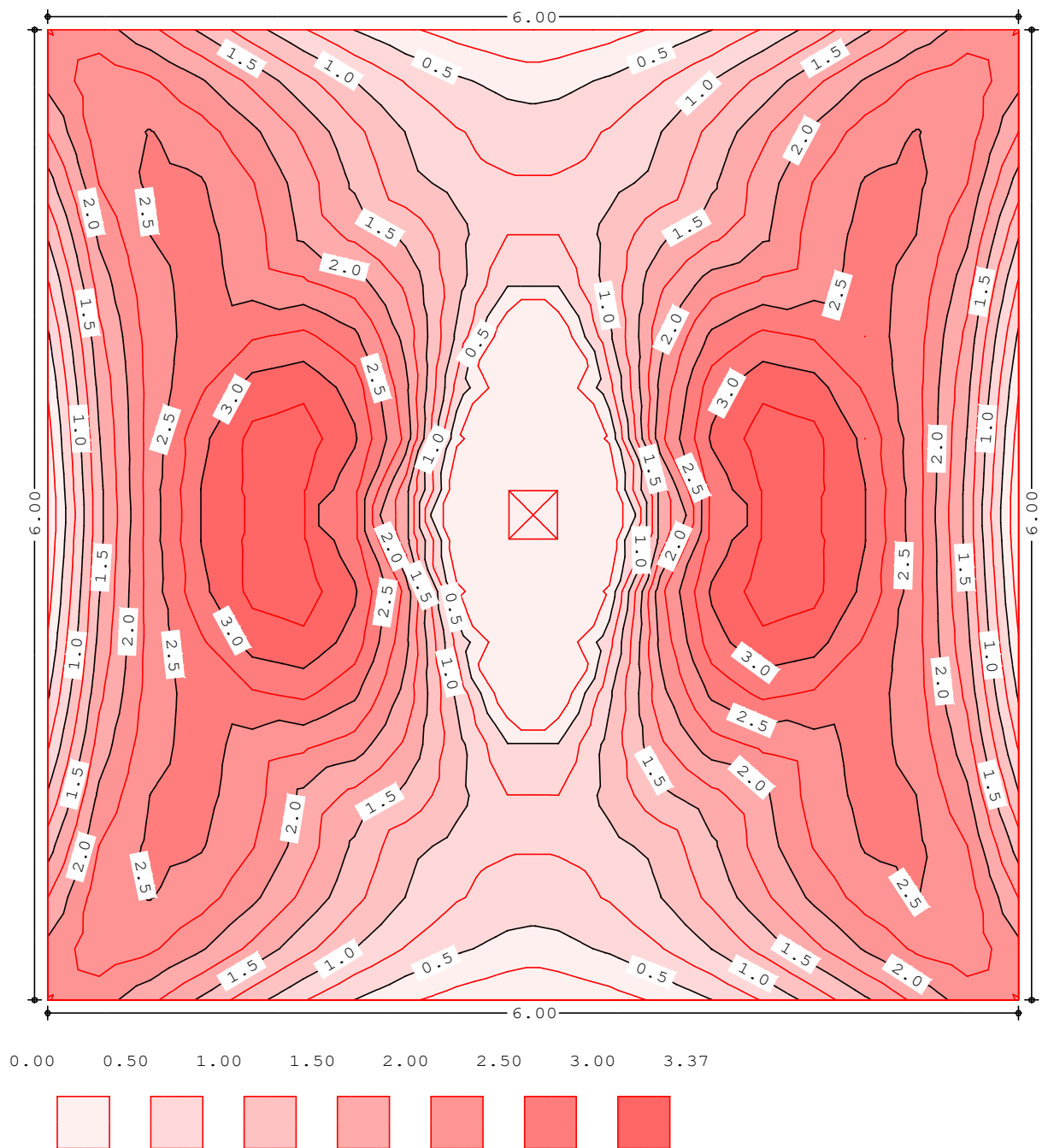
Определение продольной арматуры

Продольная арматура класса **A 500**

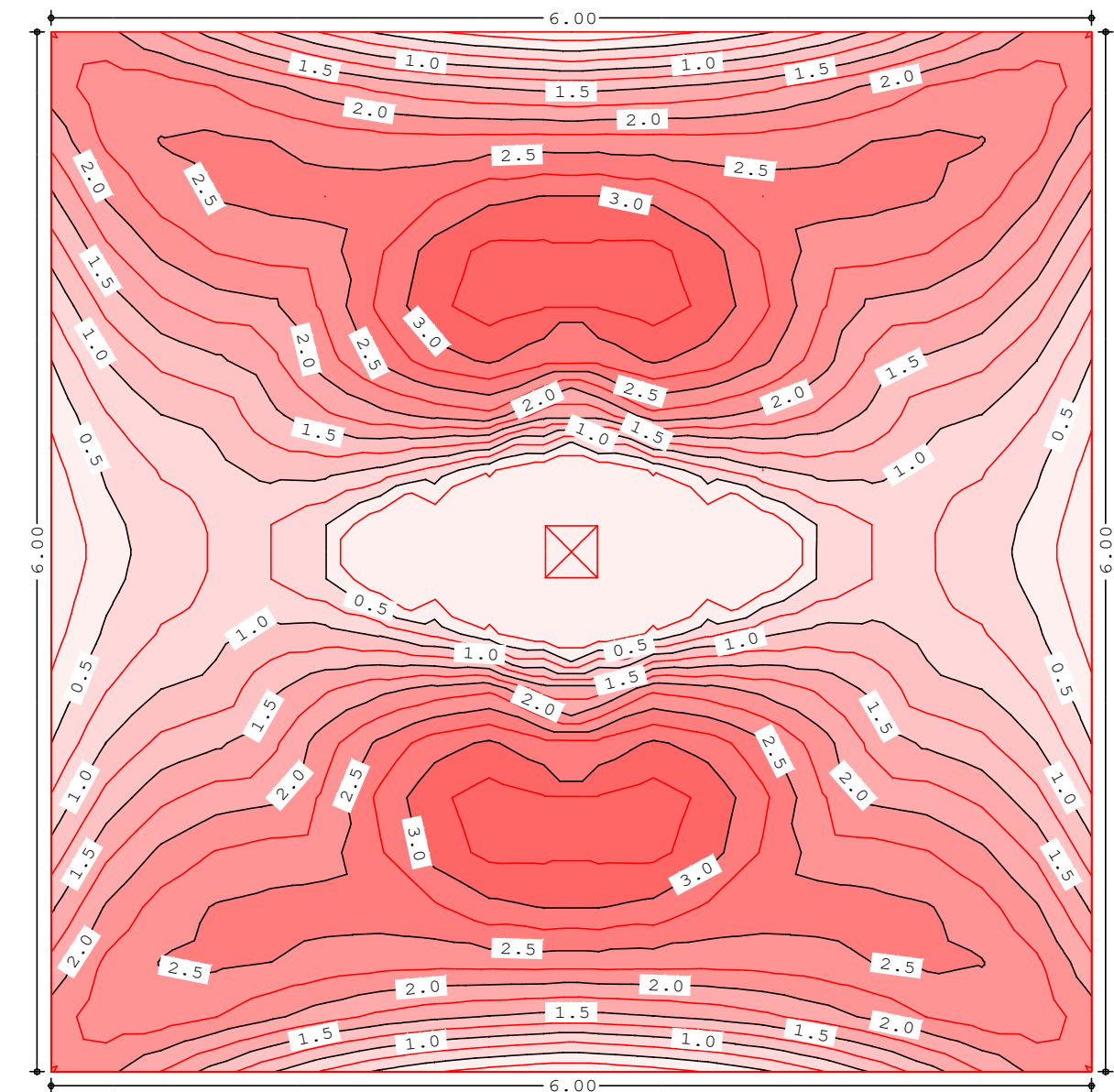
Расстояния до ц.т. продольной арматуры

№ плиты	Нижняя арматура		Верхняя арматура	
	ах[см]	ау[см]	ах[см]	ау[см]
1	3.5	3.5	3.5	3.5

Нижняя арматура A_{sx} [$\text{см}^2/\text{м}$]
М = 1 : 40



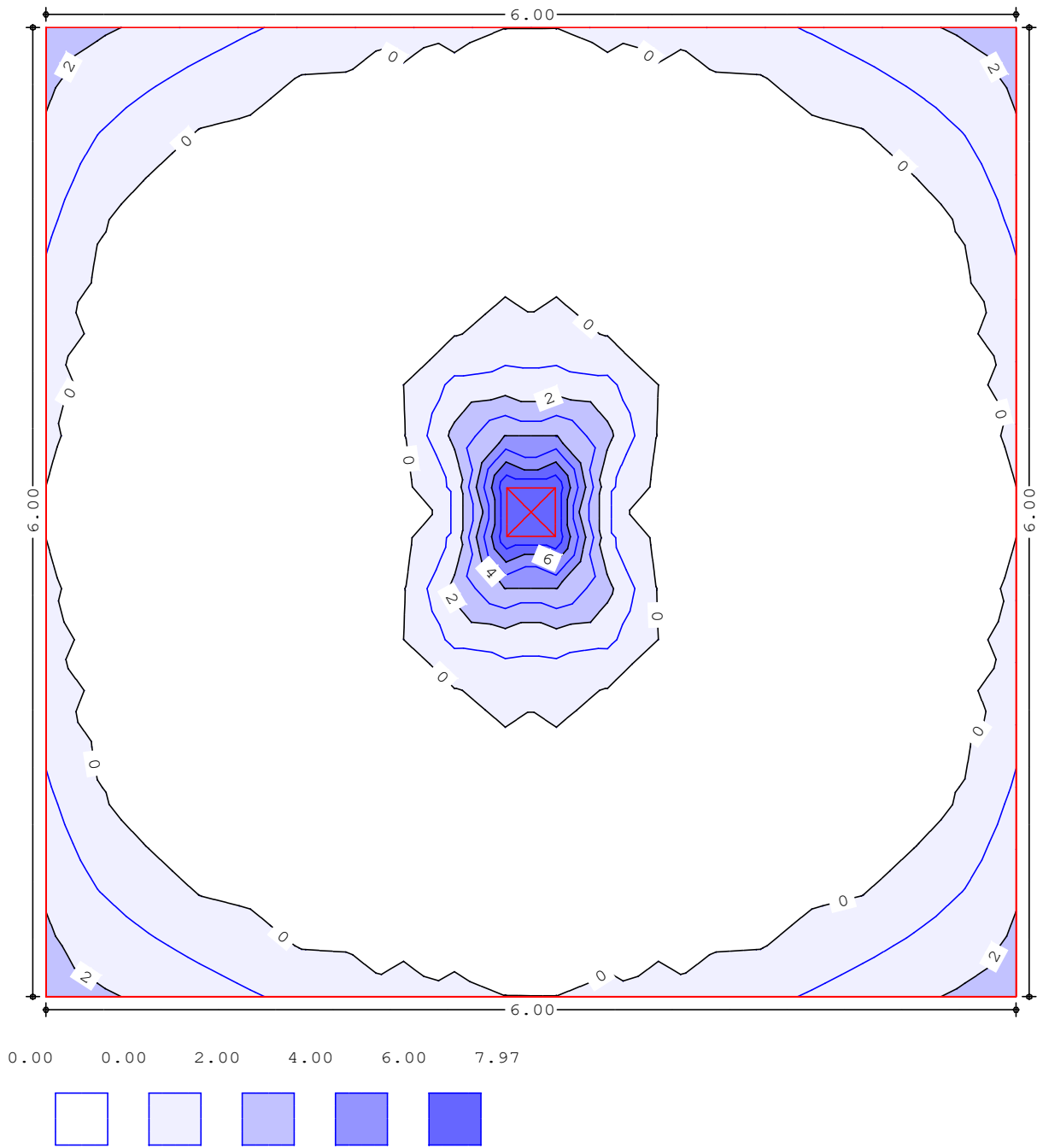
Нижняя арматура A_{sy} [$\text{см}^2/\text{м}$]
М = 1 : 40



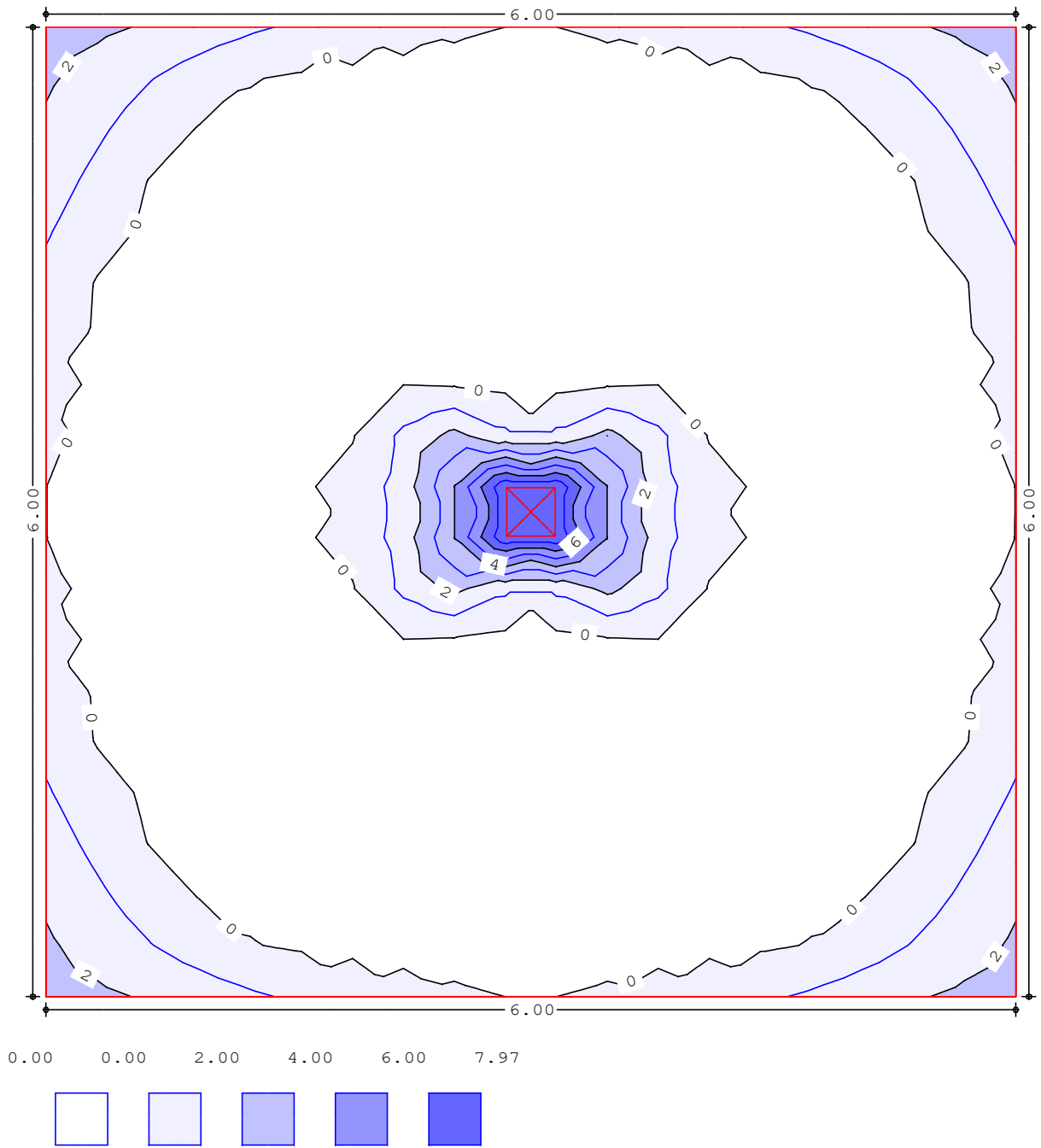
0.00 0.50 1.00 1.50 2.00 2.50 3.00 3.37



Верхняя арматура A_{sx} [см²/м]
М = 1 : 40



Верхняя арматура A_{sy} [см²/м]
М = 1 : 40



Нижняя арматура

№	Мх	Asx	My	Asy
плиты	[кНм/м]	[см ² /м]	[кНм/м]	[см ² /м]
1	23.36	3.37	23.36	3.37

Верхняя арматура
по сторонам плит

№	Сторона	Мх	Asx	My	Asy
плиты		[кНм/м]	[см ² /м]	[кНм/м]	[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

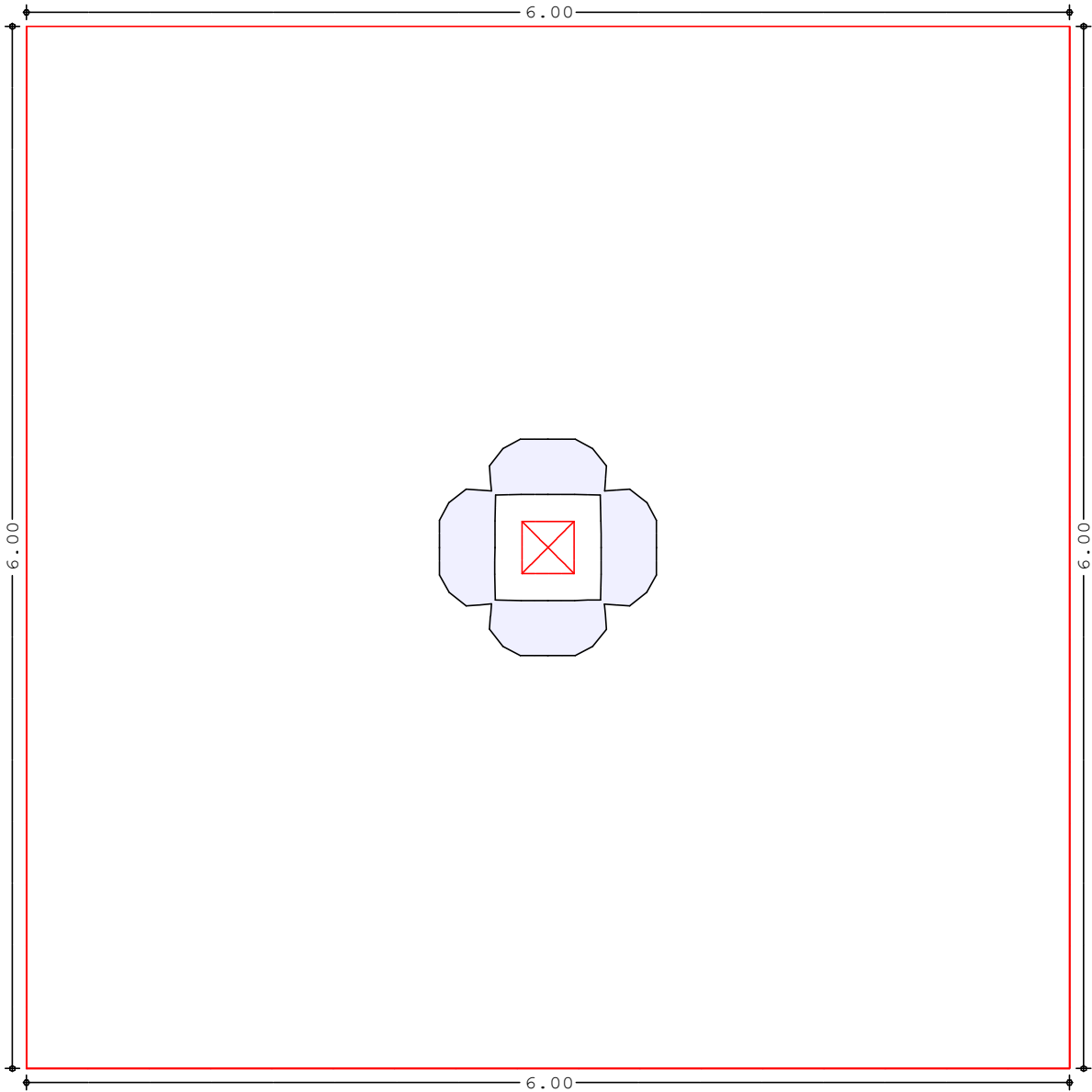
Верхняя арматура
над колоннами

№	Мх	Аsx	My	Asy
колонны	[кНм/м]	[см ² /м]	[кНм/м]	[см ² /м]
1	-52.88	7.97	-52.88	7.97

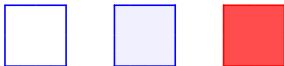
Определение поперечной арматуры

Поперечная арматура класса **A 400**

Поперечная арматура Asw [см²/м2]
М = 1 :40



0.0 9.4 Q>Qmax



Поперечная арматура по сторонам плит

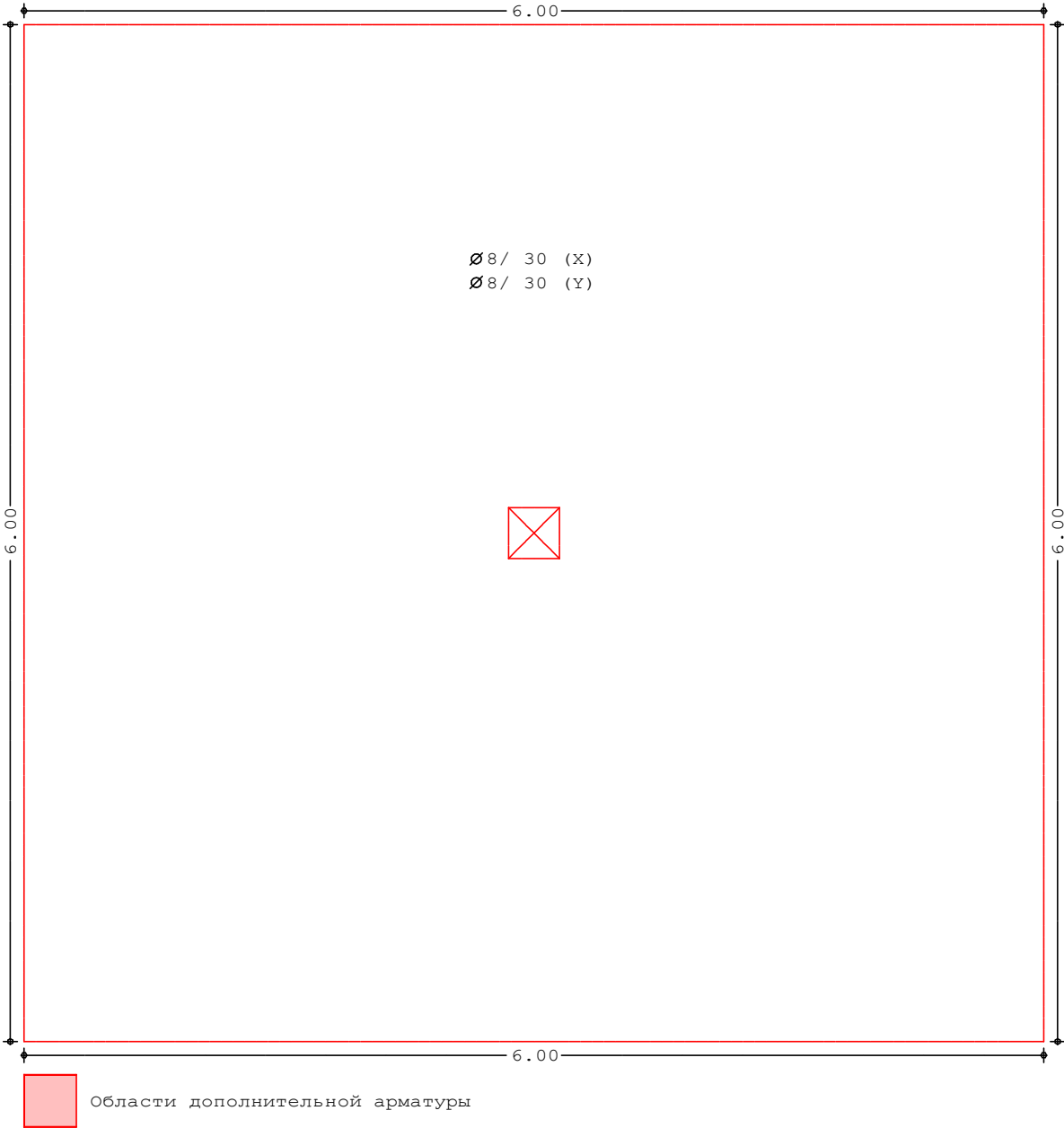
№ плиты	Сторона	a [м]	l [м]	Q [кН/м]	Qb [кН/м]	Qmax [кН/м]	Asw [см ² /м ²]
1	Нижняя	0.00	6.00	13.0	130.2	717.8	0.00
	Правая	0.00	6.00	13.1	130.2	717.8	0.00
	Верхняя	0.00	6.00	13.0	130.2	717.8	0.00
	Левая	0.00	6.00	13.1	130.2	717.8	0.00

Поперечная арматура над колоннами

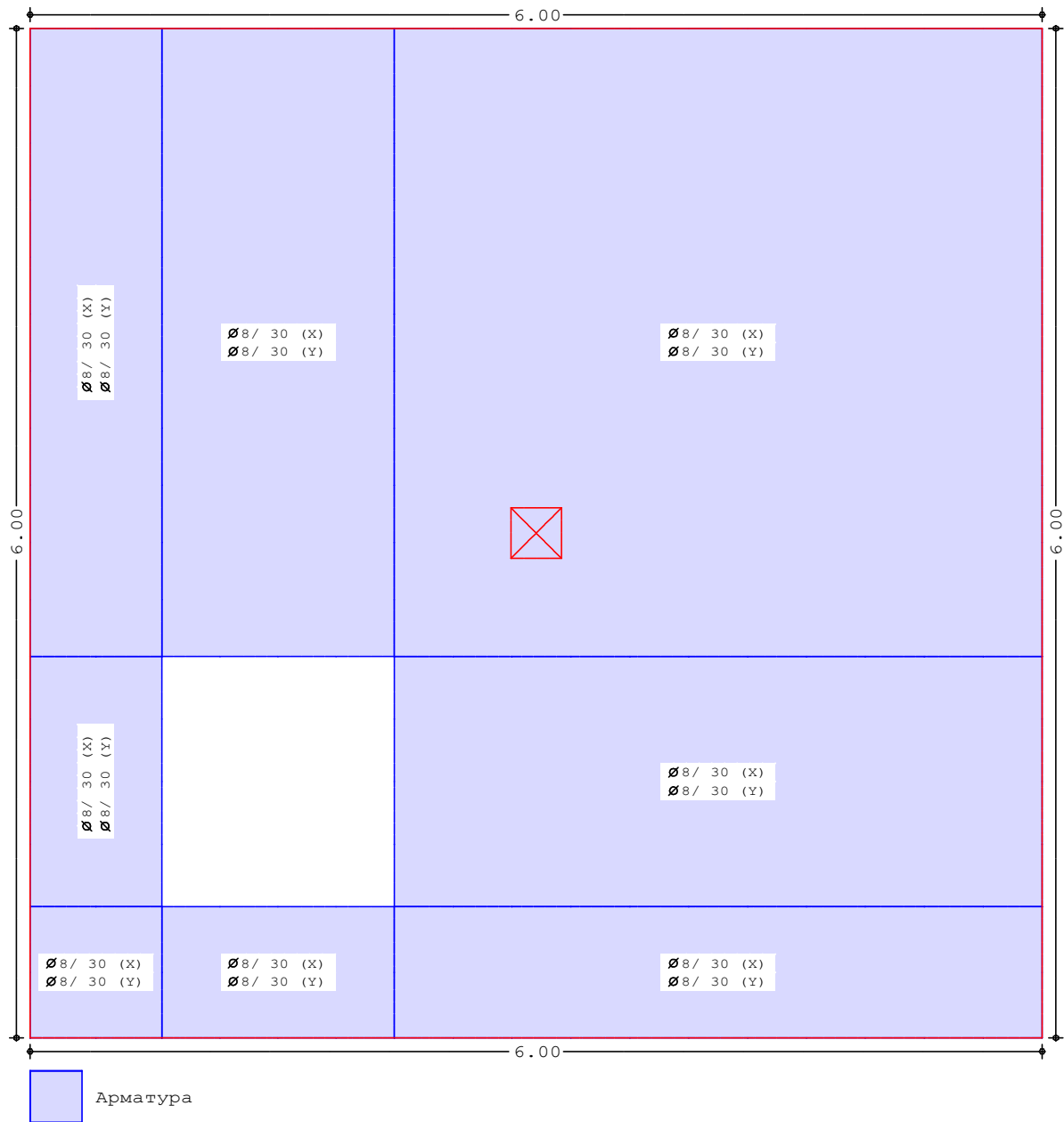
№	c [м]	Q [кН/м]	Qmin [кН/м]	Qmax [кН/м]	Asw [см ² /м ²]
1	0.33	105.3	130.2	717.8	0.00

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		Подобранная		As [см ² /м]
		As [см ² /м]	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	Н	Треб.		Подобранная		As [см ² /м]
			As [см ² /м]	Диаметр [мм]	Шаг [мм]	As [см ² /м]	
1	Снизу	X	1.68	8	30	16.76	
		Y	1.75	8	30	16.76	
	Справа	X	1.92	8	30	16.76	

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

Н - направление

Обозначения :

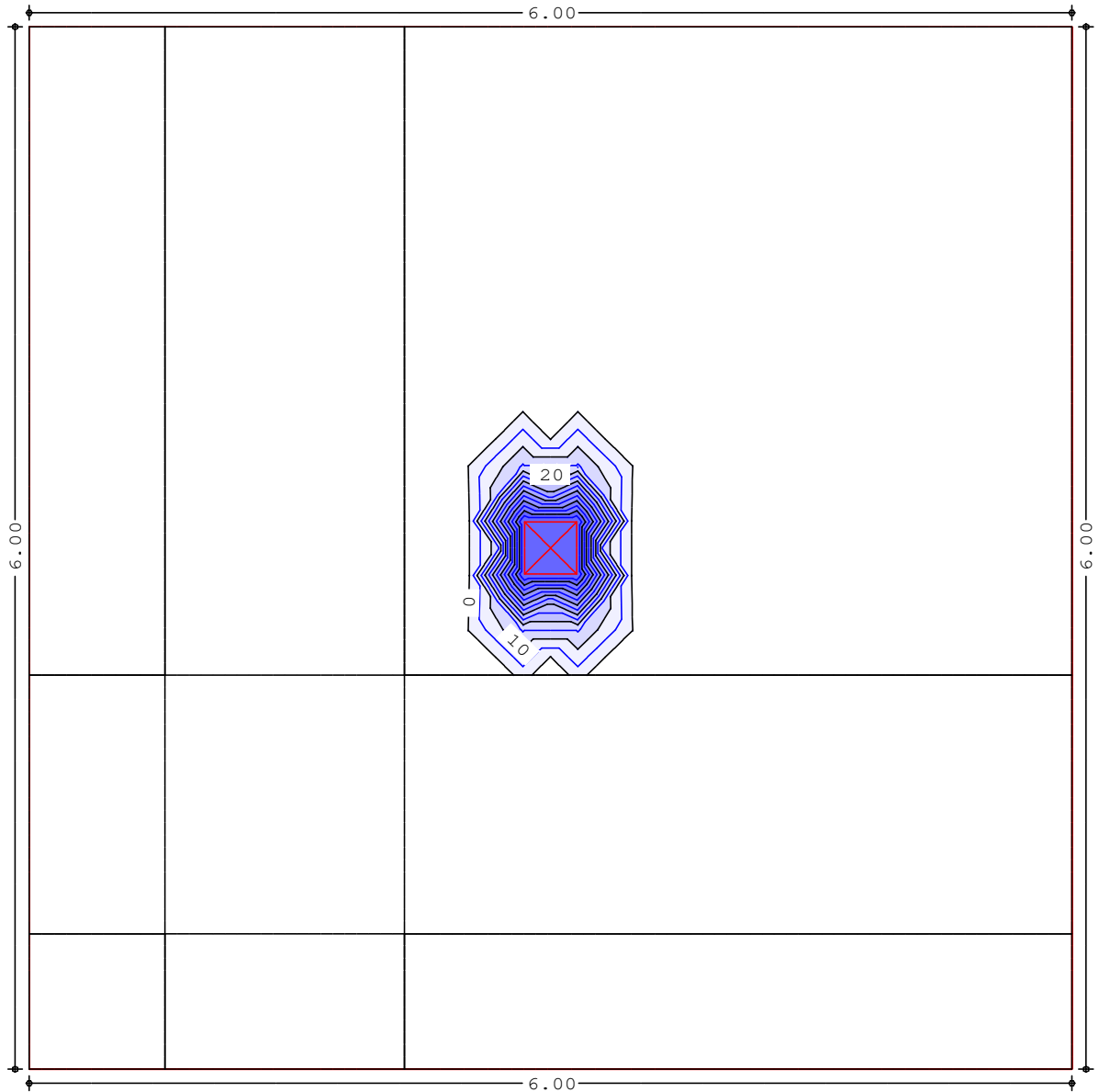
(Н Л) - снизу-слева, (Н П) - снизу-справа

(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]
М = 1 :40

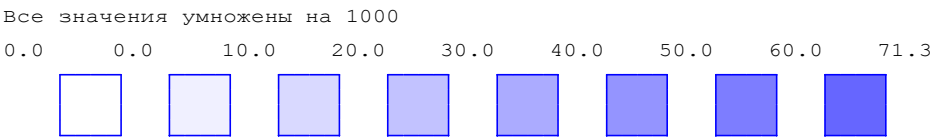
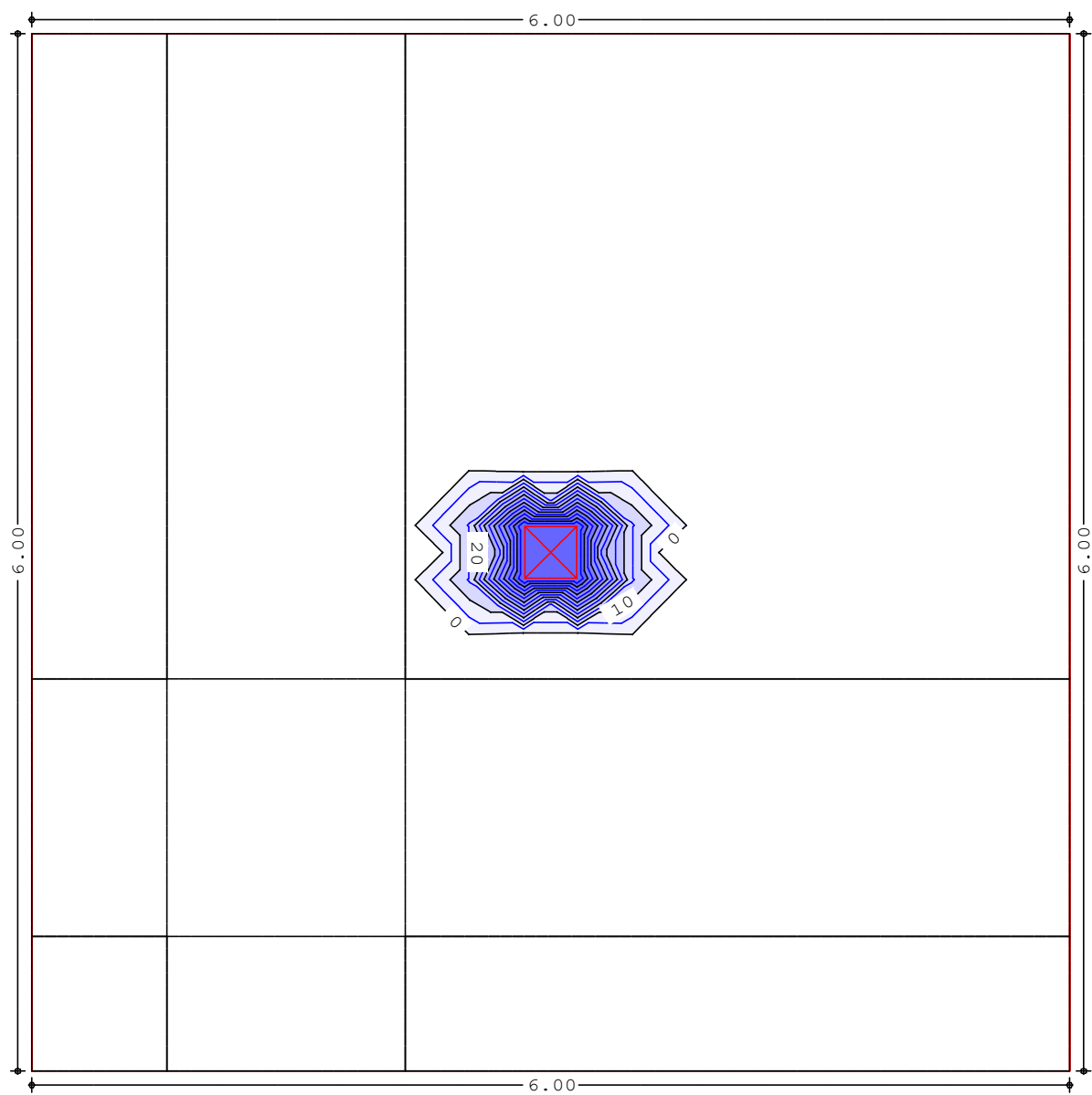


Все значения умножены на 1000

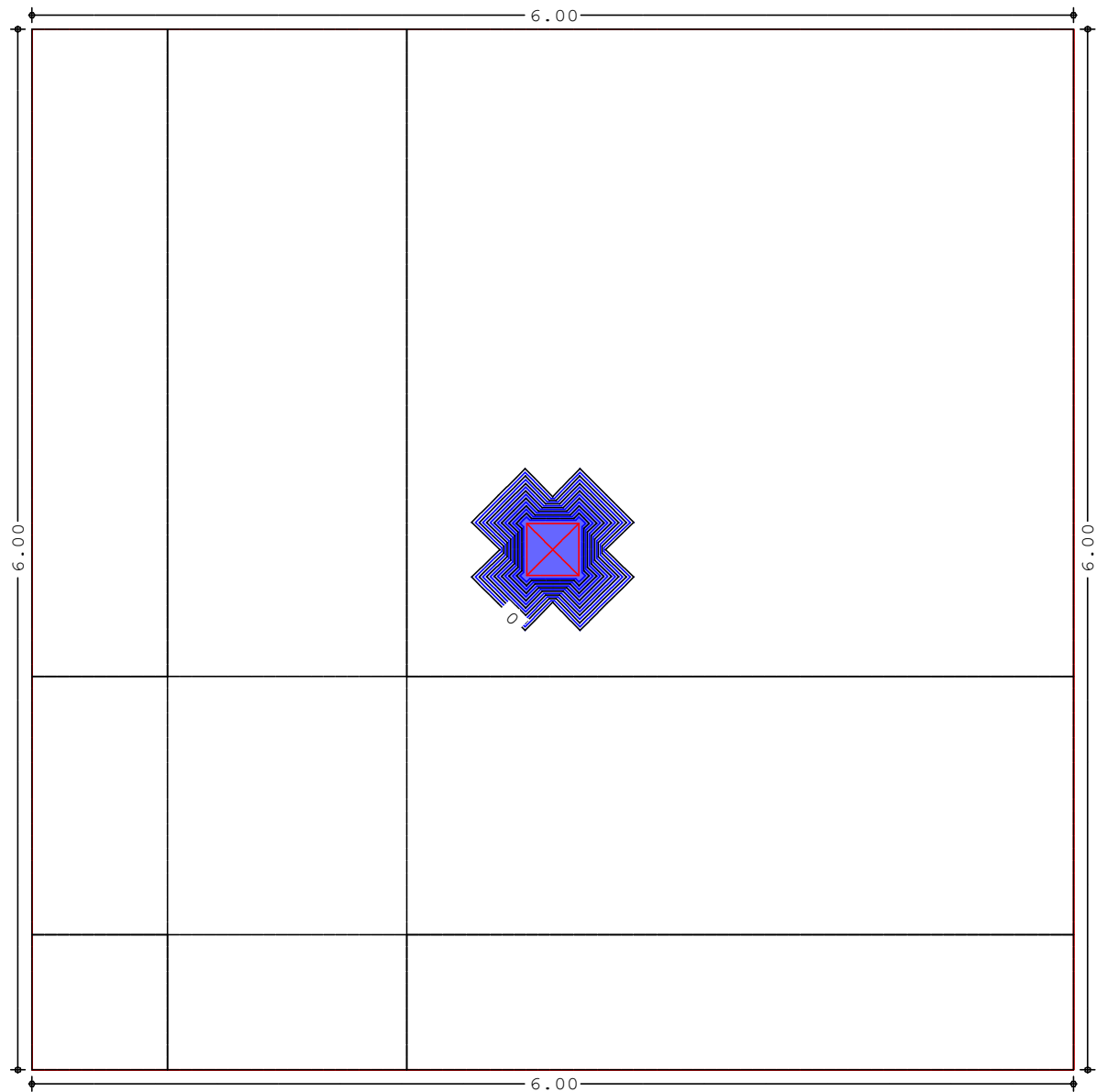
0.0 0.0 10.0 20.0 30.0 40.0 50.0 60.0 71.3



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

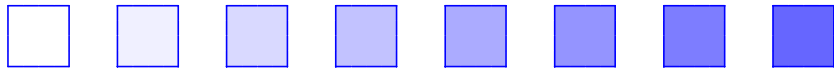


Ширина продолжительного раскрытия трещин сверху по направлению X [мм]
М = 1 :40

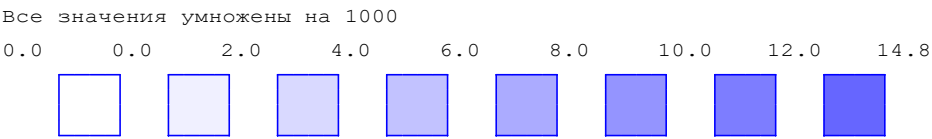
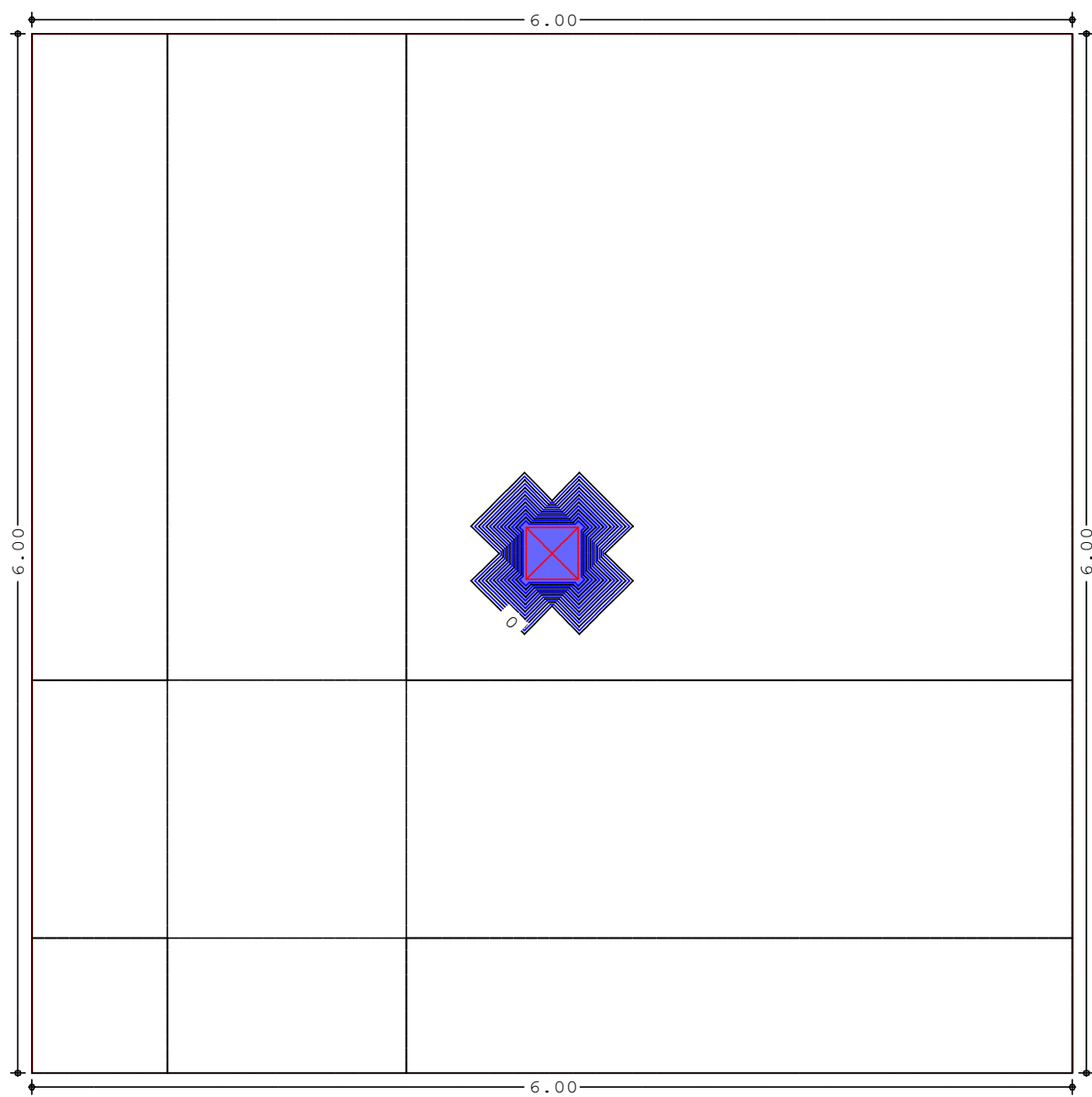


Все значения умножены на 1000

0.0 0.0 2.0 4.0 6.0 8.0 10.0 12.0 14.8



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



Раскрытие трещин
снизу

№	Н	М	Мl	Мсrс	асrс1	асrс2
плиты		[кНм/м]	[кНм/м]	[кНм/м]	[мм]	[мм]
1	X	19.8	9.5	21.5	0.000	0.000
	Y	19.8	9.5	21.5	0.000	0.000

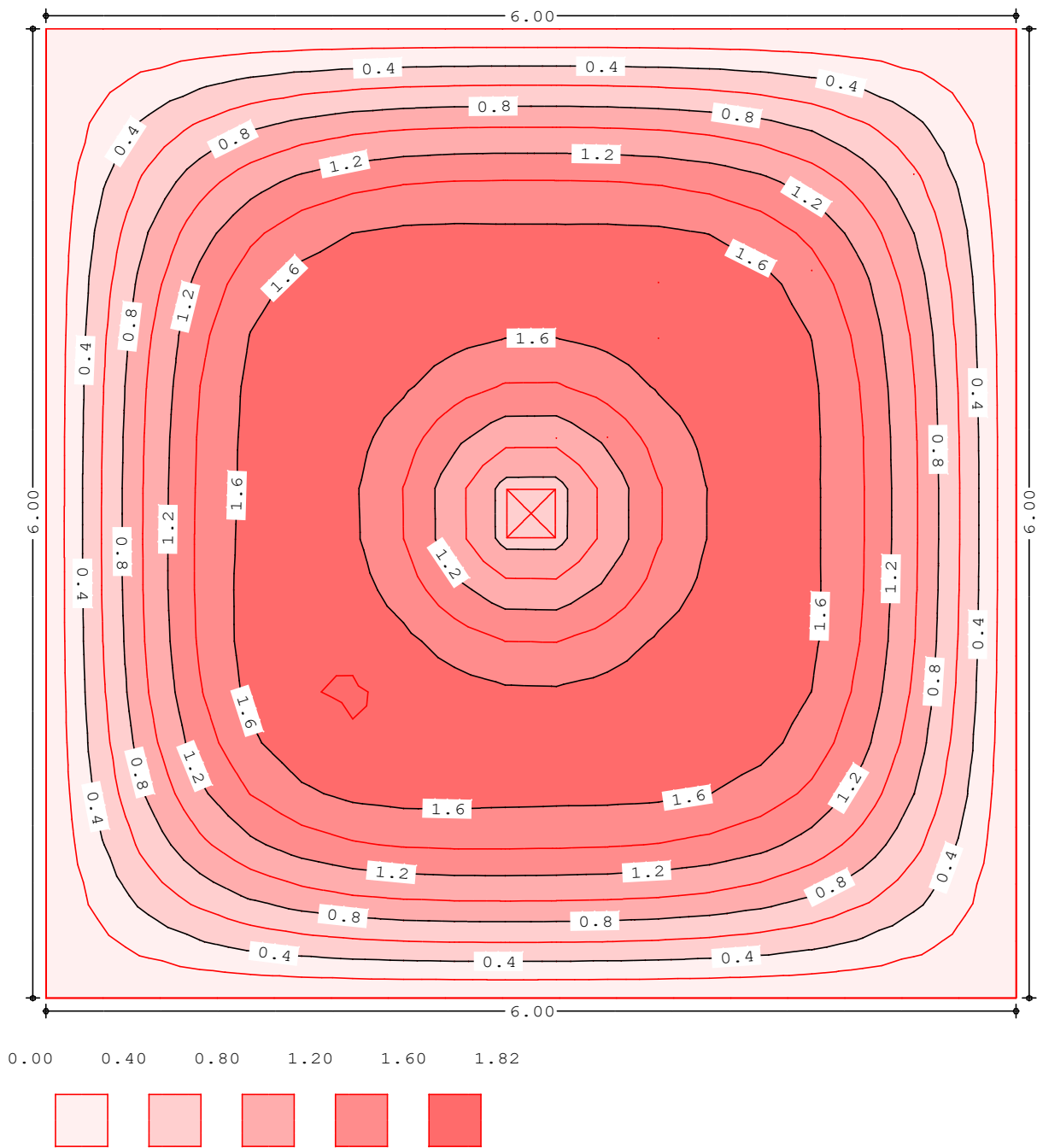
Раскрытие трещин
сверху

№	Н	М	Мl	Мсrс	асrс1	асrс2
плиты		[кНм/м]	[кНм/м]	[кНм/м]	[мм]	[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]
М = 1 :40



Прогибы

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

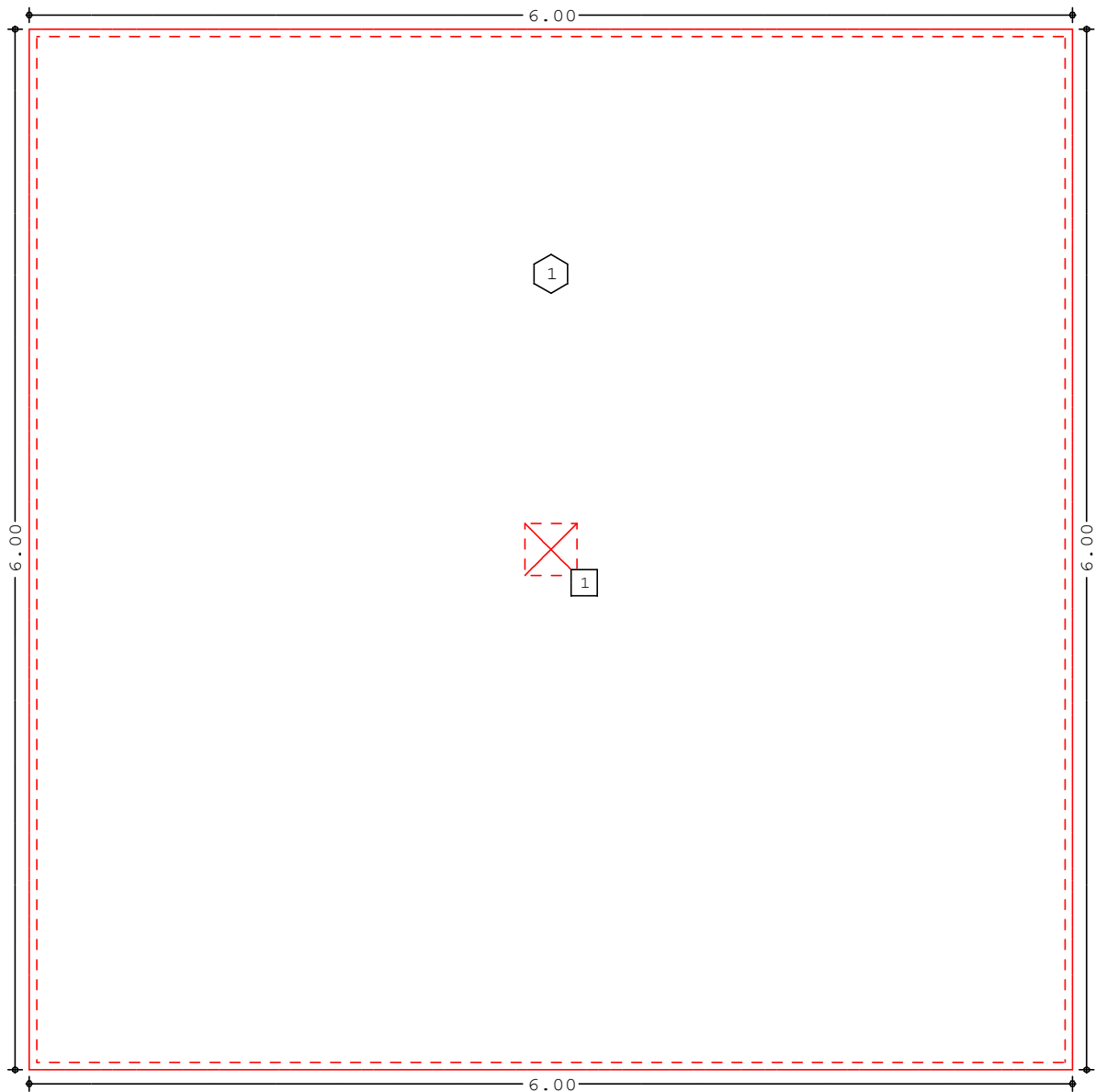
Проверка по деформациям выполняется

Расчет выполнен модулем 200 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

Поз. t201

Квадратная плита

Расчетная схема
М = 1 : 40



Плиты

№	Размеры		Толщина	Координаты	
	l x [м]	l y [м]		x [м]	y [м]
1	6.00	6.00	20.0	0.00	0.00

Условия закрепления

№	Ширина опирания[см]				Закрепления сторон [-, %]			
плиты	Н	П	В	Л	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	ly	x	y	П	В	М	Жёсткость
	[см]	[см]	[м]	[м]				
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

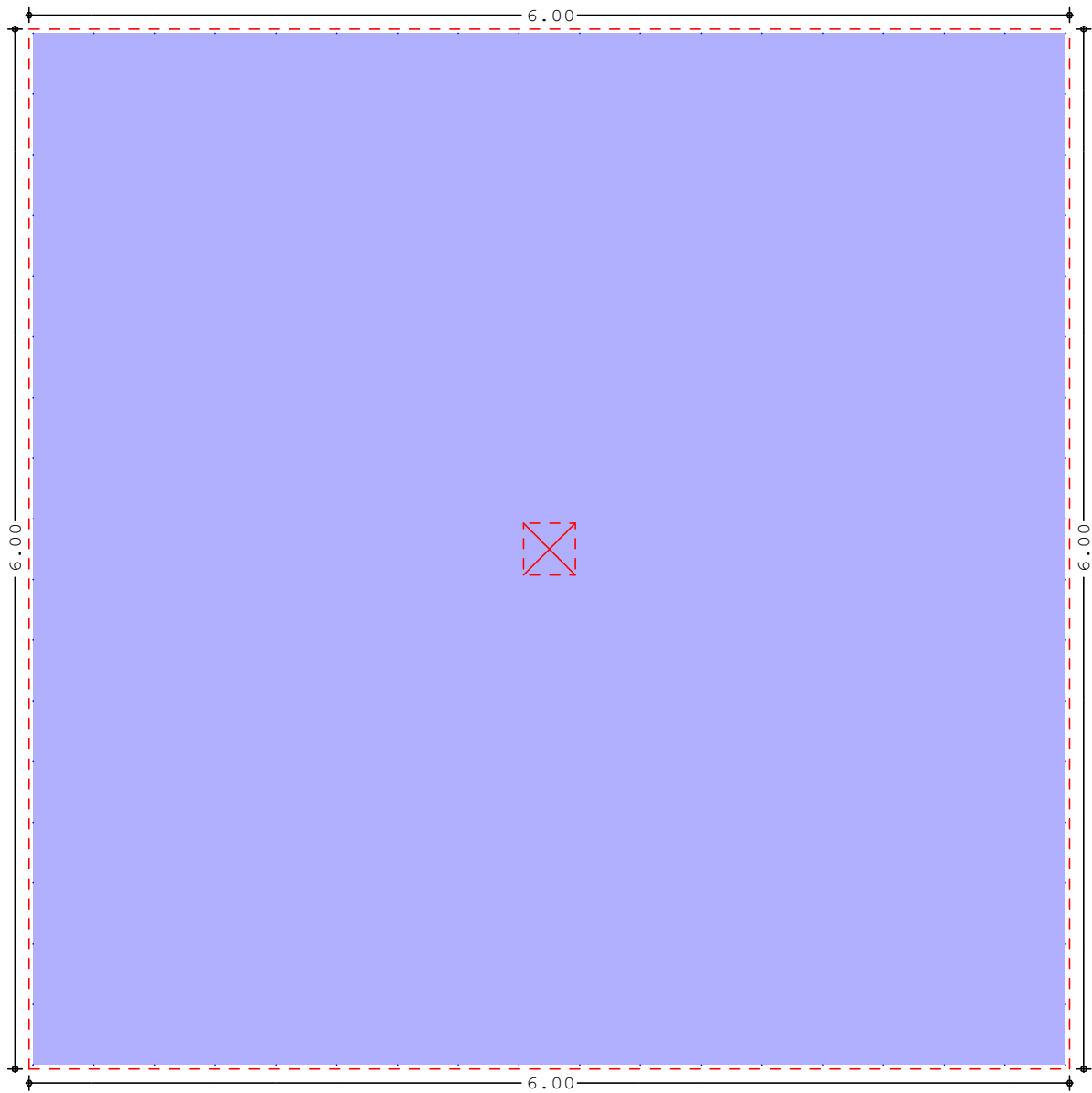
№	Вид	lx	ly	h
колонны		[см]	[см]	[см]
1	плавн.	50.0	50.0	30.0

Нагружение

№	Вид	Коефф. 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]

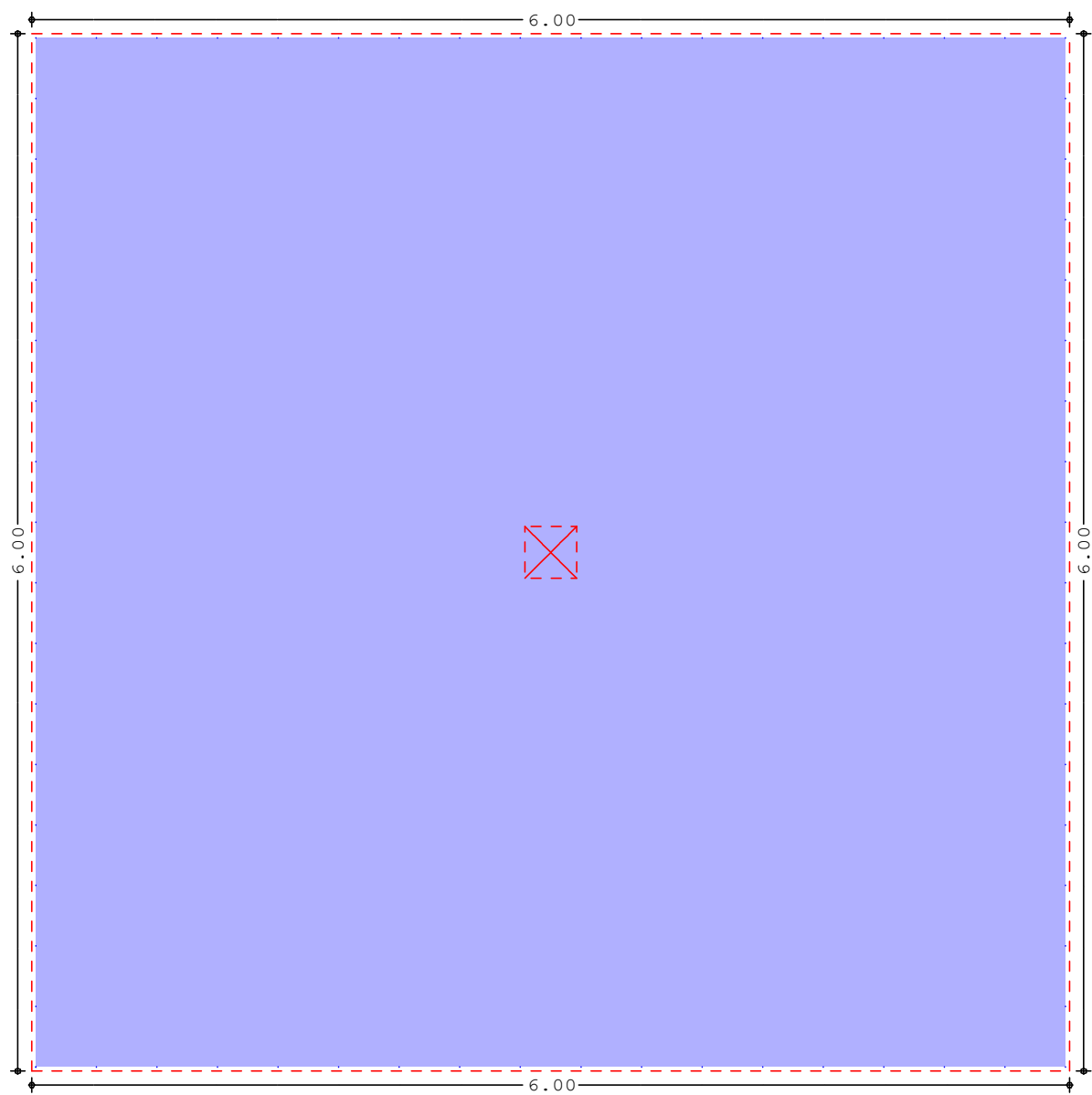
5.00



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

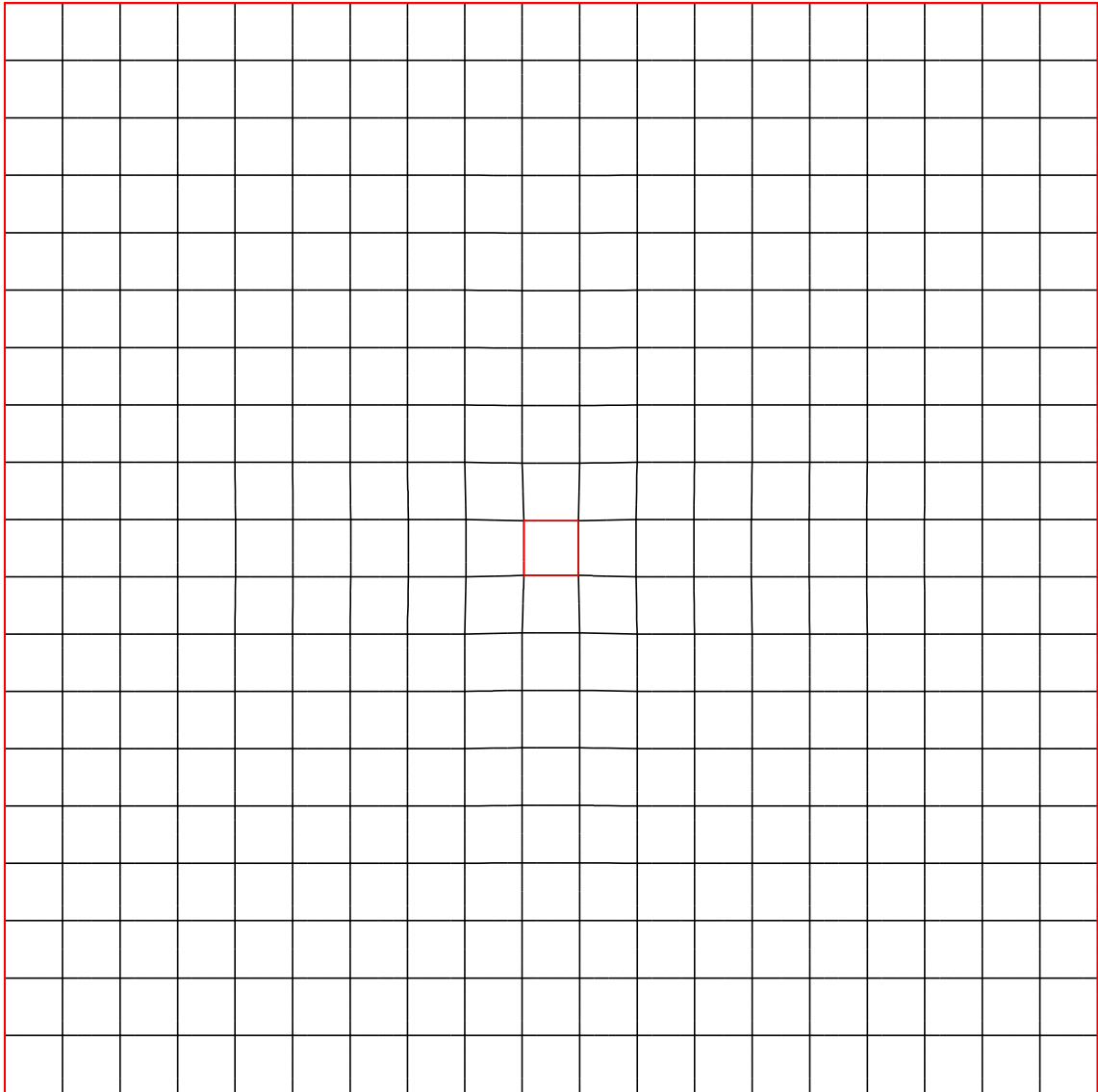


Равномерно распределённая нагрузка

№ плиты	p [кПа]
1	20.00

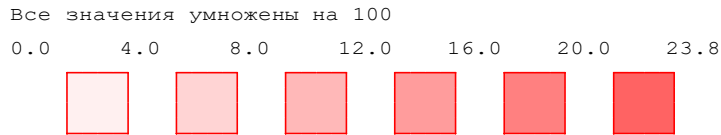
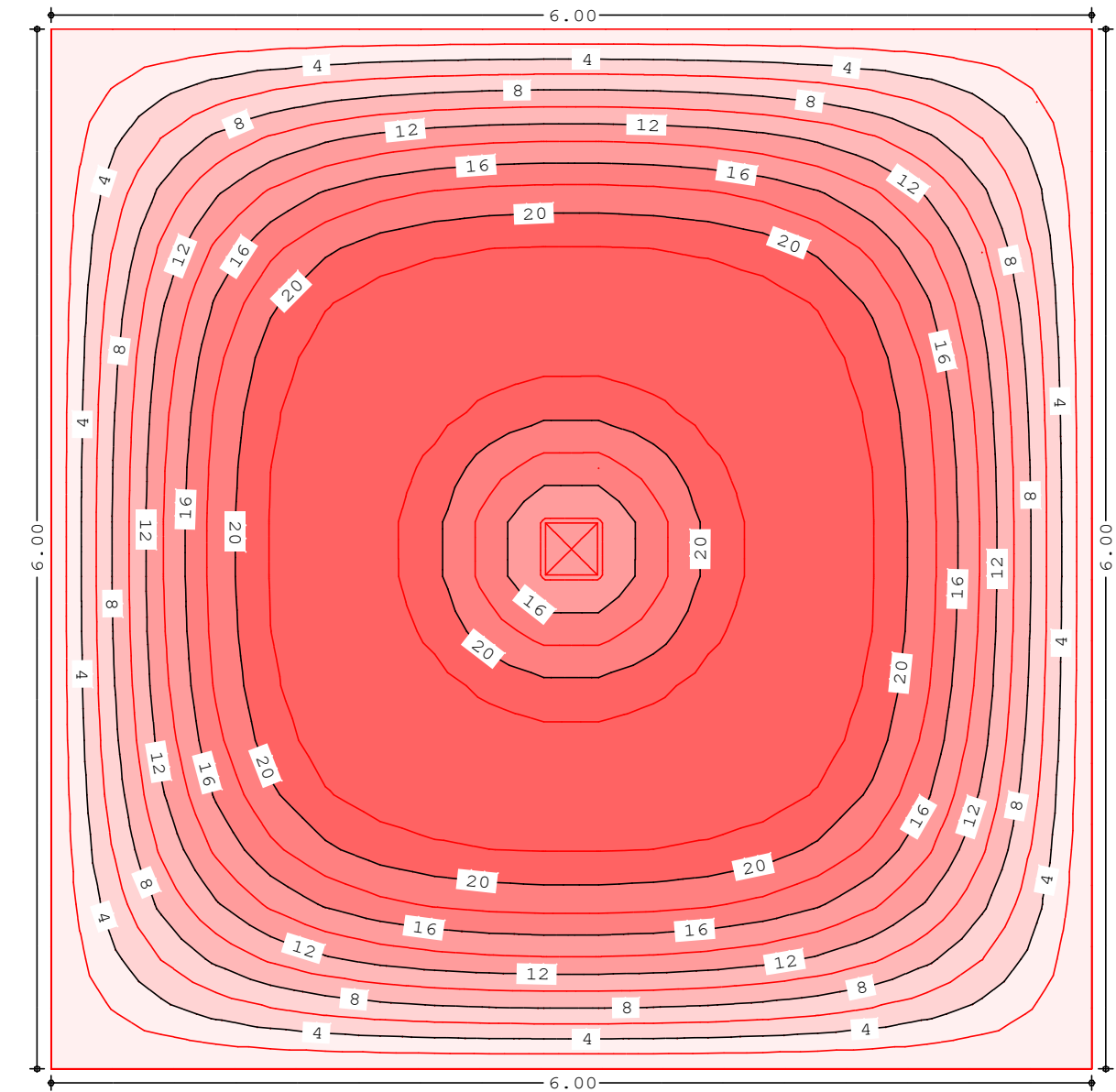
Внутренние усилия по каждой нагрузке
(расчёт методом конечных элементов)

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	

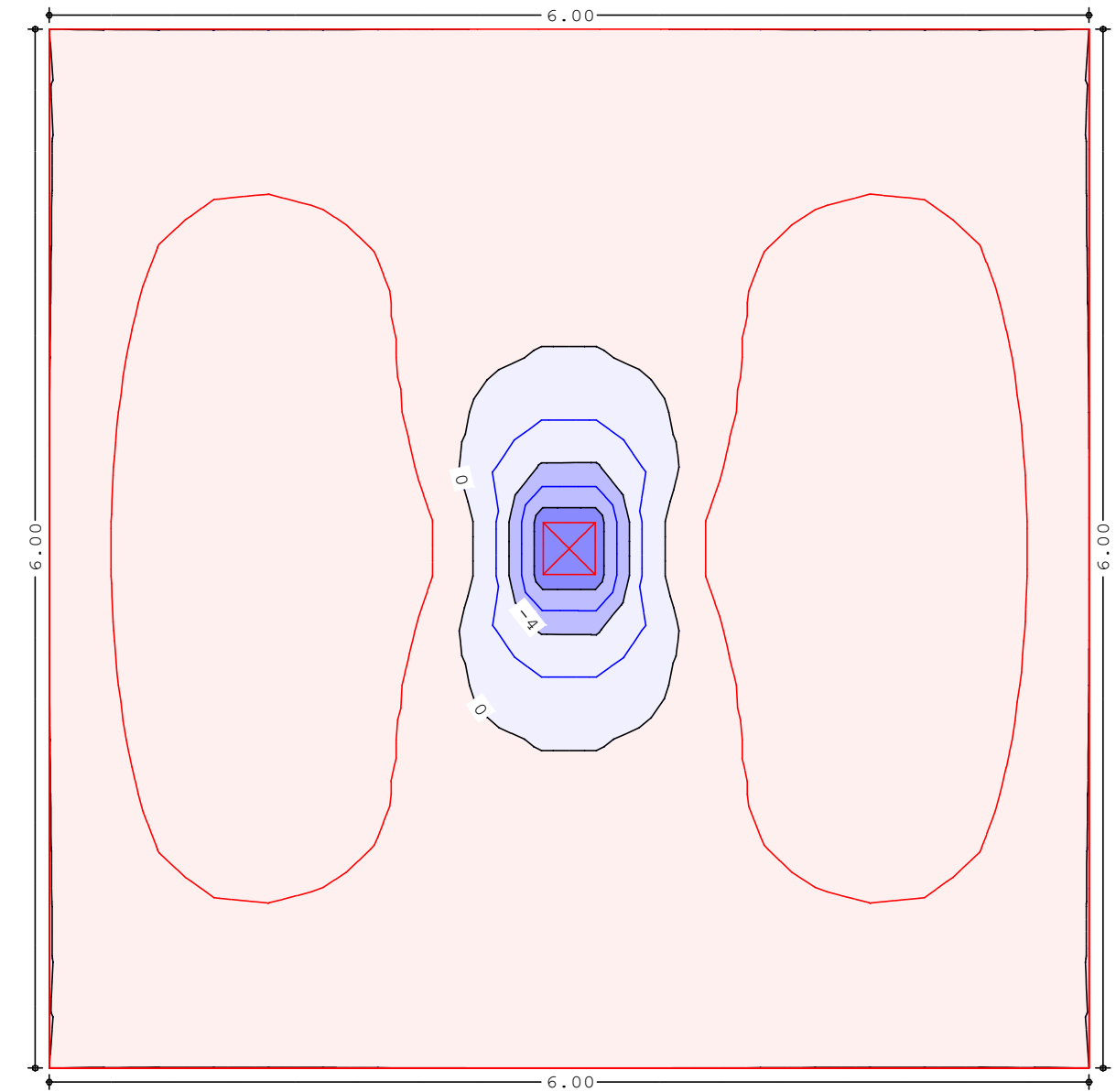
Нагрузка № 1
Перемещения [мм]
М = 1 : 40



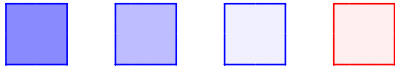
Перемещения

№ плиты	w [мм]
1	0.24

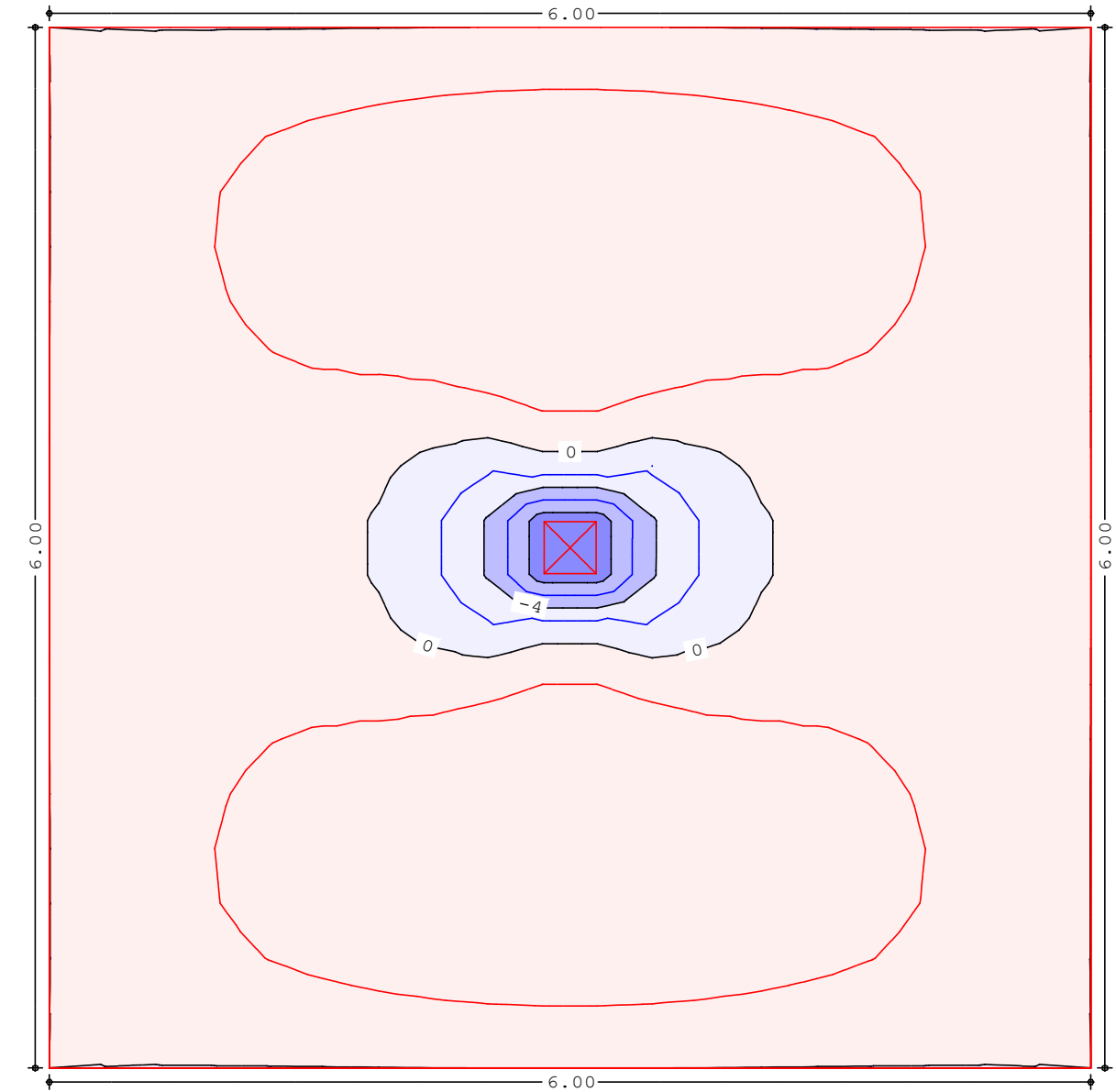
Моменты M_x [кНм/м]
М = 1 : 40



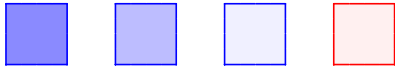
-9.41 -8.00 -4.00 0.00 4.32



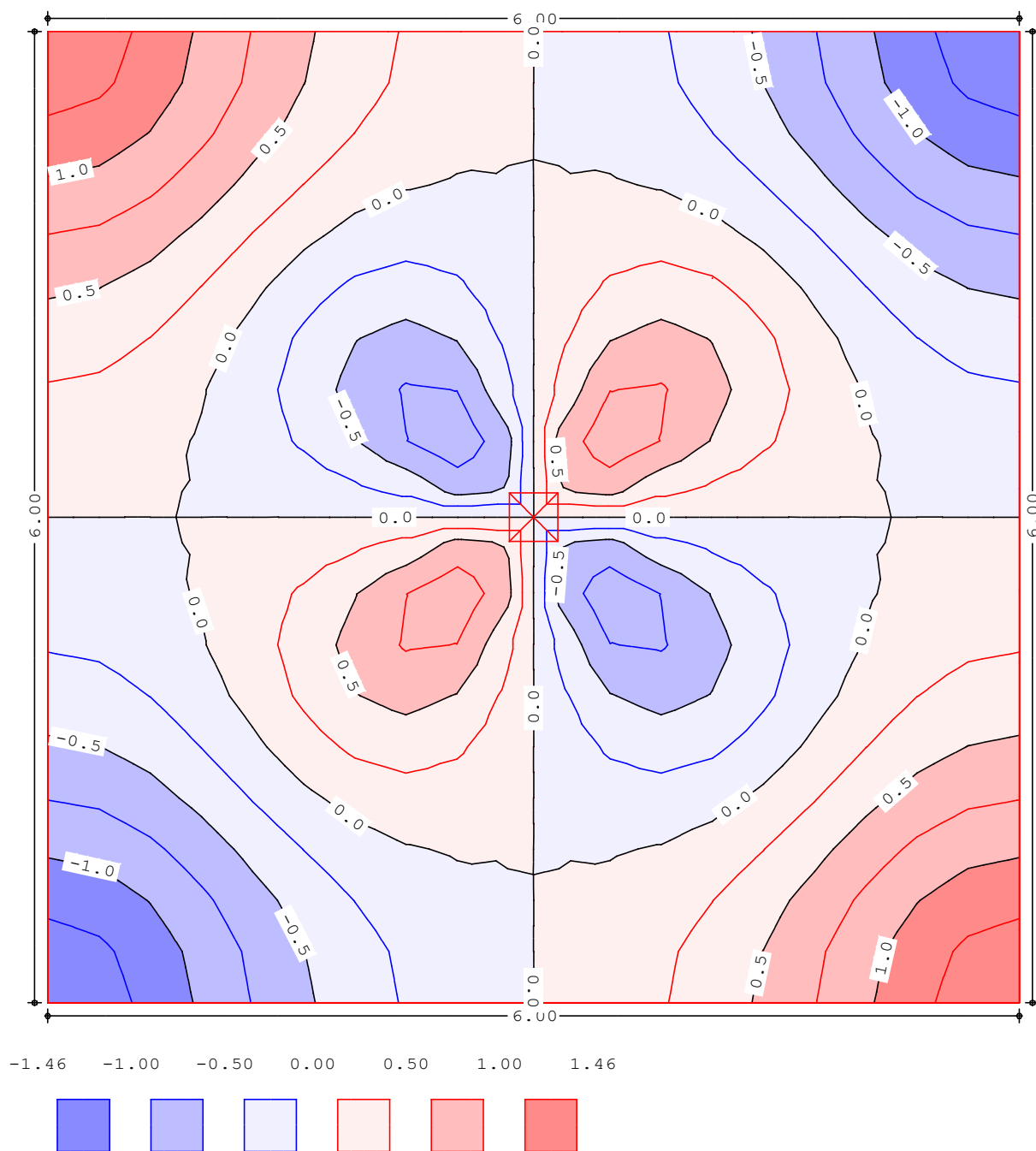
Моменты M_y [кНм/м]
М = 1 : 40



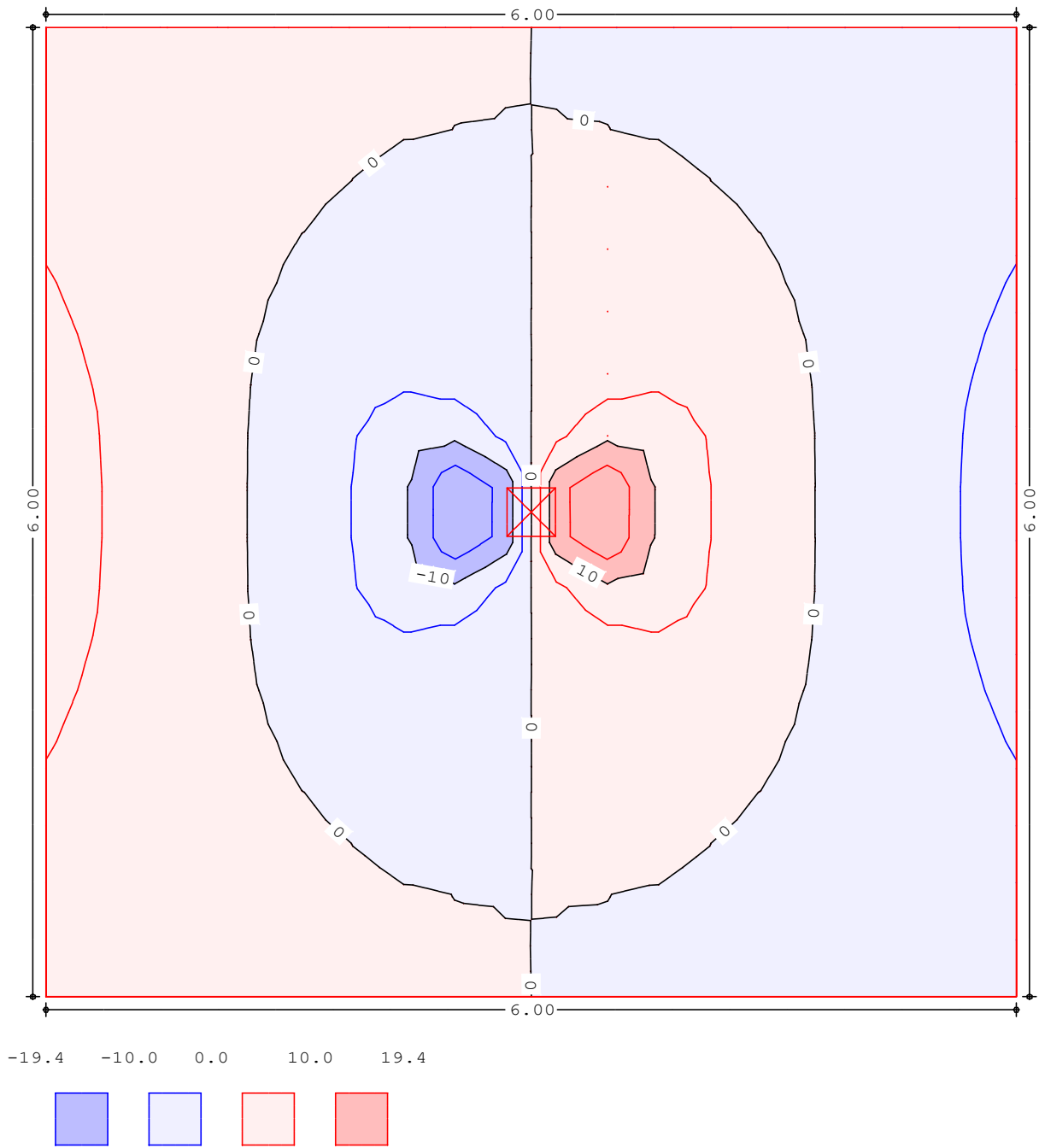
-9.41 -8.00 -4.00 0.00 4.32



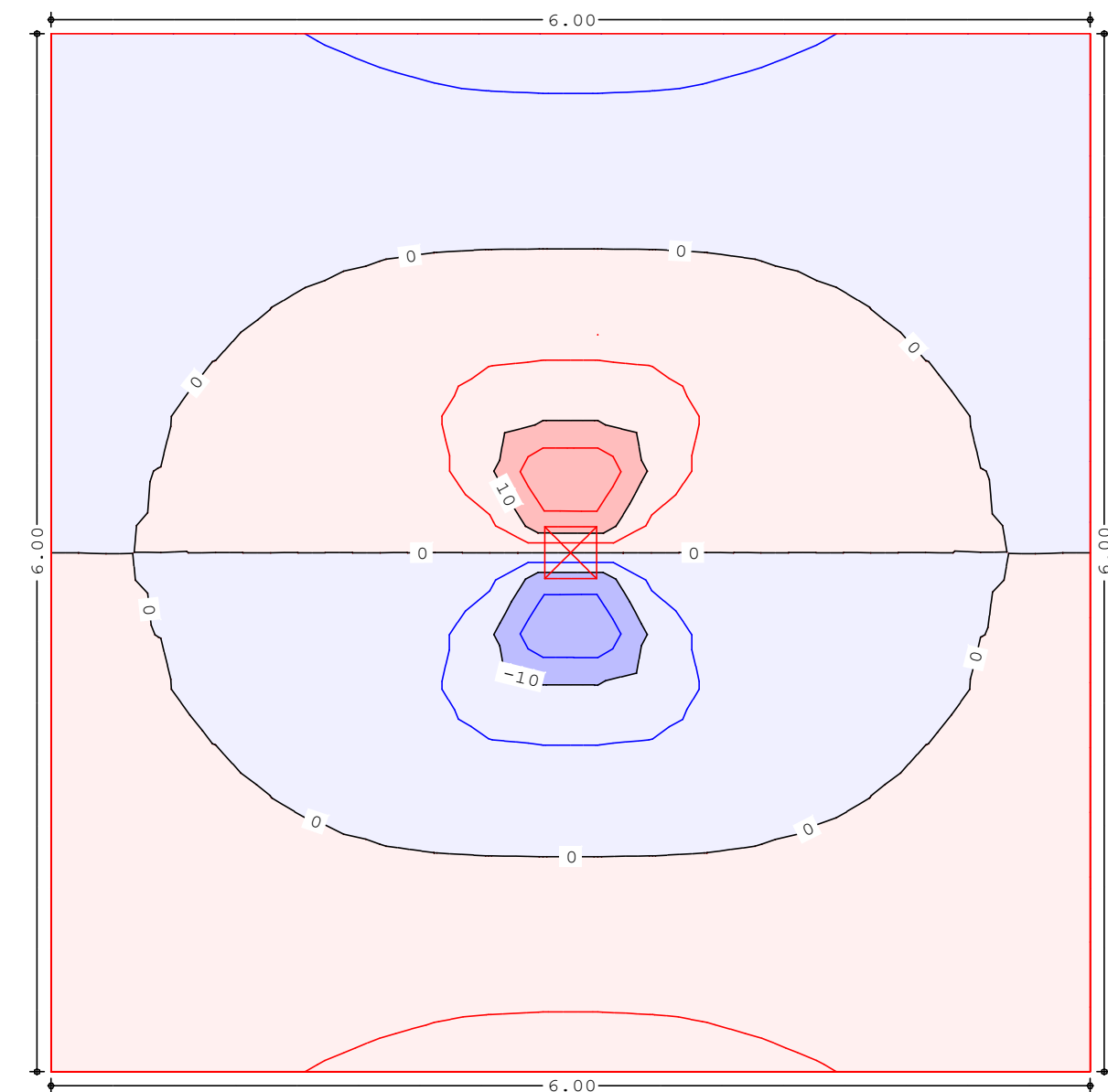
Моменты M_{xy} [кНм/м]
М = 1 : 40



Поперечные силы Qx [кН/м]
М = 1 :40



Поперечные силы Q_y [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

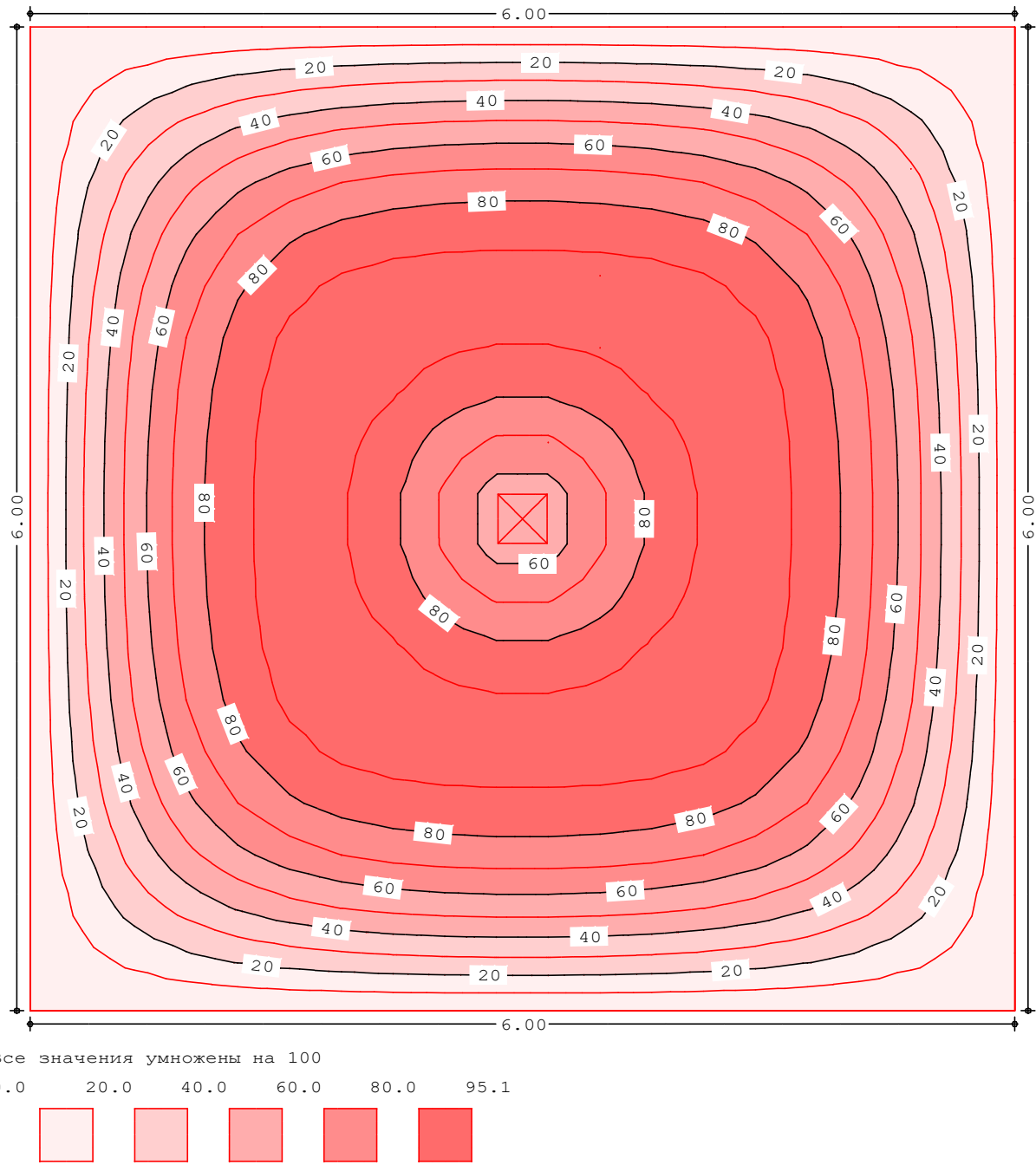
Q = 180.0 кН

Нагрузка № 2

0.00 0.00 0.00

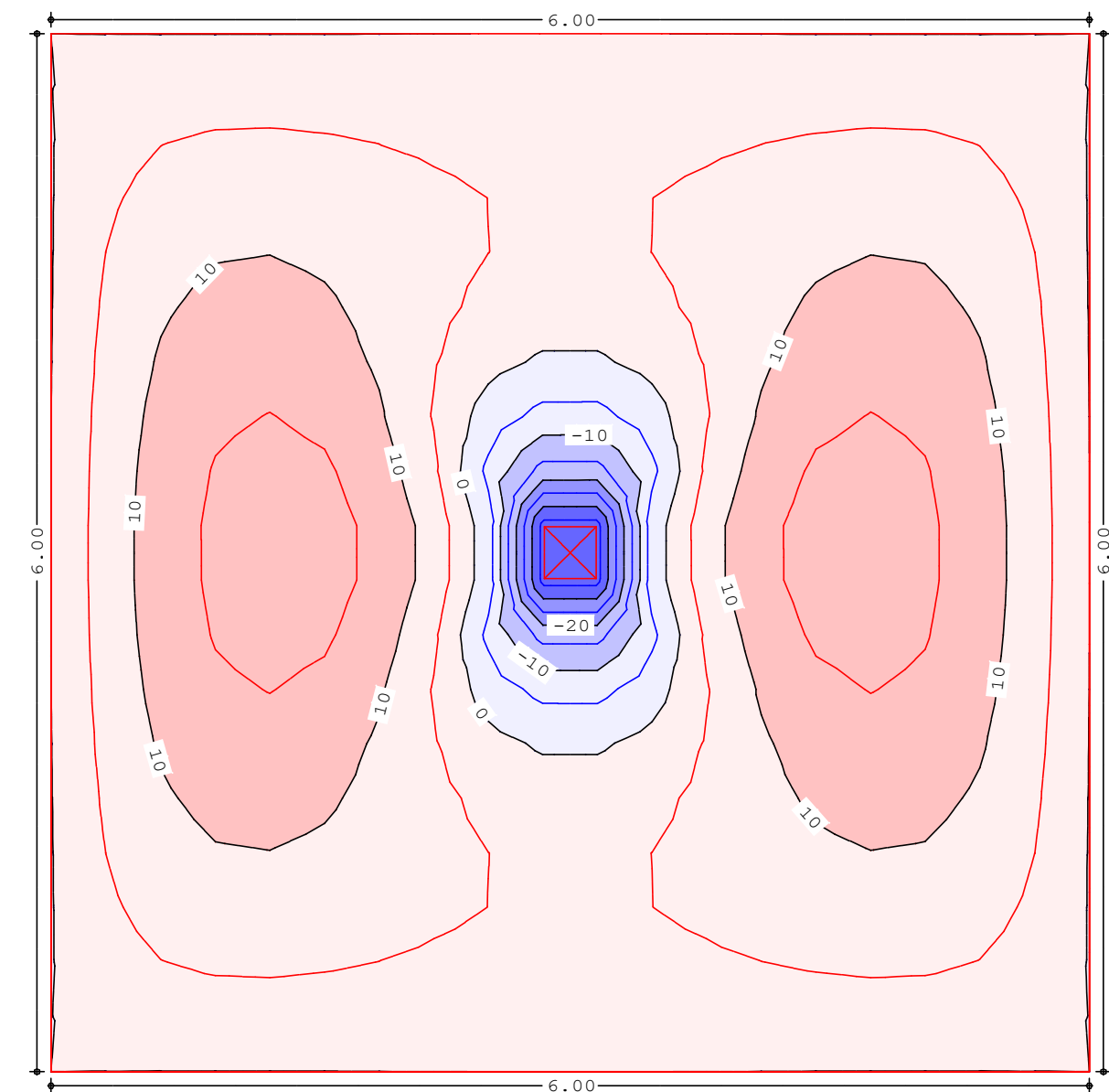
Перемещения [мм]

М = 1 :40



Перемещения	№ плиты	w [мм]
	1	0.95

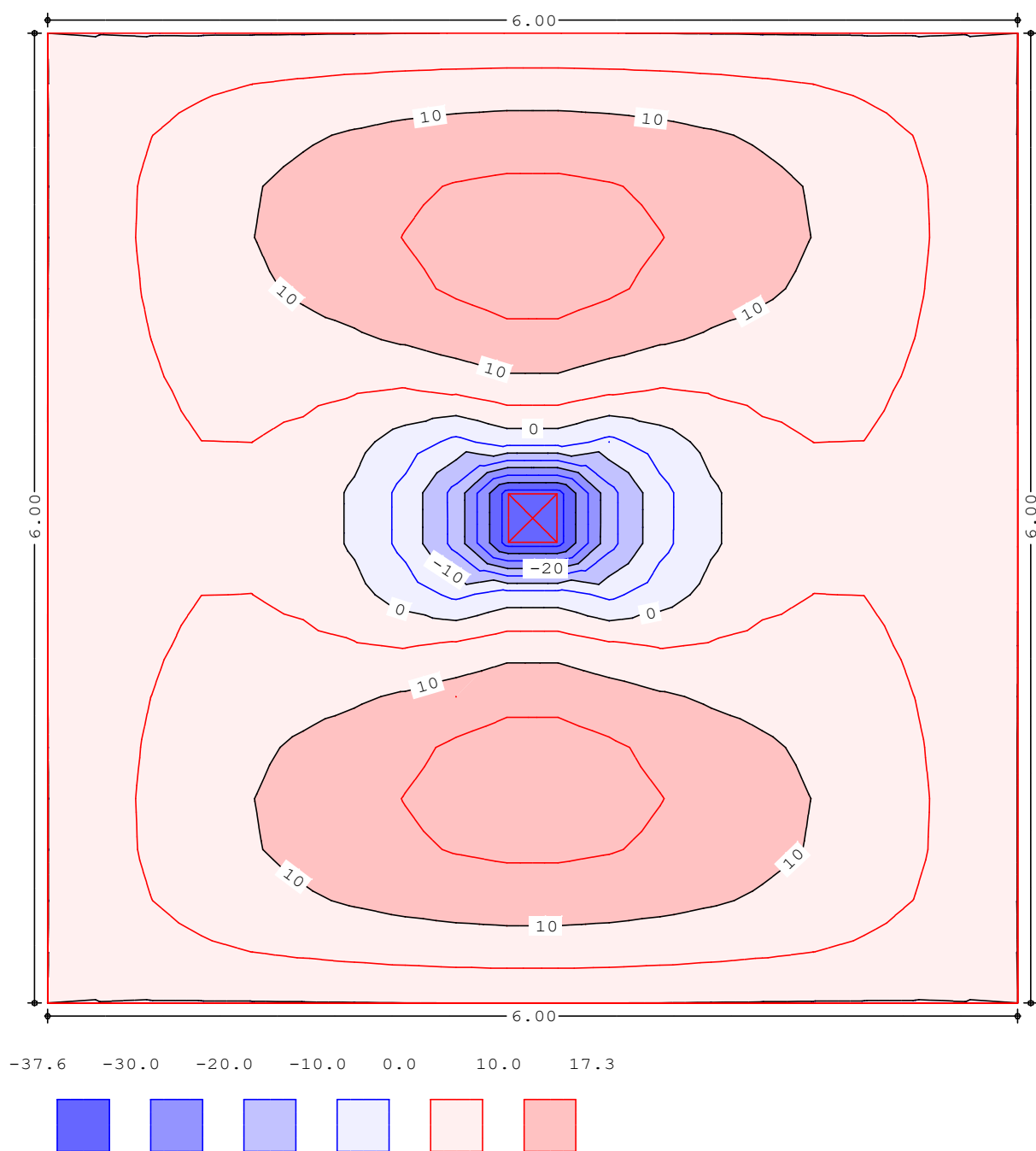
Моменты M_x [кНм/м]
М = 1 : 40



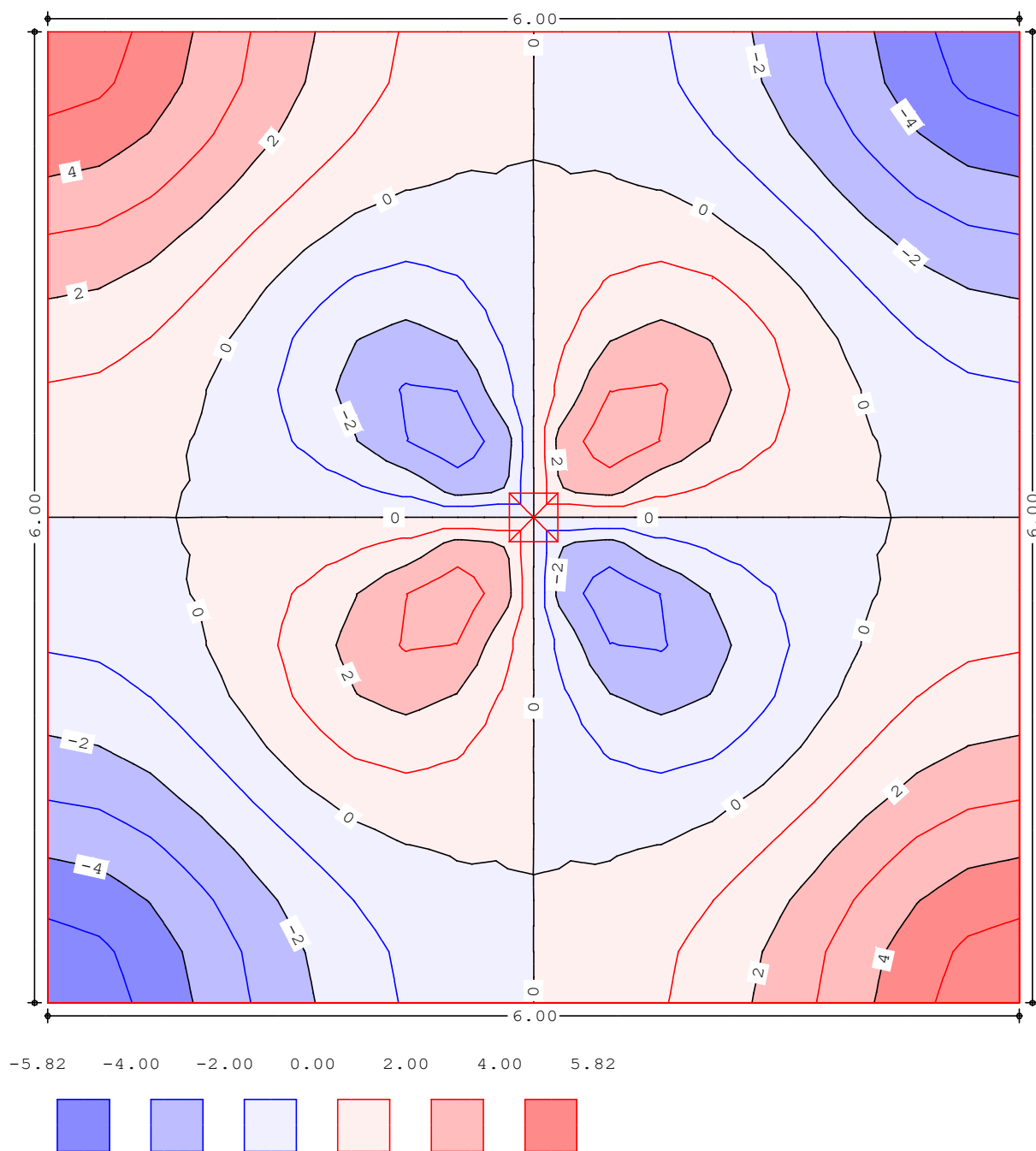
-37.6 -30.0 -20.0 -10.0 0.0 10.0 17.3



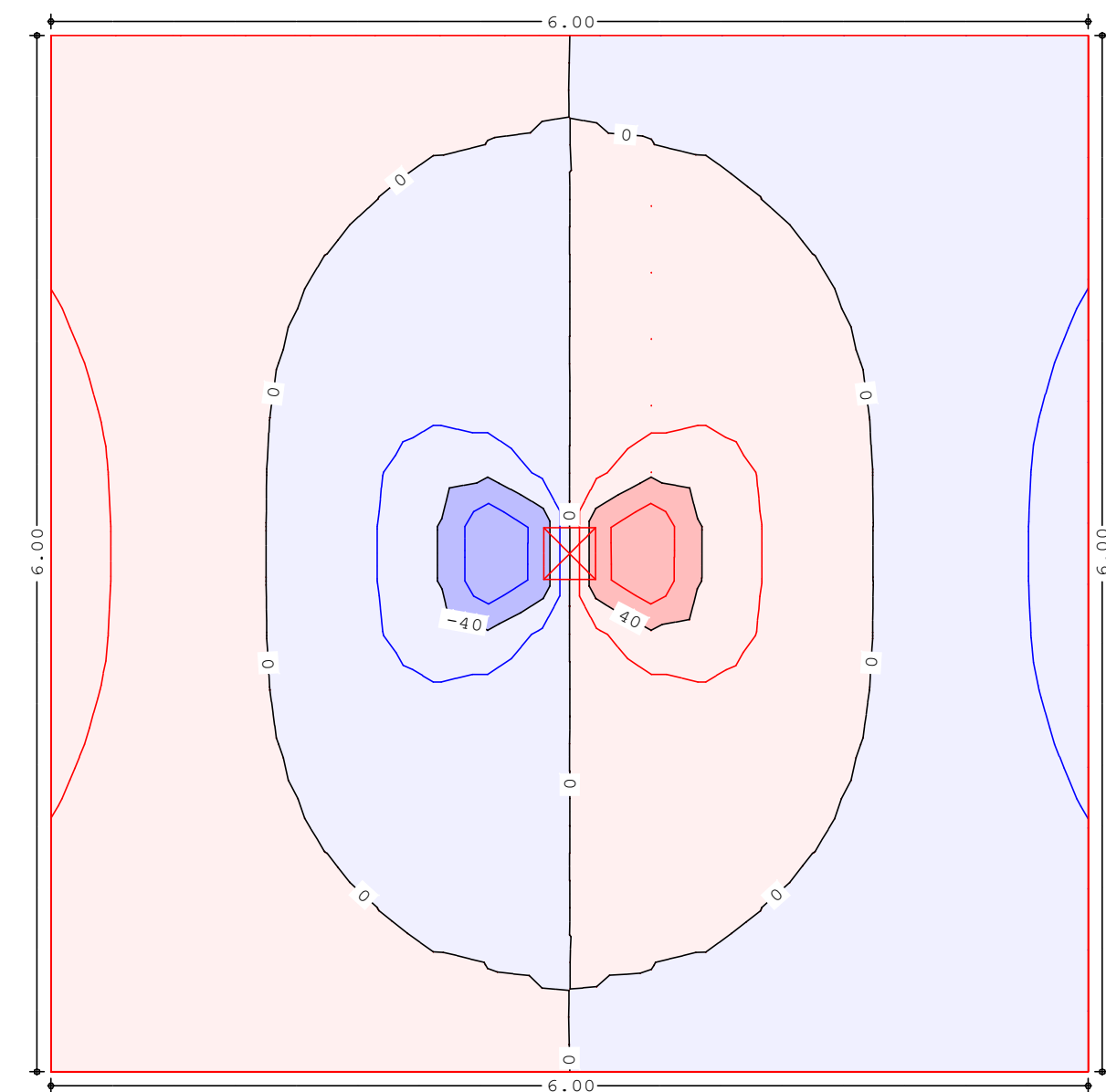
Моменты M_y [кНм/м]
М = 1 : 40



Моменты M_{xy} [кНм/м]
М = 1 : 40



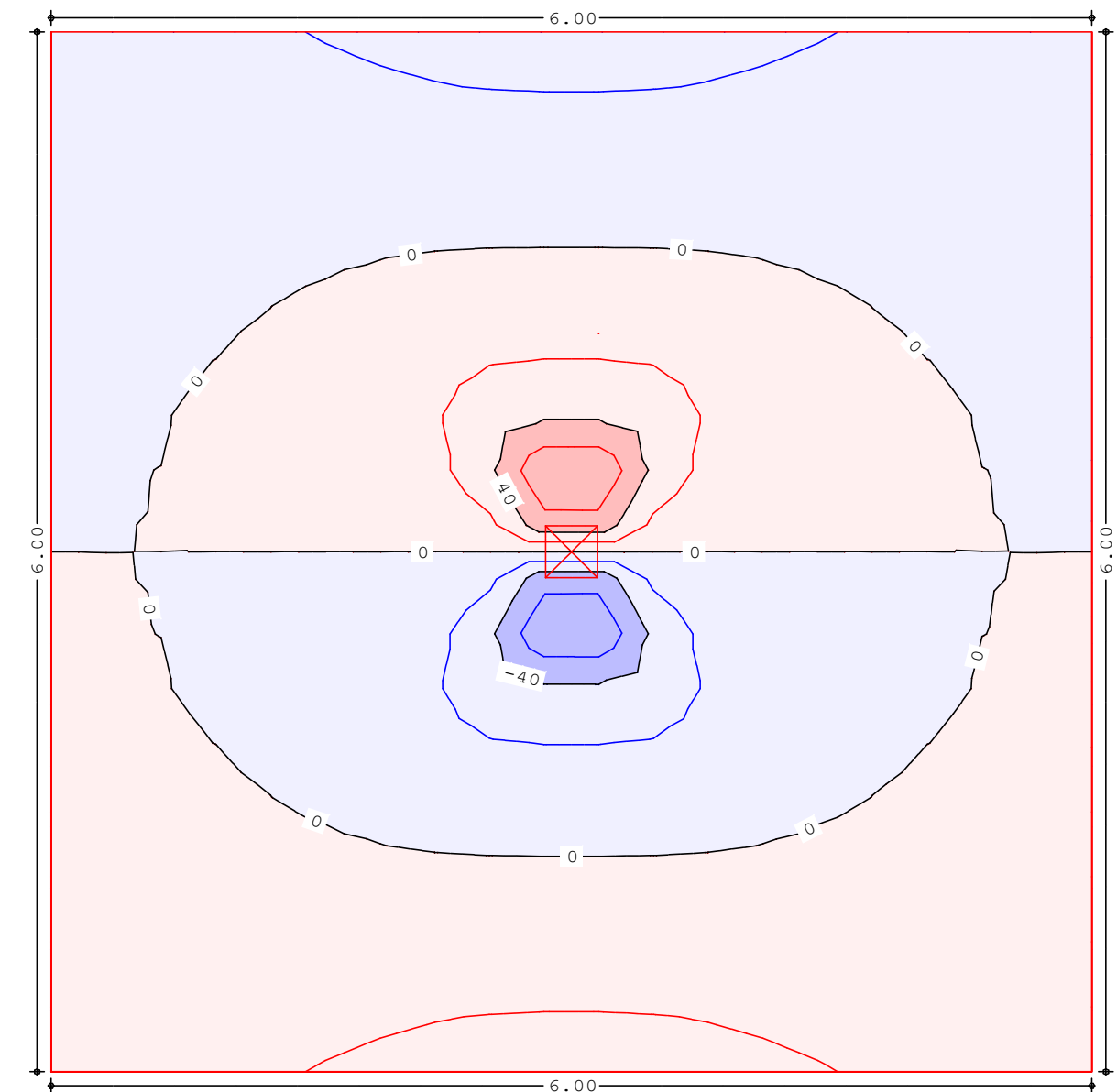
Поперечные силы Q_x [кН/м]
М = 1 : 40



-77.5 -40.0 0.0 40.0 77.6



Поперечные силы Q_y [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

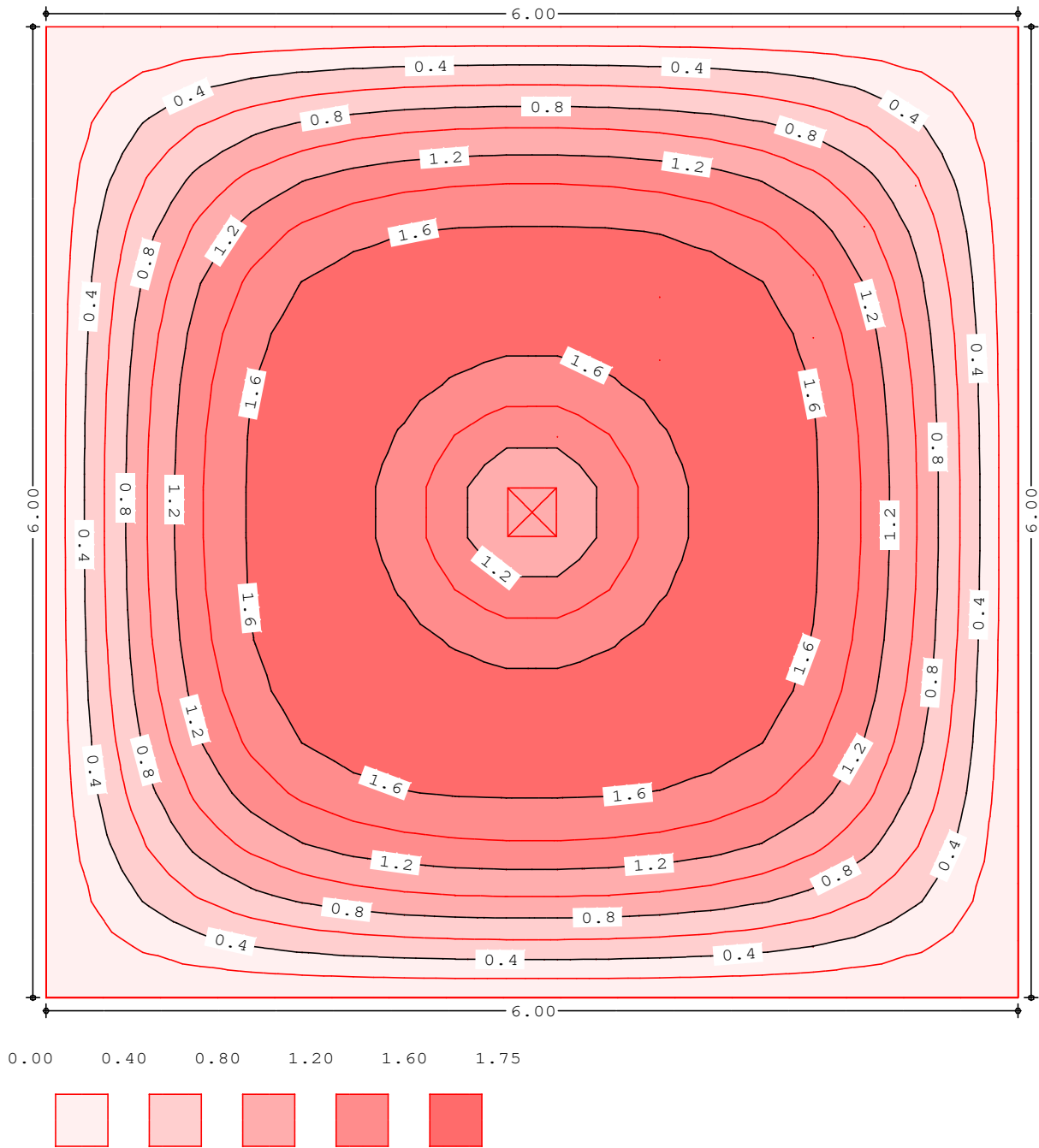
Опорные реакции
колонн

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

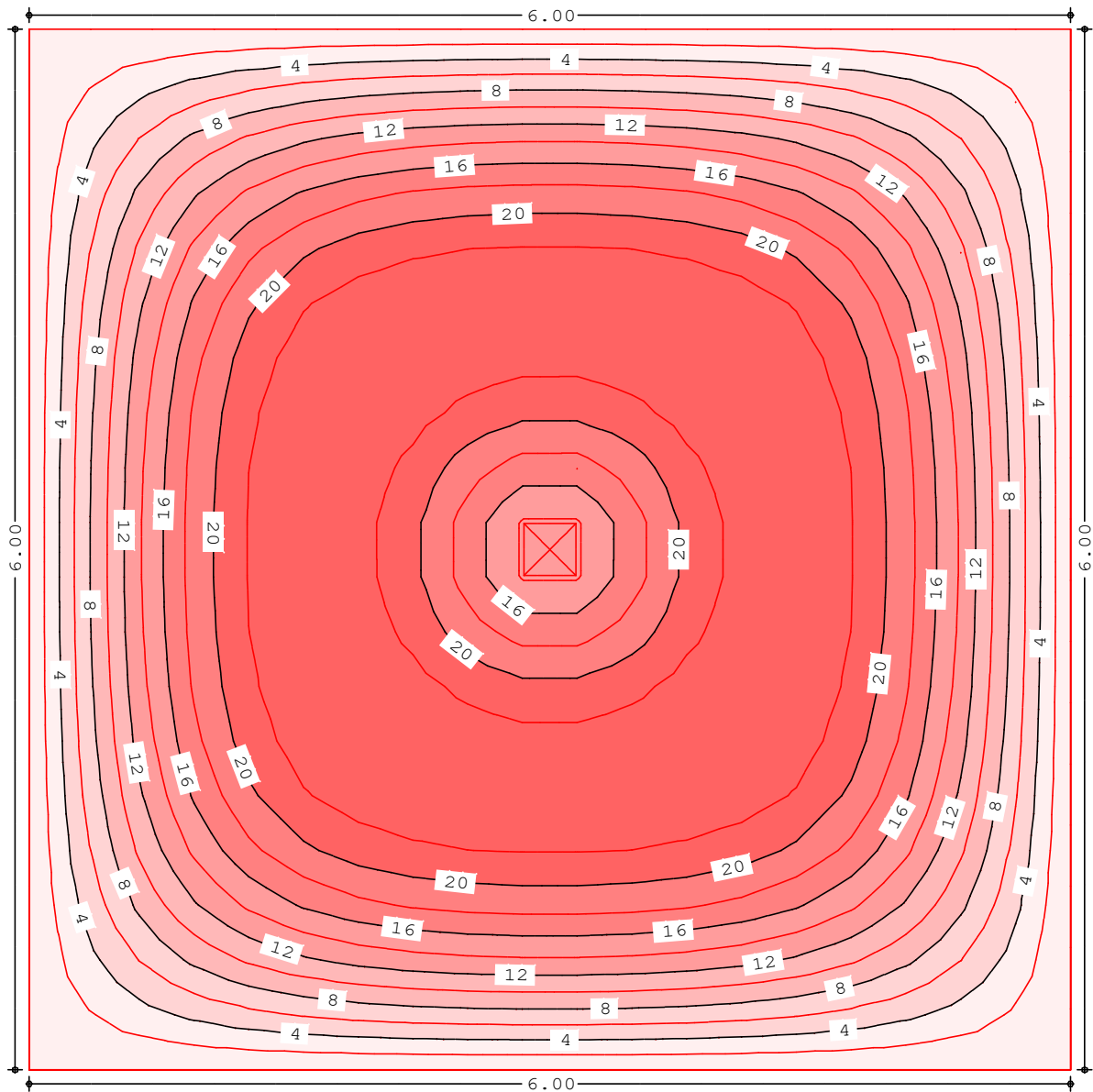
Сумма всех опорных реакций Q = 720.0 кН

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]
 М = 1 :40

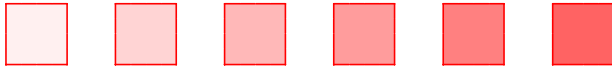


Перемещения (минимальные значения) [мм]
М = 1 :40



Все значения умножены на 100

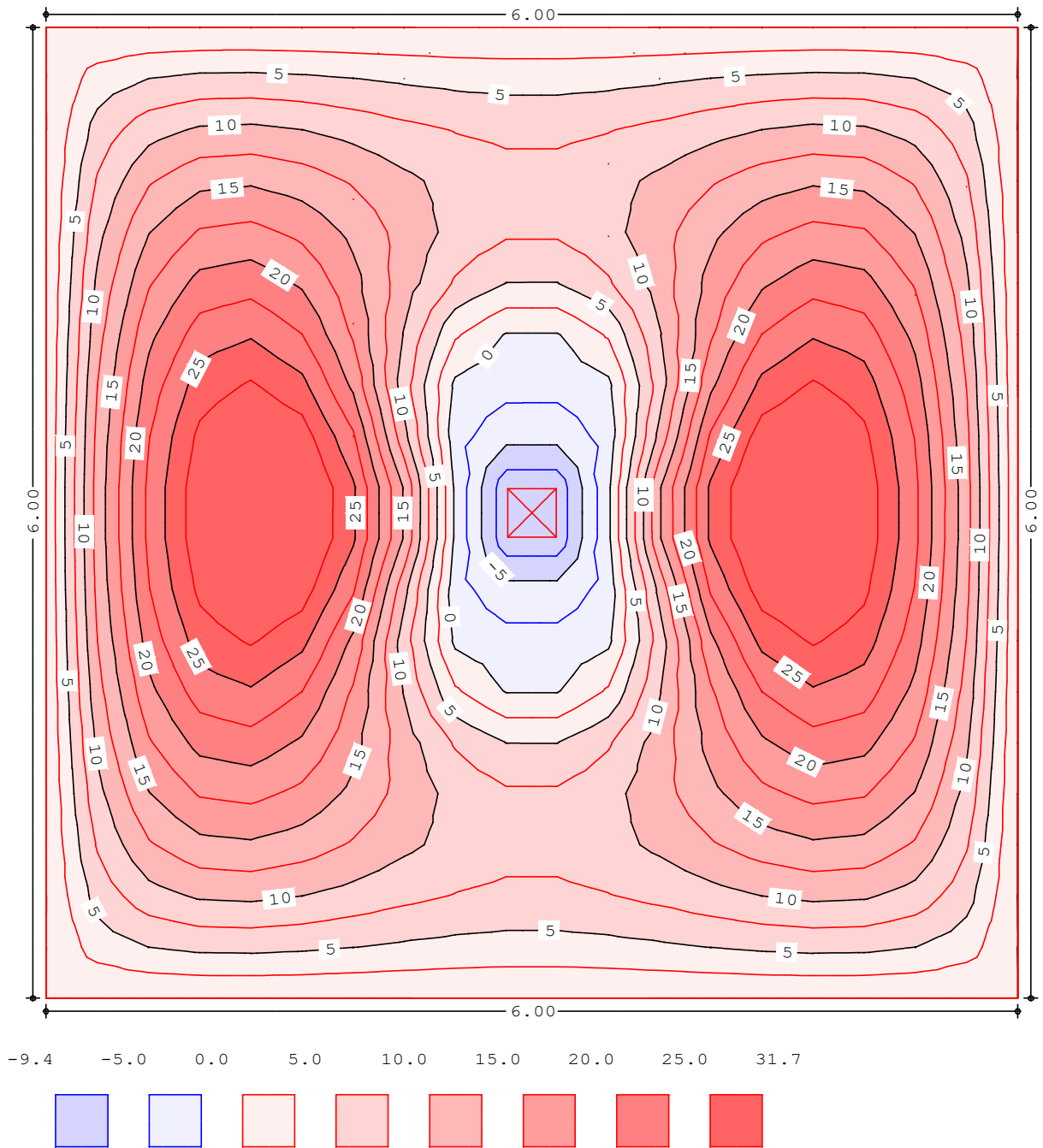
0.0 4.0 8.0 12.0 16.0 20.0 23.8



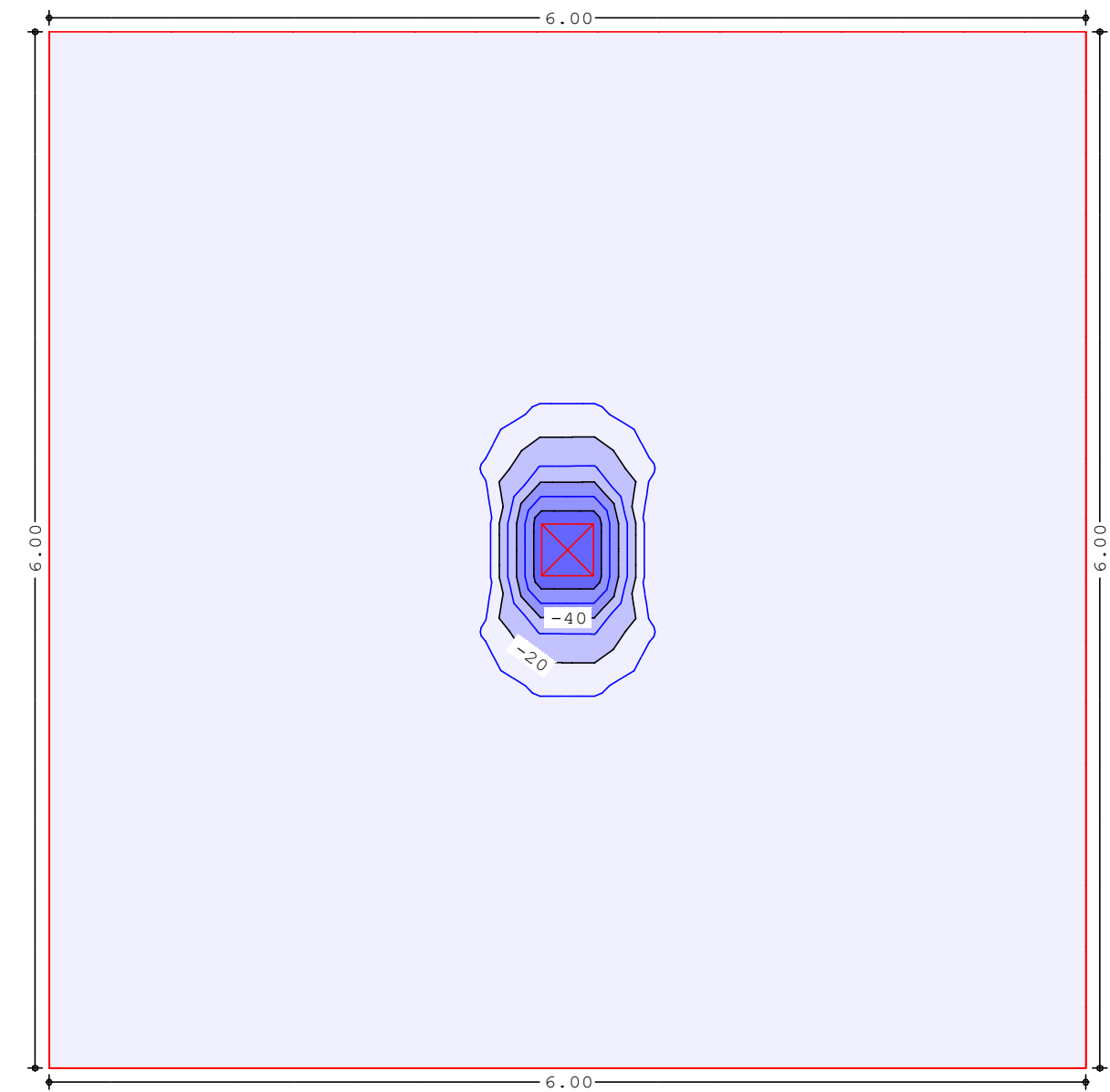
Перемещения

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

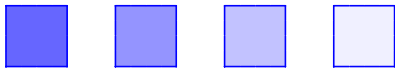
Моменты M_x (максимальные значения) [кНм/м]
М = 1 : 40



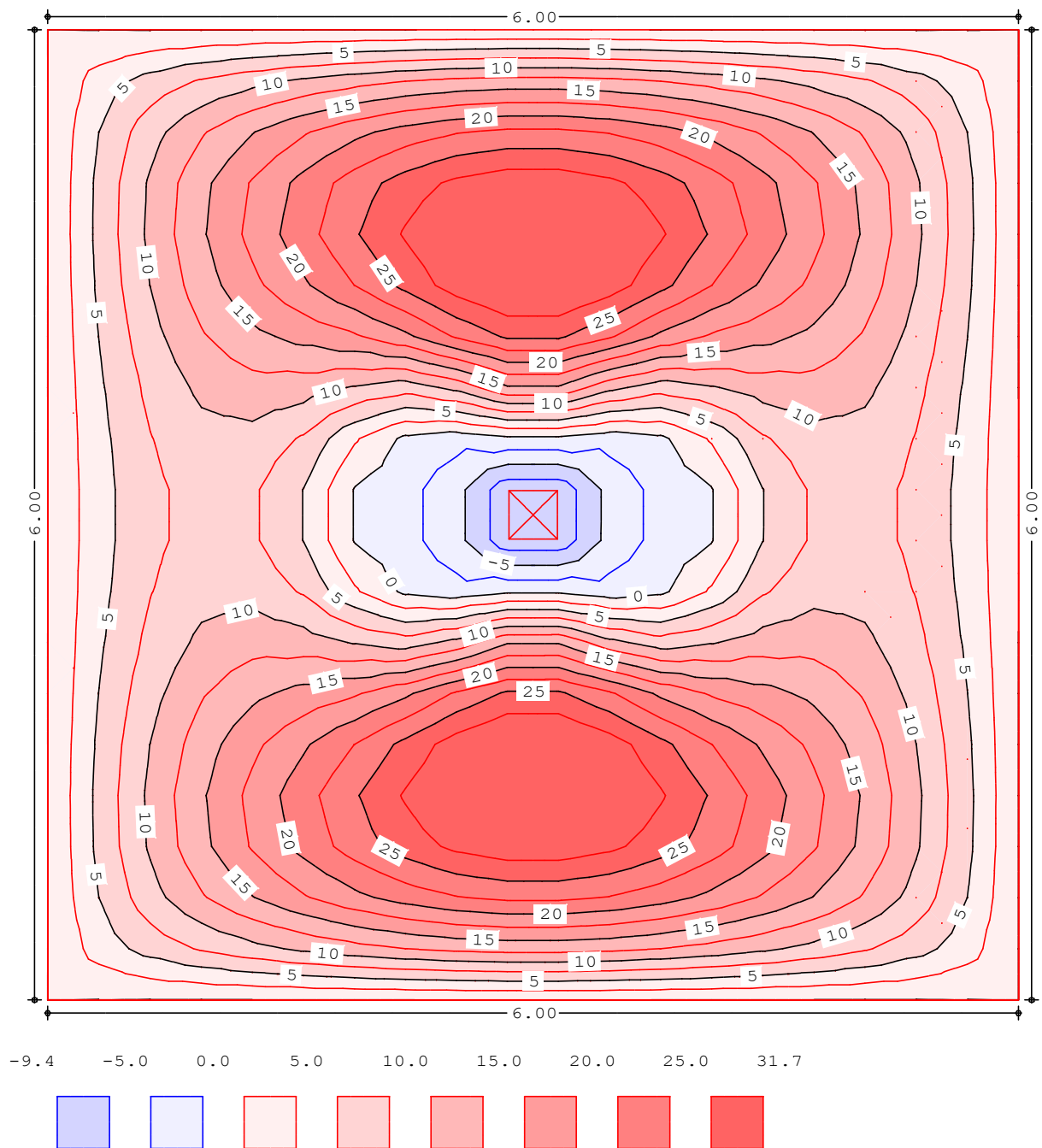
Моменты Мх (минимальные значения) [кНм/м]
М = 1 : 40



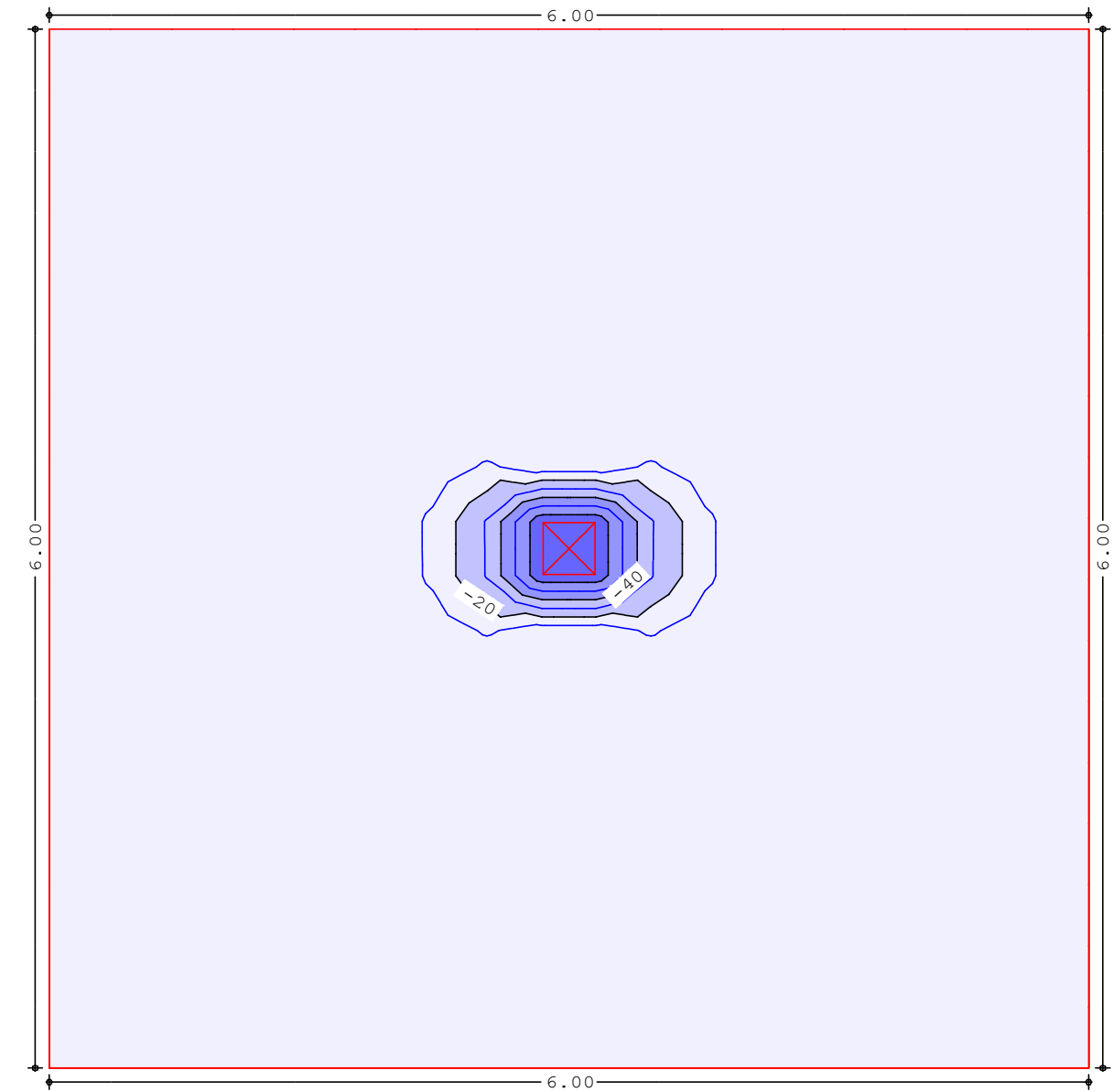
-69.1 -60.0 -40.0 -20.0 4.3



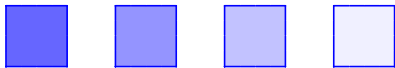
Моменты M_u (максимальные значения) [кНм/м]
 $M = 1 : 40$



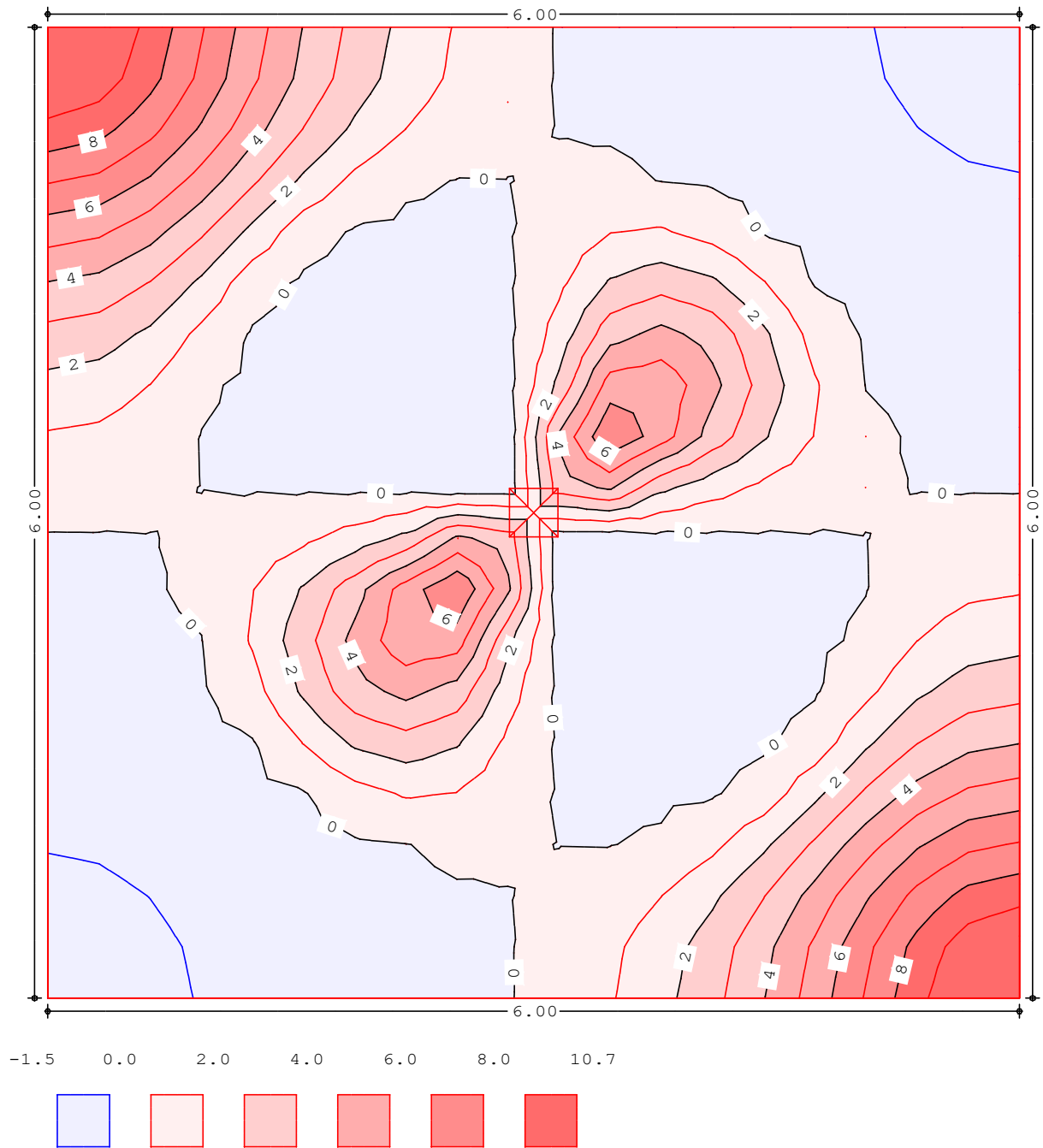
Моменты M_y (минимальные значения) [кНм/м]
М = 1 : 40



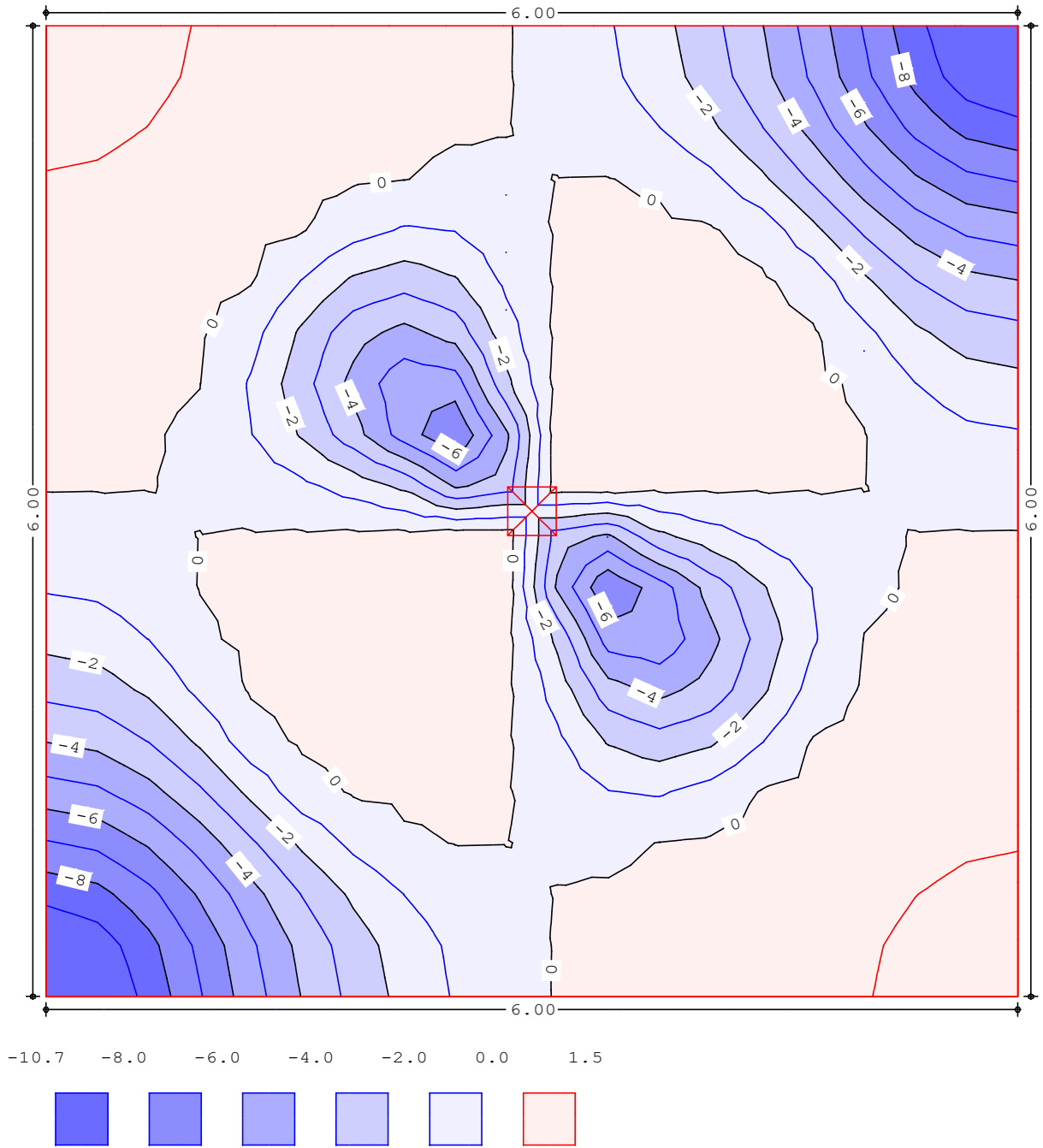
-69.1 -60.0 -40.0 -20.0 4.3



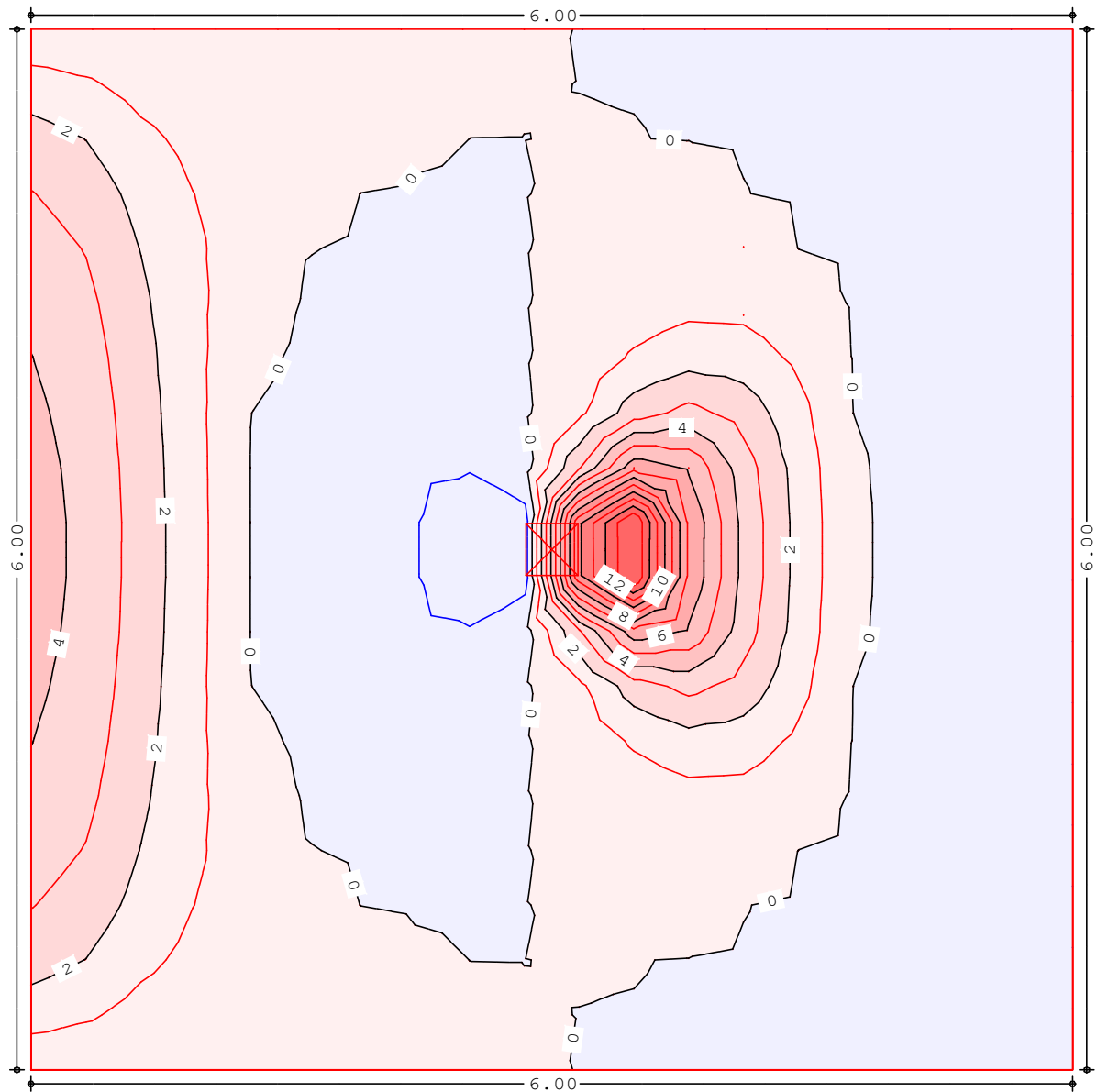
Моменты M_{xy} (максимальные значения) [кНм/м]
М = 1 : 40



Моменты M_{xy} (минимальные значения) [кНм/м]
М = 1 : 40

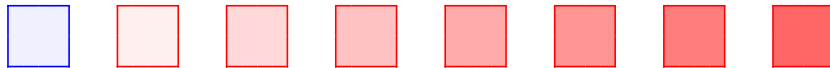


Поперечные силы Qx (максимальные значения) [кН/м]
М = 1 :40

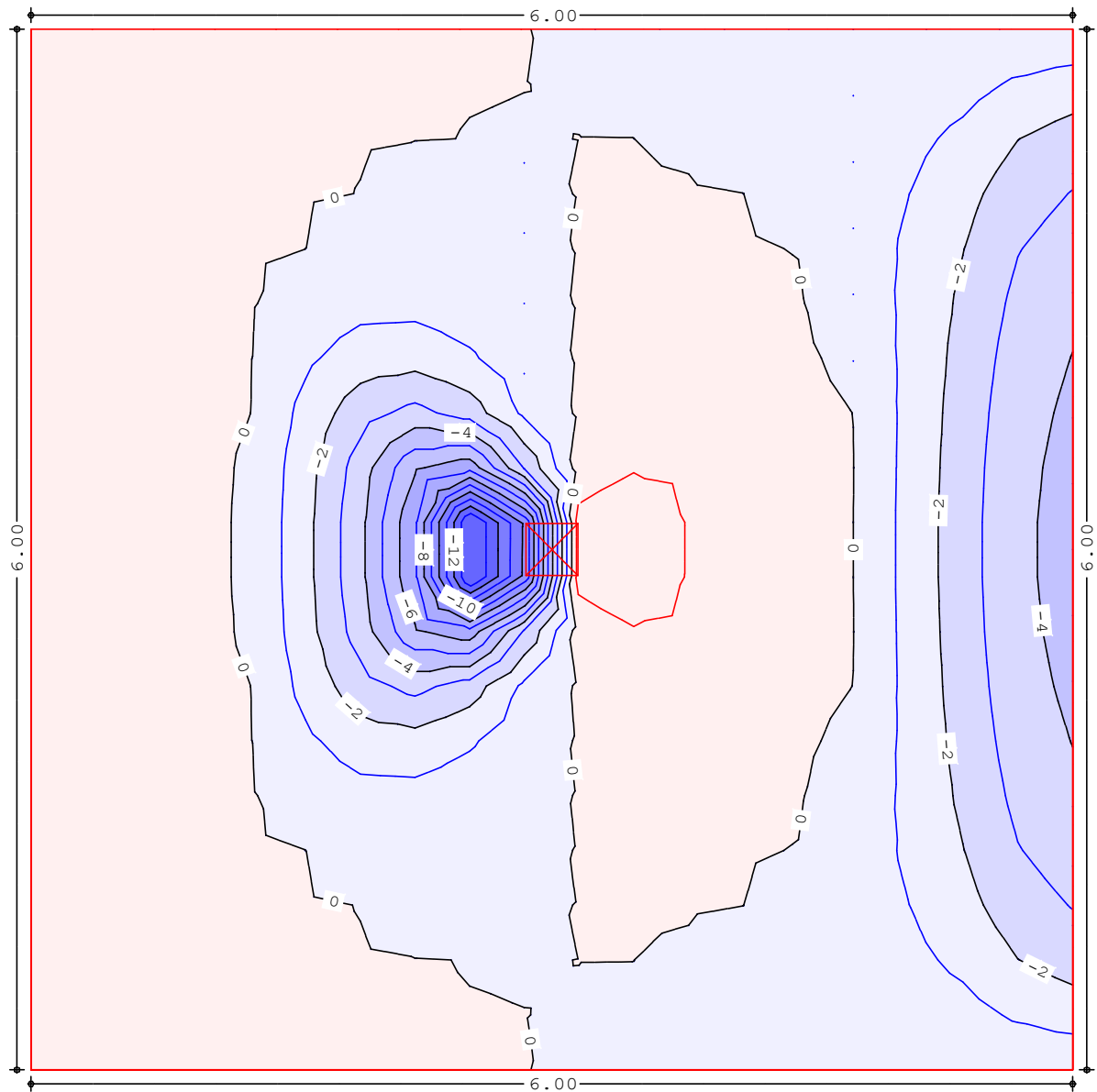


Все значения умножены на 0.1

-1.9 0.0 2.0 4.0 6.0 8.0 10.0 12.0 14.3

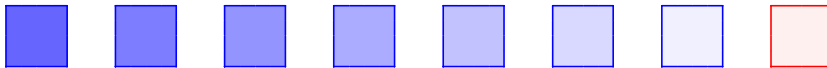


Поперечные силы Qx (минимальные значения) [кН/м]
М = 1 :40

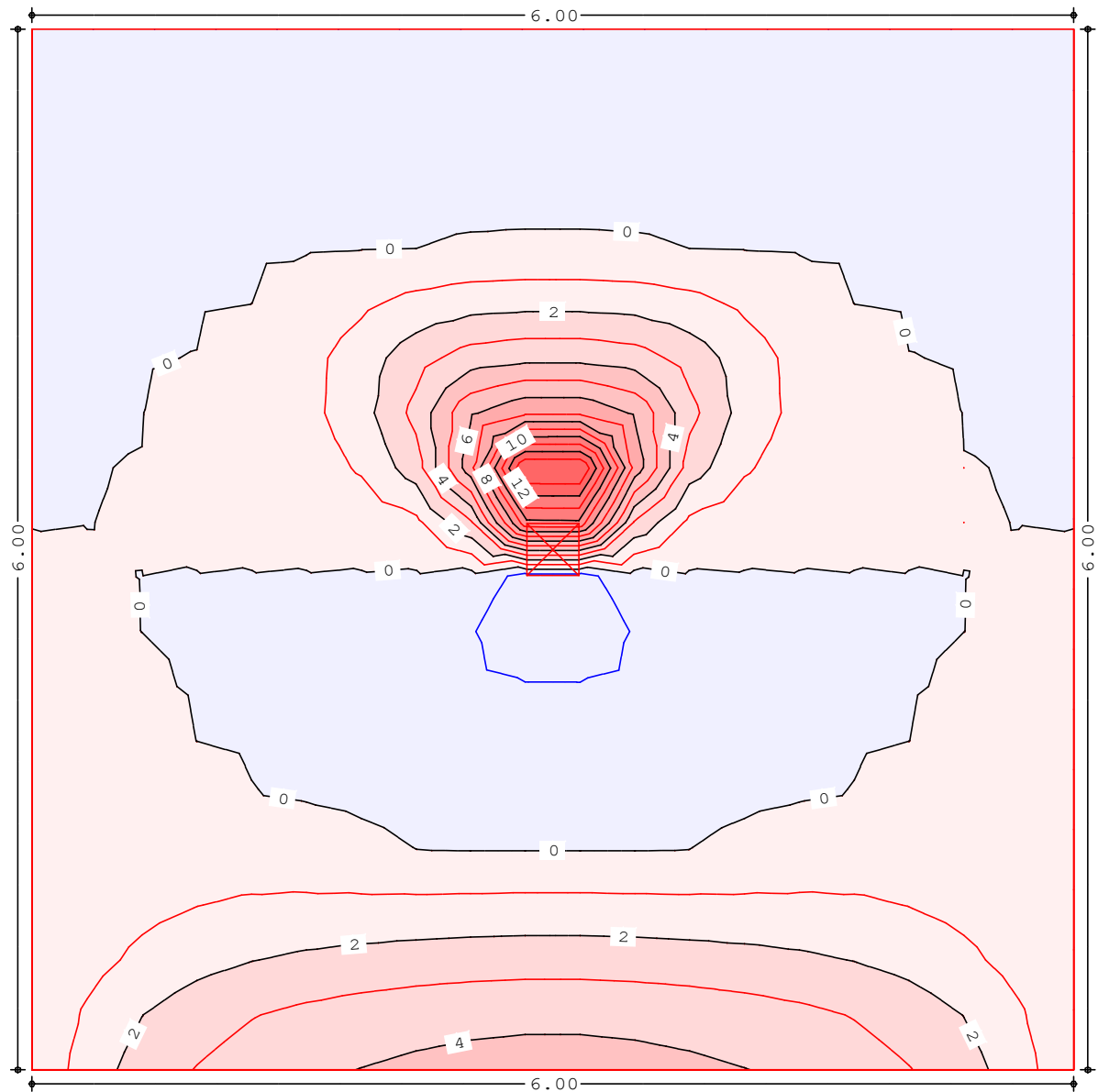


Все значения умножены на 0.1

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

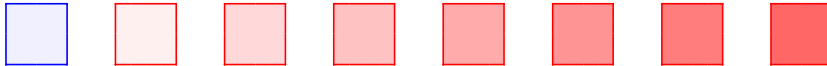


Поперечные силы Qy (максимальные значения) [кН/м]
М = 1 : 40

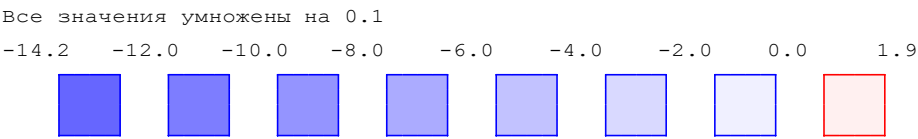
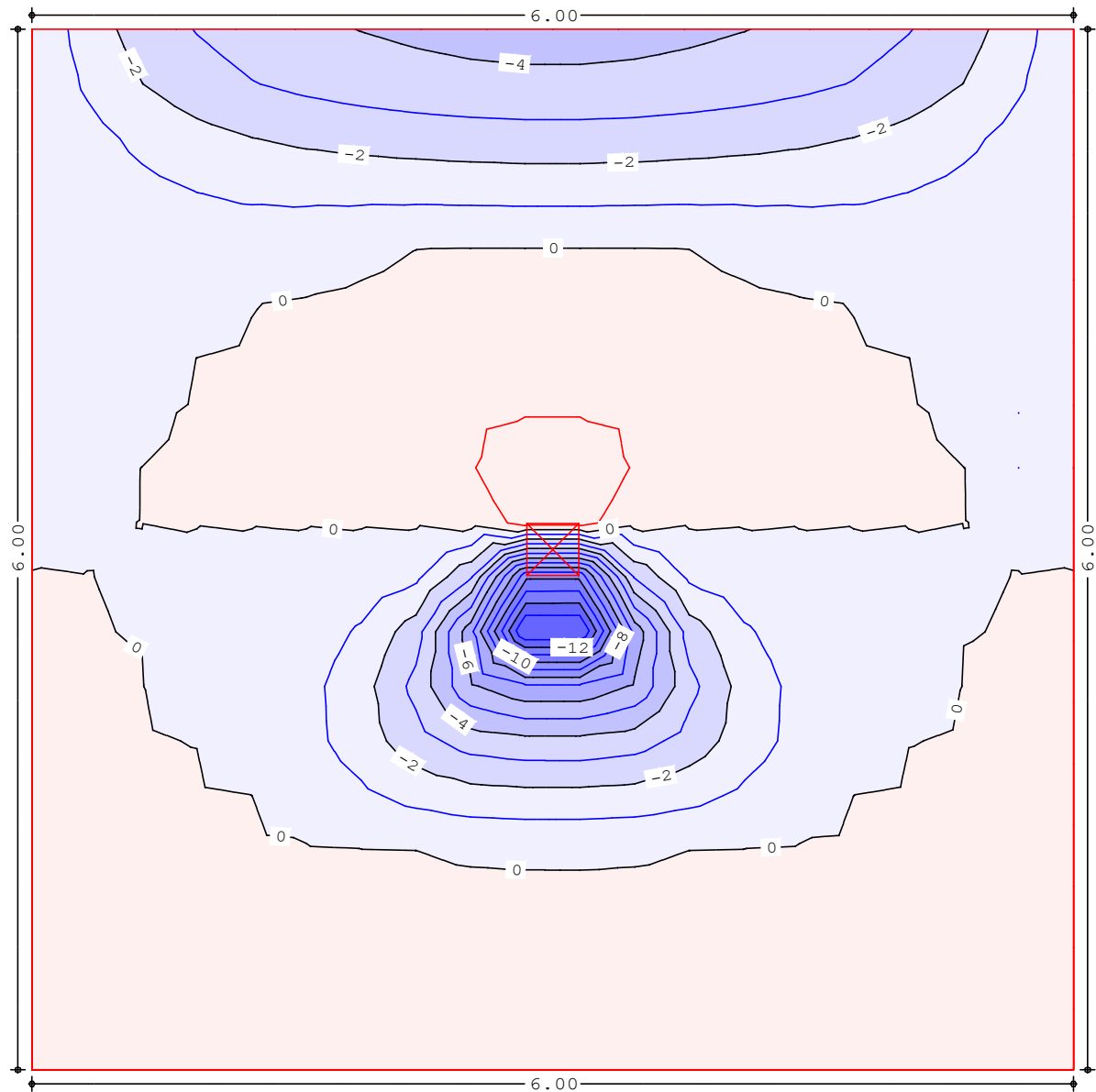


Все значения умножены на 0.1

-1.9 0.0 2.0 4.0 6.0 8.0 10.0 12.0 14.3



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	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	Коэффициент	Нагружение пролётов
1	1	1.35	+
	2	1.50	+

Расчётные моменты
для определения
нижней арматуры

№ плиты	Н	№ сочет.	М [кНм/м]	Соответствующие моменты		
				Мх [кНм/м]	Му [кНм/м]	Мху [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.	М [кНм/м]	Соответствующие моменты		
					Мх [кНм/м]	Му [кНм/м]	Мху [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.	М [кНм/м]	Соответствующие моменты		
				Мх [кНм/м]	Му [кНм/м]	Мху [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**

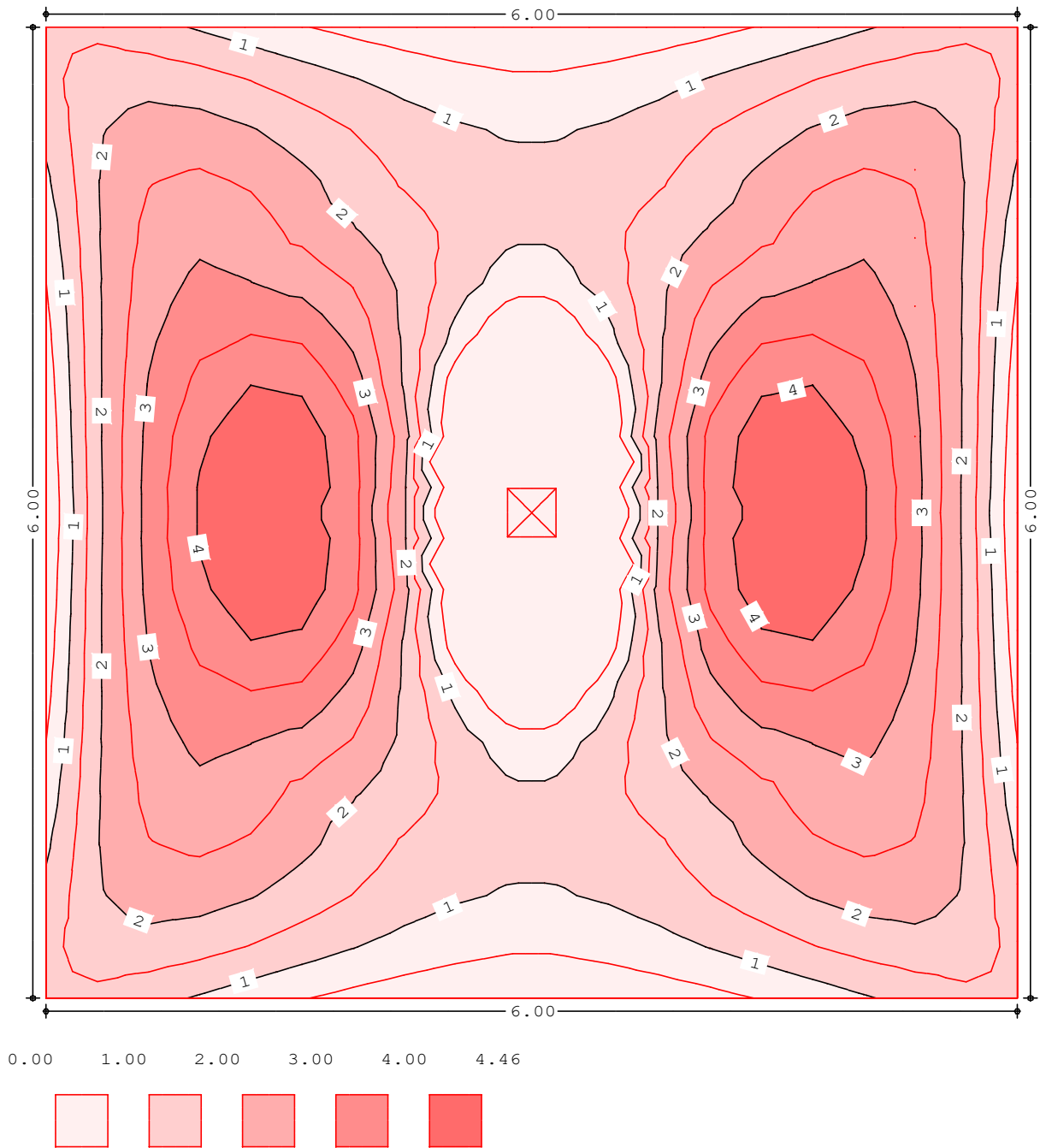
Определение продольной арматуры

Продольная арматура класса **S 500**

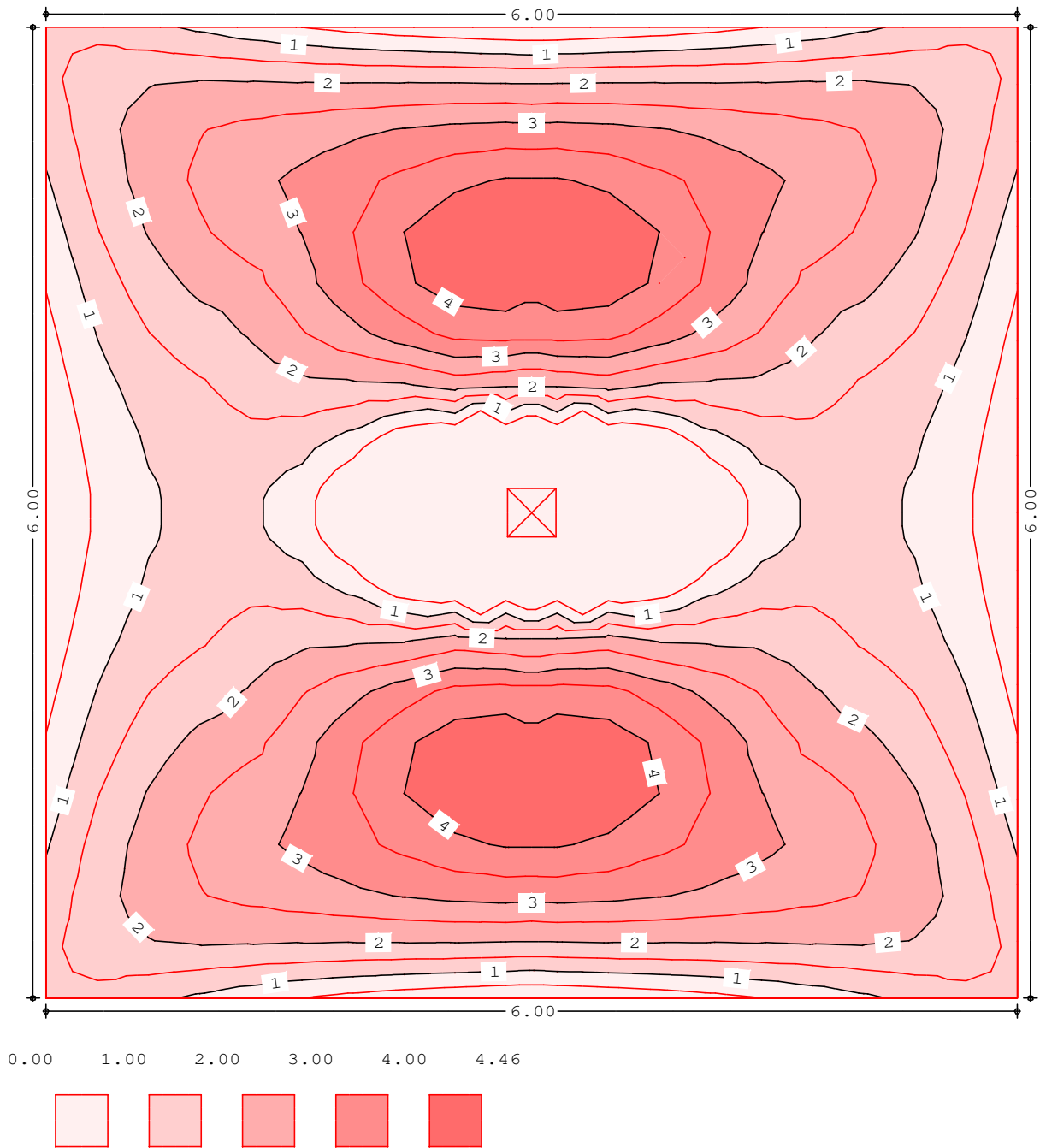
Расстояния до ц.т.
продольной арматуры

№ плиты	Нижняя арматура		Верхняя арматура	
	ах [см]	ау [см]	ах [см]	ау [см]
1	3.5	3.5	3.5	3.5

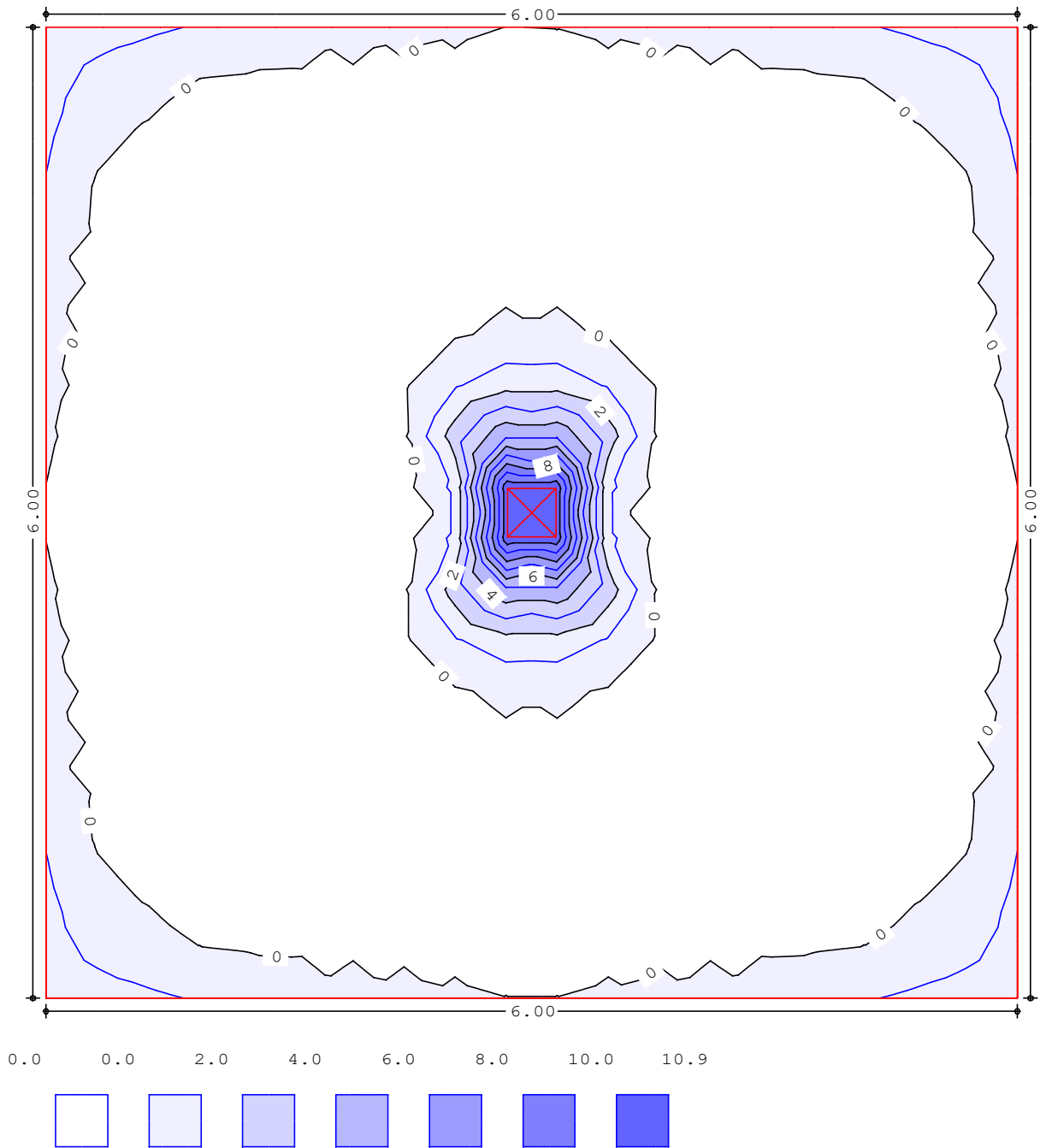
Нижняя арматура A_{sx} [см²/м]
М = 1 :40



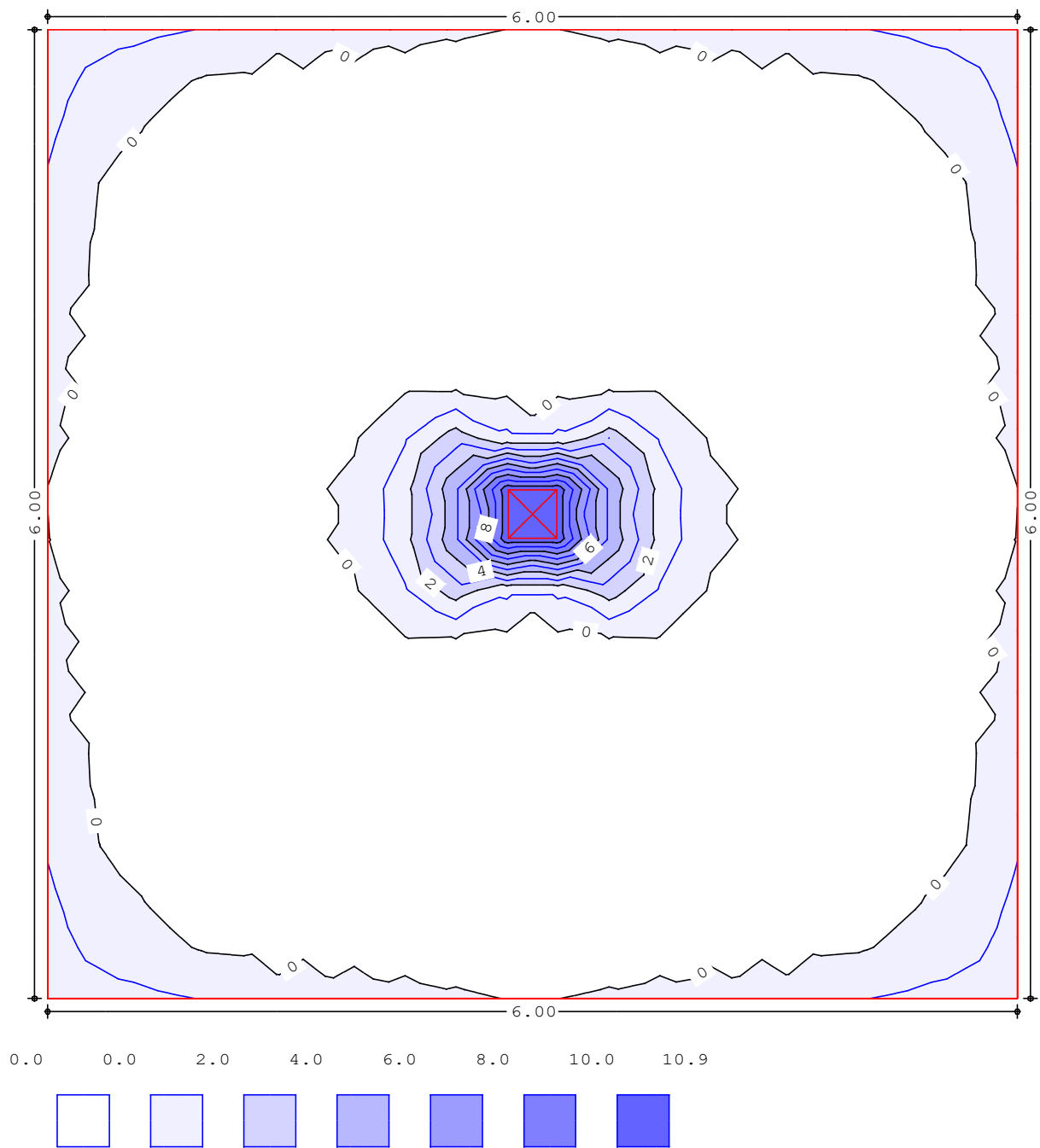
Нижняя арматура A_{sy} [см²/м]
М = 1 :40



Верхняя арматура A_{sx} [см²/м]
М = 1 : 40



Верхняя арматура A_{sy} [см²/м]
М = 1 :40



Нижняя арматура

№	Мх	Аsx	My	Asy
плиты	[кНм/м]	[см ² /м]	[кНм/м]	[см ² /м]
1	32.13	4.46	32.13	4.46

Верхняя арматура
по сторонам плит

№	Сторона	Мх	Аsx	My	Asy
плиты		[кНм/м]	[см ² /м]	[кНм/м]	[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

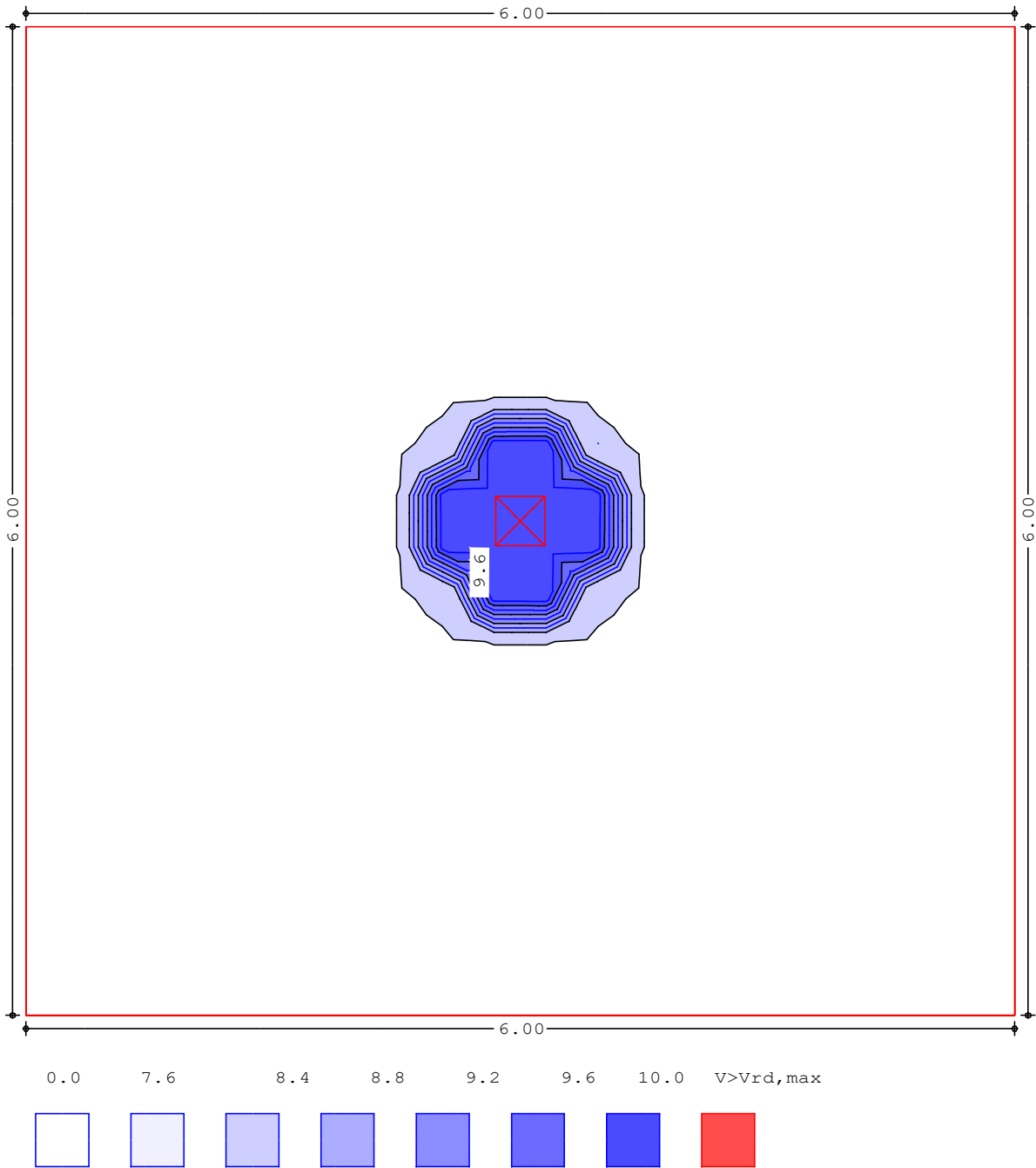
Верхняя арматура
над колоннами

№	Мх	Asx	My	Asy
колонны	[кНм/м]	[см ² /м]	[кНм/м]	[см ² /м]
1	-72.54	10.87	-72.54	10.87

Определение поперечной арматуры

Поперечная арматура класса **S 500**

Поперечная арматура Asw [см²/м2]
М = 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

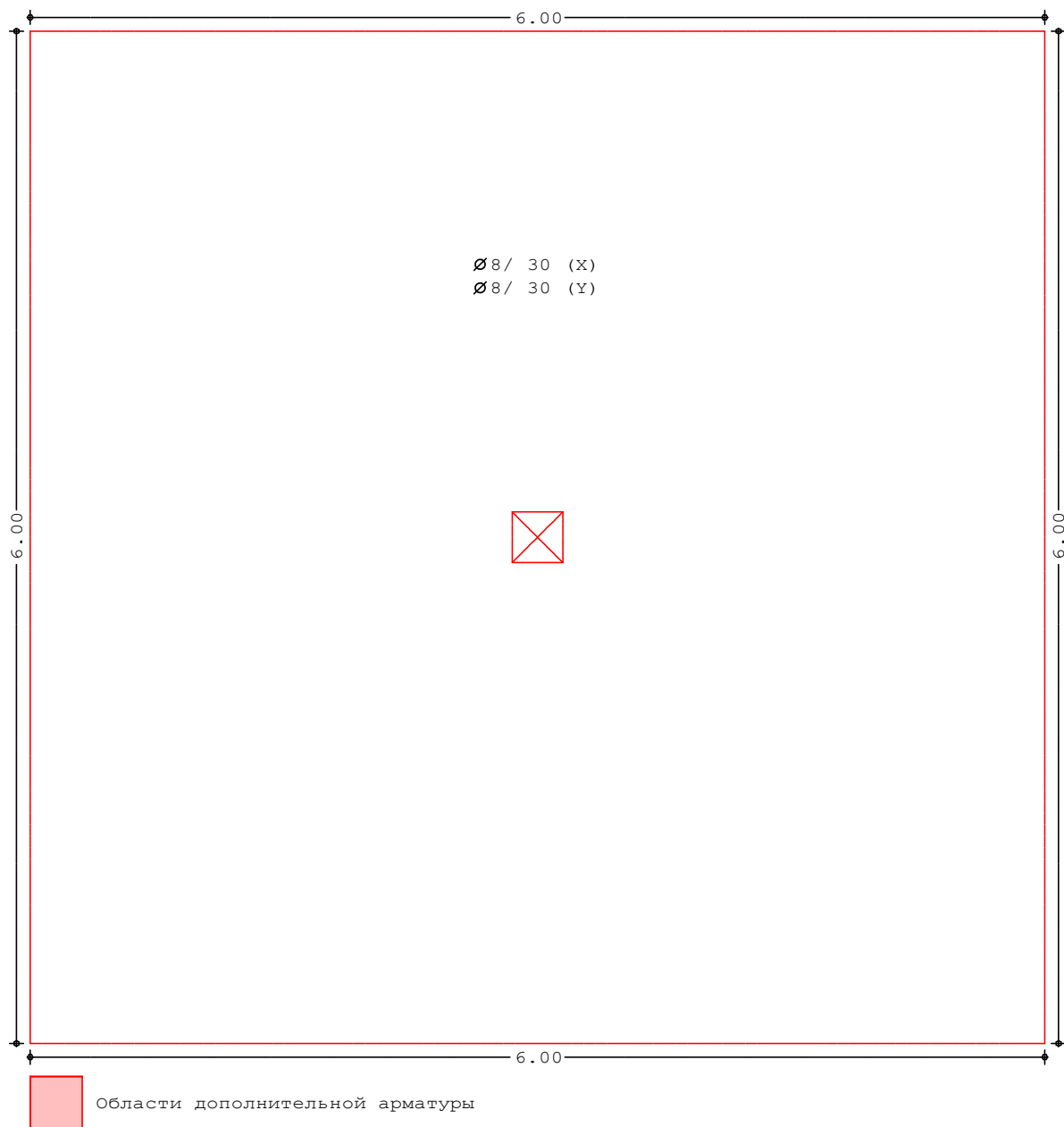
Поперечная арматура над колоннами

№	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

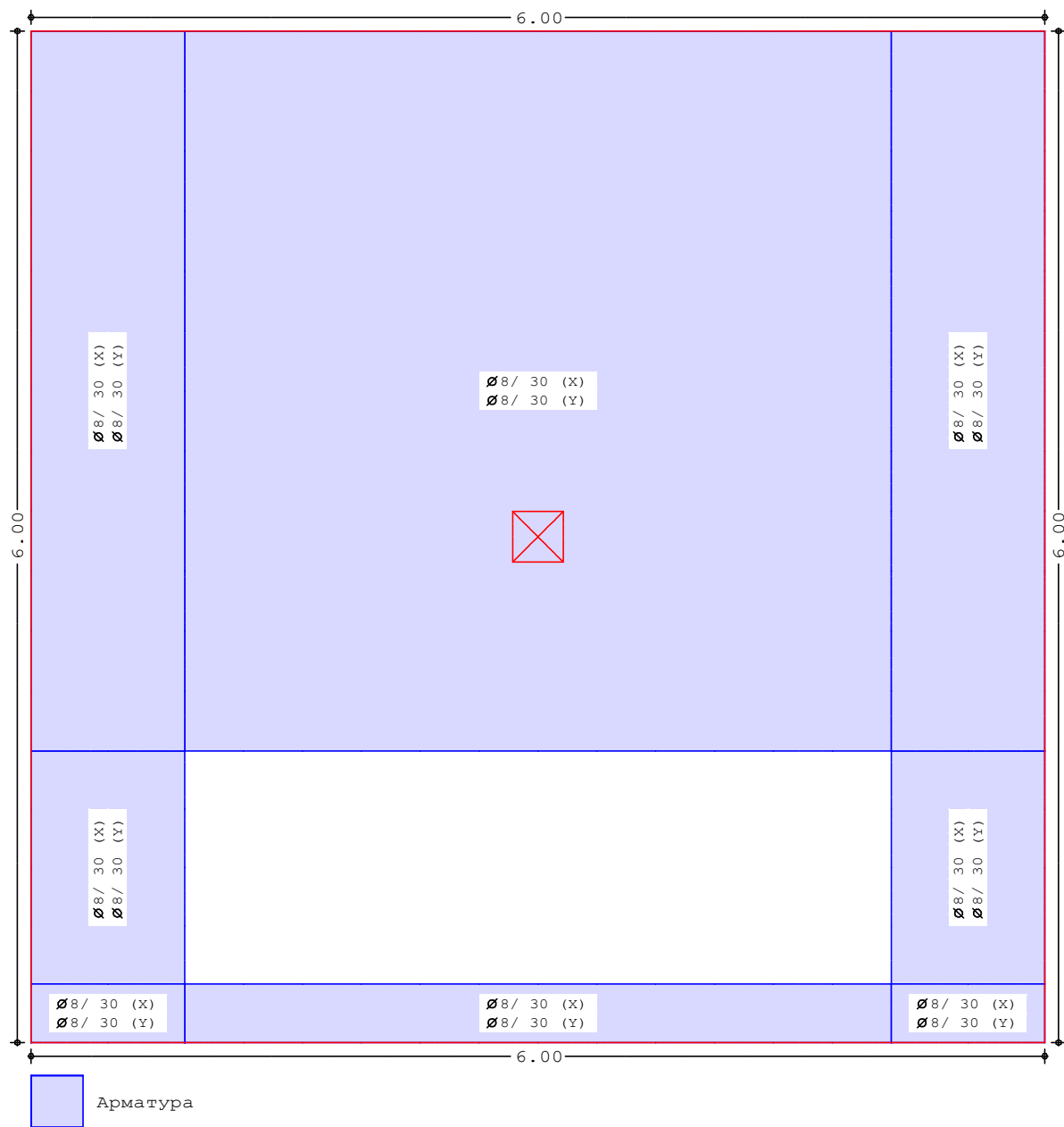
Конструирование

Подобранная нижняя арматура

M = 1 :40



Подобранная верхняя арматура
М = 1 :40



Основная нижняя
арматура

№ плиты	Н	Требуемая	Подобранная		
		As [см ² /м]	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.	Подобранная		
				As [см ² /м]	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

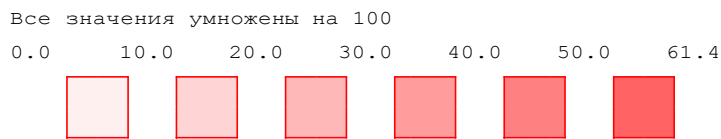
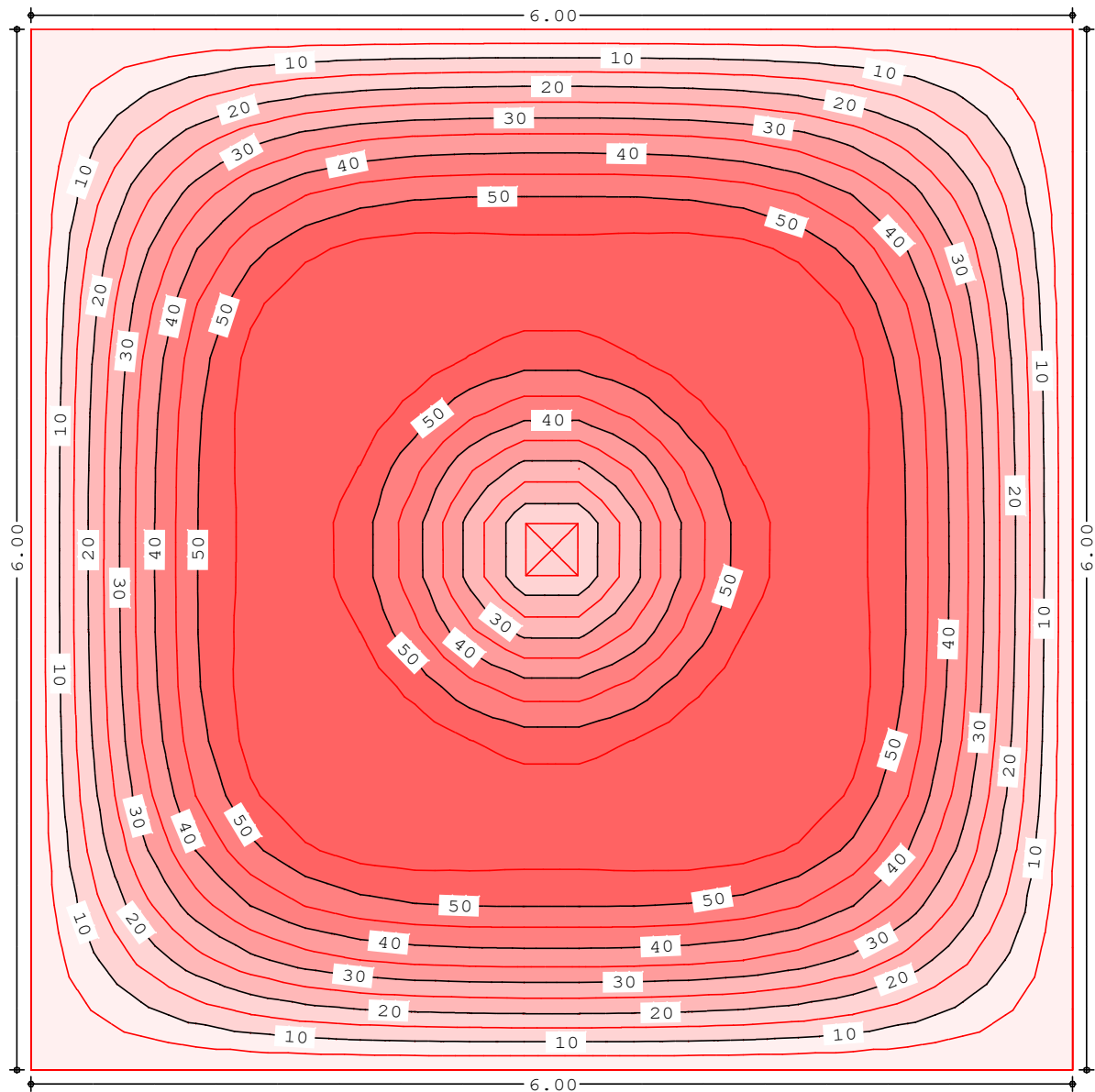
Трещиностойкость
Предел. допустимая ширина раскр. трещин 0.40 мм

Раскрытие трещин снизу	№	Направление	М	Мсрс	асрс
	плиты		[кНм/м]	[кНм/м]	[мм]
	1	X	3.1	17.9	0.000
		Y	4.4	17.9	0.000

Раскрытие трещин сверху	№	Направление	М	Мсрс	асрс
	плиты		[кНм/м]	[кНм/м]	[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



Прогибы

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

Проверка по деформациям выполняется

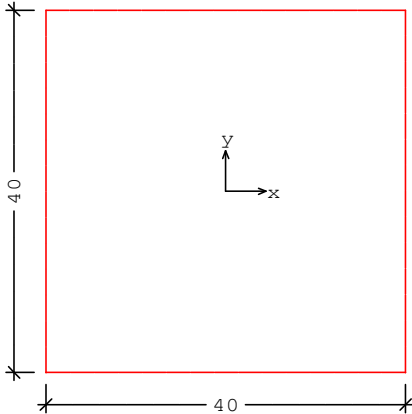
Расчет выполнен модулем 201 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

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



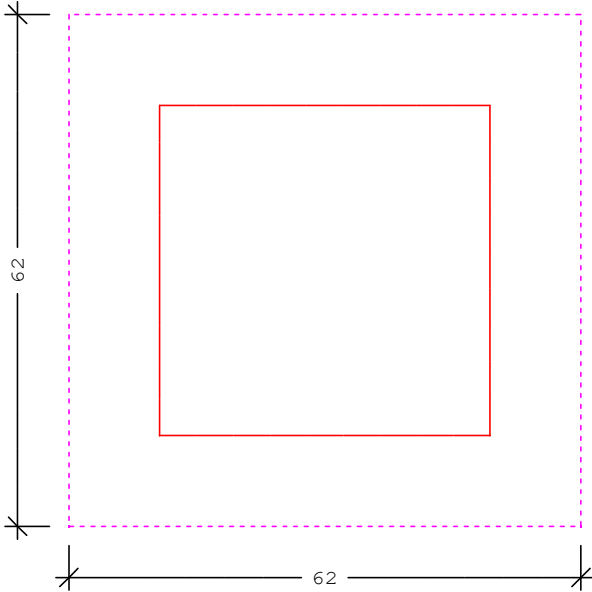
Нагрузка

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	γ_b	=	0.900	-
Соппротивление 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	F _{b, ult}	M _{b_x, ult}	M _{b_y, ult}	
	[см]	[кН]	[кНМ]	[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 = 0.970 <= 1				
	По расчету на продавливание капитель не требуется				

Расчет выполнен модулем 270 программы СТАТИКА 2026 © 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

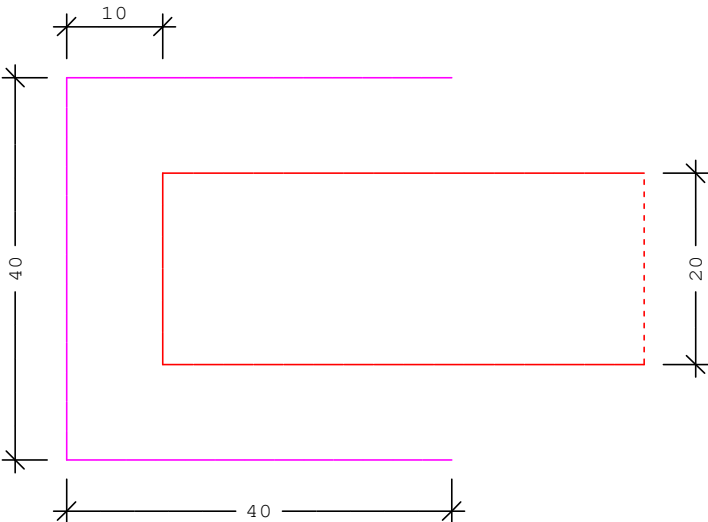
Продавливающая сила	F	=	200.0	кН

Расчет

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

Бетон	В 25 (тяжелый)		
Арматура	A400		
Коэффициент условий работы	γ _b	=	0.900 -
Сопротивление бетона арматуры	γ _b R _{bt}	=	0.945 МПа
	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

$F/F_{b,ult} + M/M_{b,ult} = 0.882 + 0.000 = 0.882 \leq 1$

По расчету на продавливание арматура не требуется

Расчет выполнен модулем 271 программы СТАТИКА 2026 © 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

$h_{\text{п}} = 25.0$

см

Средняя рабочая высота плиты

$d = 22.0$

см

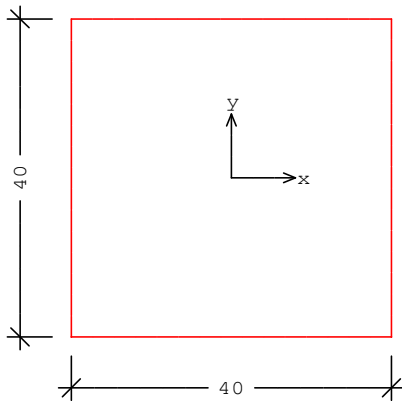
Кoeff. продольного армирования

$\rho_x = 0.50$

%

$\rho_y = 0.50$

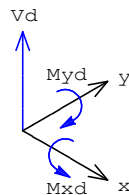
%



Усилия

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

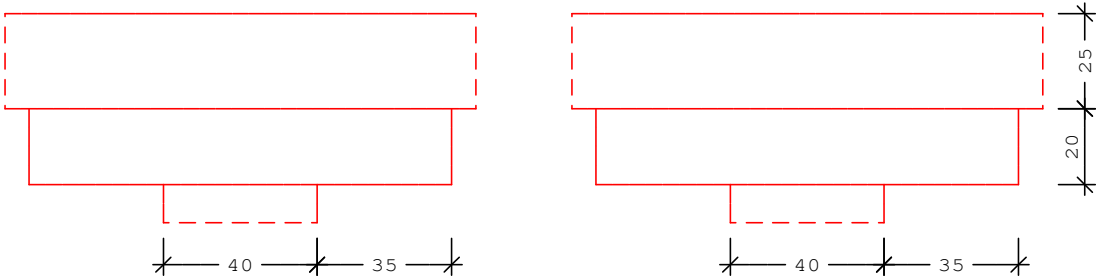
Положительные направления силы и моментов



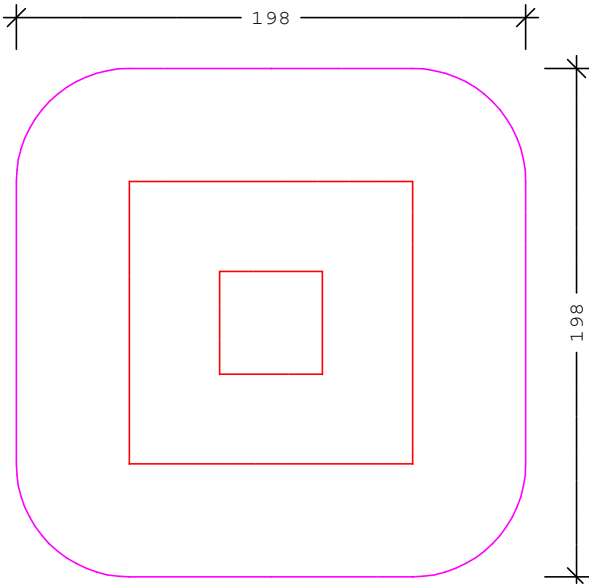
Расчет согласно MSZ EN 1992-1-1, 6.4

	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)	τ	= 1.72	кН/м
Коэффициент учета моментов	$\beta = 1 + \tau u / V_d$	= 1.015	-
Расчетное напряжение	$v_{Ed} = \beta V_d / u d$	= 0.515	МПа
Расчетное сопротивление	$v_{Rd, c}$	= 0.544	МПа
Условие прочности	$v_{Ed} / v_{Rd, c}$	= 0.947	<= 1

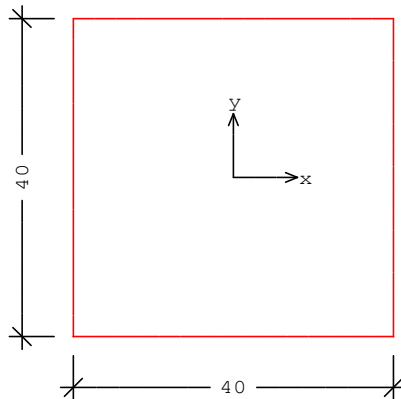
Прочность плиты обеспечена

Поз. t273

Проектирование капителей и банкеток (ТКП EN 1992)

Расчетная схема

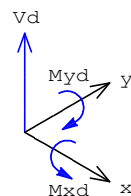
Размеры сечения колонны	c_x	=	40.0	см
	c_y	=	40.0	см
Высота плиты	$h_{пл}$	=	25.0	см
Средняя рабочая высота плиты	d	=	22.0	см
Коефф.продольного армирования	ρ_x	=	0.50	%
	ρ_y	=	0.50	%



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

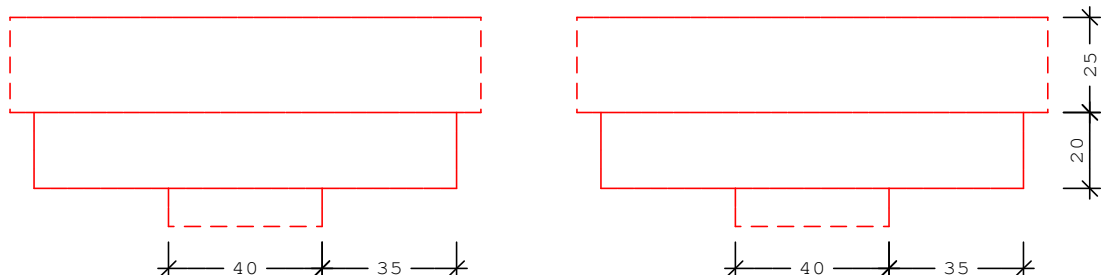
Бетон

c25/30

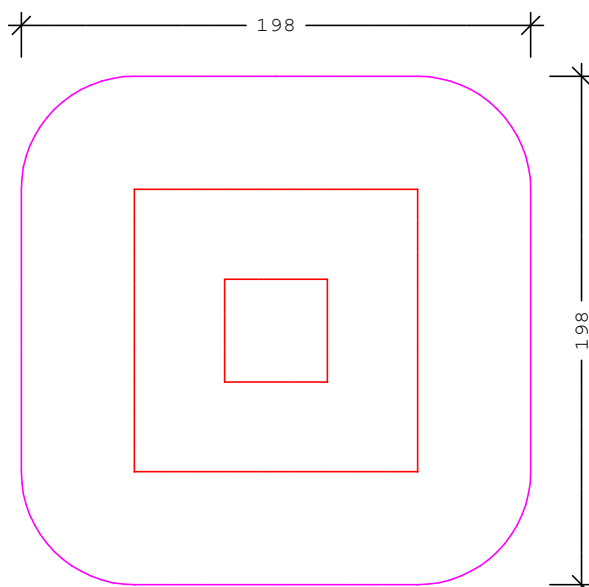
Размеры капители

Ширина	b	=	35.0	см
Высота	h	=	20.0	см
Соотношение	$b \leq$	$2h$		

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 $v_{Ed} = \beta V_d / u d = 0.515$ МПа

Расчетное сопротивление $v_{Rd, c} = 0.544$ МПа

Условие прочности $v_{Ed} / v_{Rd, c} = 0.947 \leq 1$

Прочность плиты обеспечена

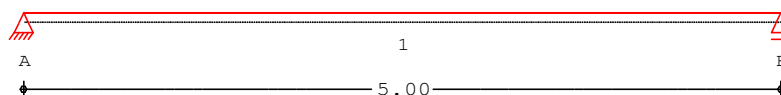
Расчет выполнен модулем 273 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

Поз. t300 1

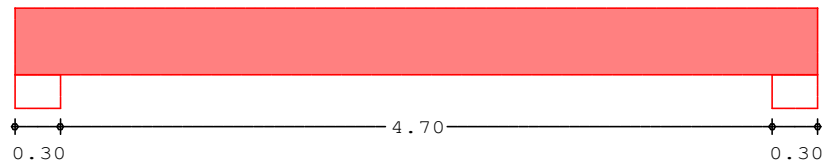
Однопролётная балка

Расчётная схема

М = 1 : 50



М = 1 :50



Воздействия

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

Характеристики
воздействий

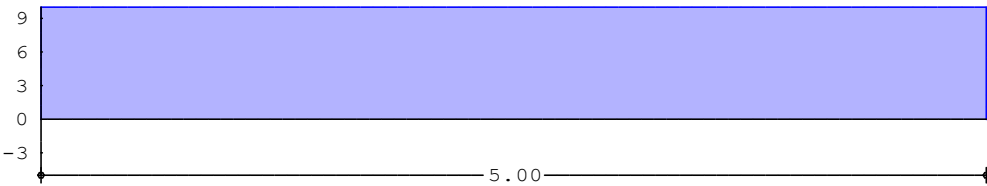
№	γ_f	k_1	учет	группа	знак	распред
1	1.10		С	О	несоч.	по прол
2	1.05					неблаг.

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

Нагружение

Нагружение 1
М = 1 :40

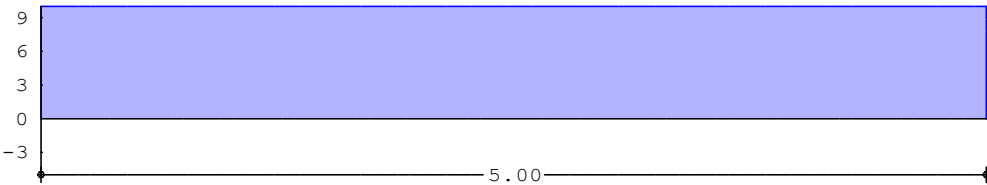
постоянные нагрузки $\gamma_f = 1.10$



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

Нагружение 2
М = 1 :40

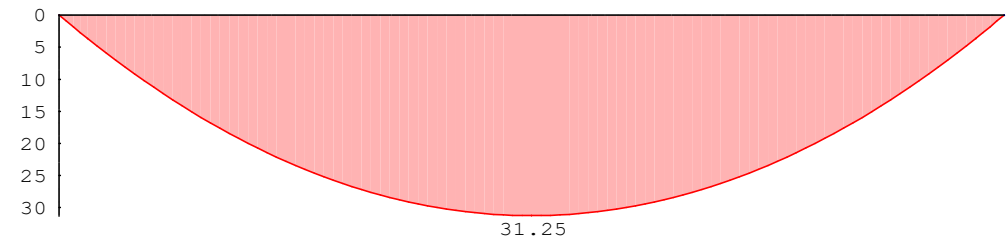
длит. нагрузки равномерного нагружения $\gamma_f = 1.05$



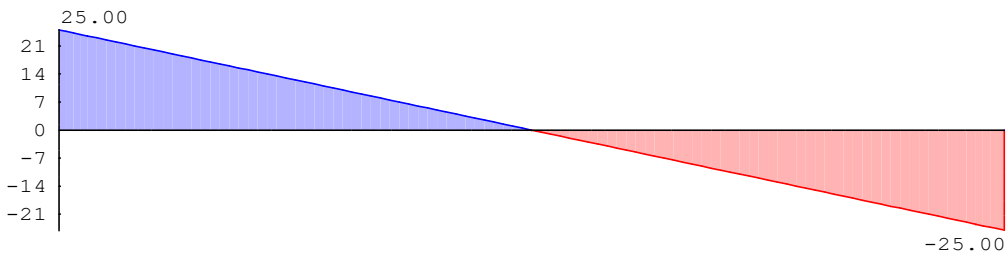
	N.	Пролёт	a	s	рл/Р	рп/М
		опора	[м]	[м]	[кН/м, кН, кНм]	
Равномерн.	1	1			10.00	

Усилия в сечении по линейно упругой теории

Нагружение 1 моменты Мупр [кНм]
М = 1 :40



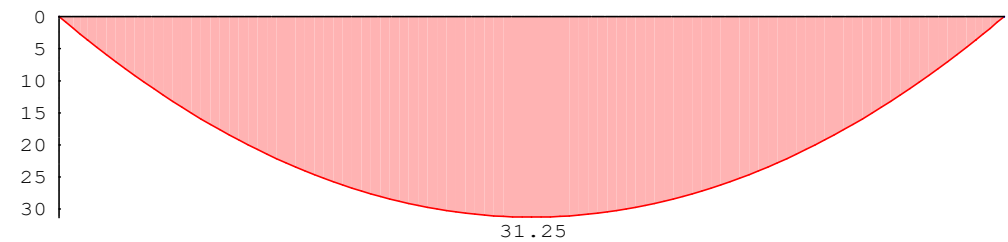
Нагружение 1 поперечные силы Qупр [кН]
М = 1 :40



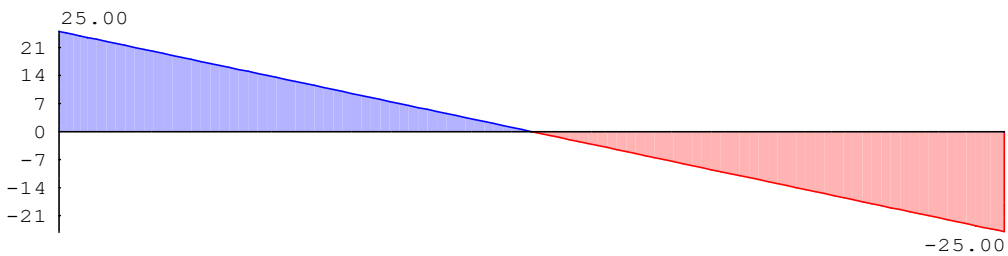
Нагружение 1

Пролёт	х	max Мупр	min Мупр	max Qупр	min Qупр
	[м]	[кНм]	[кНм]	[кН]	[кН]
1	0.00	0.00	0.00	25.00	25.00
	0.15 о	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 о	3.64	3.64	-23.50	-23.50
	5.00	0.00	0.00	-25.00	-25.00

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



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



Нагружение 2

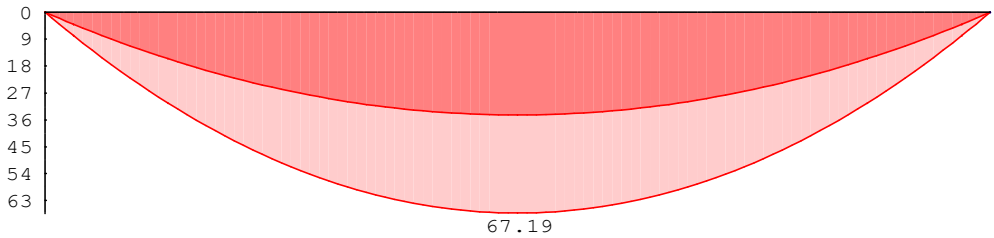
Пролёт	х	max	Мупр	min	Мупр	max	Qупр	min	Qупр
	[м]		[кНм]		[кНм]		[кН]		[кН]
1	0.00		0.00		0.00		25.00		25.00
	0.15	o	3.64		3.64		23.50		23.50
	0.65	h0	14.14		14.14		18.50		18.50
	1.25		23.44		23.44		12.50		12.50
	2.50	*	31.25		31.25		0.00		0.00
	3.75		23.44		23.44		-12.50		-12.50
	4.35	h0	14.14		14.14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

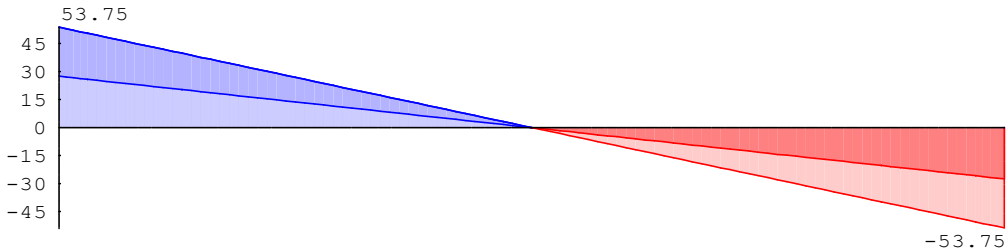
Нагружение	опора	max	min
		[кН]	[кН]
1	A	25.00	25.00
	B	25.00	25.00
2	A	25.00	25.00
	B	25.00	25.00

PCY
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



Пролёт	х	max	Мрсу	min	Мрсу	max	Qрсу	min	Qрсу
	[м]		[кНм]		[кНм]		[кН]		[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	min
		[кН]	[кН]
основные PCY	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 А500/А400.

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

х [м]	max M [кНм]	min M [кНм]	Asн (I) [см2]	Asв (I) [см2]	Asн [см2]	Asв [см2]
0.00	0.0	0.0	1.41	0.00	1.41	0.00
0.15 о	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 о	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

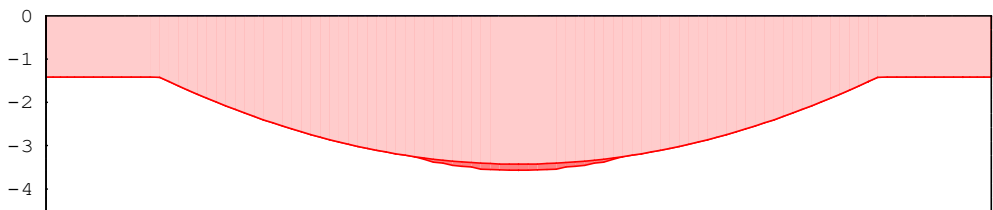
х [м]	с [см]	Q [кН]	Qb [кН]	Qsw [кН]	Asw/s расч. [см2/м]	Asw/s макс. [см2/м]
0.00						
0.15 о	141.3	20.1	74.2			
0.57 h0	141.3	11.1	74.2			
1.25	125.0	0.0	83.9			
2.50	27.3	5.9	370.9			
3.75	125.0	0.0	83.9			
4.43 h0	141.3	0.0	74.2			
4.85 о	141.3	0.0	74.2			
5.00						

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

Констр. арматуры

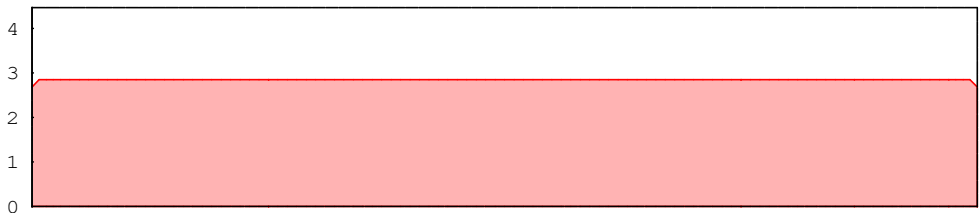
As [см2]
М = 1 :40

Продольная арматура



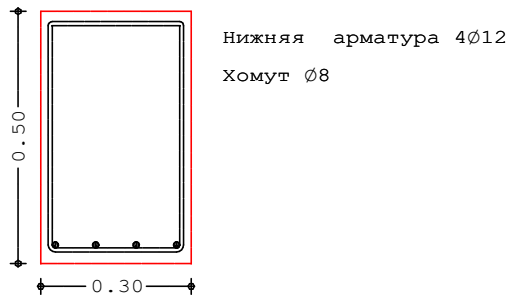
Asw/s [см2/м]
М = 1 :40

Поперечная арматура



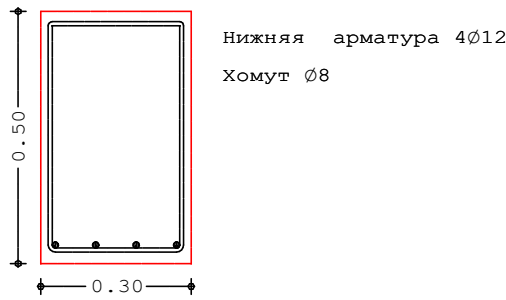
Пролет 1
М = 1 :15

схема армирования сечения с координатой x = 1.25



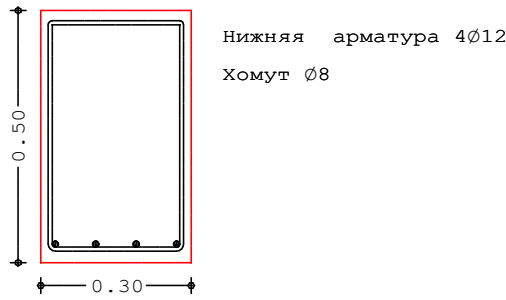
Пролет 1
М = 1 :15

схема армирования сечения с координатой x = 2.50



Пролет 1
М = 1 :15

схема армирования сечения с координатой x = 3.75



Продольн. арм.

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

Длины приведены с учетом анкеровки

Хомуты

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

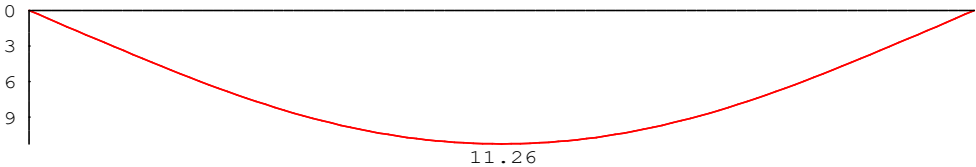
Тип арматуры	d	длина	кол.	вес
	[мм]	[м]		[кН]
стержневая арматура	12	21.60		0.19
хомуты	8		24	

Трещиностойкость Предельно допустимая ширина раскрытия трещин принимается из условия обеспечения сохранности арматуры асrc1=0.40мм асrc2=0.30мм

Нормальные трещины

Пролет	х [м]	Образование		Продолжительные		Непрод. асrc1 [мм]
		М [кНм]	Мсrc [кНм]	М [кНм]	асrc2 [мм]	
1	0.00	0.0	36.3			
	0.15	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	7.3	36.3			
	5.00	0.0	36.3			

Прогибы [мм]
М = 1 :40



Прогибы

Пролет	х [м]	М [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

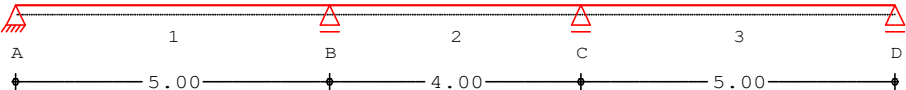
Расчет выполнен модулем 300 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

Поз. t300 3

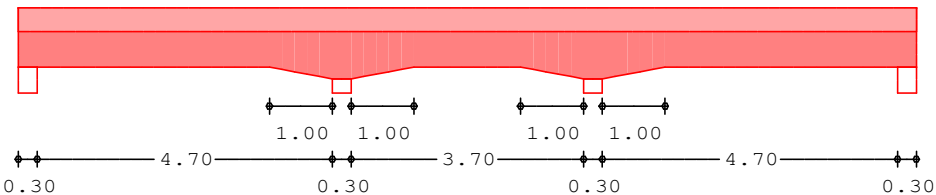
Трехпролетная балка

Расчётная схема

М = 1 :120



М = 1 :120



Воздействия

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

Характеристики
воздействий

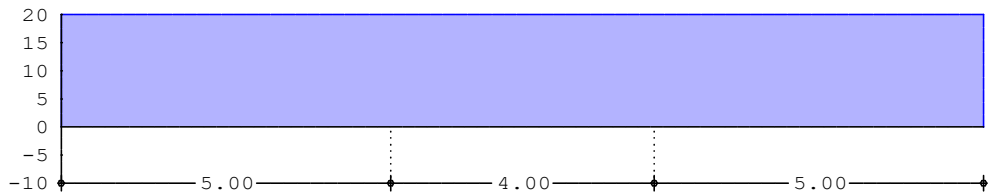
№	γ_f	k_1	учет С	группа О	знак несоч.	распред по прол
1	1.10					
2	1.30	0.35	+	+		неблаг.

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

Нагружение

Нагружение 1
М = 1 :115

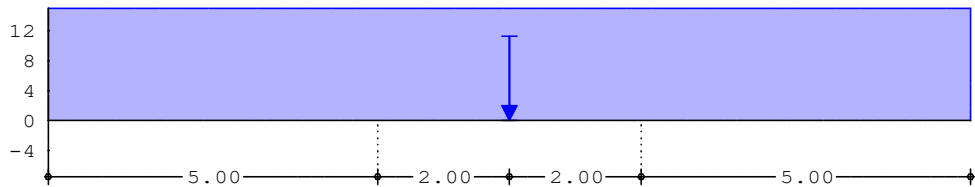
постоянные нагрузки $\gamma_f = 1.10$



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

Нагружение 2
М = 1 :115

кратковременные нагрузки $\gamma_f = 1.30$



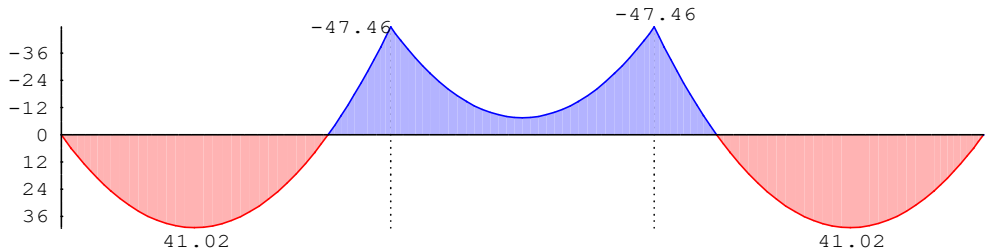
N.	Пролёт опора	a [м]	s [м]	рл/Р [кН/м, кН]	рп/М [кНм]
Равномерн.	1	1-3		15.00	
Сосредот.	1	2	2.00	100.00	

Усилия в сечении

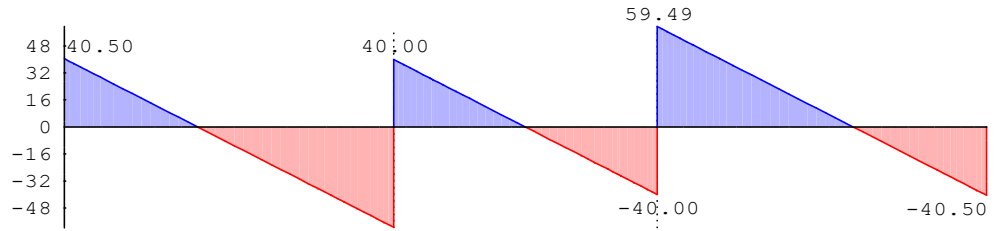
по линейно упругой теории

Нагружение 1
М = 1 :115

моменты Мупр [кНм]



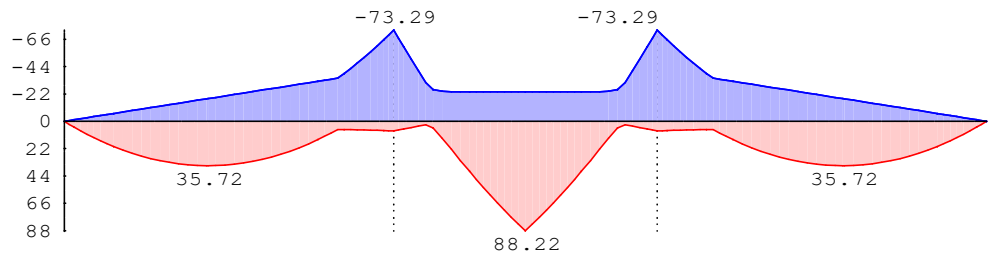
Нагружение 1 поперечные силы Qупр [кН]
М = 1 :115



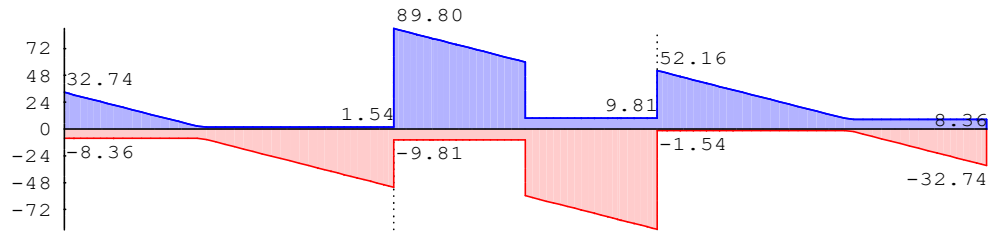
Нагружение 1

Пролёт	х [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 о	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 о	-38.77	-38.77	-56.49	-56.49
2	5.00	-47.47	-47.47	-59.49	-59.49
	0.00	-47.47	-47.47	40.00	40.00
	0.15 о	-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 о	-41.69	-41.69	-37.00	-37.00
3	4.00	-47.47	-47.47	-40.00	-40.00
	0.00	-47.47	-47.47	59.49	59.49
	0.15 о	-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 о	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	max Mупр	min Mупр	max Qупр	min Qупр
	[м]	[кНм]	[кНм]	[кН]	[кН]
1	0.00	0.00	-0.00	32.74	-8.36
	0.15 о	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 о	7.48	-65.64	1.54	-49.91
2	5.00	7.71	-73.30	1.54	-52.16
	0.00	7.71	-73.30	89.81	-9.81
	0.15 о	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 о	6.24	-60.00	9.81	-87.56
3	4.00	7.71	-73.30	9.81	-89.81
	0.00	7.71	-73.30	52.16	-1.54
	0.15 о	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 о	4.74	-1.25	8.36	-30.49
	5.00	0.00	-0.00	8.36	-32.74

Реакции опор

Нагружение	опора	max	min
		[кН]	[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

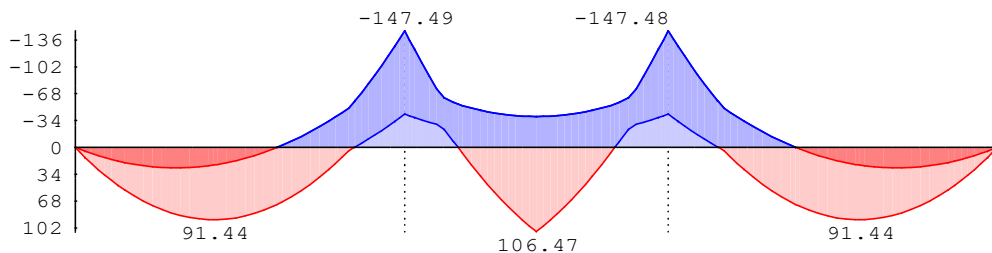
PCY

Сочетания усилий согласно СП 20.13330.2016

Момент М [кНм]

основные сочетания усилий

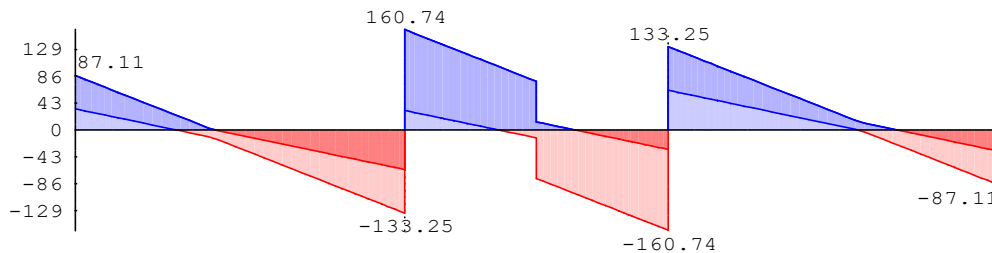
М = 1 :115



Попер. сила Q [кН]

основные сочетания усилий

М = 1 :115



Пролёт	х	max М _{рсу}	min М _{рсу}	max Q _{рсу}	min Q _{рсу}
	[м]	[кНм]	[кНм]	[кН]	[кН]
1	0.00	0.00	0.00	87.12	33.69
	0.15 о	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 о	-32.93	-127.98	-60.14	-127.03
2	5.00	-42.20	-147.50	-63.44	-133.25
	0.00	-42.20	-147.50	160.75	31.25
	0.15 о	-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 о	-37.76	-123.86	-27.95	-154.52
3	4.00	-42.20	-147.50	-31.25	-160.75
	0.00	-42.20	-147.50	133.25	63.44
	0.15 о	-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 о	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	min
		[кН]	[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 А500/А400.

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

х [м]	max M [кНм]	min M [кНм]	Asн(I) [см2]	Asв(I) [см2]	Asн [см2]	Asв [см2]
0.00	0.0	0.0	1.41	0.00	1.41	0.00
0.15 о	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 о	-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

х [м]	с [см]	Q [кН]	Qb [кН]	Qsw [кН]	Asw/s расч. [см2/м]	Asw/s макс. [см2/м]
0.00						
0.15 о	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 о	171.3	0.0	89.9			
5.00						

Пролёт 2

х [м]	max M [кНм]	min M [кНм]	Asн(I) [см2]	Asв(I) [см2]	Asн [см2]	Asв [см2]
0.00	-42.2	-147.5	0.00	6.30	0.00	6.30
0.15 о	-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 о	-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

х [м]	с [см]	Q [кН]	Qb [кН]	Qsw [кН]	Asw/s расч. [см2/м]	Asw/s макс. [см2/м]
0.00						
0.15 о	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 о	171.3	0.0	89.9			
4.00						

Пролёт 3

х [м]	max M [кНм]	min M [кНм]	Asн(I) [см2]	Asв(I) [см2]	Asн [см2]	Asв [см2]
0.00	-42.2	-147.5	0.00	6.30	0.00	6.30
0.15 о	-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

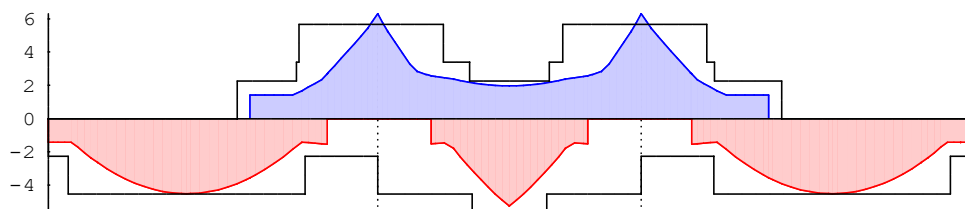
4.85 о	12.6	4.8	1.41	0.00	1.41	0.00
5.00	0.0	0.0	1.41	0.00	1.41	0.00

x	c	Q	Qb	Qsw	Asw/s расч.	Asw/s макс.
[м]	[см]	[кН]	[кН]	[кН]	[см ² /м]	[см ² /м]
0.00						
0.15 о	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 о	141.3	0.0	74.2			
5.00						

Констр. арматуры

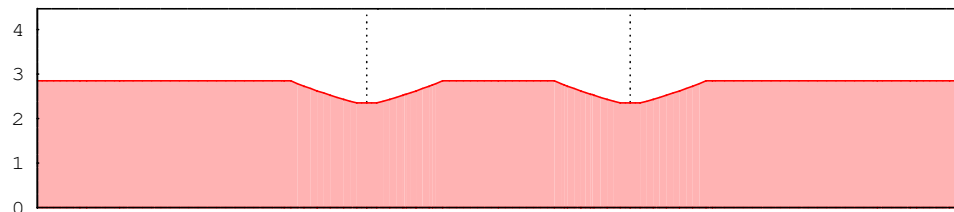
As [см²]
 M = 1 :115

Продольная арматура



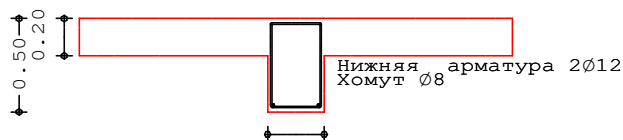
Asw/s [см²/м]
 M = 1 :115

Поперечная арматура



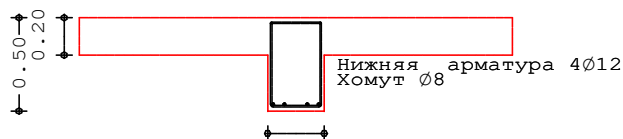
Пролет 1
 M = 1 :40

схема армирования сечения с координатой x = 0.00



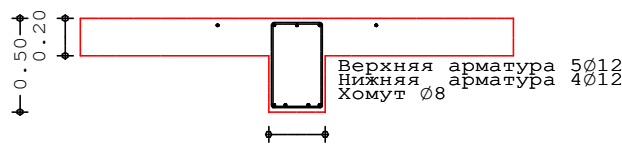
Пролет 1
 M = 1 :40

схема армирования сечения с координатой x = 1.25



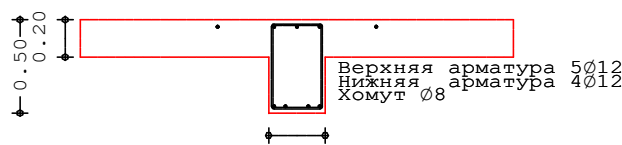
Пролет 2
М = 1 :40

схема армирования сечения с координатой x = 1.14



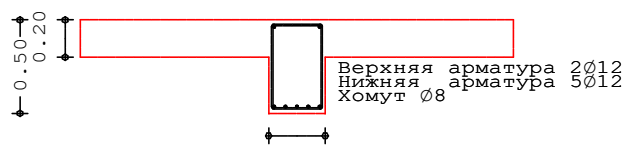
Пролет 2
М = 1 :40

схема армирования сечения с координатой x = 1.16



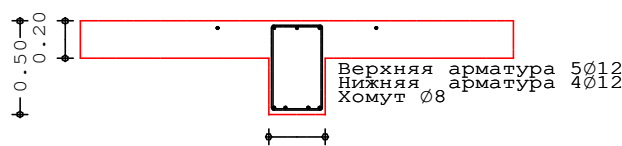
Пролет 2
М = 1 :40

схема армирования сечения с координатой x = 2.00



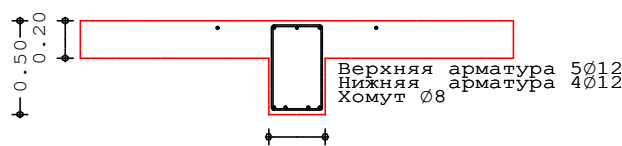
Пролет 2
М = 1 :40

схема армирования сечения с координатой x = 2.84



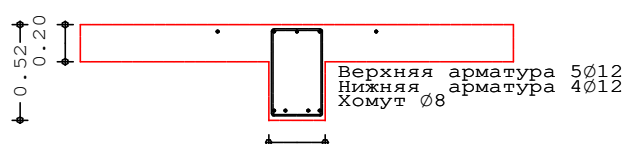
Пролет 2
М = 1 :40

схема армирования сечения с координатой x = 2.86



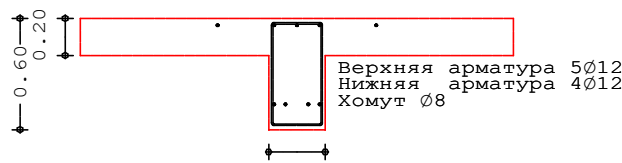
Пролет 2
М = 1 :40

схема армирования сечения с координатой x = 3.00



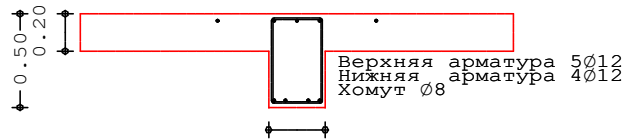
Пролет 3
М = 1 :40

схема армирования сечения с координатой x = 0.15



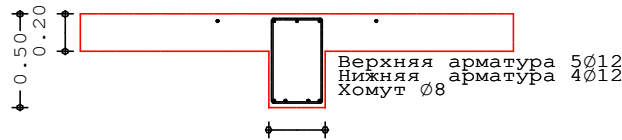
Пролет 3
М = 1 :40

схема армирования сечения с координатой x = 1.14



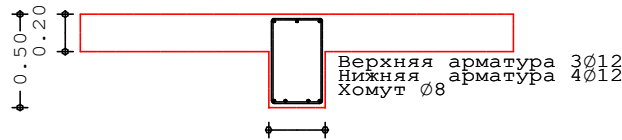
Пролет 3
М = 1 :40

схема армирования сечения с координатой x = 1.16



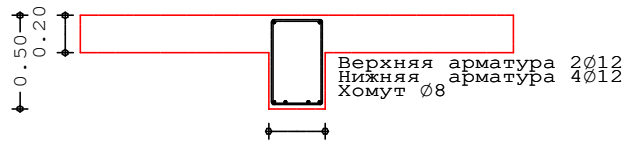
Пролет 3
М = 1 :40

схема армирования сечения с координатой x = 1.25



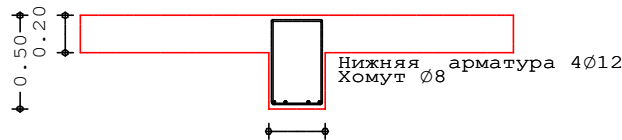
Пролет 3
М = 1 :40

схема армирования сечения с координатой x = 1.94



Пролет 3
М = 1 :40

схема армирования сечения с координатой x = 2.50



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
2.50		73.7	55.3	50.9	0.05
2.90	*	76.6	55.3	53.5	0.06
3.75		64.1	55.3	45.2	0.01
4.85	o	10.6	52.9		
5.00		0.0	52.9		

Прогибы

Пролет	x	M	Мдл.	100 / r	w
	[м]	[кНм]	[кНм]	[1/м]	[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

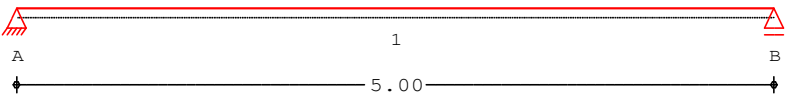
Расчет выполнен модулем 300 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

Поз. t301_1

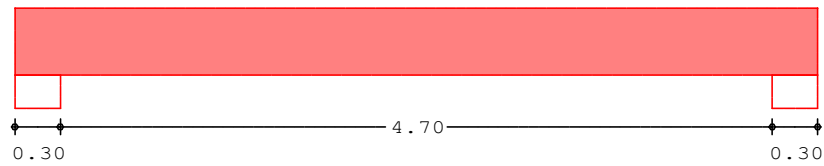
Однопролетная балка

Расчётная схема

M = 1 :50



М = 1 :50



Размеры

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

Опоры

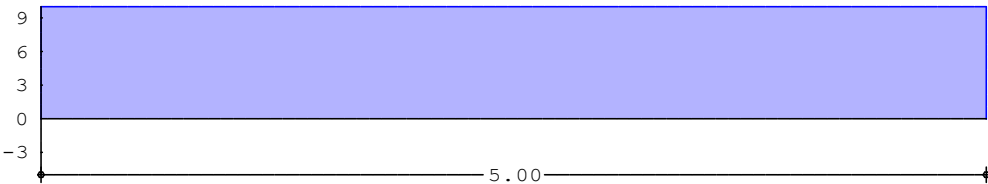
Опора	t	Опора	t
	[см]		[см]
A	30.0	B	30.0

Модуль упругости бетона E =30000.0 МПа

Нагружение

Нагружение 1
М = 1 :40

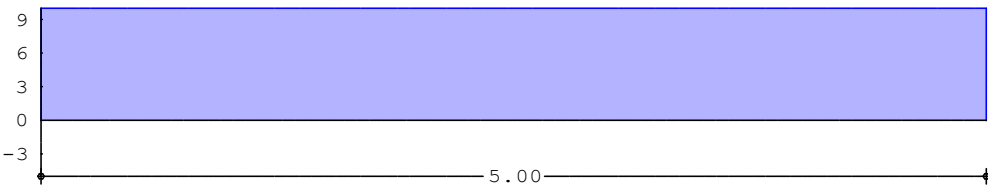
постоянные нагрузки $\gamma f = 1.10$



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

Нагружение 2
М = 1 :40

Ветровая № 0, среднее значение $\gamma f = 1.25$

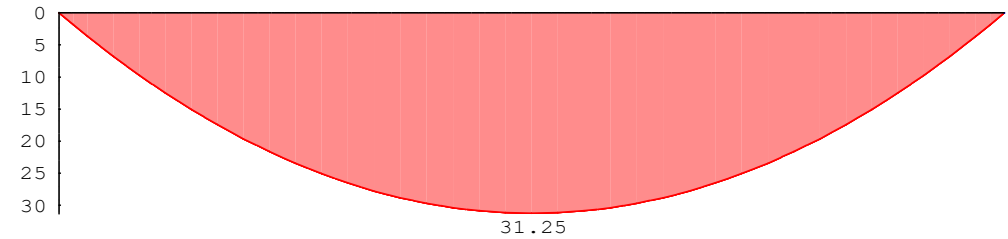


N.	Пролёт	a	s	рл/Р	рп/М
	опора	[м]	[м]	[кН/м, кН, кНм]	
Равномерн.	1	1		10.00	

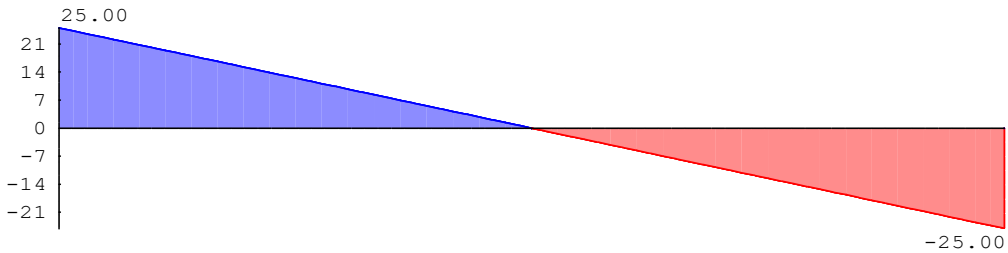
Усилия в сечении

по линейно упругой теории

Нагружение 1 моменты Мупр [кНм]
М = 1 :40



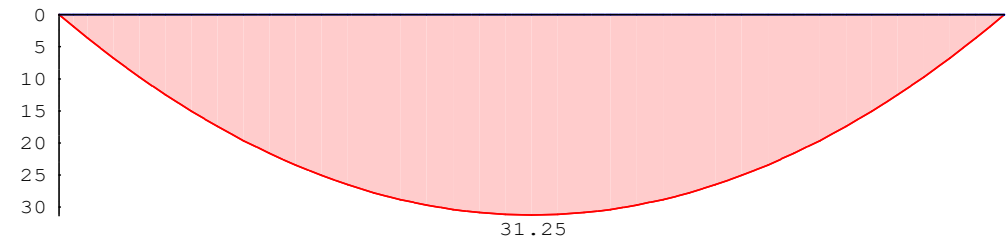
Нагружение 1 поперечные силы Quпр [кН]
М = 1 :40



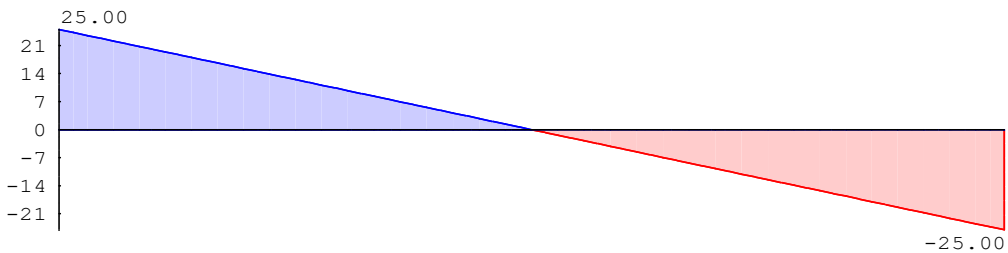
Нагружение 1

Пролёт	х [м]	max Мупр [кНм]	min Мупр [кНм]	max Quпр [кН]	min Quпр [кН]
1	0.00	0.00	0.00	25.00	25.00
	0.15 о	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 о	3.64	3.64	-23.50	-23.50
	5.00	0.00	0.00	-25.00	-25.00

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



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



Нагружение 2

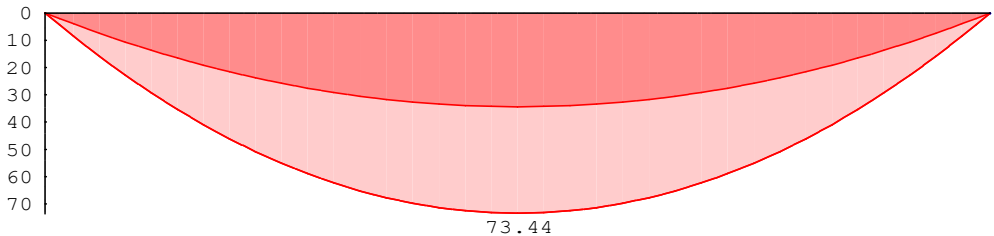
Пролёт	х	max	Мупр	min	Мупр	max	Qупр	min	Qупр
	[м]		[кНм]		[кНм]		[кН]		[кН]
1	0.00		0.00		0.00		25.00		0.00
	0.15	o	3.64		0.00		23.50		0.00
	0.65	h0	14.14		0.00		18.50		0.00
	1.25		23.44		0.00		12.50		0.00
	2.50	*	31.25		0.00		0.00		-0.00
	3.75		23.44		0.00		0.00		-12.50
	4.35	h0	14.14		0.00		0.00		-18.50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

Реакции опор

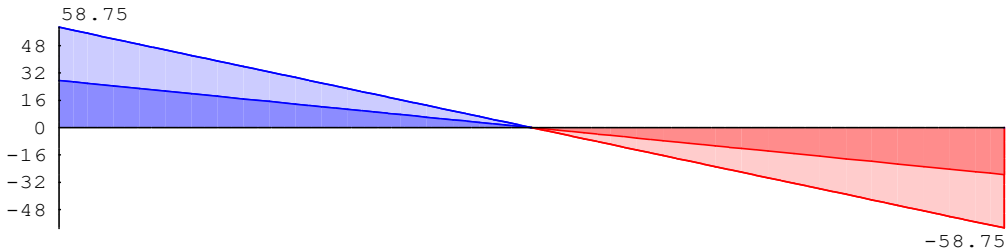
Нагружение	опора	max	min
		[кН]	[кН]
1	A	25.00	25.00
	B	25.00	25.00
2	A	25.00	0.00
	B	25.00	0.00

PCY
Момент М [кНм]
М = 1 :40

Сочетания усилий согласно СНиП 2.01.07-85
основные сочетания усилий



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



Пролёт	х	max	Мрсy	min	Мрсy	max	Qрсy	min	Qрсy
	[м]		[кНм]		[кНм]		[кН]		[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	min
		[кН]	[кН]
основные PCY	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 А500/А240.

Защитный слой

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

Пролёт 1

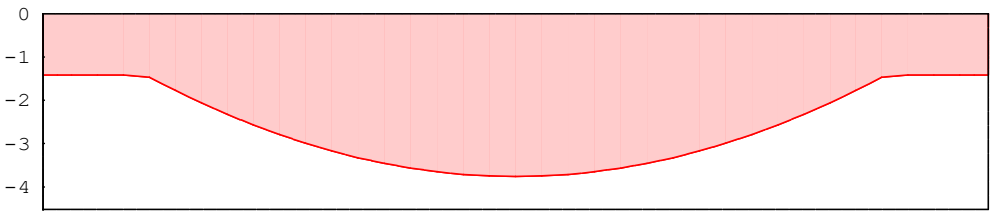
x	max M	min M	Asн(I)	Asв(I)	Asн	Asв
[м]	[кНм]	[кНм]	[см2]	[см2]	[см2]	[см2]
0.00	0.0	0.0	1.41	0.00	1.41	0.00
0.15 о	8.5	4.0	1.41	0.00	1.41	0.00
1.25	55.1	25.8	2.79	0.00	2.79	0.00
2.50 *	73.4	34.4	3.76	0.00	3.76	0.00
3.75	55.1	25.8	2.79	0.00	2.79	0.00
4.85 о	8.5	4.0	1.41	0.00	1.41	0.00
5.00	0.0	0.0	1.41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

x	c	Q	Qb	Qsw	Asw/s	Asw/s
[м]	[см]	[кН]	[кН]	[кН]	расч.	макс.
					[см2/м]	[см2/м]
0.00						
0.15 о	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 о	141.3	0.0	66.8			
5.00						

Констр. арматуры

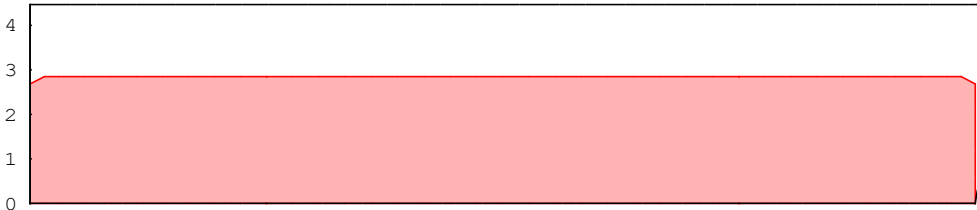
As [см2]
М = 1 :40

Продольная арматура



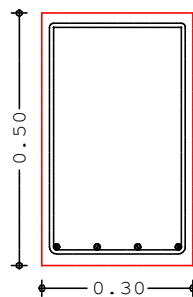
Asw/s [см2/м]
М = 1 :40

Поперечная арматура



Пролет 1
 М = 1 :15

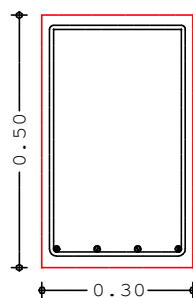
схема армирования сечения с координатой x = 1.25



Нижняя арматура 4Ø12
 Хомут Ø8

Пролет 1
 М = 1 :15

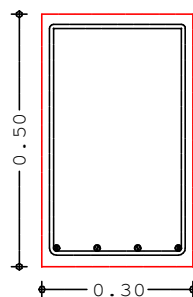
схема армирования сечения с координатой x = 2.50



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	Asl	a	l
			опора			[мм]	[м]
1	н	4	12	1	4.52	-0.20	5.40

Длины приведены с учетом анкеровки

Хомуты

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

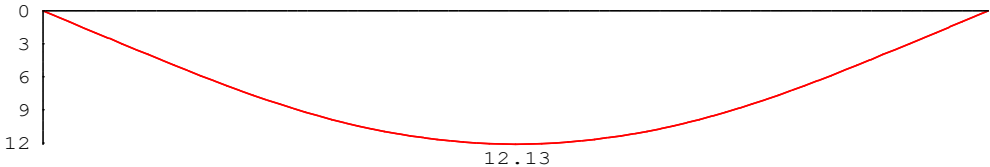
Тип арматуры	d	длина	кол.	вес
	[мм]	[м]		[кН]
стержневая арматура	12	21.60		0.19
хомуты	8		24	

Трещиностойкость Предельно допустимая ширина раскрытия трещин принимается из условия обеспечения сохранности арматуры асrc1=0.40мм асrc2=0.30мм

Нормальные трещины

Пролет	х [м]	Образование		Продолжительные		Непрод. асrc1 [мм]
		М [кНм]	Мсrc [кНм]	М [кНм]	асrc2 [мм]	
1	0.00	0.0	36.3			
	0.15	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	7.3	36.3			
	5.00	0.0	36.3			

Прогибы [мм]
М = 1 :40



Прогибы

Пролет	х [м]	М [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

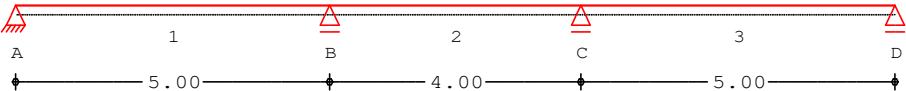
Расчет выполнен модулем 301 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

Поз. t301 3

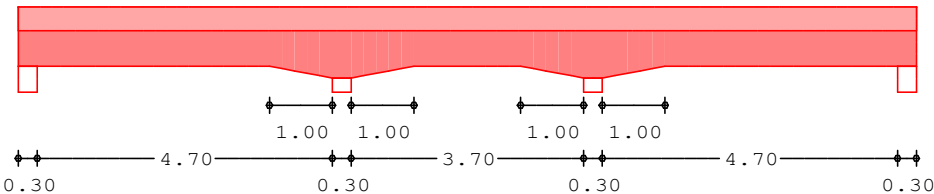
Трехпролетная балка

Расчётная схема

М = 1 :120



М = 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

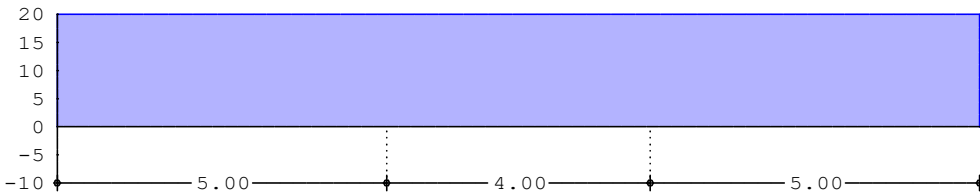
Опора	t [см]	Опора	t [см]
A	30.0	B	30.0
C	30.0	D	30.0

Модуль упругости бетона E =30000.0 МПа

Нагружение

Нагружение 1
M = 1 :115

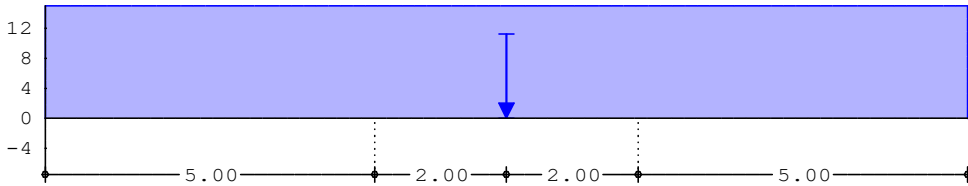
постоянные нагрузки $\gamma f = 1.10$



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

Нагружение 2
M = 1 :115

Ветровая № 0, среднее значение $\gamma f = 1.25$

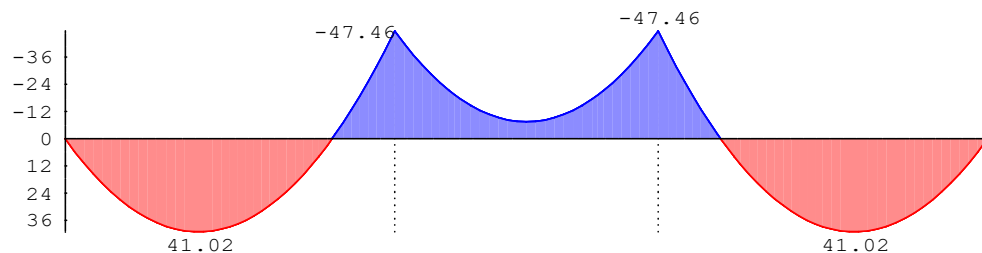


N.	Пролёт опора	a [м]	s [м]	рл/Р [кН/м, кН, кНм]	рп/М
Равномерн.	1 1-3			15.00	
Сосредот.	1 2	2.00		100.00	

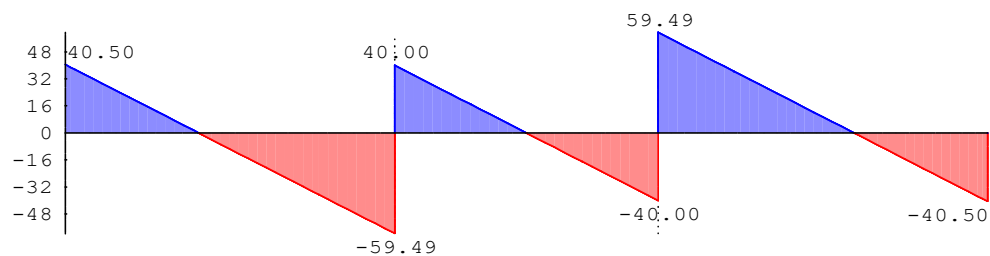
Усилия в сечении

по линейно упругой теории

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



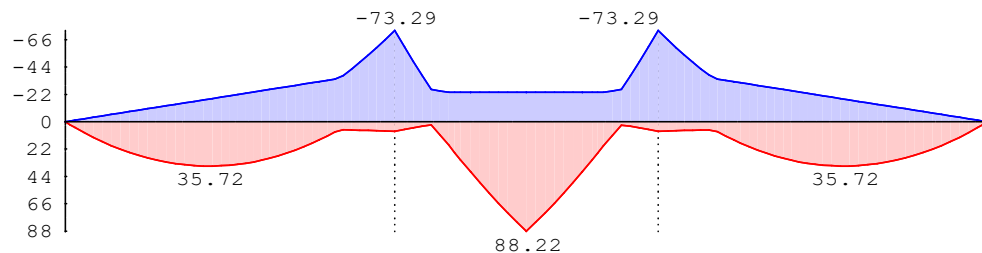
Нагружение 1 поперечные силы Quпр [кН]
М = 1 :115



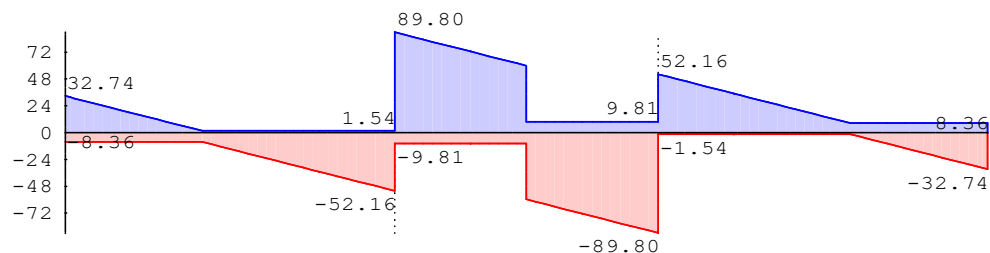
Нагружение 1

Пролёт	х [м]	max Мупр [кНм]	min Мупр [кНм]	max Quпр [кН]	min Quпр [кН]
1	0.00	0.00	0.00	40.51	40.51
	0.15 о	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 о	-38.77	-38.77	-56.49	-56.49
2	5.00	-47.47	-47.47	-59.49	-59.49
	0.00	-47.47	-47.47	40.00	40.00
	0.15 о	-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	3.85 о	-41.69	-41.69	-37.00	-37.00
	4.00	-47.47	-47.47	-40.00	-40.00
	0.00	-47.47	-47.47	59.49	59.49
	0.15 о	-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 о	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 Quпр [кН]
 М = 1 :115



Нагружение 2

Пролёт	x [м]	max Мупр [кНм]	min Мупр [кНм]	max Quпр [кН]	min Quпр [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
3	4.00	7.71	-73.30	9.81	-89.81
	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

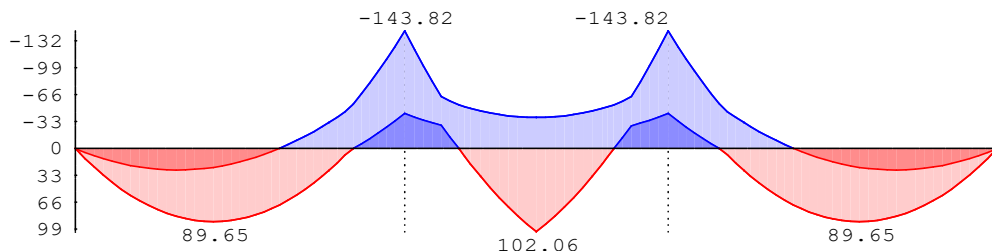
Реакции опор

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

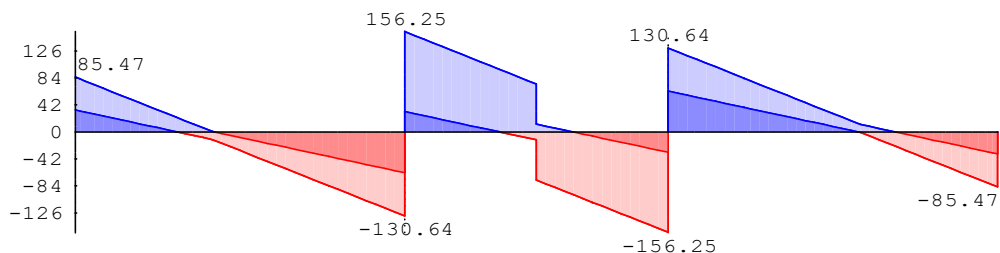
D	32.74	-8.36

PCY
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	max Mpcy	min Mpcy	max Qpcy	min Qpcy
	[м]	[кНм]	[кНм]	[кН]	[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
2	5.00	-42.58	-143.84	45.27	-50.26
	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
3	4.00	-42.58	-143.84	48.64	-47.47
	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	min
		[кН]	[кН]
основные PCY	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

PCY	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 А500/А240.

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]	Asн(I) [см2]	Asв(I) [см2]	Asн [см2]	Asв [см2]
0.00	0.0	0.0	1.41	0.00	1.41	0.00
0.15 о	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 о	-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 о	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 о	171.3	0.0	80.9			
5.00						

Пролёт 2

x [м]	max M [кНм]	min M [кНм]	Asн(I) [см2]	Asв(I) [см2]	Asн [см2]	Asв [см2]
0.00	-42.6	-143.8	0.00	6.18	0.00	6.18
0.15 о	-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 о	-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

х		с	Q	Qb	Qsw	Asw/s расч.	Asw/s макс.
[м]		[см]	[кН]	[кН]	[кН]	[см ² /м]	[см ² /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

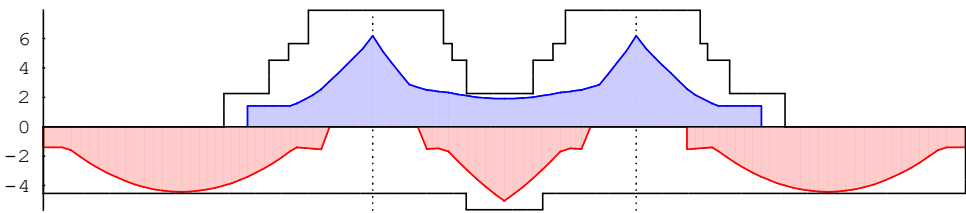
х		max M	min M	Asн(I)	Asв(I)	Asн	Asв
[м]		[кНм]	[кНм]	[см ²]	[см ²]	[см ²]	[см ²]
0.00		-42.6	-143.8	0.00	6.18	0.00	6.18
0.15	o	-33.3	-124.7	0.00	5.31	0.00	5.31
1.25		34.0	-26.8	1.67	1.41	1.67	1.41
2.50		86.4	16.5	4.26	0.00	4.26	0.00
2.90	*	89.7	23.2	4.42	0.00	4.42	0.00
3.75		75.0	25.5	3.69	0.00	3.69	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

х		с	Q	Qb	Qsw	Asw/s расч.	Asw/s макс.
[м]		[см]	[кН]	[кН]	[кН]	[см ² /м]	[см ² /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

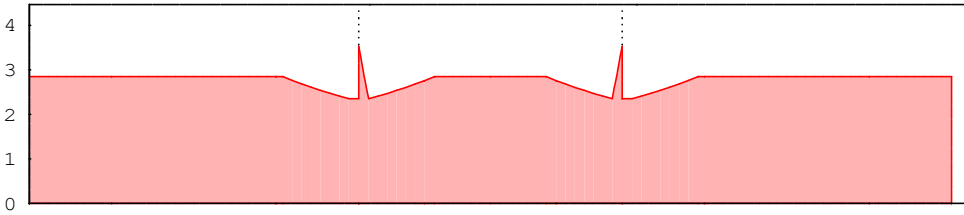
As [см²]
M = 1 :115

Продольная арматура



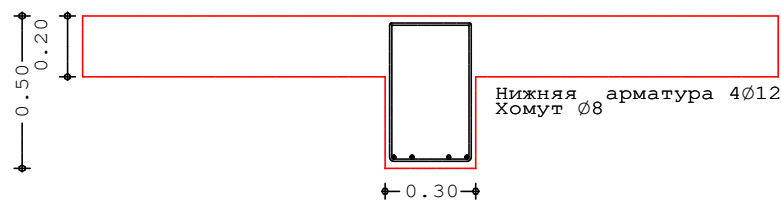
Asw/s [см²/м]
M = 1 :115

Поперечная арматура



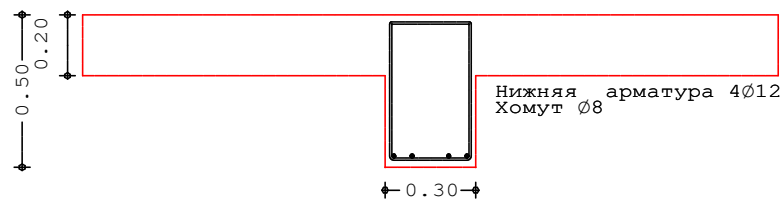
Пролет 1
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 0.00



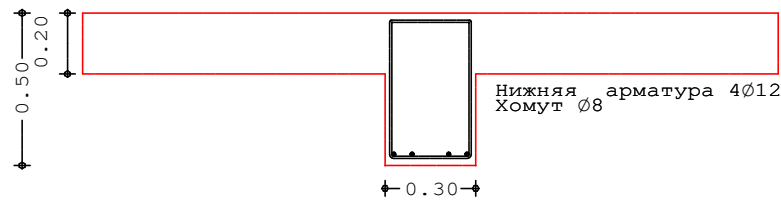
Пролет 1
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 1.25



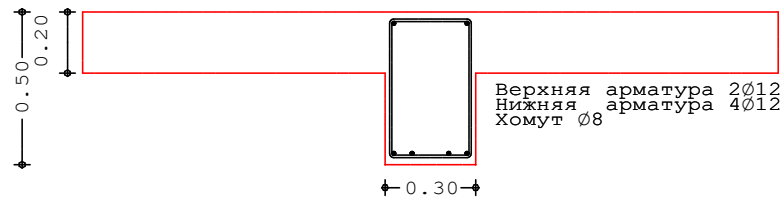
Пролет 1
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 2.50



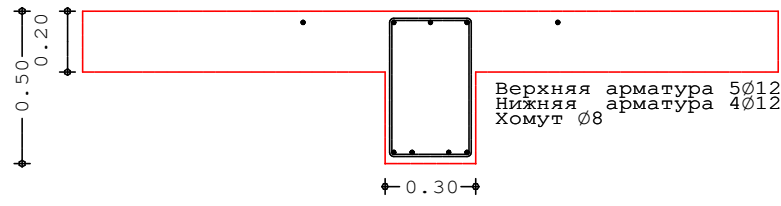
Пролет 1
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 3.10



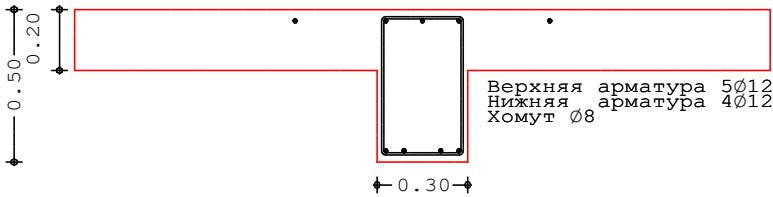
Пролет 1
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 3.75



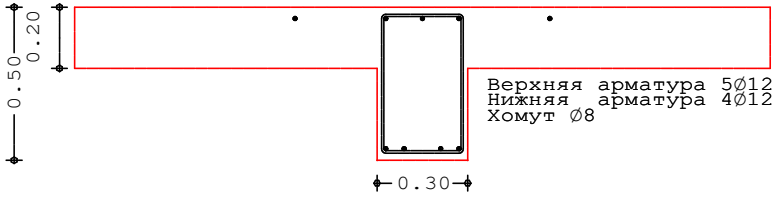
Пролет 1
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 3.84



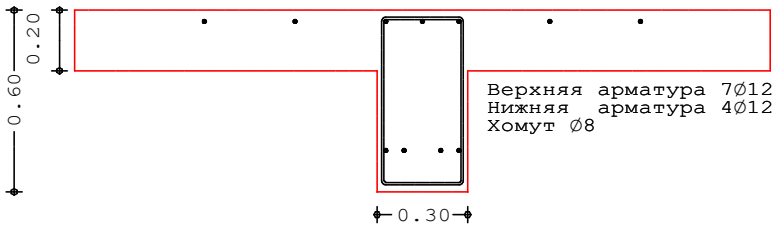
Пролет 1
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 3.86



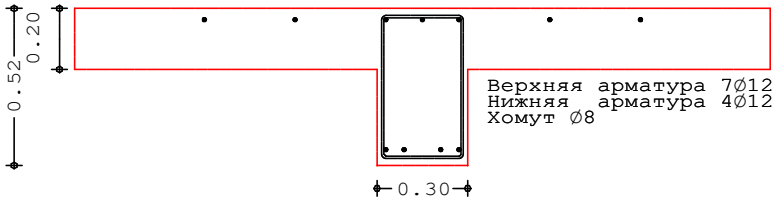
Пролет 1
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 4.85



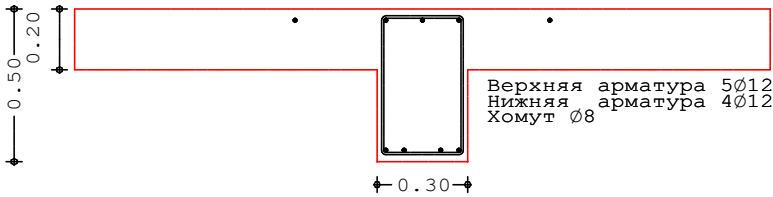
Пролет 2
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 1.00



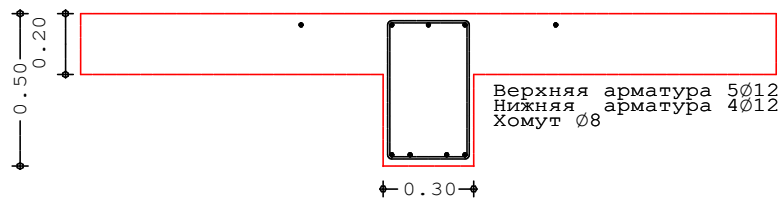
Пролет 2
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 1.14



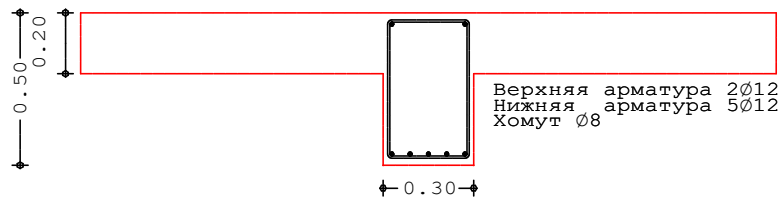
Пролет 2
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 1.16



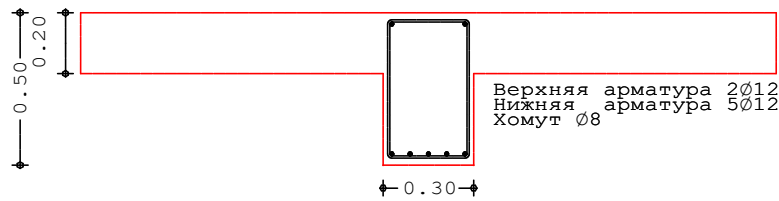
Пролет 2
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 1.57



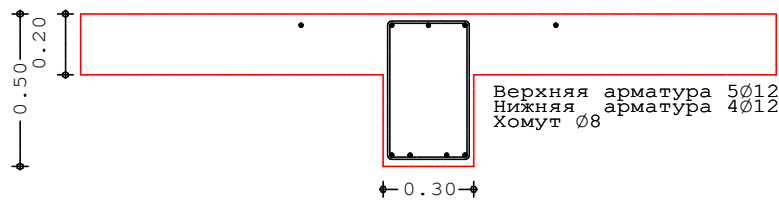
Пролет 2
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 2.00



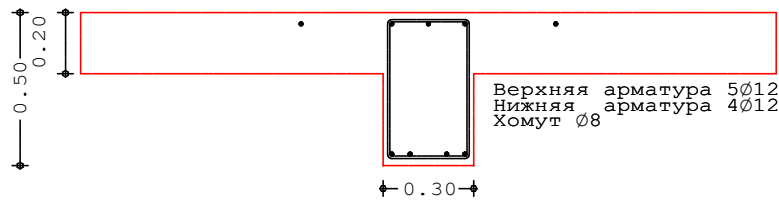
Пролет 2
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 2.84



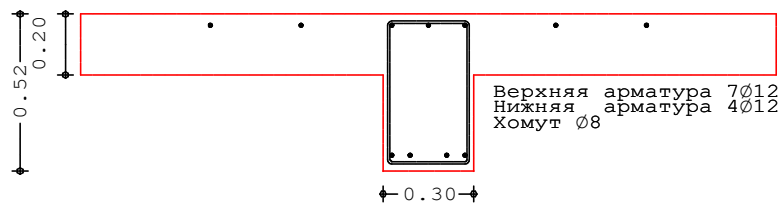
Пролет 2
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 2.86



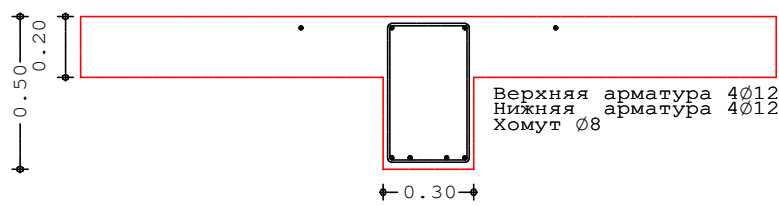
Пролет 2
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 3.00



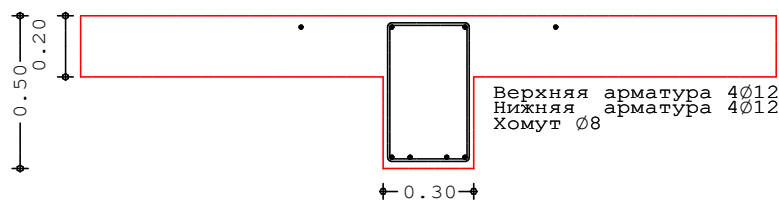
Пролет 3
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 1.14



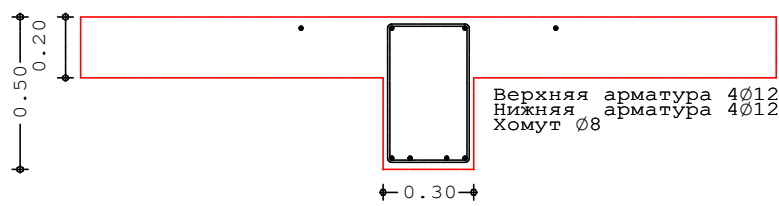
Пролет 3
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 1.16



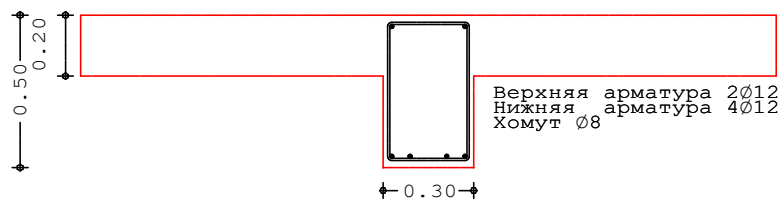
Пролет 3
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 1.25



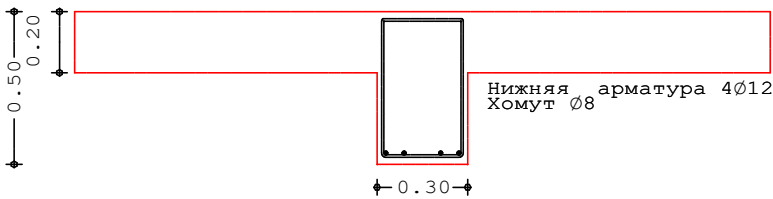
Пролет 3
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 1.90



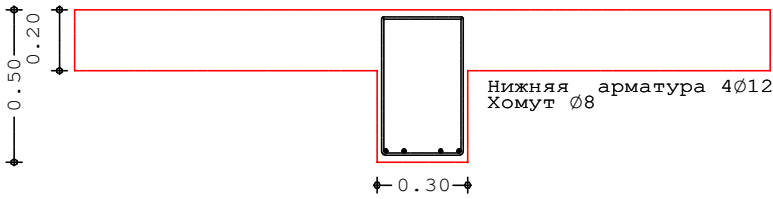
Пролет 3
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 2.50



Пролет 3
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 3.75



Продольн. арм.

пролёт	тип	кол.	ds опора	ряд	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

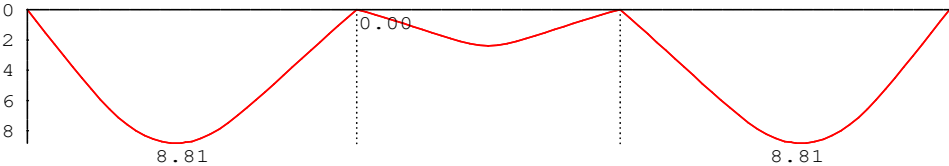
Предельно допустимая ширина раскрытия трещин принимается из условия обеспечения сохранности арматуры
асrc1=0.40мм аsrc2=0.30мм

Нормальные трещины

Про- лет	x [м]	Образование М [кНм]	Мсrc [кНм]	Продолжительные М [кНм]	Непрод. асrc2 [мм]	асrc1 [мм]
1	0.00	0.0	55.3			
	0.15	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	-104.4	221.5			

	5.00	-120.8	221.5			
2	0.00	-120.8	221.5			
	0.15 ○	-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 ○	-101.7	221.5			
	4.00	-120.8	221.5			
3	0.00	-120.8	221.5			
	0.15 ○	-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 ○	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
2	5.00	-71.3	-59.4	-0.05	0.00
	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

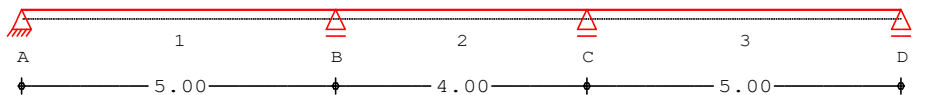
Расчет выполнен модулем 301 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

Поз. t304

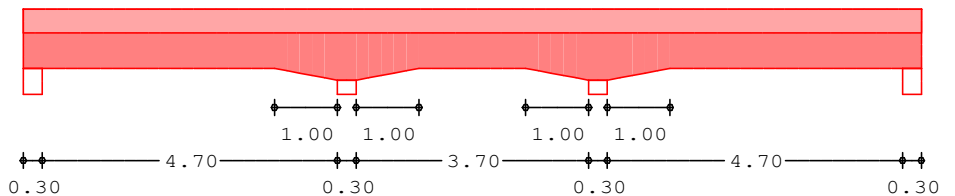
Трехпролетная балка

Расчётная схема

М = 1 :120



М = 1 :120



Размеры

Пролёт	l	x	b _f	h _f	b	h	I
	[м]	[м]	[см]	[см]	[см]	[см]	[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
3	5.00	4.00	84.0	20.0	30.0	60.0	846000
		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 А: жилые здания переменное Категория-А

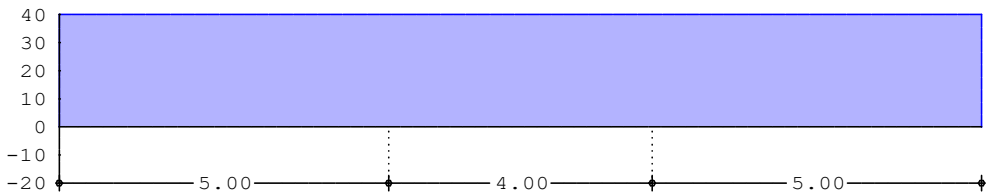
Характеристики

№	γ _F	ψ ₀ ξ	ψ ₁	ψ 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
М = 1 :115

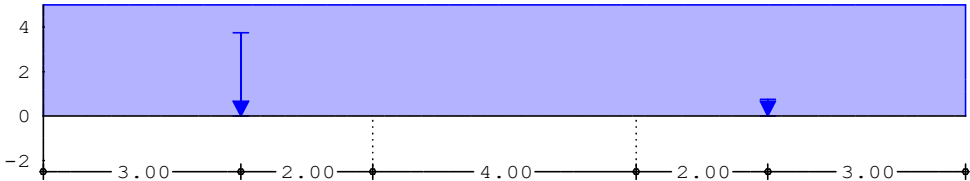
постоянное - $\gamma_f = 1.35$



	N.	Пролёт опора	a [м]	s [м]	$p_{\text{л}}/P$ [кН/м, кН, кНм]	$p_{\text{п}}/M$
Равномерн.	1	1-3			40.00	

Нагружение 2
М = 1 :115

переменное Категория-А $\gamma_f = 1.50$



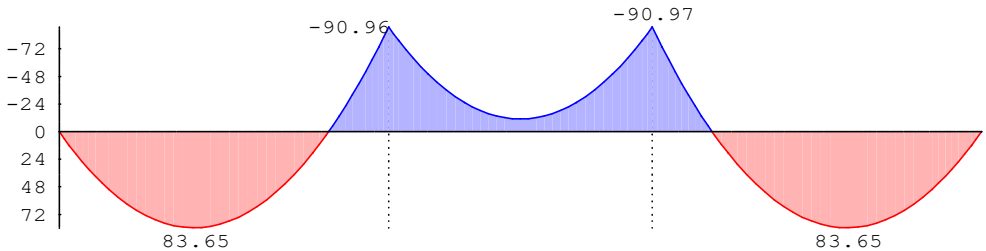
	N.	Пролёт опора	a [м]	s [м]	$p_{\text{л}}/P$ [кН/м, кН, кНм]	$p_{\text{п}}/M$
Равномерн.	1	1-3			5.00	
Сосредот.	1	1	3.00		100.00	
	2	3	2.00		20.00	

Усилия в сечении

по линейно упругой теории

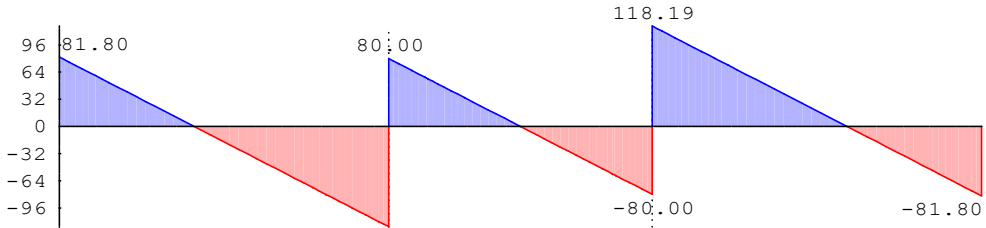
Нагружение 1
М = 1 :115

моменты $M_{\text{упр}}$ [кНм]



Нагружение 1
М = 1 :115

поперечные силы $Q_{\text{упр}}$ [кН]

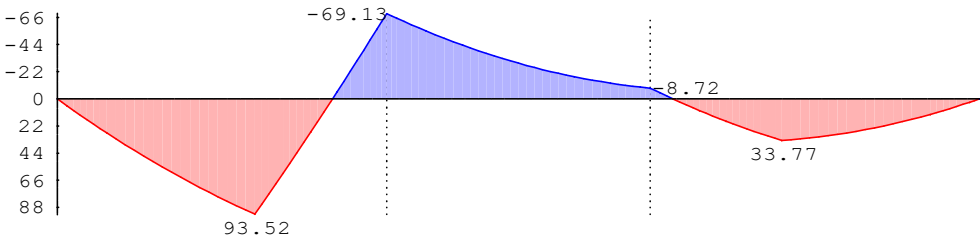


Нагружение 1

Пролёт	x	max M _{упр}	min M _{упр}	max Q _{упр}	min Q _{упр}
	[м]	[кНм]	[кНм]	[кН]	[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

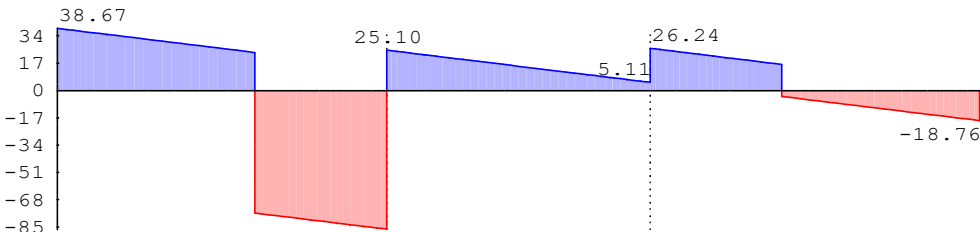
Нагружение 2
М = 1 :115

моменты M_{упр} [кНм]



Нагружение 2
М = 1 :115

поперечные силы Q_{упр} [кН]



Нагружение 2

Пролёт	x	max M _{упр}	min M _{упр}	max Q _{упр}	min Q _{упр}
	[м]	[кНм]	[кНм]	[кН]	[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
3	4.00		-8.72	-8.72	5.11	5.11
	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

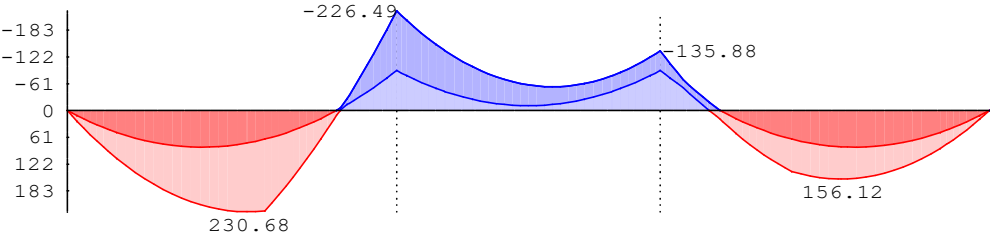
Реакции опор

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

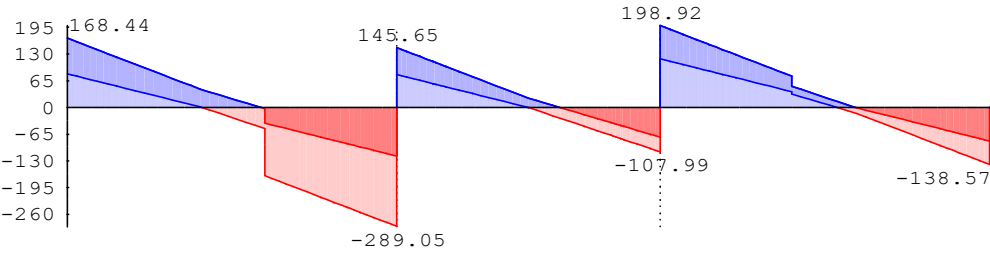
РСУ

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

Момент М [кНм]
 М = 1 :115



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



Основные
сочетания усилий

Пролёт	х [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

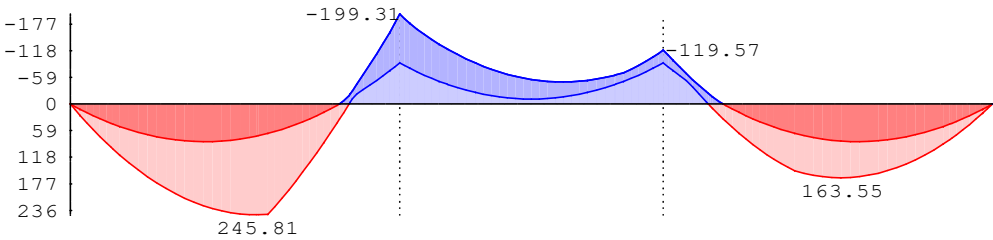
Сочетания
реакций в опорах

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

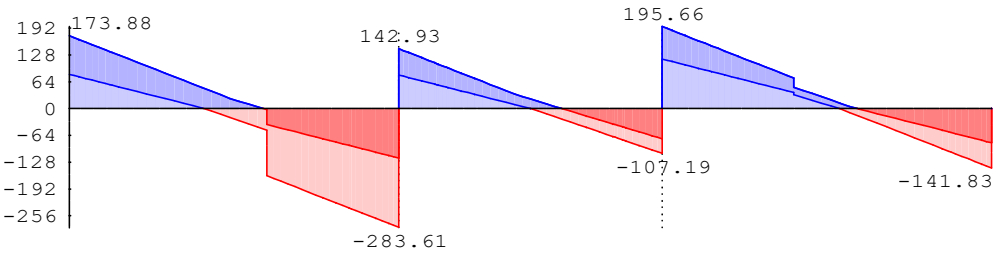
Перераспр. моментов В С

 12.0% 12.0%

Момент М [кНм] Результаты после перераспределения моментов.
М = 1 :115 основные сочетания усилий



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



Основные
сочетания усилий

Пролёт	х [м]	max M _{pcy} [кНм]	min M _{pcy} [кНм]	max Q _{pcy} [кН]	min Q _{pcy} [кН]
1	0.00	0.00	0.00	173.88	81.81
	0.15 о	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 о	-73.69	-158.06	-112.19	-274.36
2	5.00	-90.97	-199.34	-118.19	-283.62
	0.00	-90.97	-199.34	142.94	80.00
	0.15 о	-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 о	-79.42	-104.82	-65.22	-99.07
3	4.00	-90.97	-119.58	-72.34	-107.19
	0.00	-90.97	-119.58	195.67	118.19
	0.15 о	-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 о	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 С25/30, хомуты S400 **f_{yk}=400МПа**

верхняя S500 **f_{yk}=500МПа f_{tk}=525МПа**

нижняя S500 **f_{yk}=500МПа f_{tk}=525МПа**

Защитный слой

Пролёт	а _{з,н} [мм]	а _{з,в} [мм]	а _{з,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

х [м]	max M [кНм]	min M [кНм]	A _{SH} (I) [см2]	A _{SB} (I) [см2]	A _{SH} [см2]	A _{SB} [см2]
0.00	0.0	0.0	2.82	0.00	2.82	0.00
0.15 о	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 о	-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

х [м]	V _{ed} [кН]	V _{rdc} [кН]	V _{rds} [кН]	V _{rdmax} [кН]	A _{sw} /s [см2/м]
0.00					
0.15 о	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 о	274.4	77.0	274.4	475.6	4.77
5.00					

Пролёт 2

х [м]	max M [кНм]	min M [кНм]	A _{SH} (I) [см2]	A _{SB} (I) [см2]	A _{SH} [см2]	A _{SB} [см2]
0.00	-91.0	-199.3	0.00	8.41	0.00	8.41
0.15 о	-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 о	-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

х [м]	V _{ed} [кН]	V _{rdc} [кН]	V _{rds} [кН]	V _{rdmax} [кН]	A _{sw} /s [см2/м]
0.00					
0.15 о	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					

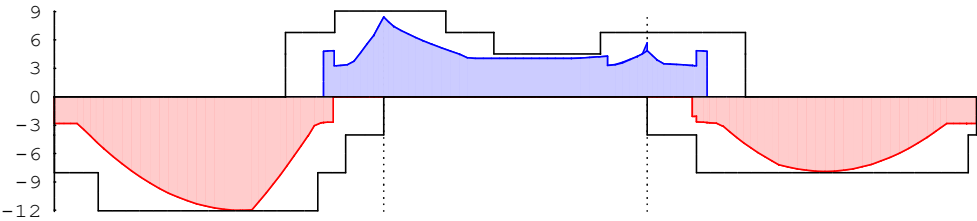
Пролёт 3

x [м]	max M [кНм]	min M [кНм]	A _{SH} (I) [см ²]	A _{SB} (I) [см ²]	A _{SH} [см ²]	A _{SB} [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	3.88	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

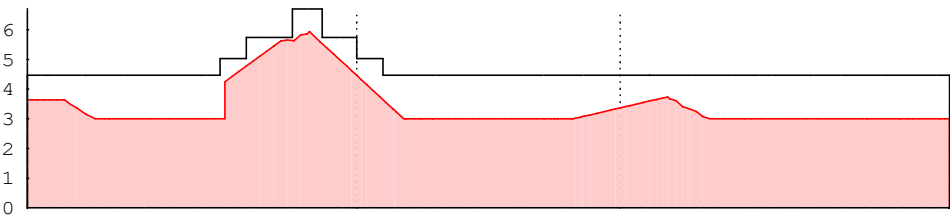
x [м]	V _{ed} [кН]	V _{rdc} [кН]	V _{rds} [кН]	V _{rdmax} [кН]	A _{sw} /s [см ² /м]
-0.00					
0.00					
0.15 o	186.4	70.0	186.4	483.8	3.45
0.72 h0	151.6	66.5	151.6	434.5	3.74
0.91	139.8	67.6	139.8	428.4	3.49
0.91	139.7	67.6	139.7	428.4	3.49
1.00	134.2	68.5	134.2	425.6	3.37
1.14	125.6	67.6	125.6	412.9	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 [см²]
М = 1 :115

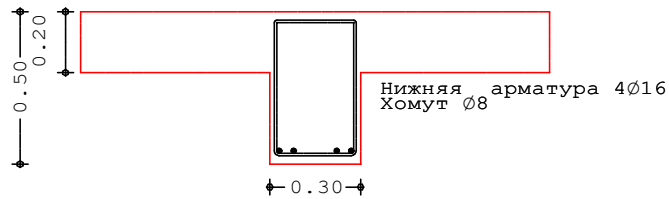


Поперечная арматура A_{sw}/s [см²/м]
М = 1 :115



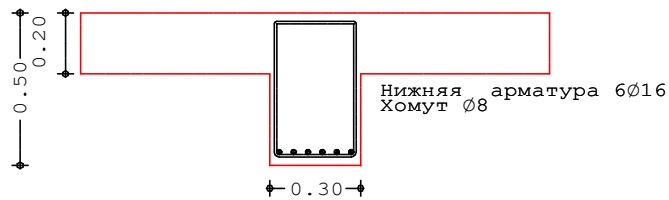
Пролет 1
 М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой $x = 0.00$



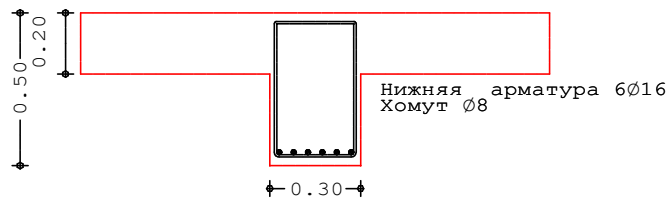
Пролет 1
 М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой $x = 1.00$



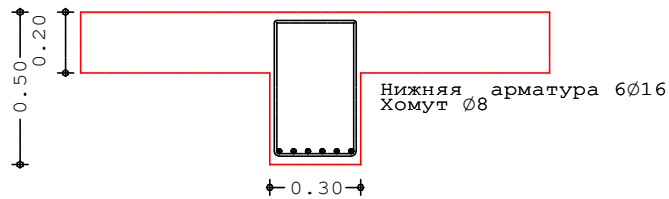
Пролет 1
 М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой $x = 2.00$



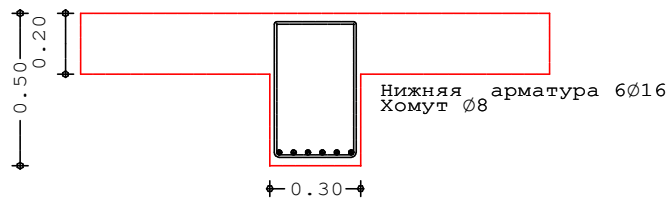
Пролет 1
 М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой $x = 2.83$



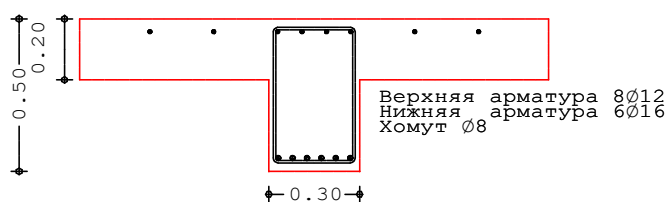
Пролет 1
 М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой $x = 3.00$



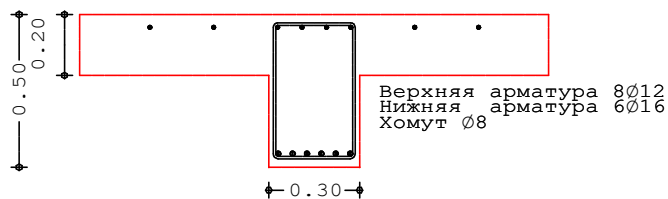
Пролет 1
М = 1 : 25

схема армирования сечения с координатой $x = 3.84$



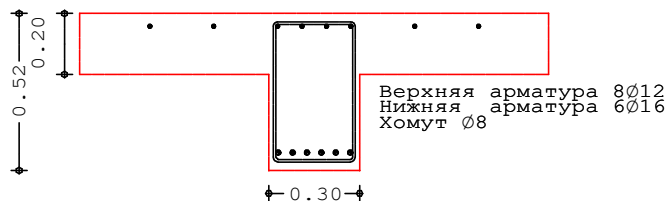
Пролет 1
М = 1 : 25

схема армирования сечения с координатой $x = 3.86$



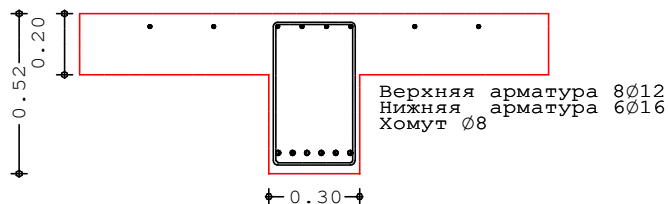
Пролет 1
М = 1 : 25

схема армирования сечения с координатой $x = 4.00$



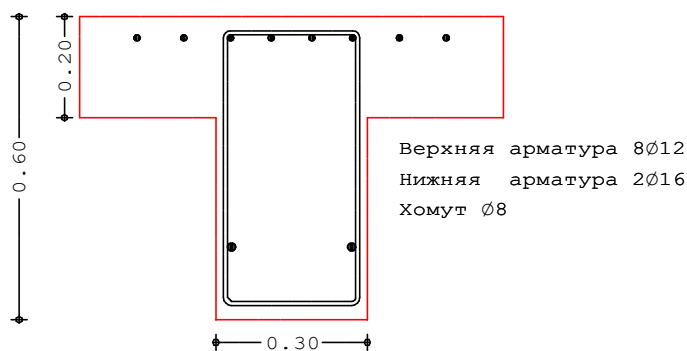
Пролет 1
М = 1 : 25

схема армирования сечения с координатой $x = 4.09$



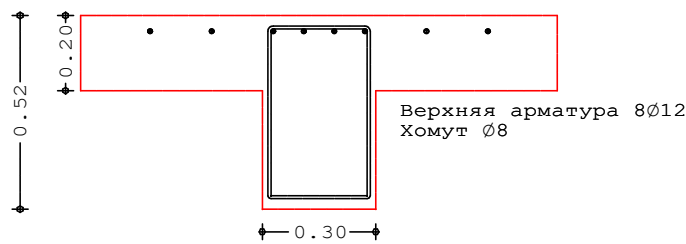
Пролет 2
М = 1 : 15

схема армирования сечения с координатой $x = 0.15$



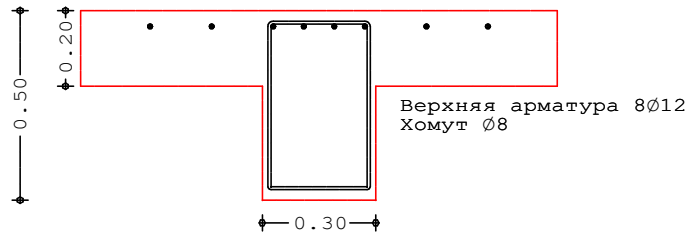
Пролет 2
М = 1 :20

схема армирования сечения с координатой x = 1.00



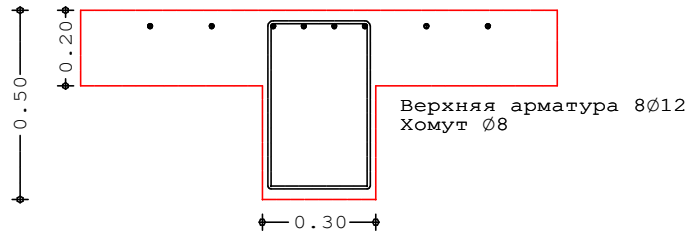
Пролет 2
М = 1 :20

схема армирования сечения с координатой x = 1.14



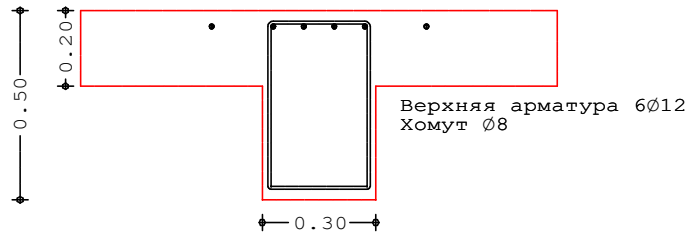
Пролет 2
М = 1 :20

схема армирования сечения с координатой x = 1.16



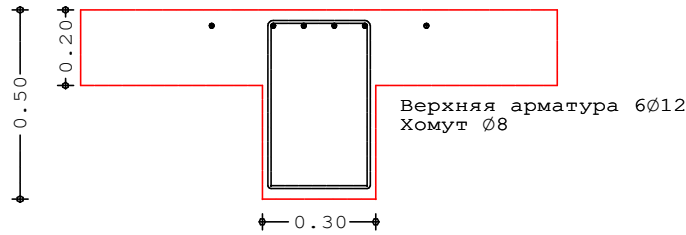
Пролет 2
М = 1 :20

схема армирования сечения с координатой x = 2.00



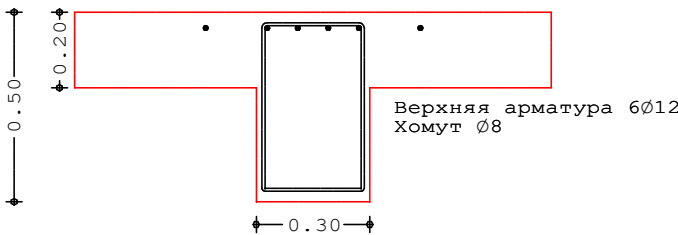
Пролет 2
М = 1 :20

схема армирования сечения с координатой x = 2.84



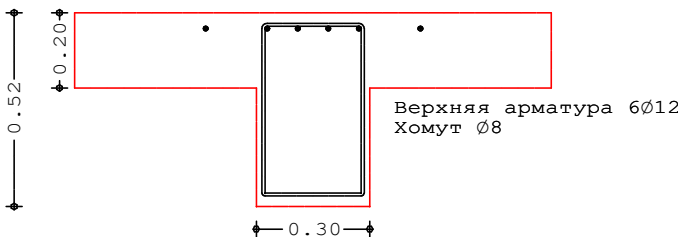
Пролет 2
М = 1 :20

схема армирования сечения с координатой x = 2.86



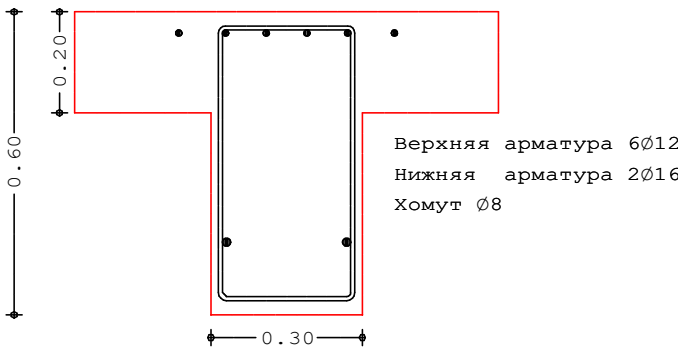
Пролет 2
М = 1 :20

схема армирования сечения с координатой x = 3.00



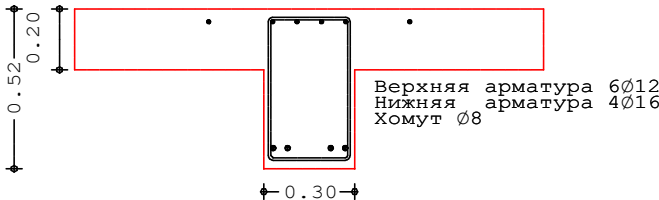
Пролет 2
М = 1 :15

схема армирования сечения с координатой x = 4.00



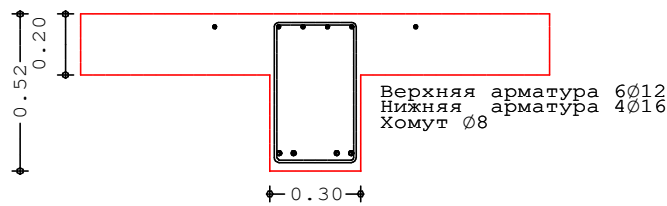
Пролет 3
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 0.91



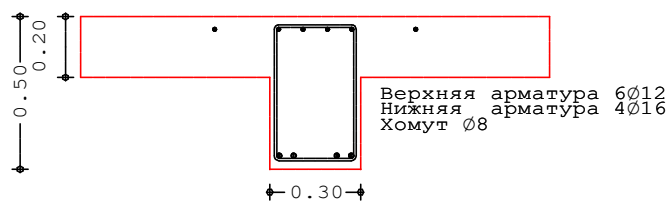
Пролет 3
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 1.00



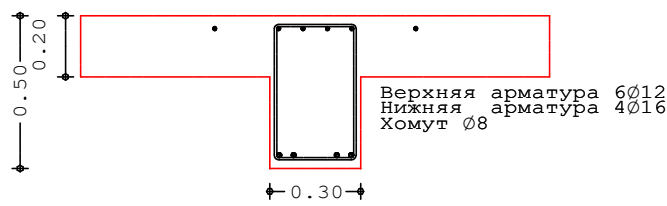
Пролет 3
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 1.14



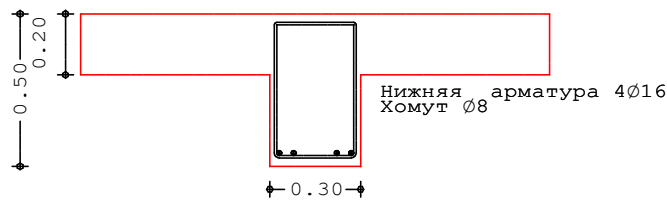
Пролет 3
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 1.16



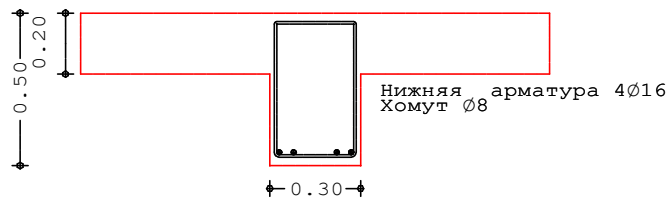
Пролет 3
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 2.00



Пролет 3
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 3.00



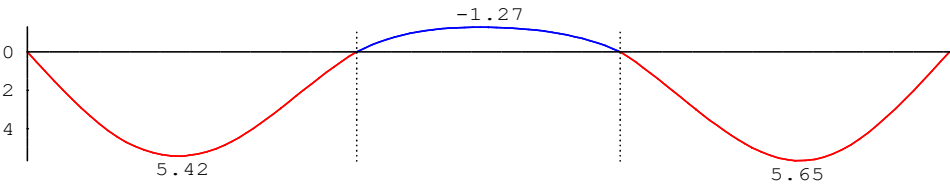
	3.51	0.71	4.09	20	1x2	5.03
	3.71	0.81	4.65	18	1x2	5.59
	3.89	0.90	5.18	10	1x2	10.05
	3.99	0.96	5.52	8	3x2	12.57
3	0.23	1.69	9.74	10	4x2	10.05
	0.63	1.12	6.43	14	1x2	7.18
	0.77	0.93	5.35	18	1x2	5.59
	0.95	0.60	3.45	28	1x2	3.59
	1.23	0.55	3.18	30	1x2	3.35
	1.53	0.47	1.26	40	1x2	2.51
	4.55	0.28	0.00	30	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	х [м]	М [кНм]	М _{срс} [кНм]	σ _s [МПа]	A _{c,eff} [см2]	w _k [мм]
1	0.00	0.0	48.1			
	0.15	○ 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	○ -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	○ -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	○ -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	○ -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	○ 12.6	48.1			
	5.00	0.0	48.1			

Прогибы [мм]
М = 1 :115



Прогибы

Пролет	x	M	100/ρ _I	100/ρ _{II}	100/ρ	w
	[м]	[кНм]	[1/м]	[1/м]	[1/м]	[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

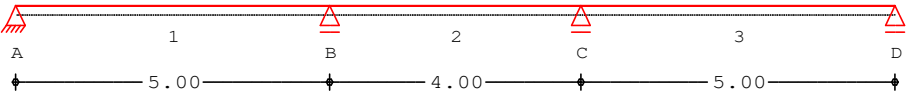
Расчет выполнен модулем 304 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

Поз. t305

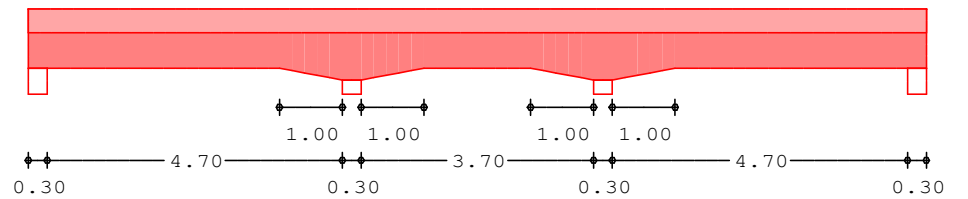
Трехпролетная балка

Расчётная схема

M = 1 :120



М = 1 :120



Воздействия

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

Характеристики

№	γ_F	ψ_0 ξ	ψ_1	ψ_2	группа несоч.	знак	распред по прол.
1	1.35	0.85					
2	1.50	0.70	0.50	0.30			заданн.

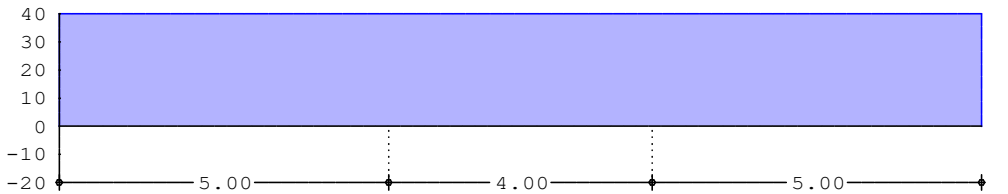
Кoeffициент
Сочетание воздейст. по формуле (6.10) EN 1990

управления надежностью конструкции
 $K_{FI} = 1.00$

Нагружение

Нагружение 1
М = 1 :115

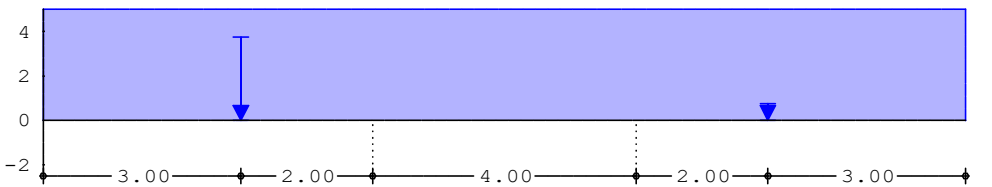
постоянное - $\gamma_f = 1.35$



	Н. Пролёт опора	a [м]	s [м]	p_L/P [кН/м, кН, кНм]	p_{II}/M
Равномерн.	1 1-3			40.00	

Нагружение 2
М = 1 :115

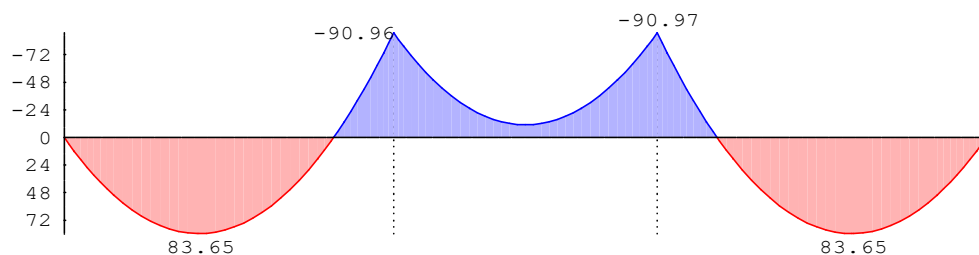
переменное Категория-А $\gamma_f = 1.50$



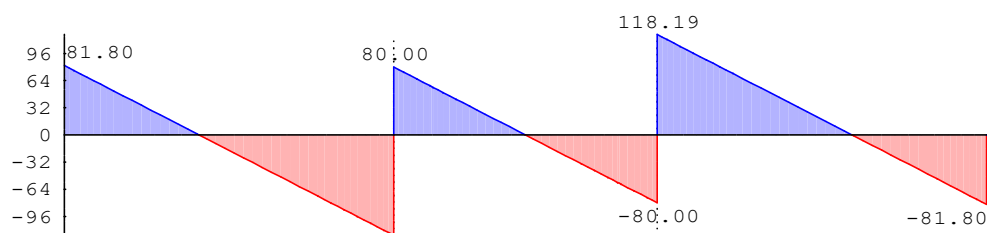
	Н. Пролёт опора	a [м]	s [м]	p_L/P [кН/м, кН, кНм]	p_{II}/M
Равномерн.	1 1-3			5.00	
Сосредот.	1 1	3.00		100.00	
	2 3	2.00		20.00	

Усилия в сечении по линейно упругой теории

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



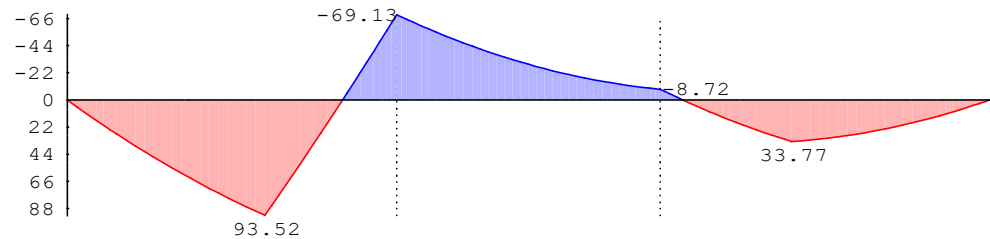
Нагружение 1 поперечные силы $Q_{упр}$ [кН]
М = 1 :115



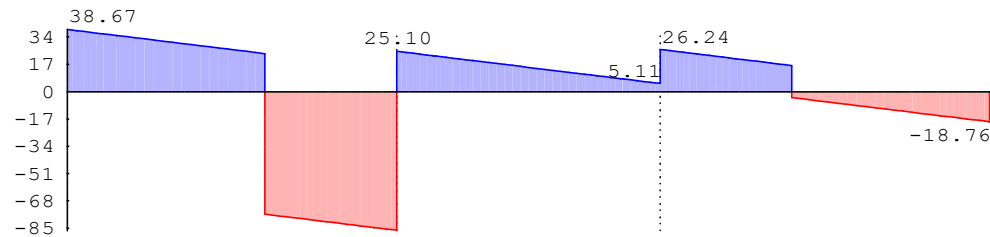
Нагружение 1

Пролёт	х	max $M_{упр}$	min $M_{упр}$	max $Q_{упр}$	min $Q_{упр}$
	[м]	[кНм]	[кНм]	[кН]	[кН]
1	0.00	0.00	0.00	81.81	81.81
	0.15 о	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 о	-73.69	-73.69	-112.19	-112.19
2	5.00	-90.97	-90.97	-118.19	-118.19
	0.00	-90.97	-90.97	80.00	80.00
	0.15 о	-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 о	-79.42	-79.42	-74.00	-74.00
3	4.00	-90.97	-90.97	-80.00	-80.00
	0.00	-90.97	-90.97	118.19	118.19
	0.15 о	-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 о	11.82	11.82	-75.81	-75.81
	5.00	0.00	0.00	-81.81	-81.81

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



Нагружение 2 поперечные силы $Q_{упр}$ [кН]
М = 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 о	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 о	-56.24	-56.24	-85.58	-85.58
2	5.00	-69.14	-69.14	-86.33	-86.33
	0.00	-69.14	-69.14	25.11	25.11
	0.15 о	-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 о	-9.54	-9.54	5.86	5.86
3	4.00	-8.72	-8.72	5.11	5.11
	0.00	-8.72	-8.72	26.24	26.24
	0.15 о	-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 о	2.76	2.76	-18.01	-18.01
	5.00	0.00	0.00	-18.76	-18.76

Реакции опор

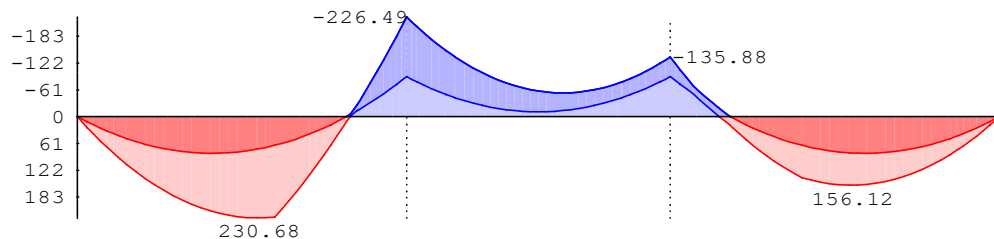
Воздействие	опора	max [кН]	min [кН]
1	A	81.81	81.81
	B	198.19	198.19
	C	198.19	198.19
	D	81.81	81.81
2	A	38.67	38.67
	B	111.43	111.43
	C	21.14	21.14

D	18.76	18.76

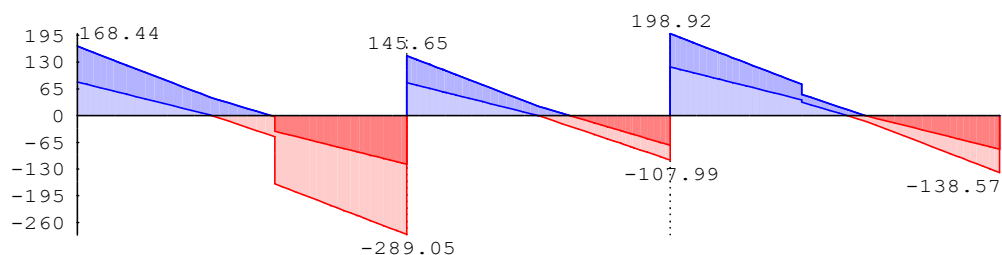
PCY

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

Момент М [кНм]
М = 1 :115



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



Пролёт	x	max Мpcy	min Мpcy	max Qpcy	min Qpcy
	[м]	[кНм]	[кНм]	[кН]	[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
2	5.00	-90.97	-226.52	-118.19	-289.05
	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	3.85 o	-79.42	-121.53	-65.22	-99.90
	4.00	-90.97	-135.89	-72.34	-108.00
	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

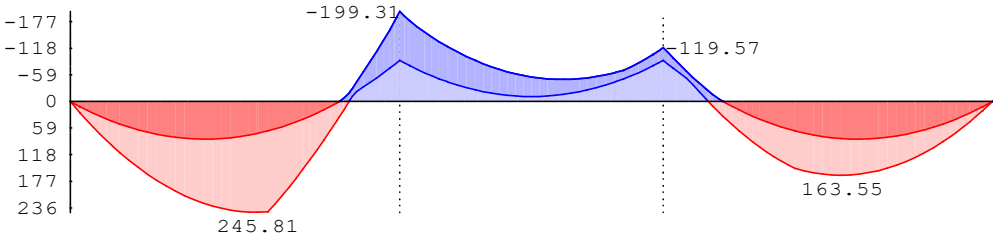
Сочетания
реакций в опорах

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

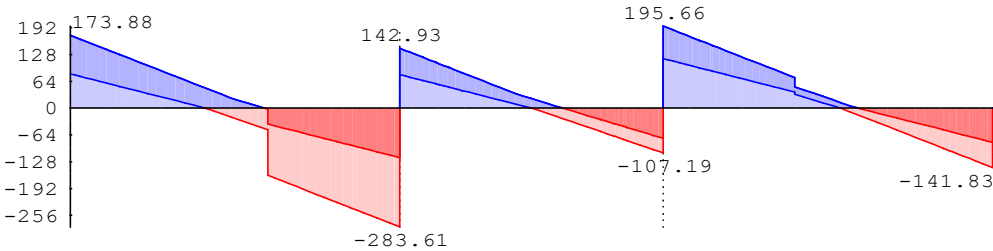
Перераспр. моментов В С

12.0% 12.0%

Момент М [кНм] Результаты после перераспределения моментов.
М = 1 :115 основные сочетания усилий



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



Пролёт	х [м]	max Мрсy [кНм]	min Мрсy [кНм]	max Qрсy [кН]	min Qрсy [кН]
1	0.00	0.00	0.00	173.88	81.81
	0.15 о	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 о	-73.69	-158.06	-112.19	-274.36
2	5.00	-90.97	-199.34	-118.19	-283.62
	0.00	-90.97	-199.34	142.94	80.00
	0.15 о	-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 о	-79.42	-104.82	-65.22	-99.07
3	4.00	-90.97	-119.58	-72.34	-107.19
	0.00	-90.97	-119.58	195.67	118.19
	0.15 о	-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
4	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]	Asн(I) [см ²]	Asв(I) [см ²]	Asн [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]	VEd [кН]	Vrdc [кН]	Vrds [кН]	Vrdmax [кН]	Asw/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]	Asн(I) [см ²]	Asв(I) [см ²]	Asн [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		V _{Ed}	V _{rdc}	V _{rds}	V _{rdmax}	A _{sw} /s
[м]		[кН]	[кН]	[кН]	[кН]	[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						

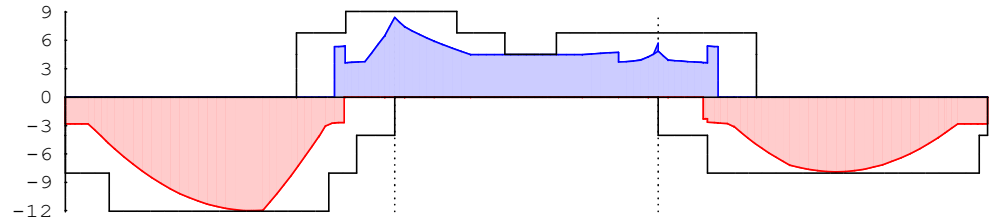
Пролёт 3

x		max M	min M	A _{sh} (I)	A _{sb} (I)	A _{sh} ²	A _{sb} ²
[м]		[кНм]	[кНм]	[см ²]	[см ²]	[см ²]	[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

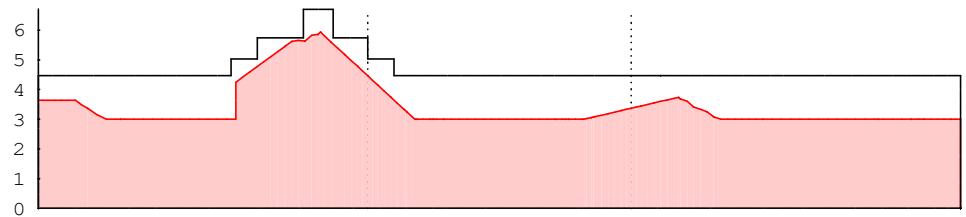
x		V _{Ed}	V _{rdc}	V _{rds}	V _{rdmax}	A _{sw} /s
[м]		[кН]	[кН]	[кН]	[кН]	[см ² /м]
-0.00						
0.00						
0.15	o	186.4	70.0	186.4	483.8	3.45
0.72	h0	151.6	66.5	151.6	434.5	3.74
0.91		139.8	67.6	139.8	428.4	3.49
0.91		139.7	67.6	139.7	428.4	3.49
1.00		134.2	68.5	134.2	425.6	3.37
1.14		125.6	67.6	125.6	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 [см²]
 М = 1 :115

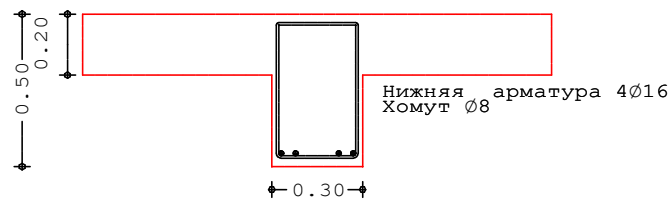


Поперечная арматура A_{sw}/s [см²/м]
 М = 1 :115



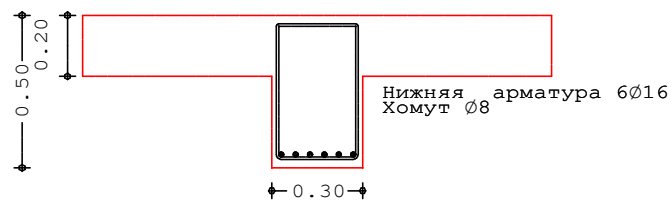
Пролет 1
 М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой $x = 0.00$



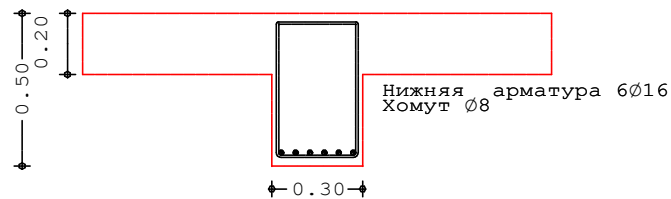
Пролет 1
 М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой $x = 1.00$



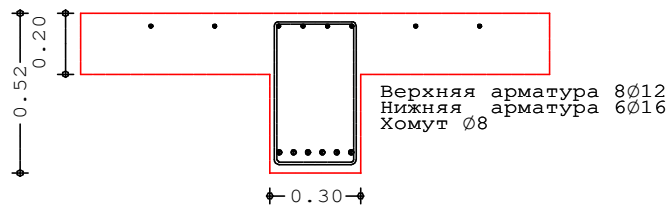
Пролет 1
 М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой $x = 2.00$



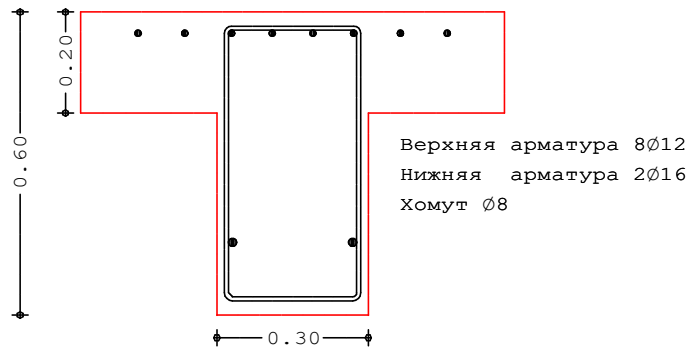
Пролет 1
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 4.09



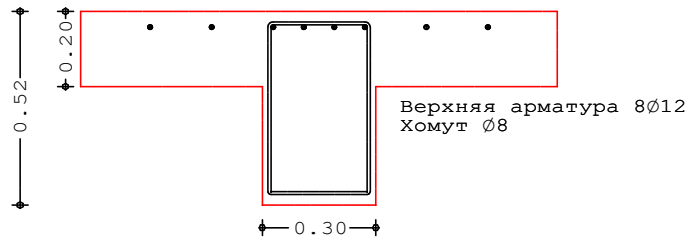
Пролет 2
М = 1 :15

схема армирования сечения с координатой x = 0.15



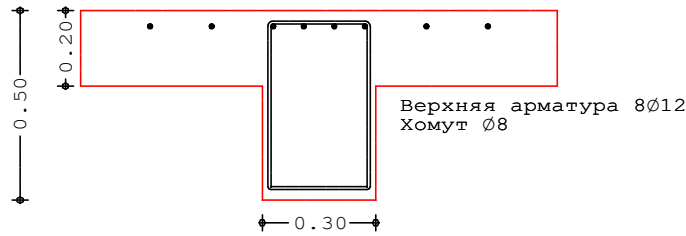
Пролет 2
М = 1 :20

схема армирования сечения с координатой x = 1.00



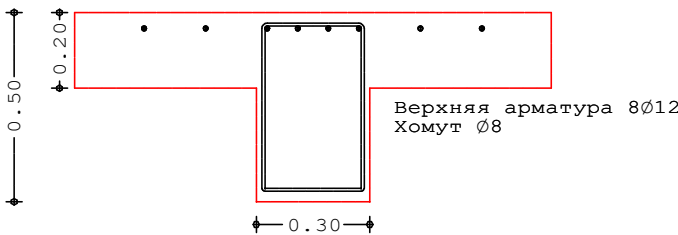
Пролет 2
М = 1 :20

схема армирования сечения с координатой x = 1.14



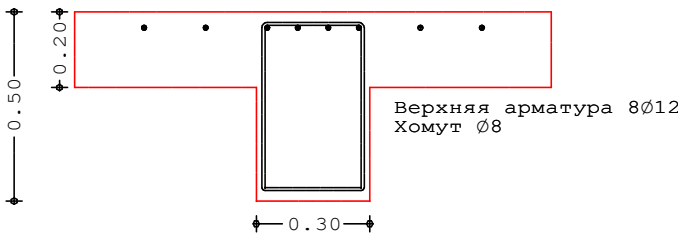
Пролет 2
М = 1 :20

схема армирования сечения с координатой x = 1.16



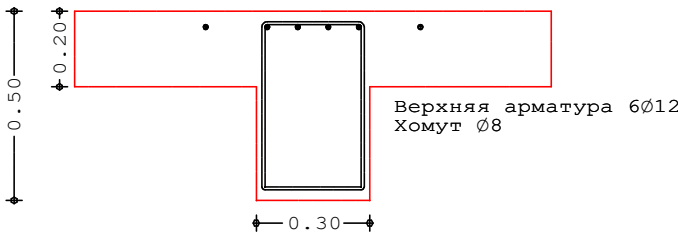
Пролет 2
М = 1 :20

схема армирования сечения с координатой x = 2.00



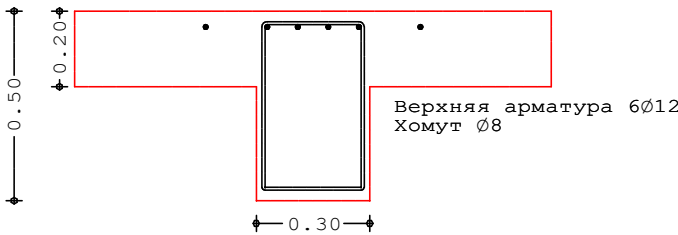
Пролет 2
М = 1 :20

схема армирования сечения с координатой x = 2.84



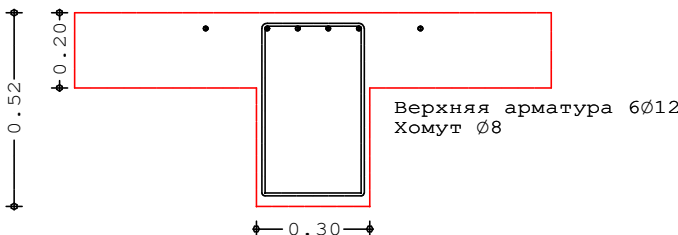
Пролет 2
М = 1 :20

схема армирования сечения с координатой x = 2.86



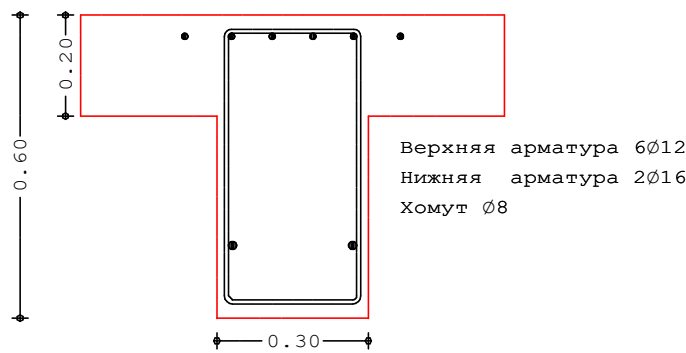
Пролет 2
М = 1 :20

схема армирования сечения с координатой x = 3.00



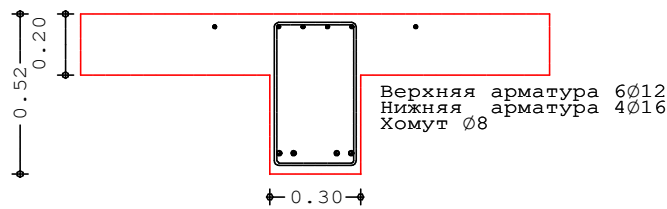
Пролет 2
М = 1 :15

схема армирования сечения с координатой x = 4.00



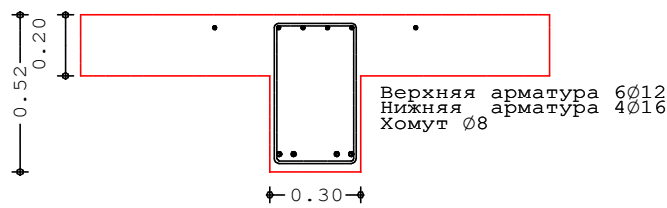
Пролет 3
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 0.91



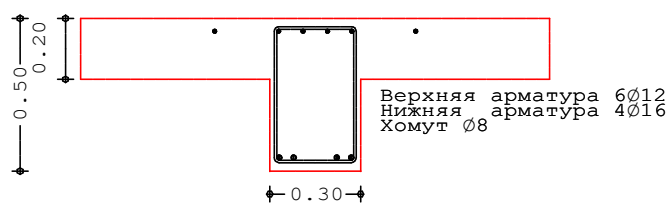
Пролет 3
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 1.00



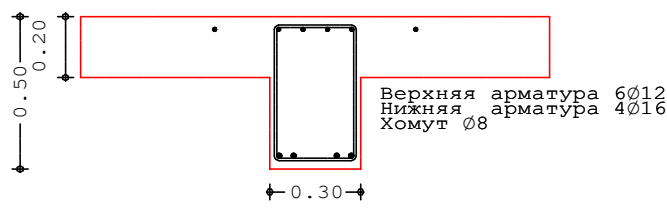
Пролет 3
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 1.14



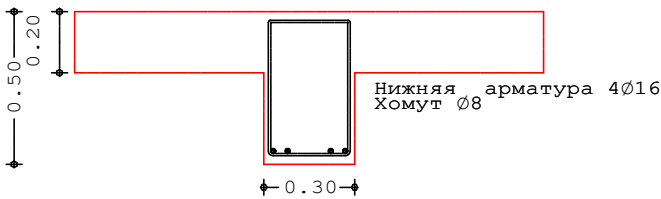
Пролет 3
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 1.16



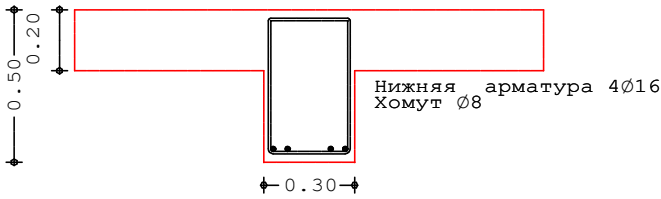
Пролет 3
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 2.00



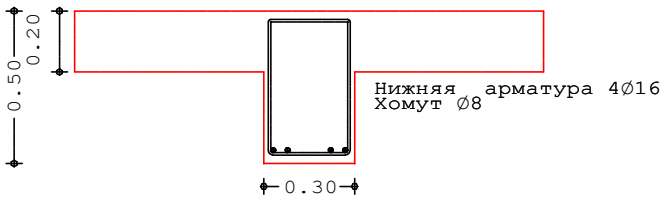
Пролет 3
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 3.00



Пролет 3
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 4.00



Продольн. арм.

пролёт	тип	кол.	d_s	ряд	A_{s1}	a	l
опора			[мм]		[$см^2$]	[м]	[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	тип	кол.	d_s	ряд	A_{s1}	a	l
опора			[мм]		[$см^2$]	[м]	[м]
В	в	2	12	1	6.79	3.28	3.86
С	в	4	12	1	4.52	-1.72	7.45
В	в	2	12	1	9.05	3.79	2.62
С	в	2	12	1	6.79	1.99	3.73

Длины приведены с учетом анкеровки

Хомуты

Пролёт	кол.	срез.	d_s	s	A_{sy}/s	a	l
			[мм]	[см]	[$см^2/м$]	[м]	[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
 $V_{rdc} = 0.48\text{МПа}, \quad V_{rdmax} = 4.50\text{МПа}, \quad d = 8\text{мм}$

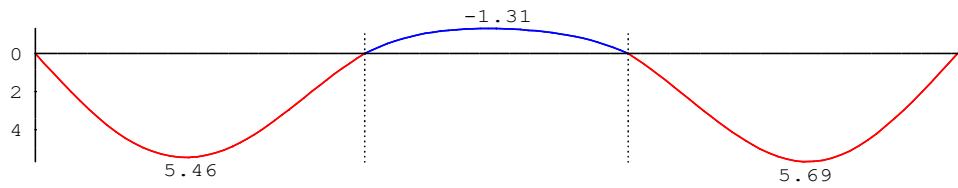
Про- лет	x [м]	V_{Ed} [МПа]	A_{sw}/s [см ² /м]	s [см]	n	A_{sw}/S [см ² /м]
1	0.00	0.75	4.34	22	1x2	4.57
	0.22	0.69	3.99	24	1x2	4.19
	0.46	0.49	2.53	38	1x2	2.65
	3.11	0.44	0.00	20	1x2	5.03
	3.31	0.86	4.92	18	2x2	5.59
	3.67	0.95	5.44	16	4x2	6.28
	4.31	0.83	4.80	20	2x2	5.03
	4.71	0.84	4.86	18	2x2	5.59
2	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 $w_{lim}=0.30 \text{ мм}$

Нормальные трещины

Про- лет	x [м]	M [кНм]	M_{crc} [кНм]	σ_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	M	100/ρ _I	100/ρ _{II}	100/ρ	w
	[м]	[кНм]	[1/м]	[1/м]	[1/м]	[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 2026 © ООО Техсофт

Поз. t308

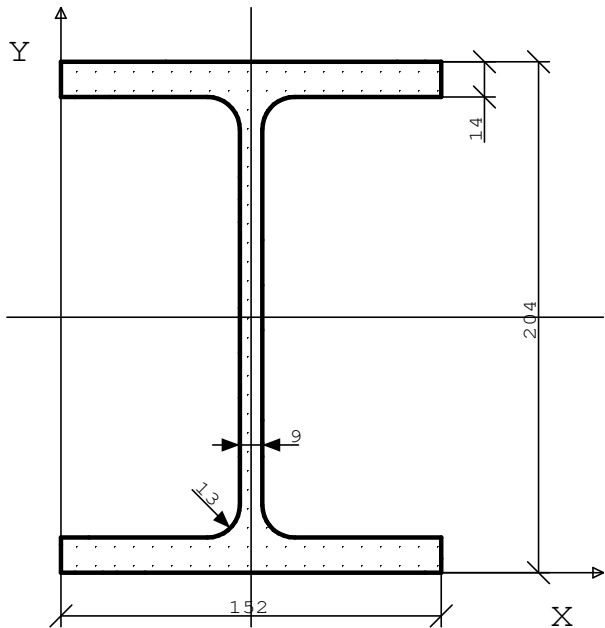
Предельные кривые стального сечения

Сечение

Профиль 20ШЗ

двутавр широкополочный, ГОСТ Р 57837–2017

М = 1 : 3



Параметры сечения

высота

h = 204мм

толщ.полки

t = 14.0мм

Площадь

A = 59.9см²

Моменты инерции

I_x = 4362см⁴

I_y = 821см⁴

Моменты сопротивления

W_x = 428см³

W_{plx} = 486см³

ширина

b = 152мм

толщ.стенки

t_w = 9.0мм

W_y = 108см³

W_{ply} = 166см³

Диаграмма

Материал сечения

сталь С255 ГОСТ 27772-2015

мод.упруг. Е = 206 ГПа

расч.сопр. R_y = 250МПа

деформирования стали.

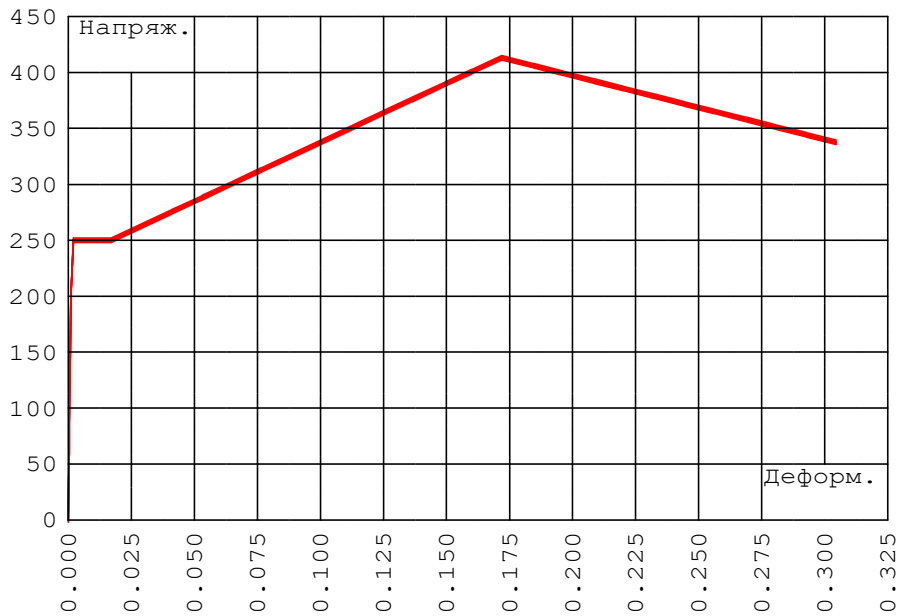


Диаграмма $M_x - N$ область допустимых значений при $M_y = 0.0 \text{ кН*м.}$

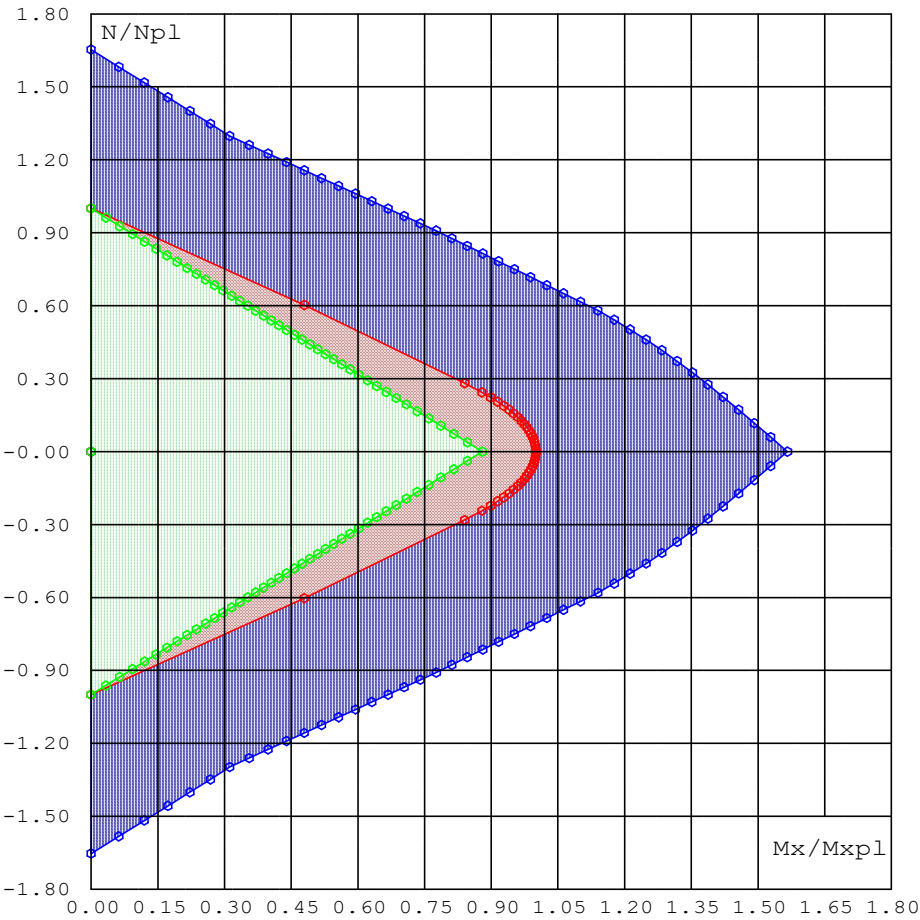


Таблица $M_x - N$

M_x	N_{e1}	N_{p1}	N_{dg}	M_x	N_{e1}	N_{p1}	N_{dg}
----	---	---	---	----	---	---	---
M_{xpl}	R_{yA}	R_{yA}	R_{yA}	M_{xpl}	R_{yA}	R_{yA}	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 $M_y - N$ область допустимых значений при $M_x =$ 0.0 кН*м.

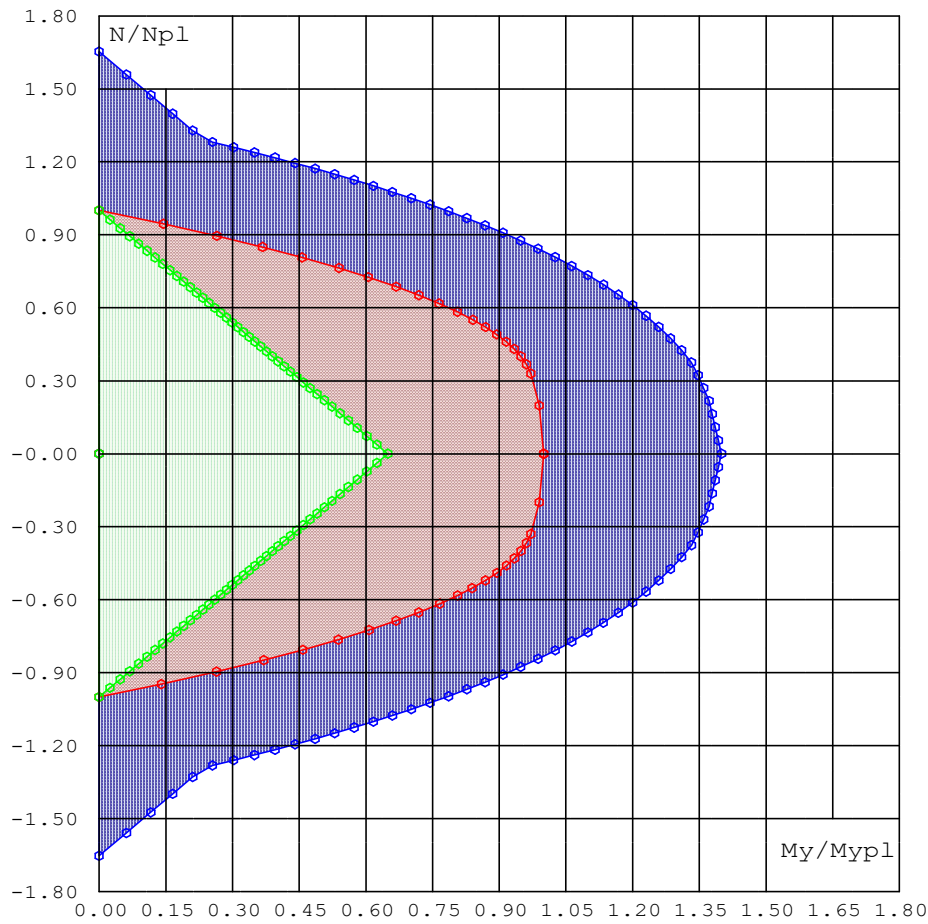


Таблица $M_y - N$

M_y	N_{e1}	N_{p1}	N_{dg}	M_y	N_{e1}	N_{p1}	N_{dg}
----	---	---	---	----	---	---	---
M_{yp1}	R_{yA}	R_{yA}	R_{yA}	M_{yp1}	R_{yA}	R_{yA}	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 $M_y - M_x$ область допустимых значений при $N = 0.0$ кН.

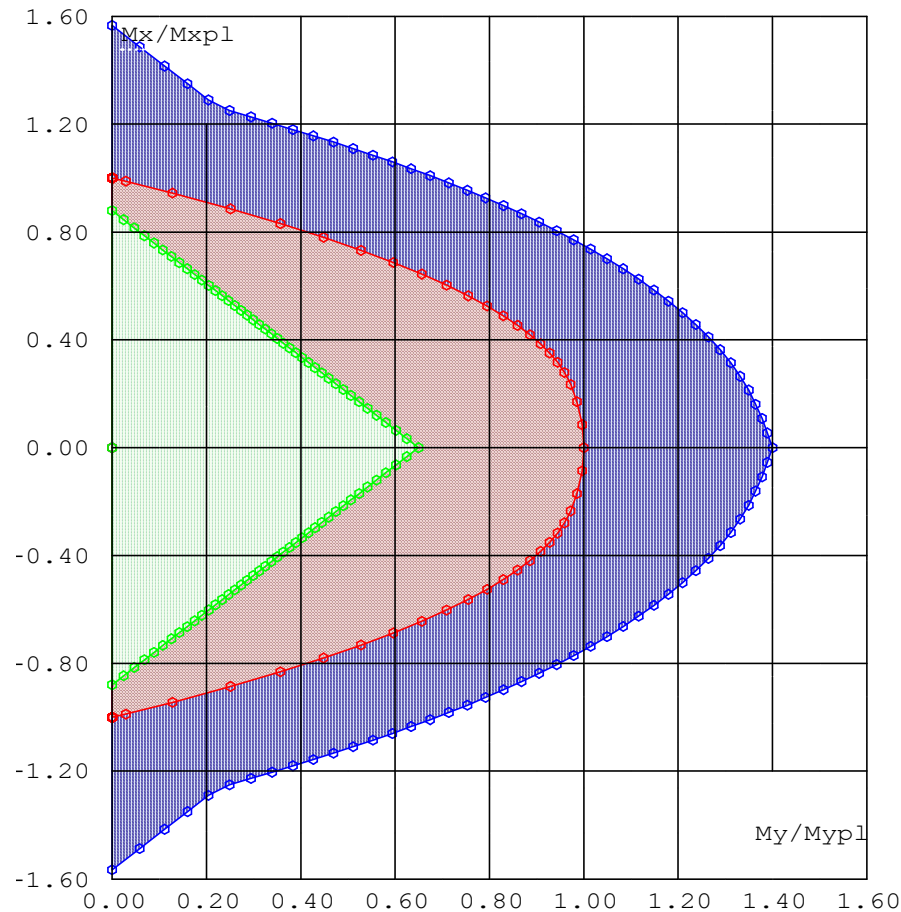


Таблица $M_y - M_x$

M_y	M_{xe1}	M_{xpl}	M_{xdg}	M_y	M_{xe1}	M_{xpl}	M_{xdg}
----	-----	-----	-----	----	-----	-----	-----
M_{yp1}	M_{xpl}	M_{xpl}	M_{xpl}	M_{yp1}	M_{xpl}	M_{xpl}	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

Поз. t309

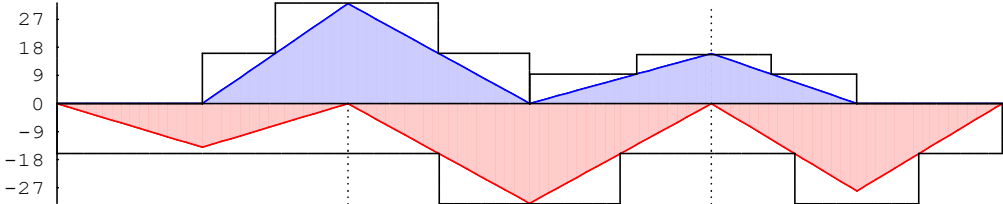
Конструирование арматуры в балке

Констр. арматуры

As [см2]

М = 1 :104

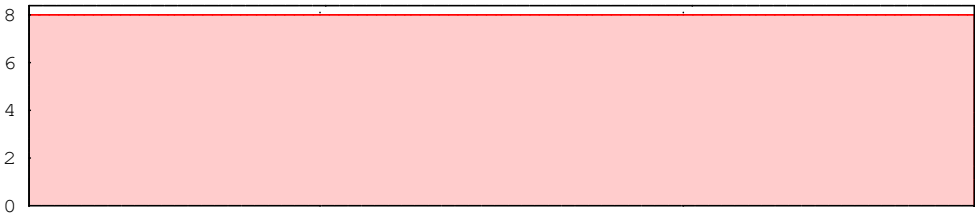
Продольная арматура



Asw/s [см2/м]

М = 1 :104

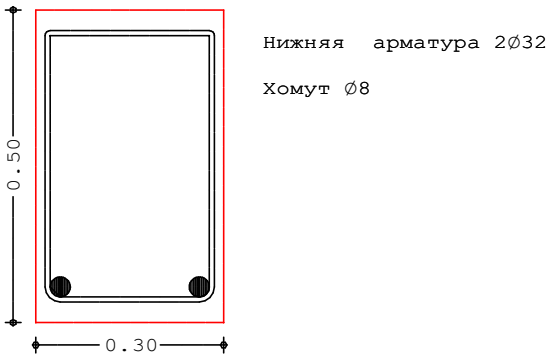
Поперечная арматура



Пролет 1

М = 1 :12

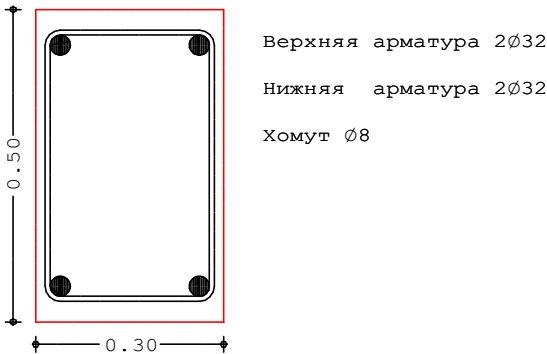
схема армирования сечения с координатой x = 0.00



Пролет 1

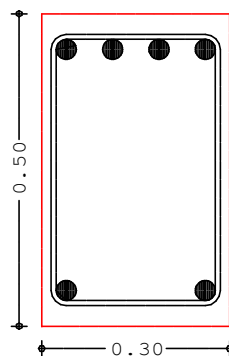
М = 1 :12

схема армирования сечения с координатой x = 2.00



Пролет 2
М = 1 :12

схема армирования сечения с координатой $x = 0.00$



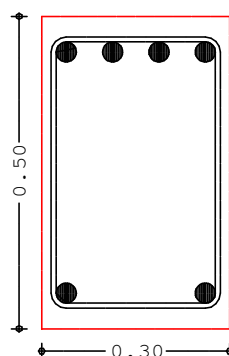
Верхняя арматура 4Ø32

Нижняя арматура 2Ø32

Хомут Ø8

Пролет 2
М = 1 :12

схема армирования сечения с координатой $x = 0.15$



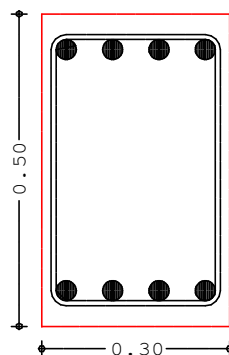
Верхняя арматура 4Ø32

Нижняя арматура 2Ø32

Хомут Ø8

Пролет 2
М = 1 :12

схема армирования сечения с координатой $x = 2.50$



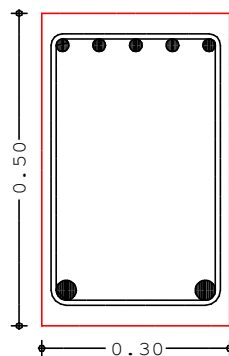
Верхняя арматура 4Ø32

Нижняя арматура 4Ø32

Хомут Ø8

Пролет 2
М = 1 :12

схема армирования сечения с координатой $x = 4.85$



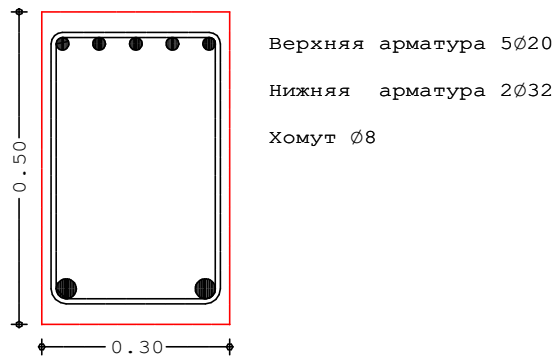
Верхняя арматура 5Ø20

Нижняя арматура 2Ø32

Хомут Ø8

Пролет 3
М = 1 :12

схема армирования сечения с координатой x = 0.00



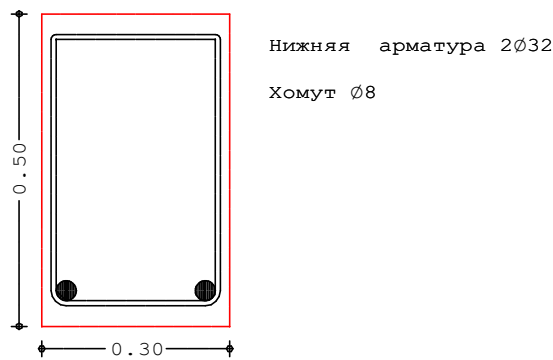
Пролет 3
М = 1 :12

схема армирования сечения с координатой x = 2.00



Пролет 3
М = 1 :12

схема армирования сечения с координатой x = 4.00



Продольн. арм.

пролёт	тип	кол.	ds	ряд	Asl	a	l
опора			[мм]		[см2]	[м]	[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
В	в	2	32	1	16.08	1.52	5.46
В	в	2	32	1	32.17	2.40	3.45
С	в	3	20	1	9.42	2.20	5.10
С	в	2	20	1	15.71	3.52	2.76

Длины приведены с учетом анкеровки

Хомуты

Пролёт	кол.	срез.	ds	s	Asw/s	a	l
			[мм]	[см]	[см2/м]	[м]	[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	

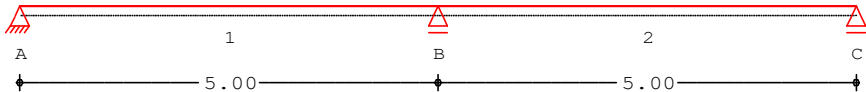
Расчет выполнен модулем 309 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

Поз. t310

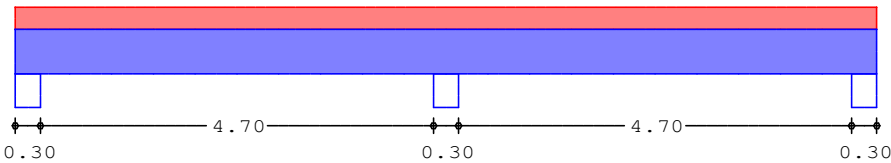
Двухпролетная балка

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

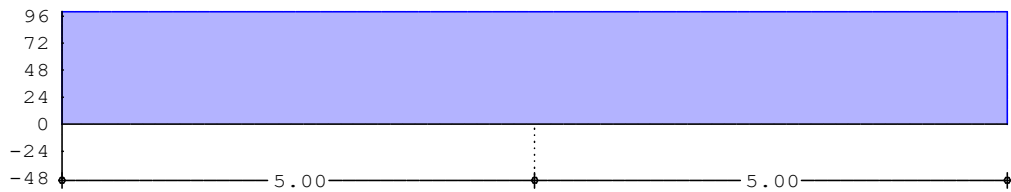
Характеристики
воздействий

№	γ _f	k ₁	учет С	группа О	знак несоч.	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

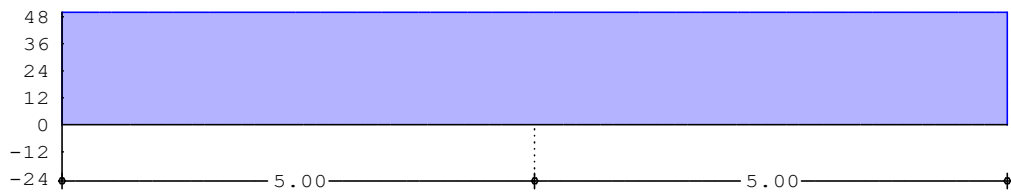
Нагружение

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



N.	Пролёт опора	a [м]	s [м]	р _л /Р [кН/м, кН, кНм]	р _п /М
Равномерн.	1 1-2			100.00	

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

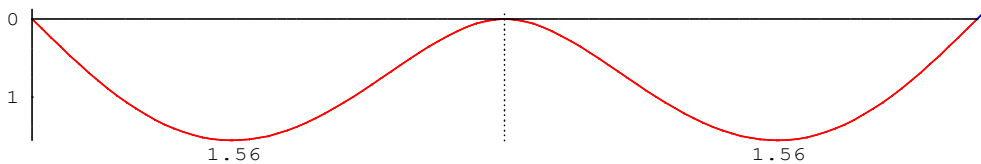


N.	Пролёт опора	a [м]	s [м]	р _л /Р [кН/м, кН, кНм]	р _п /М
Равномерн.	1 1-2			50.00	

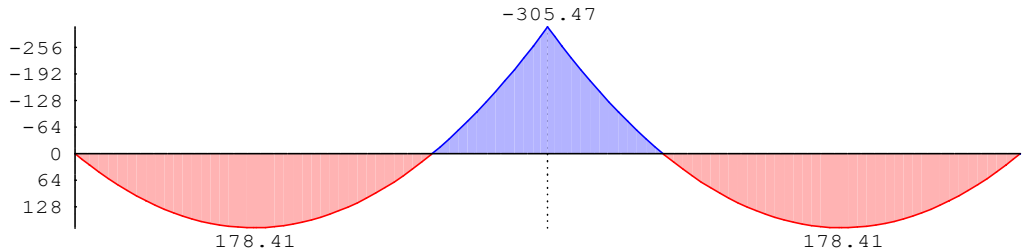
Усилия в сечении

по линейно упругой теории

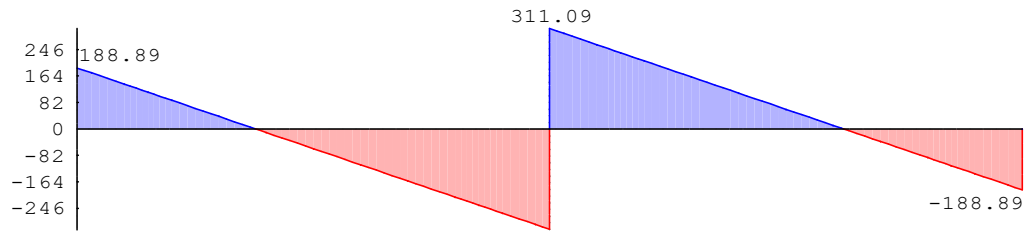
Нагружение 1 прогибы $f_{упр}$ [мм]
М = 1 :80



Нагружение 1 моменты $M_{упр}$ [кНм]
М = 1 :80



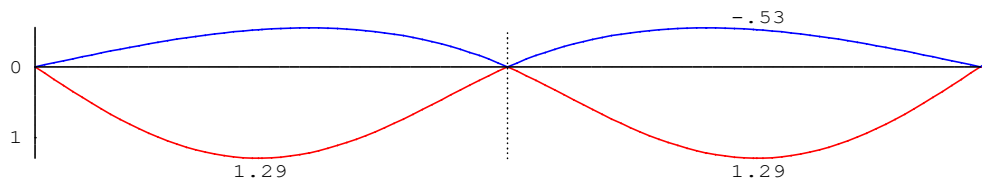
Нагружение 1 поперечные силы Qупр [кН]
М = 1 :80



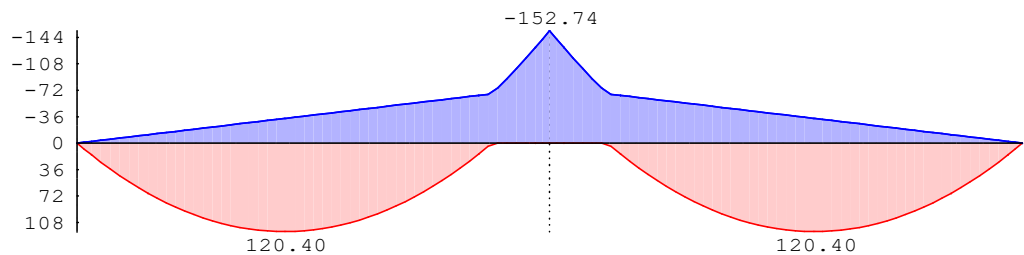
Нагружение 1

Пролёт	х [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 о	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 о	-259.96	-259.96	-296.10	-296.10
	5.00	-305.50	-305.50	-311.10	-311.10
2	0.00	-305.50	-305.50	311.10	311.10
	0.15 о	-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 о	27.21	27.21	-173.90	-173.90

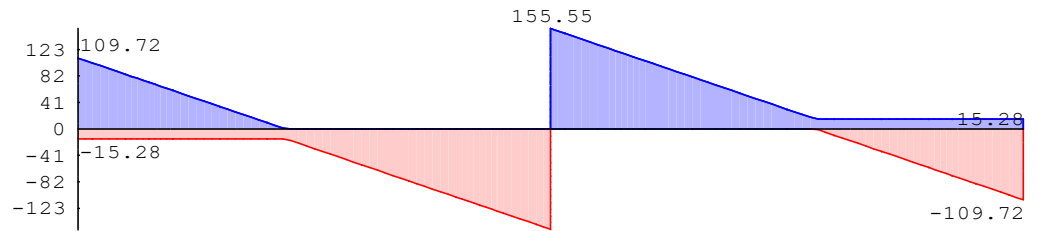
Нагружение 2 отгибающая прогибов fупр [мм]
М = 1 :80



Нагружение 2 отгибающая моментов Mупр [кНм]
М = 1 :80



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



Нагружение 2

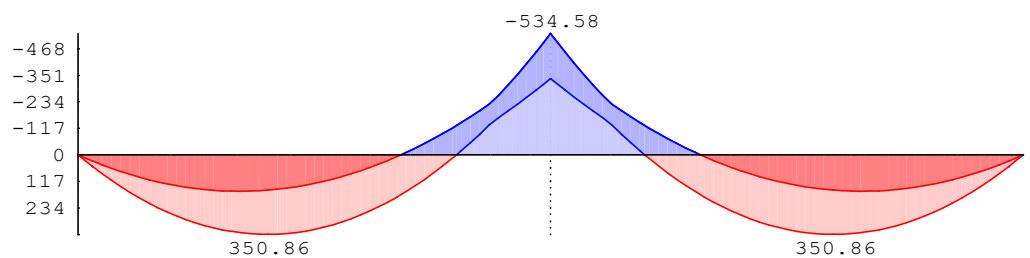
Пролёт	х	max M _{упр}	min M _{упр}	max Q _{упр}	min Q _{упр}
	[м]	[кНм]	[кНм]	[кН]	[кН]
1	0.00	0.00	-0.00	109.72	-15.28
	0.15 о	15.90	-2.29	102.22	-15.28
	1.25	98.06	-19.09	47.22	-15.28
	2.19 *	120.40	-33.52	0.93	-16.20
	2.50	118.06	-38.19	0.00	-30.55
	3.75	59.88	-57.28	0.00	-93.05
	4.85 о	0.00	-129.98	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 о	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 о	15.90	-2.29	15.28	-102.22

Реакции опор

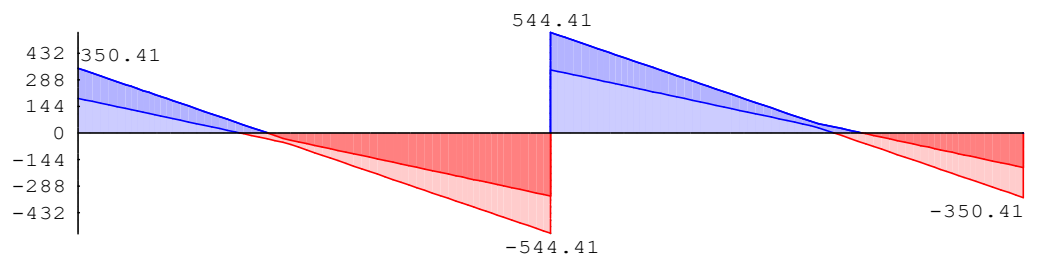
Нагружение	опора	max [кН]	min [кН]
1	A	188.90	188.90
	B	622.20	622.20
	C	188.90	188.90
2	A	109.72	-15.28
	B	311.10	0.00
	C	109.72	-15.28

PCY
Момент М [кНм]
М = 1 : 80

Сочетания усилий согласно СП 20.13330.2016
основные сочетания усилий



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



Пролёт	x	max M _{pcy}	min M _{pcy}	max Q _{pcy}	min Q _{pcy}
	[м]	[кНм]	[кНм]	[кН]	[кН]
1	0.00	0.00	0.00	350.43	187.93
	0.15 о	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 о	-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 о	-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 о	50.60	26.95	-171.43	-324.18

Сочетания
реакций в опорах

Сочетание	опора	max	min
		[кН]	[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 В 25 (тяжелый) . Арматурная сталь А500 .
Коэффициент условий работы бетона $\gamma_b = 0.90$
Профиль: сварной двутавр $h = 400$ мм
 $b = 200$ мм
 $t = 14$ мм
Сталь С 255 $s = 12$ мм
Коэффициент условий работы стали $\gamma_c = 1.00$

Нижняя арматура

Пролёт	x	M	h ₀	d	s/n	A _s	M _{пред}
	[м]	[кНм]	[мм]	[мм]	[мм]	[см ²]	[кНм]
1 п	2.00	351	179	12	295	4.5	691
2 п	3.00	351	179	12	295	4.5	691

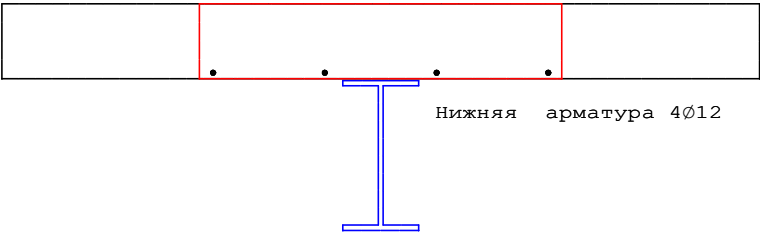
Верхняя арматура

Опо	x	l	M	h ₀	d	s	A _s	M _{пред}
ра	[м]	[м]	[кНм]	[мм]	[мм]	[мм]	[см ²]	[кНм]
В	-1.88	3.75	535	179	12	62	13.6	538

Длина стержней приведена с учетом анкеровки.

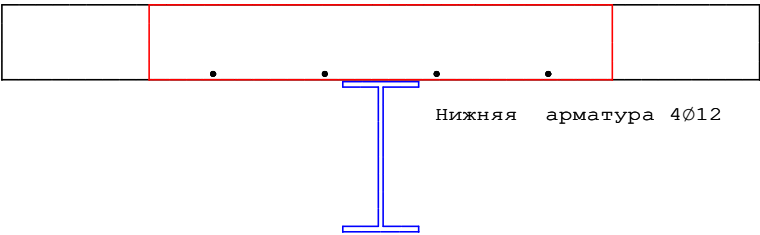
Опора А
М = 1 :20

схема армирования сечения



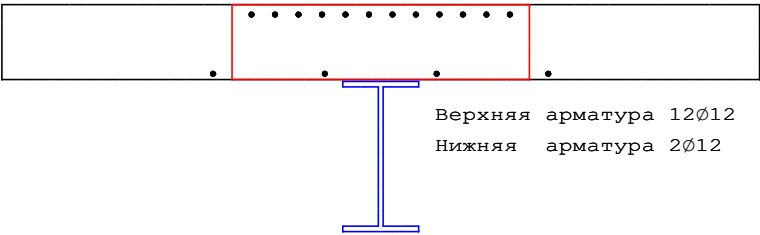
Пролет 1
М = 1 :20

схема армирования сечения с координатой x = 2.00



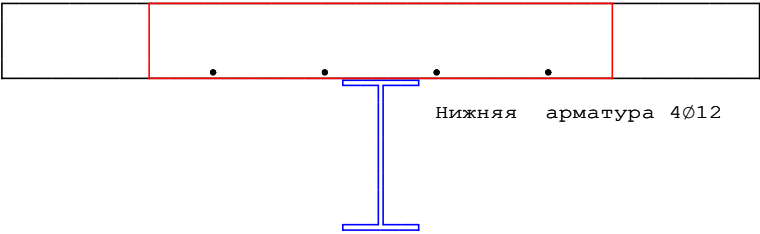
Опора В
М = 1 :20

схема армирования сечения



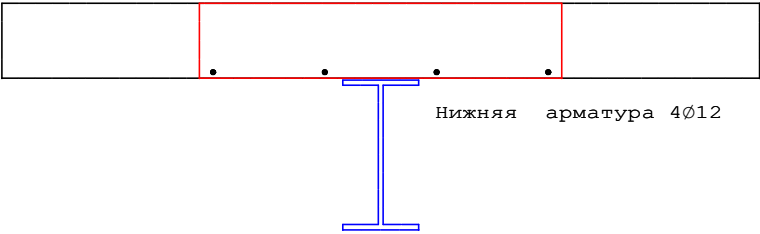
Пролет 2
М = 1 :20

схема армирования сечения с координатой x = 3.00



Опора С
М = 1 :20

схема армирования сечения



Проверка прочности

Коорд. x [м]	Усилия		Плита		Профиль		Кэфф. использ. нор. кас.
	My [кНм]	Qz [кН]	M [кНм]	N [кН]	M [кНм]		
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
 $a_{crc1}=0.40\text{мм}$ $a_{crc2}=0.30\text{мм}$

Нормальные трещины

Пролет	х	М	М _{crc}	М	а _{crc2}	Непрод. а _{crc1}
опора	[м]	[кНм]	[кНм]	[кНм]	[мм]	[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
В		458.2	113.6	359.0	0.242	0.314

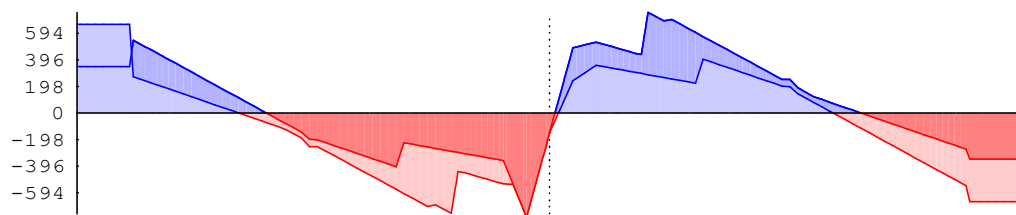
Соединение плиты

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	х	S	s	n	P
	[м]	[кН/м]	[мм]		[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
	0.14	420.1	80	1	428.4
2	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]
 $M = 1 : 80$

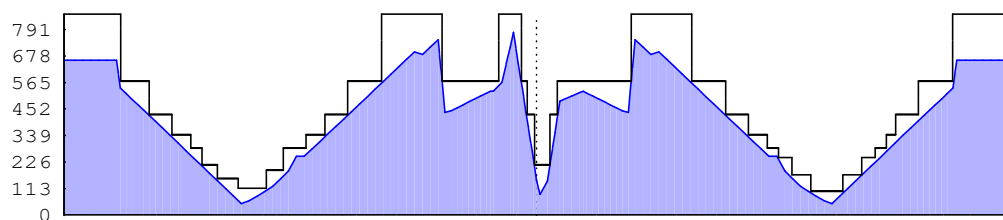
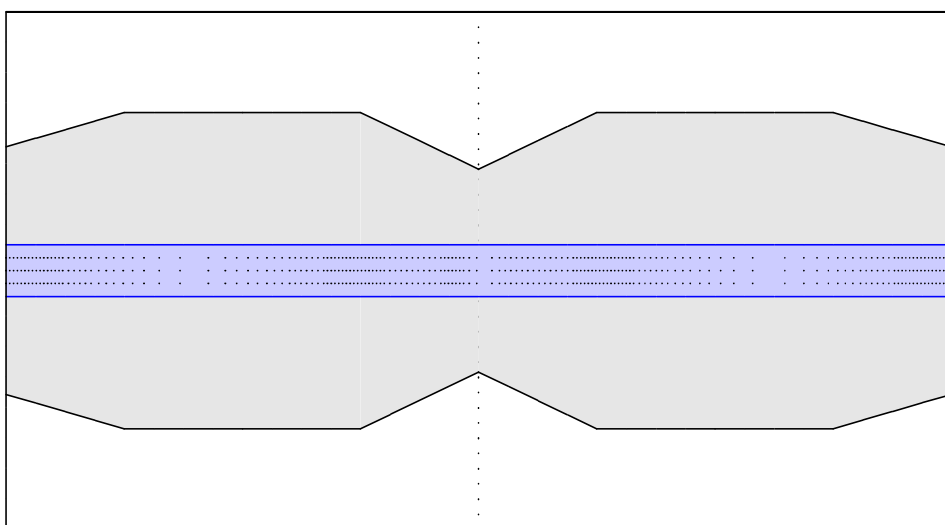
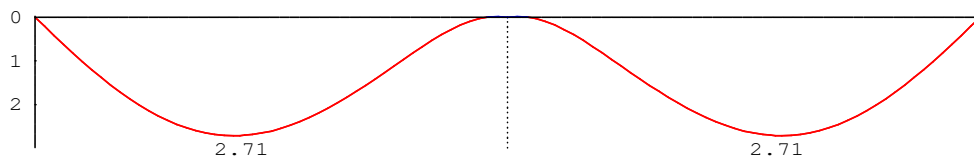


Схема установки гибких упоров и эффективная ширина плиты
 $M = 1 : 80$



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

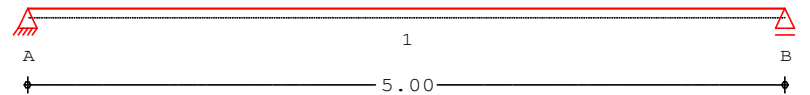
Расчет выполнен модулем 310 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

Поз. t311

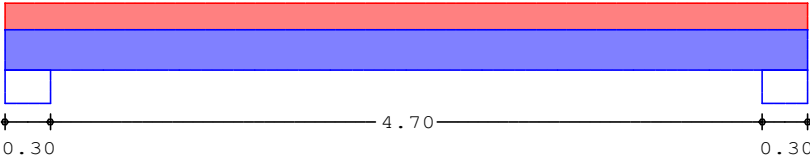
Двухпролетная балка

Расчётная схема

М = 1 :50



М = 1 :50



Размеры

Пролёт	l	b _п	h _п	b _р	h _р	EI
опора	[м]	[см]	[см]	[см]	[см]	[кН*м ²]
1	5.00	141.1	20.0	0.0	0.0	143797
A		109.9	20.0	0.0	0.0	133604
B		109.9	20.0	0.0	0.0	133604

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
2	Переменное	Категория В: офисные здания
		временная

Характеристики

№	γ _F	ξ	ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂	группа несоч.	знак
1	1.35	0.85					
2	1.50		0.70	0.50	0.30		

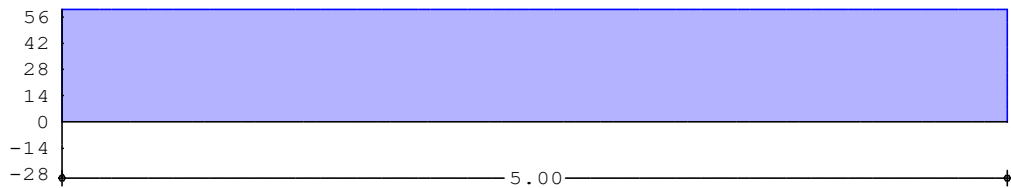
Коэффициент управления надежностью конструкции

Сочетание воздейст. по формуле (6.10) EN 1990

K_{FI}= 1.00

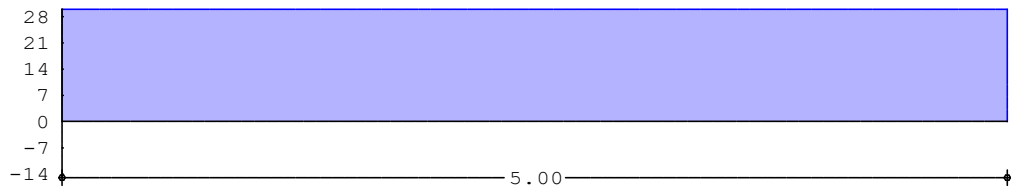
Нагружение

Нагружение 1 постоянные нагрузки $\gamma_f = 1.35$
М = 1 :40



	N.	Пролёт опора	a [м]	s [м]	р _л /Р [кН/м, кН, кНм]	р _п /М
Равномерн.	1	1			60.00	

Нагружение 2 кратковременные нагрузки $\gamma_f = 1.50$
М = 1 :40

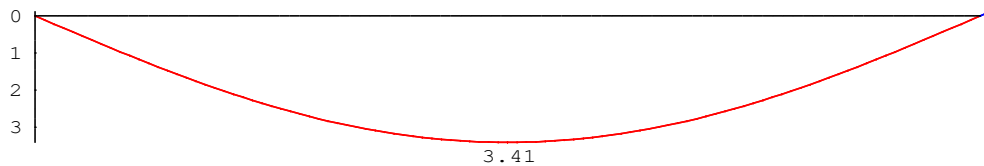


	N.	Пролёт опора	a [м]	s [м]	р _л /Р [кН/м, кН, кНм]	р _п /М
Равномерн.	1	1			30.00	

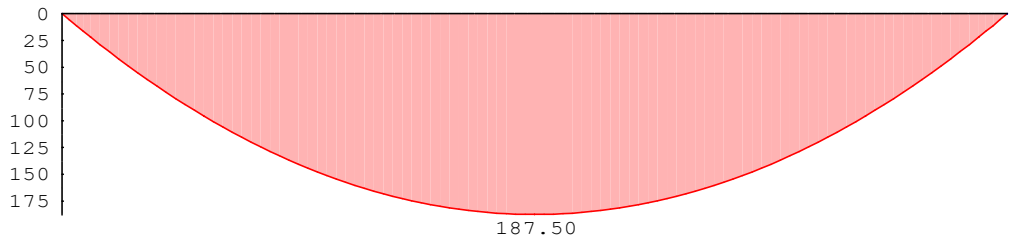
Усилия в сечении

по линейно упругой теории

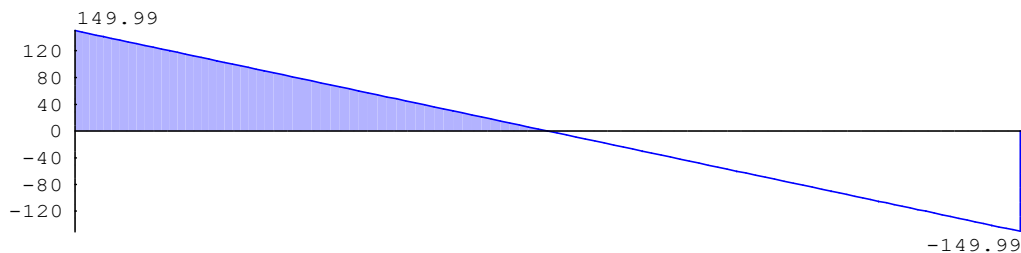
Нагружение 1 прогибы f_{упр} [мм]
М = 1 :40



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



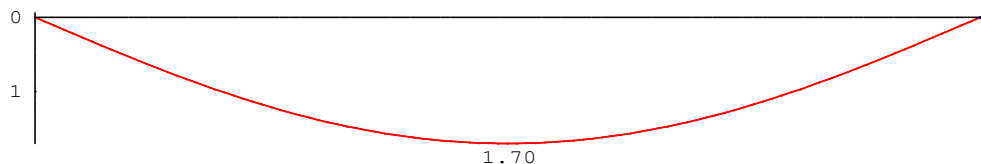
Нагружение 1 поперечные силы $Q_{упр}$ [кН]
 М = 1 :40



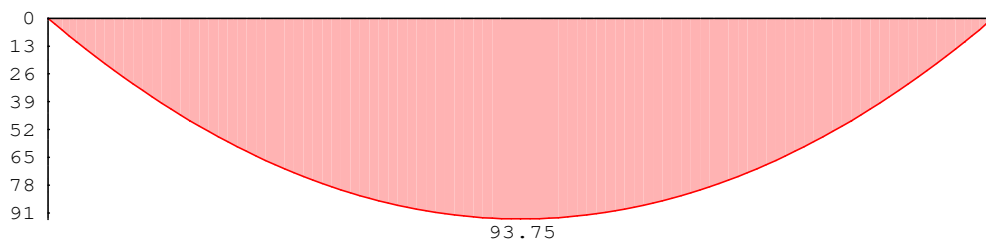
Нагружение 1

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	150.00	150.00
	0.15 о	21.82	21.82	141.00	141.00
	1.25	140.62	140.62	75.00	75.00
	2.50	187.50	187.50	0.00	0.00
	3.75	140.63	140.63	-75.00	-75.00
	4.85 о	21.83	21.83	-141.00	-141.00

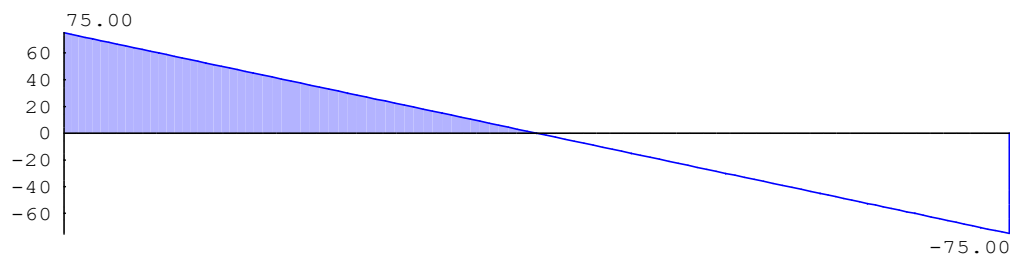
Нагружение 2 огибающая прогибов $f_{упр}$ [мм]
 М = 1 :40



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



Нагружение 2 огибающая поперечных сил $Q_{упр}$ [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 о	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 о	10.91	10.91	-70.50	-70.50

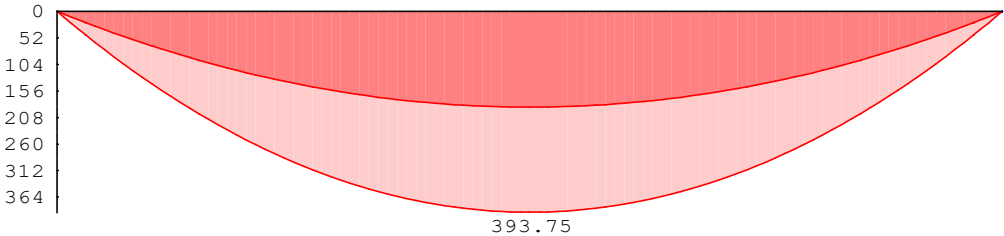
Реакции опор

Нагружение	опора	max [кН]	min [кН]
1	A	150.00	150.00
	B	150.00	150.00
2	A	75.00	75.00
	B	75.00	75.00

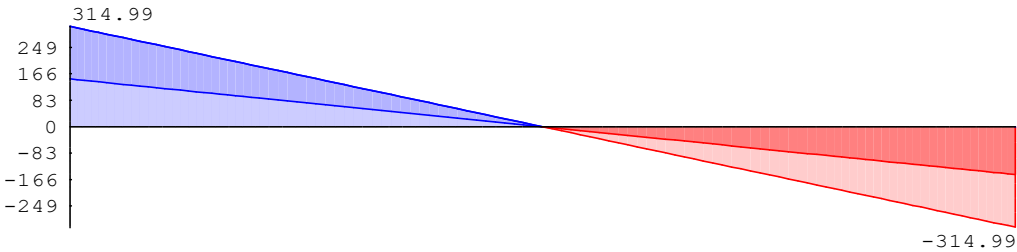
PCY

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



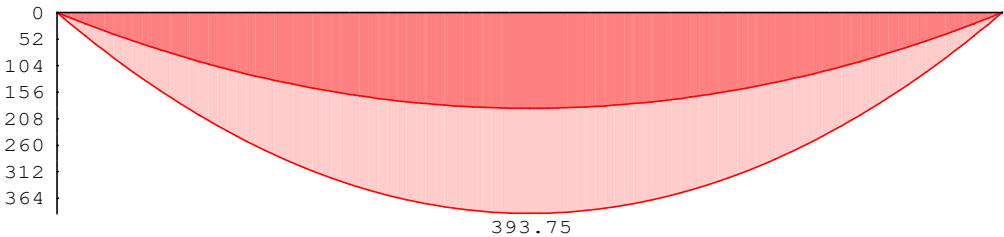
Пролёт	x [м]	max M _{pcy} [кНм]	min M _{pcy} [кНм]	max Q _{pcy} [кН]	min Q _{pcy} [кН]
1	0.00	0.00	0.00	315.00	150.00
	0.15 o	45.83	21.82	296.10	141.00
	1.25	295.31	140.62	157.50	75.00
	2.50 *	393.75	187.50	-0.00	-0.00
	3.75	295.31	140.63	-75.00	-157.50
	4.85 o	45.83	21.83	-141.00	-296.10

Сочетания
реакций в опорах

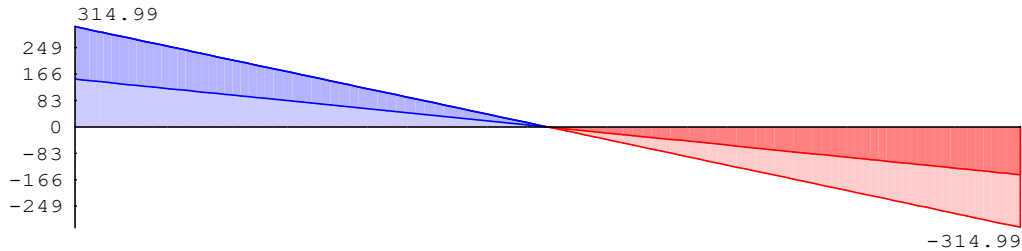
Сочетание	опора	max [кН]	min [кН]
основные PCY	A	315.00	150.00
	B	315.00	150.00

Момент M [кНм]
M = 1 :40

Результаты после перераспределения моментов.
основные сочетания усилий



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



Пролёт	x	max M _{pcy}	min M _{pcy}	max Q _{pcy}	min Q _{pcy}
	[м]	[кНм]	[кНм]	[кН]	[кН]
1	0.00	0.00	0.00	315.00	150.00
	0.15 о	45.83	21.82	296.10	141.00
	1.25	295.31	140.62	157.50	75.00
	2.50 *	393.75	187.50	-0.00	-0.00
	3.75	295.31	140.63	-75.00	-157.50
	4.85 о	45.83	21.83	-141.00	-296.10

Сочетания
реакций в опорах

Сочетание	опора	max	min
		[кН]	[кН]
основные РСУ	А	315.00	150.00
	В	315.00	150.00

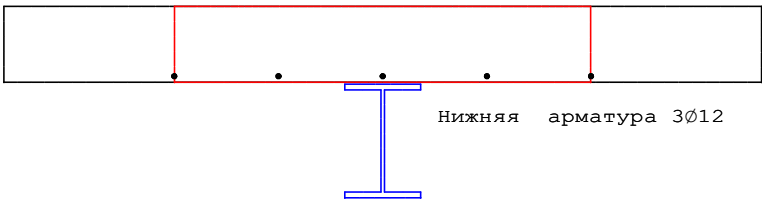
Расчёт по прочности По EN 1992-1-1 с использованием параболической диаграммы состояния бетона и EN 1994-1-1.
Бетон C25/30. Арматурная сталь S400.
Частный коэффициент для бетона $\gamma_c = 1.50$
Частный коэффициент для арматуры $\gamma_s = 1.15$
Профиль: двутавр широкополочный, ГОСТ Р 57837-2017 30Ш2 Сталь С 255.
Частный коэффициент для стали $\gamma_m = 1.00$

Нижняя арматура

Пролёт	x	M	h ₀	d	s/n	A _s	M _{пред}
	[м]	[кНм]	[мм]	[мм]	[мм]	[см ²]	[кНм]
1 п	2.50	394	179	12	275	5.7	552

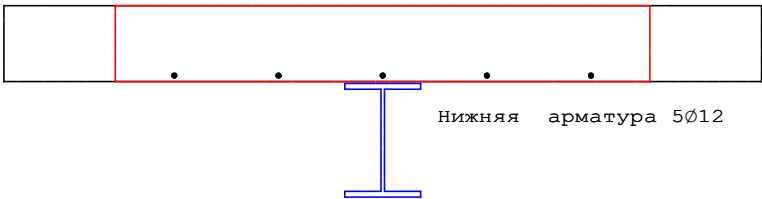
Опора А
М = 1 :20

схема армирования сечения



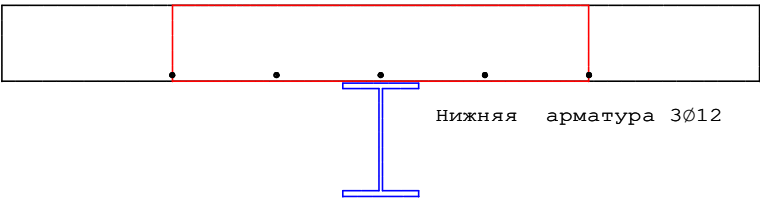
Пролет 1
М = 1 :20

схема армирования сечения с координатой x = 2.50



Опора В
М = 1 :20

схема армирования сечения



Проверка прочности

Коорд. х [м]	Усилия		Плита		Профиль		Кoeff.	
	My [кНм]	Qz [кН]	M [кНм]	N [кН]	M [кНм]	использ. нор. кас.		
0.00	0.0	315.0	0.0	0.0	-0.0	0.00	0.94	
1.25	295.3	157.5	33.1	771.4	69.5	0.53	0.47	
2.50	393.8	-0.0	43.1	1029.2	93.5	0.71	0.00	
3.75	295.3	-157.5	33.1	771.4	69.5	0.53	0.47	
5.00	0.0	-315.0	0.0	0.0	-0.0	0.00	0.94	

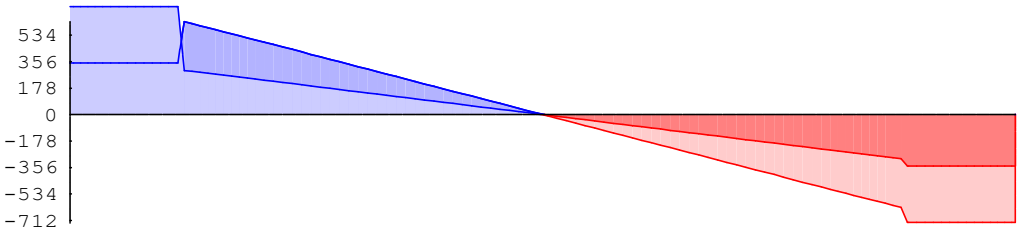
Соединение плиты

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	х [м]	S [кН/м]	s [мм]	n	P [кН/м]
1	0.00	726.5	40	25	754.0
	1.00	496.1	60	6	502.7
	1.36	376.0	80	3	377.0
	1.60	296.9	100	2	301.6
	1.80	231.0	120	1	251.3
	1.92	191.4	140	1	215.4
	2.06	145.3	200	1	150.8
	2.26	79.2	380	1	79.4
	2.64	125.5	240	1	125.7
	2.88	178.3	160	1	188.5
	3.04	217.8	120	1	251.3
	3.16	283.8	100	2	301.6
	3.36	362.8	80	3	377.0
	3.60	502.6	60	7	502.7
	4.02	726.5	40	24	754.0

Общее количество гибких упоров 237 штук

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



Несущая способность гибких упоров Р [кН/м]
М = 1 :40

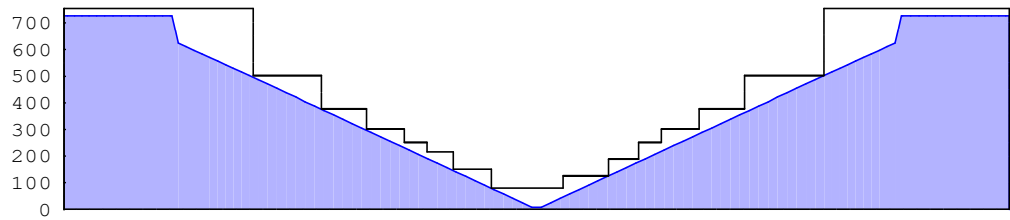
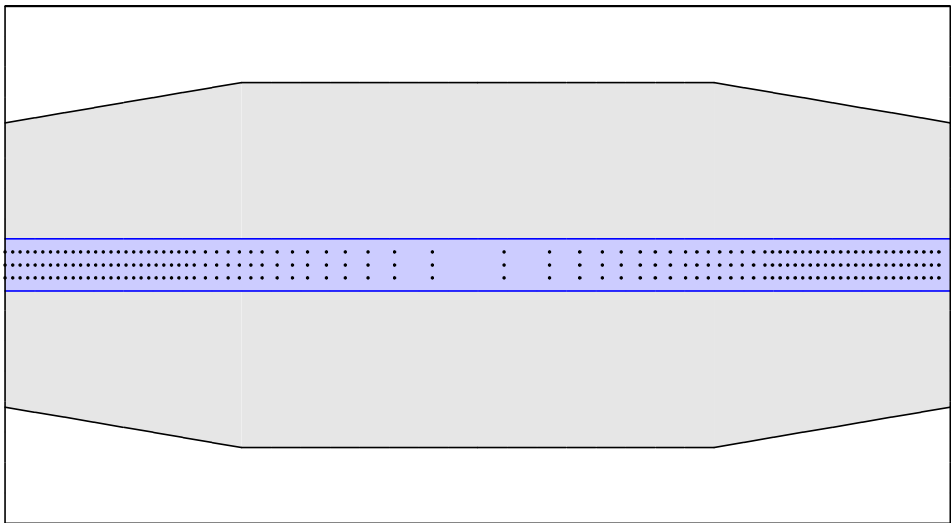
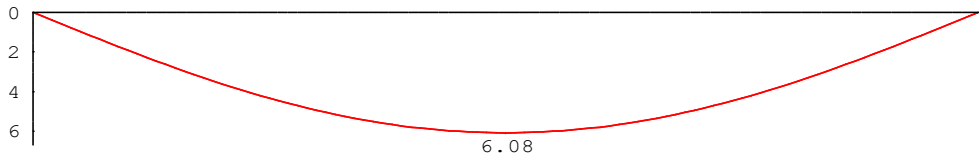


Схема установки гибких упоров и эффективная ширина плиты
М = 1 :40



Прогибы [мм]
М = 1 :40



Прогибы

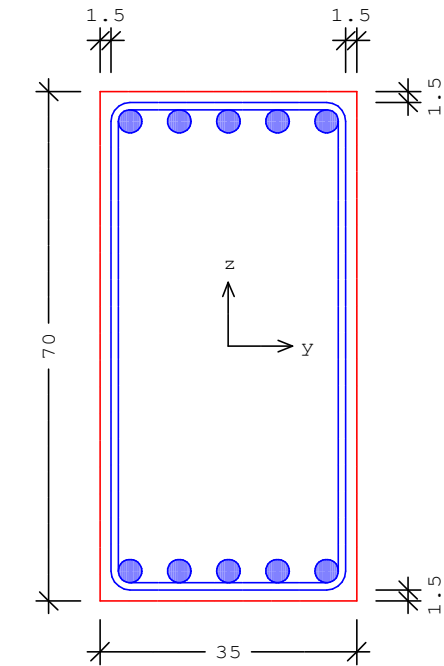
Пролет	x [м]	w ₀ [мм]	M [кНм]	1000/r [1/м]	w ₁ [мм]	w [мм]
1	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00
	1.25	0.00	210.9	1.74	4.33	4.33
	2.50 *	0.00	281.2	2.34	6.08	6.08
	3.75	0.00	210.9	1.74	4.33	4.33
	5.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00

Расчет выполнен модулем 311 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

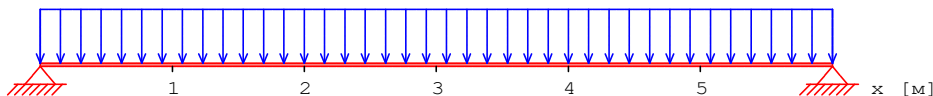
Поз. t313

Расчет ж/б балки по огнестойкости

Расчётная схема	Длина балки	l	=	6.00	м
	Закрепление краев балки			шарнирное	
Сечение	Ширина	b	=	35.0	см
	Высота	h	=	70.0	см
Верхняя арматура	Диаметр крайних стержней	$d_{s,kr}$	=	32	мм
	Диаметр проежут. стержней	$d_{s,np}$	=	32	мм
	Число проежут. стержней	n_{np}	=	3	-
Нижняя арматура	Диаметр крайних стержней	$d_{s,kr}$	=	32	мм
	Диаметр проежут. стержней	$d_{s,np}$	=	32	мм
	Число проежут. стержней	n_{np}	=	3	-
Поперечная арматура	Диаметр	d_{sw}	=	10	мм
	Число ветвей	n_w	=	2	-
	Шаг	s_w	=	10	см
	Погонная площадь	A_{sw} / s_w	=	15.71	см2/м
	Защитный слой сверху	$a_{зв}$	=	15	мм
	снизу	$a_{зн}$	=	15	мм
	сбоку	$a_{зб}$	=	15	мм



Нагрузки	Распределенная нагрузка	q	=	50.00	кН/м



Расчёт

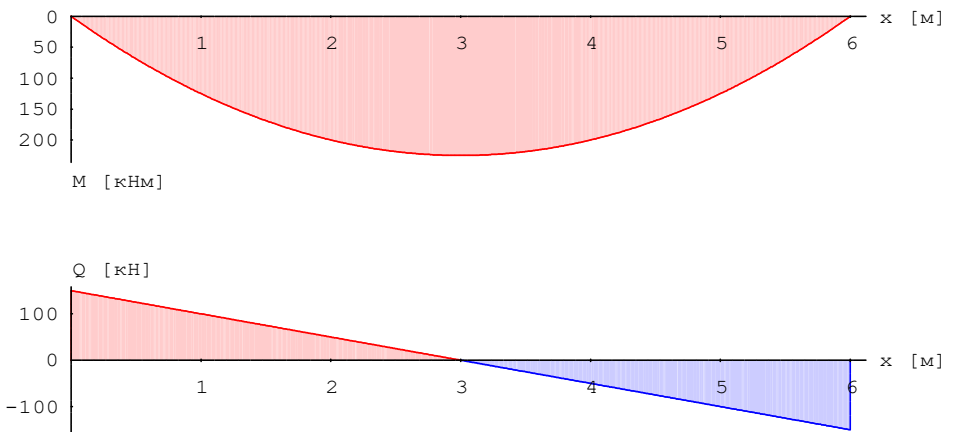
Согласно СП 468.1325800.2019, СП 63.13330.2018
Изменение температуры среды при пожаре принимается
согласно ГОСТ 30247.0-94

Бетон	В 30 (тяжелый)
на силикатном заполнителе	
Плотность бетона	ρ = 2300 кг/м3
Бетон сухой	
Продольная арматура	A500
Поперечная арматура	A500
Сопровствления при нормальной температуре	
	R_{bn} = 22.00 МПа
	R_{btn} = 1.75 МПа
	R_{sn} = 500 МПа
	R_{sc} = 400 МПа
	R_{sw} = 300 МПа

Линейный расчёт усилий в балке при нормальной температуре

Усилия

x	M	Q
[м]	[кНм]	[кН]
0.00	0.0	150.0
0.50	68.8	125.0
1.00	125.0	100.0
1.50	168.8	75.0
2.00	200.0	50.0
2.50	218.8	25.0
3.00	225.0	0.0
3.50	218.8	-25.0
4.00	200.0	-50.0
4.50	168.8	-75.0
5.00	125.0	-100.0
5.50	68.8	-125.0
6.00	0.0	-150.0



Проверка прочности балки при пожаре

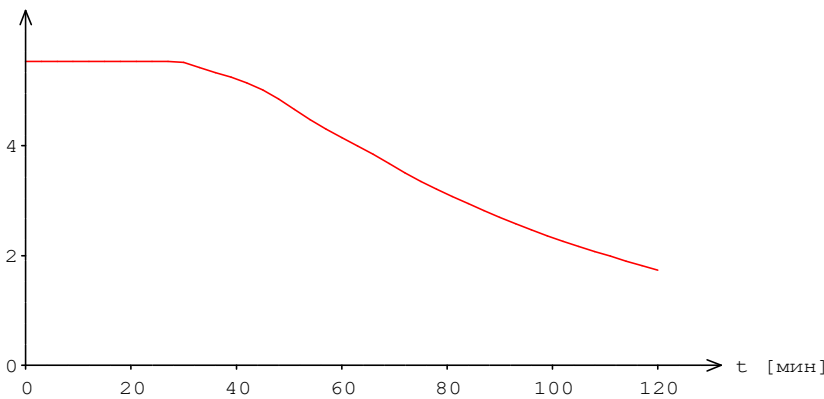
Рассматривается трёхсторонний нагрев балки

Коэффициент
запаса прочности

t	T среды	γ_u
[мин]	[°C]	
0	20	5.536
3	502	5.537
6	603	5.537
9	663	5.536
12	705	5.536

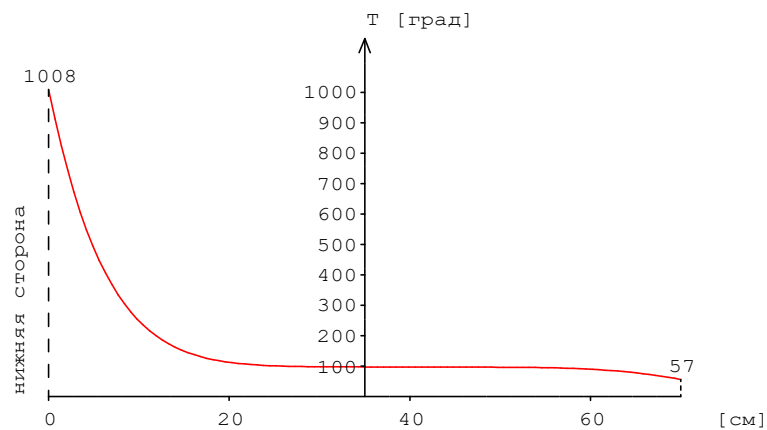
15	739	5.536
18	766	5.535
21	789	5.535
24	809	5.534
27	826	5.534
30	842	5.517
33	856	5.421
36	869	5.330
39	881	5.245
42	892	5.139
45	902	5.013
48	912	4.847
51	921	4.656
54	930	4.474
57	938	4.306
60	945	4.148
63	953	3.996
66	960	3.842
69	966	3.673
72	973	3.503
75	979	3.347
78	985	3.207
81	990	3.072
84	996	2.941
87	1001	2.815
90	1006	2.692
93	1011	2.577
96	1016	2.466
99	1020	2.359
102	1025	2.261
105	1029	2.167
108	1033	2.076
111	1037	1.987
114	1041	1.900
117	1045	1.816
120	1049	1.733

Коэффициент запаса прочности γ_u

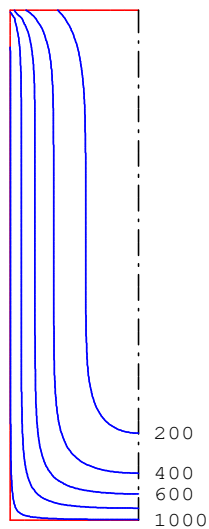


Температурное поле при $t = 120$ мин

Температура Т на вертикальной оси



Изотермы



Температура
верхней арматуры

у [см]	z [см]	Т [°С]
-13.40	30.90	464.1
-6.70	30.90	145.3
0.00	30.90	74.7
6.70	30.90	145.3
13.40	30.90	464.1

Температура
нижней арматуры

у [см]	z [см]	Т [°С]
-13.40	-30.90	759.7
-6.70	-30.90	590.7
0.00	-30.90	556.3
6.70	-30.90	590.7
13.40	-30.90	759.7

Проверка прочности при действии изгибающего момента при t = 120 мин

Расчётный момент $M_1 = 225.0$ кНм

Условие прочности $M_1 / M_{u1} = 225.0 / 390.0 = 0.577 \leq 1$
 $\gamma_u = 1.733$ -

Сжатая зона при действии $M_{u1} = 390.0 \text{ кНм}$



Деформации бетона
в углах сечения

Максимальная деформация			Минимальная деформация		
ϵ	σ	T	ϵ	σ	T
[%.]	[МПа]	[°C]	[%.]	[МПа]	[°C]
53.02	0.00	1037	-3.91	-0.82	749

Деформации арматуры

Максимальная деформация			Минимальная деформация		
ϵ	σ	T	ϵ	σ	T
[%.]	[МПа]	[°C]	[%.]	[МПа]	[°C]
49.69	74.2	760	-0.58	-94.4	464

Проверка прочности при действии поперечной силы при $t = 120$ мин

Глубина прогрева снизу	a_{tn}	=	4.84	см
сбоку	a_{tb}	=	4.54	см
Критическая температура	$T_{b,cr}$	=	500	°C

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

Расчётная ширина сечения	b_t	=	25.9	см
Рабочая высота при $M < 0$	h_{0-}	=	61.1	см
при $M > 0$	h_{0+}	=	65.9	см
Температура хомутов	T	=	939.8	°C
Расчётное сопротивление	$R_{sw}\gamma_{st}$	=	0	МПа

Условие прочности бетонной полосы между наклонными сечениями

$$Q_{max} / \phi_{b1} R_{bn} b_t h_0 = 150.0 / 1126.9 = 0.133 \leq 1$$

при $h_0 = 65.9 \text{ см}$

Условие прочности по наклонному сечению в левой приопорной части

$$Q / (Q_b + Q_{sw}) = 84.0 / (224.1 + 0.0) = 0.375 \leq 1$$

при $x = 1.32 \text{ м}$, $s = 131.8 \text{ см}$, $h_0 = 65.9 \text{ см}$
 Арматура не учитывается согласно СП 63, 8.1.33

Условие прочности по наклонному сечению в правой приопорной части

$$Q / (Q_b + Q_{sw}) = 84.0 / (224.1 + 0.0) = 0.375 \leq 1$$

при $x = 4.68 \text{ м}$, $s = 131.8 \text{ см}$, $h_0 = 65.9 \text{ см}$
 Арматура не учитывается согласно СП 63, 8.1.33

Огнестойкость балки обеспечена

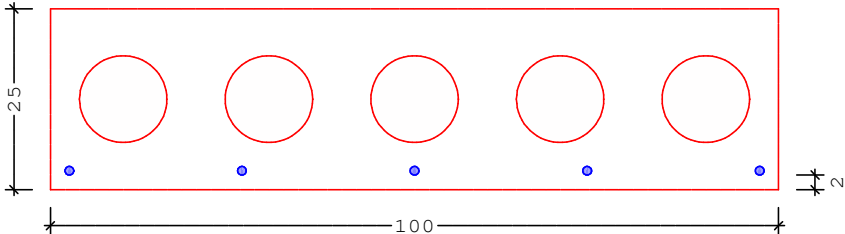
Расчет выполнен модулем 313 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

Поз. t315

Многopустотная 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 _{сн}	=	12	мм
Число стержней	n _{сн}	=	5	-
Защитный слой	a _{зн}	=	20	мм
Расстояние до ц.т. арматуры	a _н	=	2.60	см
Площадь арматуры	A _{сн}	=	5.65	см ²



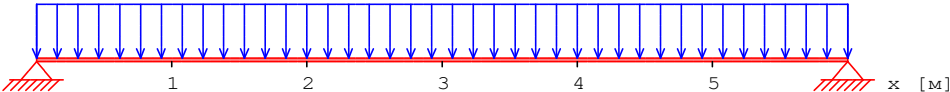
Расчётная схема

Длина плиты	L	=	6.00	м
Закрепление краёв плиты				шарнирное

Распределённая нагрузка

расчётная	q	=	10.00	кН/м
нормативная	q _н	=	8.00	кН/м
длительн.часть норм.нагрузки	q _{н1}	=	4.00	кН/м

Расчётная нагрузка

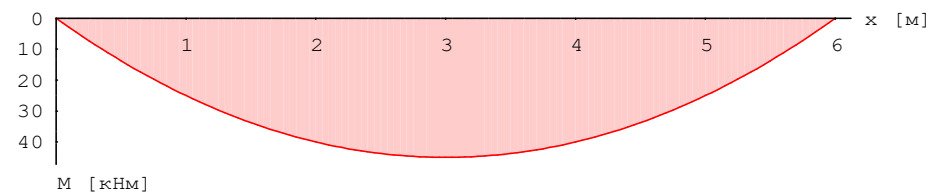


Расчёт

Согласно СП 63.13330.2018 (с изменениями №1, №2)				
Расчёт на основе нелинейной деформационной модели				
Бетон	В 25 (тяжелый)			
Коэффициент условий работы	γ _b	=	0.900	-
Влажность воздуха окружающей среды		от	40% до 75%	
Коэффициент ползучести	Φ _{b, cr}	=	2.50	-
Сопротивление бетона	γ _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



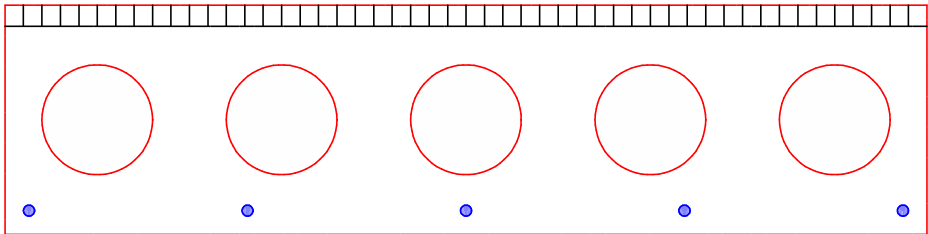
Изгибающий момент от расчётной нагрузки

 $M_+ = 45.0$ 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

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

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

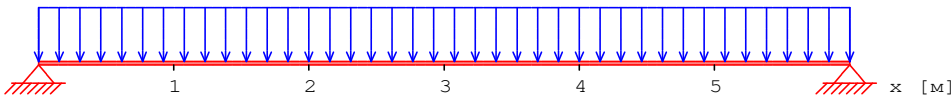
Условие прочности

 $M_+ / M_{u+} = 45.0 / 52.6 = 0.855 \leq 1$

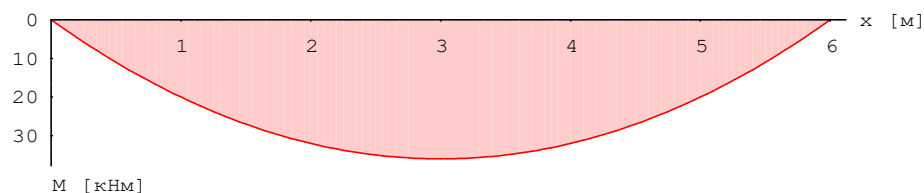
Прочность плиты обеспечена

Проверка трещиностойкости плиты

Нормативная нагрузка



Изгибающий момент от нормативной нагрузки

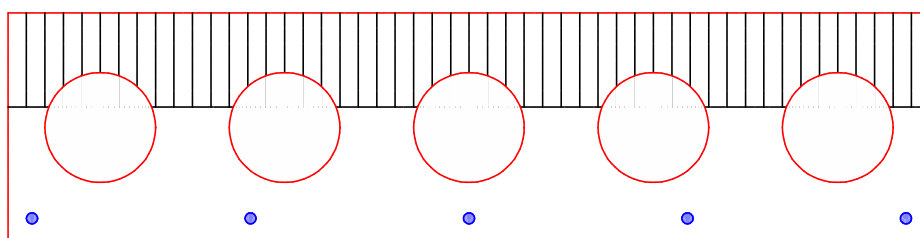


Изгибающий момент от нормативной нагрузки $M_{n+} = 36.0$ кНм

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

$$A_{bt} = 1250.0 - 280.9 = 969.1 \text{ см}^2$$

Площадь растянутой арматуры $A_{st} = 5.65 \text{ см}^2$

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 $M_{n1+} = 18.0$ кНм

Ширина раскрытия трещин на уровне нижней арматуры

$\sigma_{s,crc}$ [МПа]	σ_s [МПа]	σ_{s1} [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

$$D = 0.85 E_b I_{red} = 32.989 \text{ МНм}^2$$

при продолжительном действии нагрузки

$$D_1 = E_b I_{red} / (1 + \Phi_{b,cr}) = 11.762 \text{ МНм}^2$$

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

Кривизны

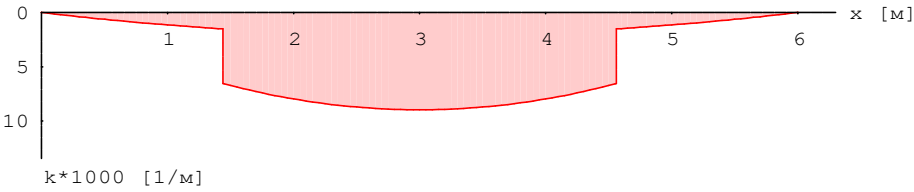
Кривизны (8.140)			Кривизны (8.141)		
x	k ₁	k ₂	k ₁	k ₂	k ₃
[м]	[1/м]	[1/м]	[1/м]	[1/м]	[1/м]
0.00	0.00000	0.00000			
0.67	0.00022	0.00060			
1.33	0.00038	0.00106			
2.00*			0.00717	0.00359	0.00439
2.67*			0.00797	0.00398	0.00488
3.33*			0.00797	0.00398	0.00488
4.00*			0.00717	0.00359	0.00439
4.67	0.00038	0.00106			
5.33	0.00022	0.00060			
6.00	0.00000	0.00000			

* сечение с трещиной в растянутой зоне

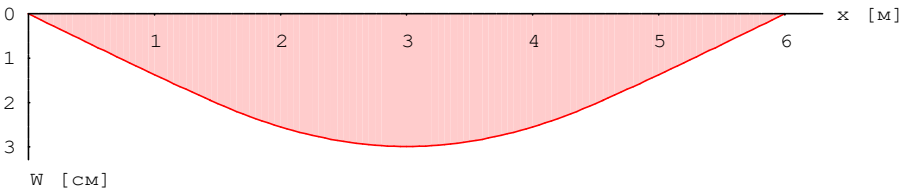
Момент, кривизна
и прогиб

x	M _n	M _{n1}	k	W
[м]	[кНм]	[кНм]	[1/м]	[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

$$W_{\max} / W_u = 2.99 / 4.00 = 0.748 \leq 1$$

Прогиб плиты не превышает предельный прогиб

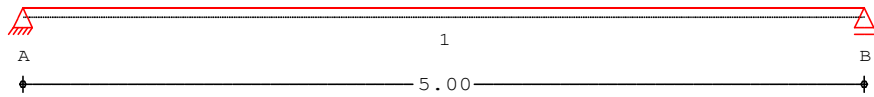
Расчет выполнен модулем 315 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

Поз. t320 1

Однопролетная балка

Расчётная схема

М = 1 :45

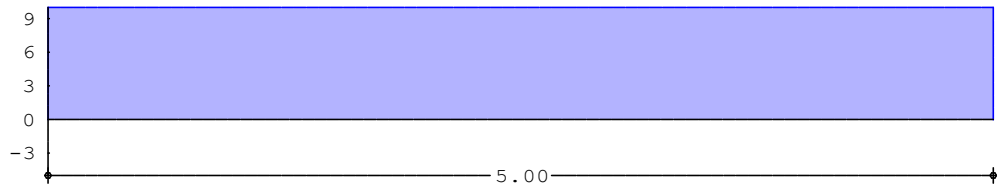


Воздействия

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

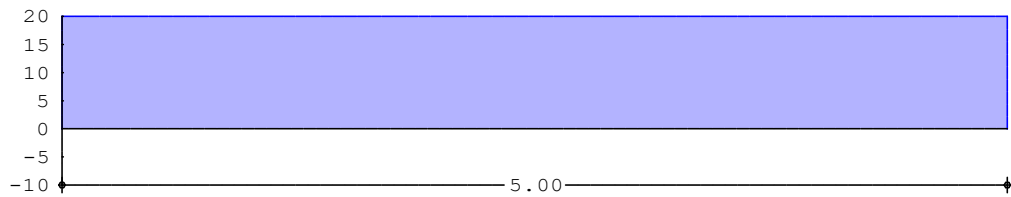
Нагружение

Нагружение 1 постоянные нагрузки $\gamma_f = 1.05$
М = 1 :40



	N.	Пролёт опора	a [м]	s [м]	p_d/P [кН/м, кН, кНм]	p_n/M
Равномерн.	1	1			10.00	

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

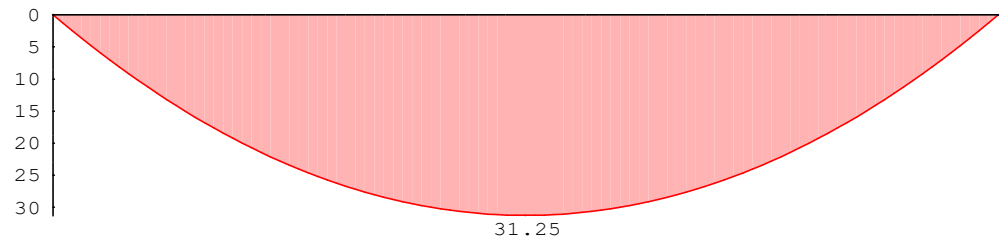


	N.	Пролёт опора	a [м]	s [м]	p_d/P [кН/м, кН, кНм]	p_n/M
Равномерн.	1	1			20.00	

Усилия в сечении по линейно упругой теории

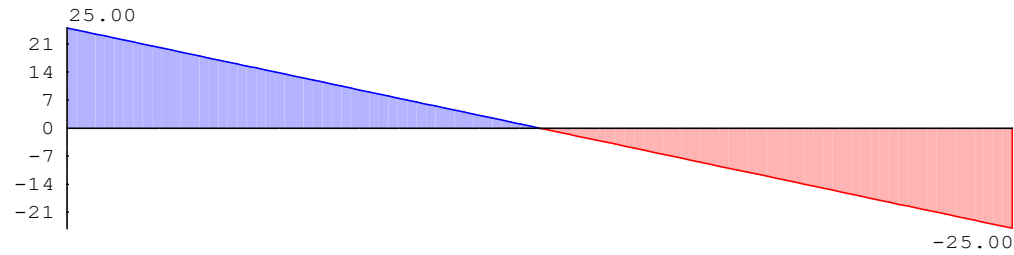
Нагружение 1
М = 1 :40

моменты $M_{yпр}$ [кНм]



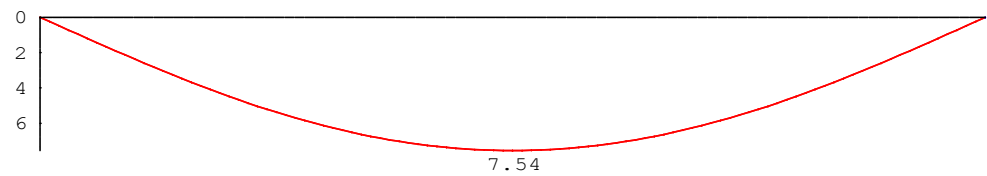
Нагружение 1
М = 1 :40

поперечные силы $Q_{yпр}$ [кН]



Нагружение 1
М = 1 :40

прогибы $f_{yпр}$ [мм]

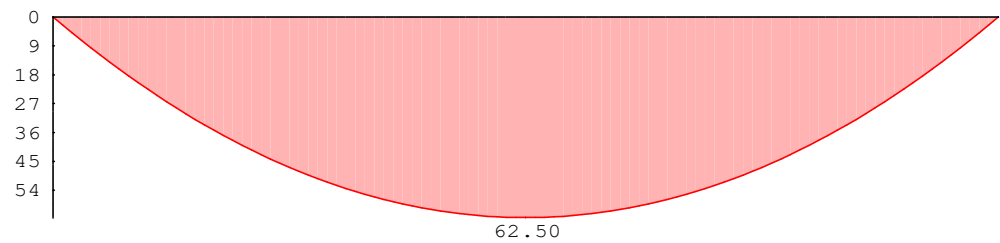


Нагружение 1

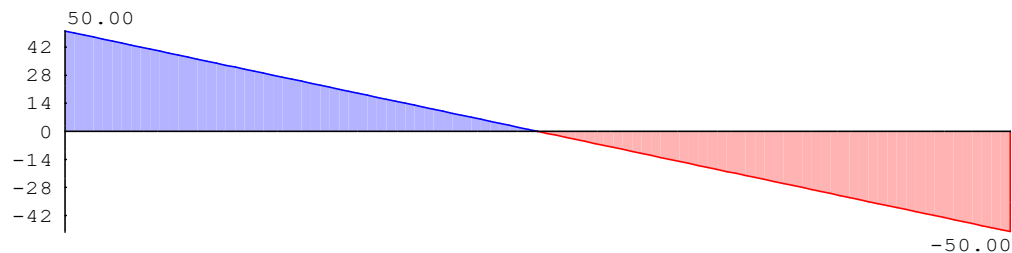
Пролет	x [м]	max			min		
		M_1 [кНм]	Q_1 [кН]	w_1 [мм]	M_1 [кНм]	Q_1 [кН]	w_1 [мм]
1	0.00	0.00	25.00	0.00	0.00	25.00	0.00
1	1.25	23.44	12.50	5.37	23.44	12.50	5.37
1	2.50*	31.25	0.00	7.54	31.25	0.00	7.54
1	3.75	23.44	-12.50	5.37	23.44	-12.50	5.37
1	5.00	0.00	-25.00	0.00	0.00	-25.00	0.00

Нагружение 2
М = 1 :40

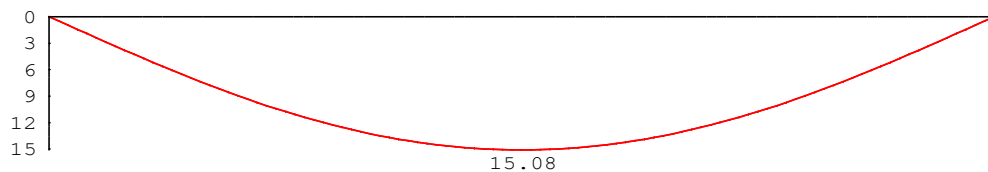
огibaющая моментов $M_{yпр}$ [кНм]



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



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



Нагружение 2

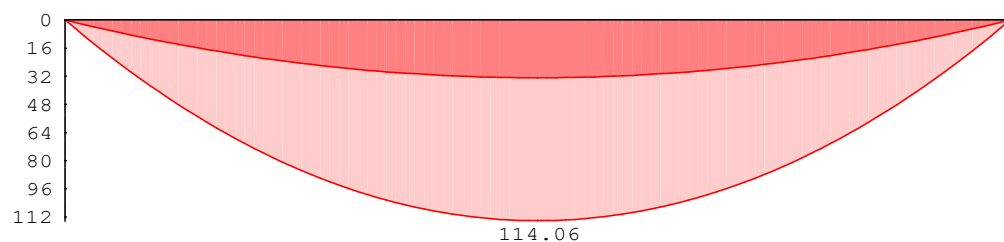
Пролет	х [м]	max			min		
		M_2 [кНм]	Q_2 [кН]	w_2 [мм]	M_2 [кНм]	Q_2 [кН]	w_2 [мм]
1	0.00	0.00	50.00	0.00	0.00	50.00	0.00
1	1.25	46.88	25.00	10.75	46.88	25.00	10.75
1	2.50*	62.50	0.00	15.08	62.50	0.00	15.08
1	3.75	46.88	-25.00	10.75	46.88	-25.00	10.75
1	5.00	0.00	-50.00	0.00	0.00	-50.00	0.00

Реакции опор

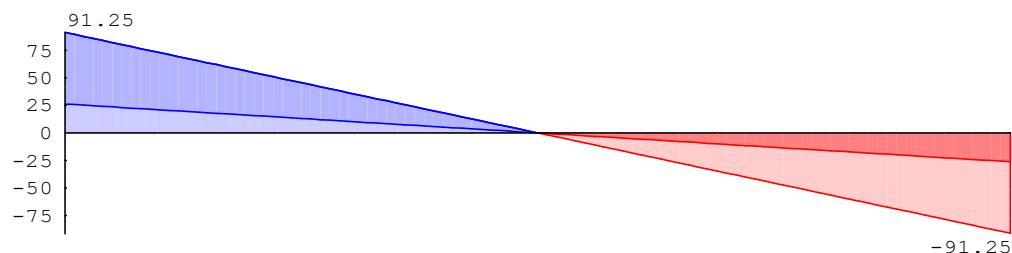
Нагружение	опора	max [кН]	min [кН]
1	A	25.00	25.00
	B	25.00	25.00
2	A	50.00	50.00
	B	50.00	50.00

PCY
 Момент М [кНм]
 М = 1 :40

Сочетания усилий согласно СП 20.13330.2016
 основные сочетания усилий

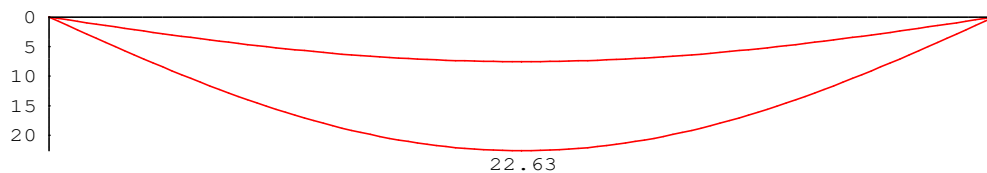


Попер. сила Q [кН] основные сочетания усилий
 М = 1 :40



Прогибы [мм]
 М = 1 : 40

основные сочетания усилий



Расчетные
сочетания усилий и
перемещений

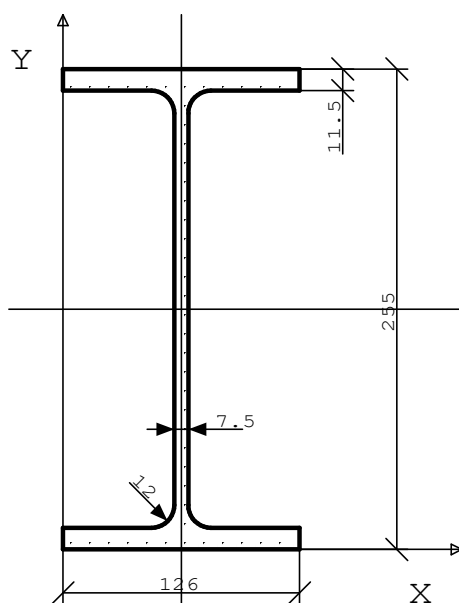
Про лет	х [м]	max			min		
		М _{РСУ} [кНм]	Q _{РСУ} [кН]	W _{РСУ} [мм]	М _{РСУ} [кНм]	Q _{РСУ} [кН]	W _{РСУ} [мм]
1	0.00	0.0	91.2	0.00	0.0	26.2	0.00
1	1.25	85.5	45.6	16.12	24.6	13.1	5.37
1	2.50*	114.1	0.0	22.63	32.8	0.0	7.54
1	3.75	85.5	-13.1	16.12	24.6	-45.6	5.37
1	5.00	0.0	-26.2	0.00	0.0	-91.2	0.00

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 25В3
 М = 1 : 4

двутавр балочный, ГОСТ Р 57837-2017



Параметры сечения

высота	h =	255 мм	ширина	b =	126 мм
толщ.полки	t =	11.5 мм	толщ.стенки	t _w =	7.5 мм
площадь	A =	47.6 см ²	мом.инерции	I _x =	5238 см ⁴
ст.момент	S _x =	234 см ³	мом.инерции	I _y =	384.8 см ⁴
св.круч.	I _t =	18.4 см ⁴	сект.момент	I _ω =	5.604e4 см ⁶
			момент сопротивления	W =	410.8 см ³

Материал балки

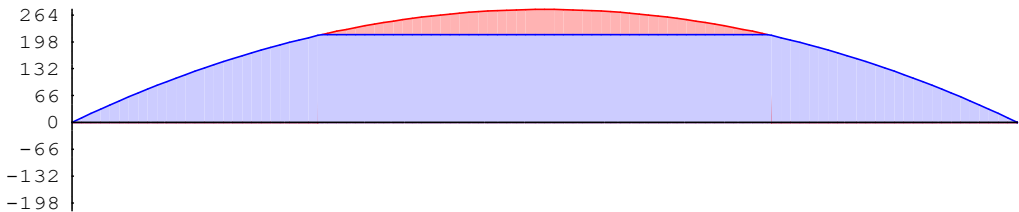
сталь С 255, С255 ГОСТ 27772-2015

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 Критическое РСУ	балки 1 класса по СП 16.13330.2017, gamma c=0.90				
	N нагр		коэф.	пролеты	
	1	1	1.05	1	
		2	1.30	1	

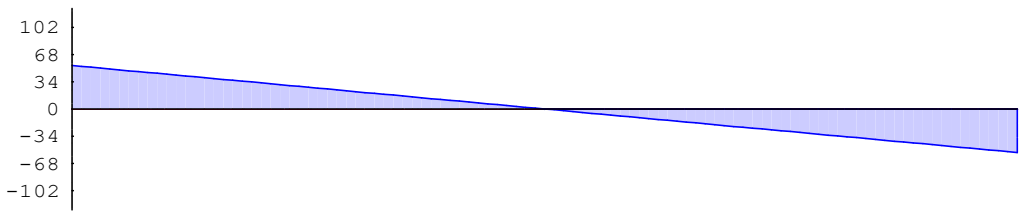
Расчет на прочность макс.момент M = 114кНм достигается в пролете 1
при РСУ N 1 в сечении с координатой x = 2.50м
условие (41) $M/(W \cdot R_y \cdot \gamma_c) = 1.29$ **УСЛОВИЕ НЕ ВЫПОЛНЕНО!**

Напряжения нормальные sigma_x [МПа]
M = 1 :40



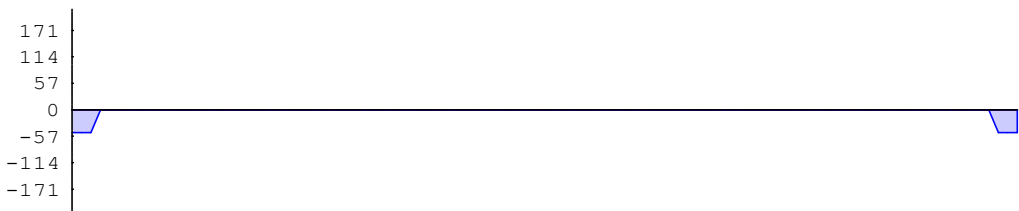
условие (42) макс.попер.сила Q = 91.2кН в опоре А при РСУ N 1
 $Q \cdot S/(I \cdot t_w \cdot R_s \cdot \gamma_c) = 0.43$ условие выполнено

Напряжения касательные tau_xy [МПа]
M = 1 :40



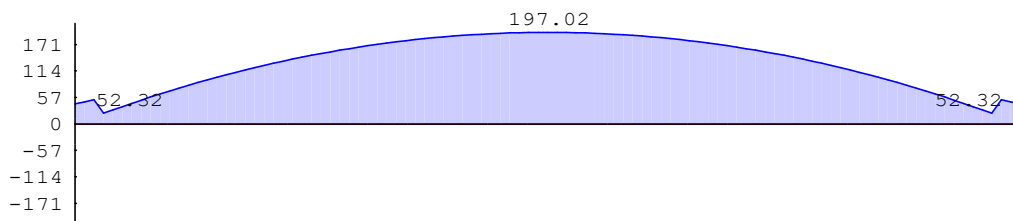
условие (46) макс.лок.нагр. Q = 369кН/м в опоре А при РСУ N 1
 $\sigma_{loc}/(R_y \cdot \gamma_c) = 0.23$ условие выполнено

Напряжения локальные sigma_loc [МПа]
M = 1 :40



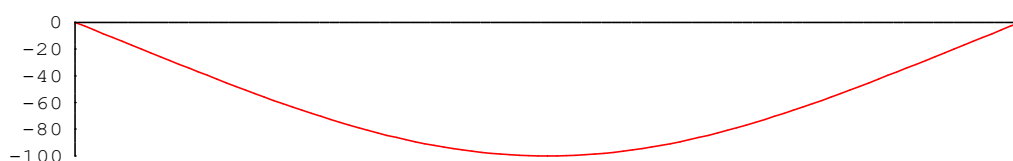
условие (44) макс. эквивал. напряжения достигаются в пролете 1
при РСУ N 1 в сечении с координатой x = 2.50м
sigma_x= -226МПа sigma_y= -0МПа tau_xy= 0МПа
 $\sigma_{\text{эkv}} \cdot 0.87/(R_y \cdot \gamma_c) = 0.91$ условие выполнено

Напряжения эквивалентные $\sigma_{\text{экв}}$ [МПа]
 М = 1 : 40



Устойчивость балки наиболее опасное РСЧ N 1 макс.момент $M = 114 \text{ кНм}$
 коэффиц. $\psi = 3.75$ коэф.устойч. $\phi_b = 0.61$
 условие (69) $M / (\phi_b \cdot W_{sc} \cdot R_{y \cdot \gamma_c}) = 2.09$ **УСЛОВИЕ НЕ ВЫПОЛНЕНО!**

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



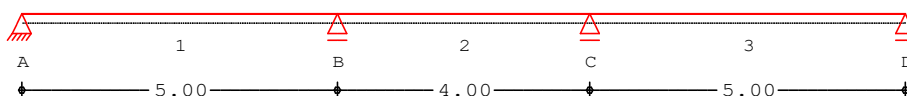
Расчет выполнен модулем 320 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

Поз. t320 3

Трехпролетная балка

Расчётная схема

M = 1 : 120



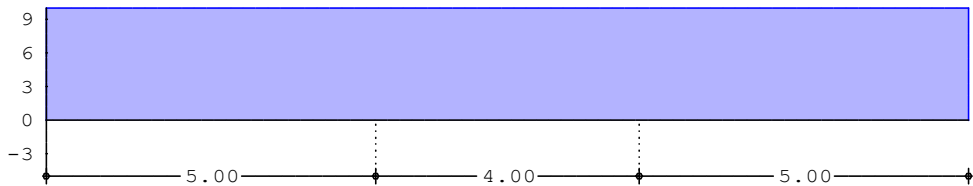
Воздействия

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

Нагружение

Нагружение 1
М = 1 :115

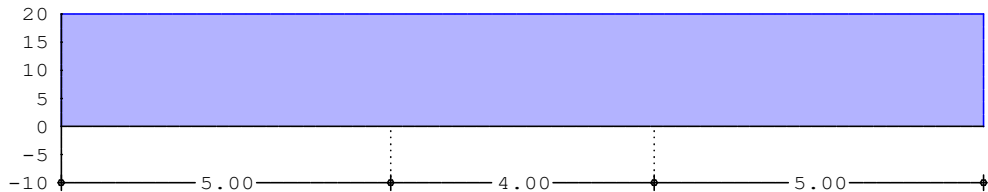
постоянные нагрузки $\gamma_f = 1.05$



N.	Пролёт	a	s	р _л /Р	р _п /М
	опора	[м]	[м]	[кН/м, кН, кНм]	
Равномерн.	1	1-3		10.00	

Нагружение 2
М = 1 :115

кратковременные нагрузки $\gamma_f = 1.30$



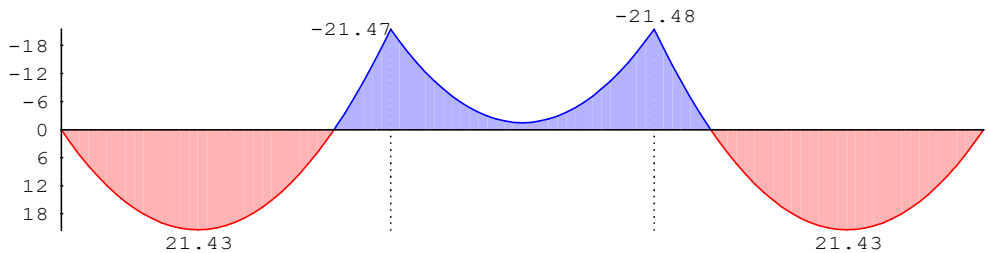
N.	Пролёт	a	s	р _л /Р	р _п /М
	опора	[м]	[м]	[кН/м, кН, кНм]	
Равномерн.	1	1-3		20.00	

Усилия в сечении

по линейно упругой теории

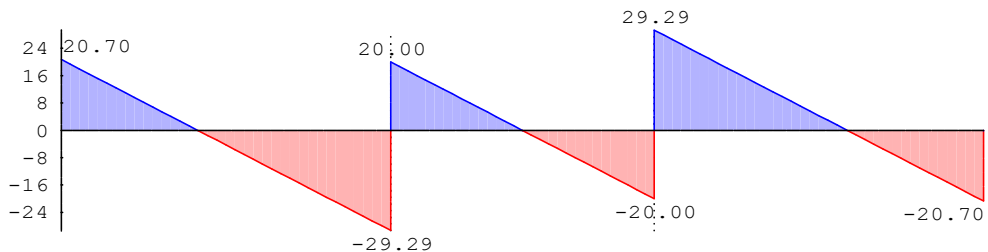
Нагружение 1
М = 1 :115

моменты $M_{упр}$ [кНм]

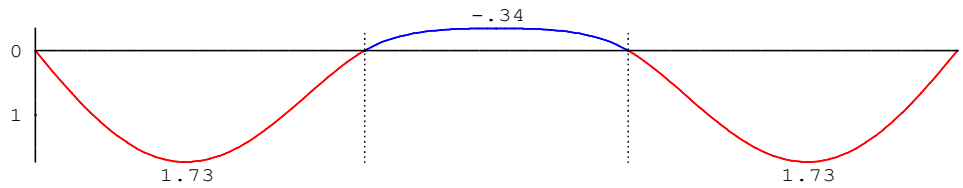


Нагружение 1
М = 1 :115

поперечные силы $Q_{упр}$ [кН]



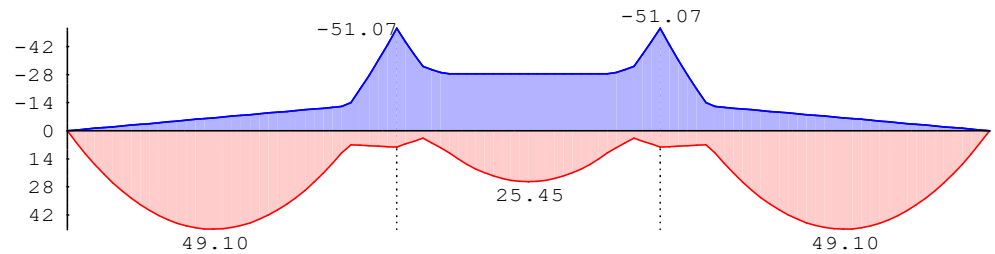
Нагружение 1 прогибы $f_{yпр}$ [мм]
М = 1 :115



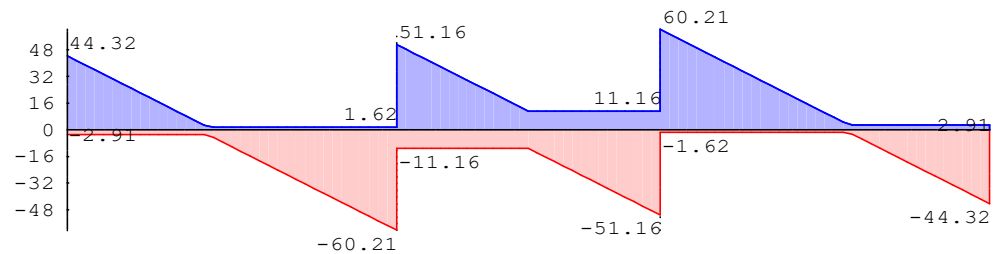
Нагружение 1

Про лет	х [м]	max			min		
		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

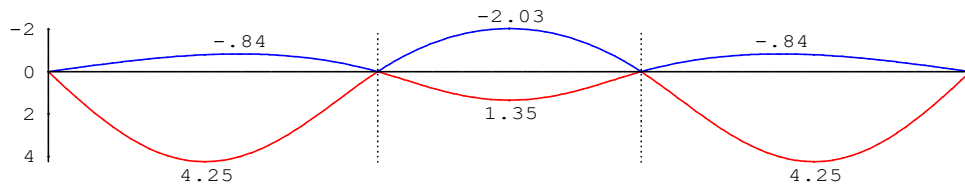
Нагружение 2 огибающая моментов $M_{yпр}$ [кНм]
М = 1 :115



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



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



Нагружение 2

Пролет	х [м]	max			min		
		M_2 [кНм]	Q_2 [кН]	w_2 [мм]	M_2 [кНм]	Q_2 [кН]	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

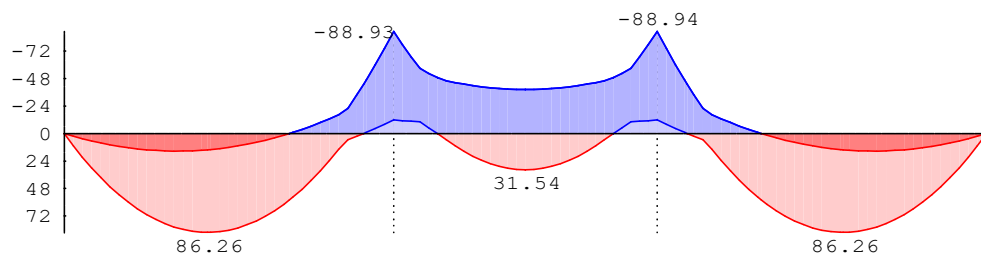
Реакции опор

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

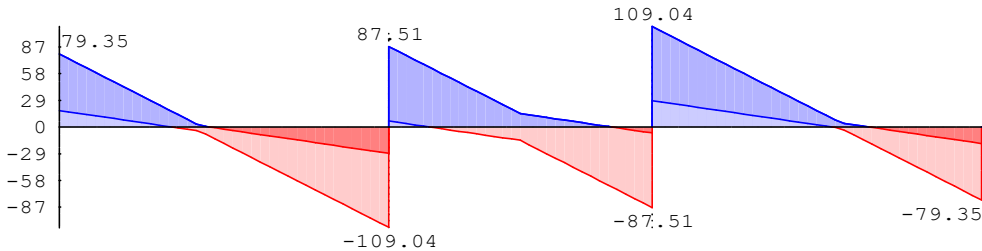
PCY

Момент М [кНм]
 М = 1 :115

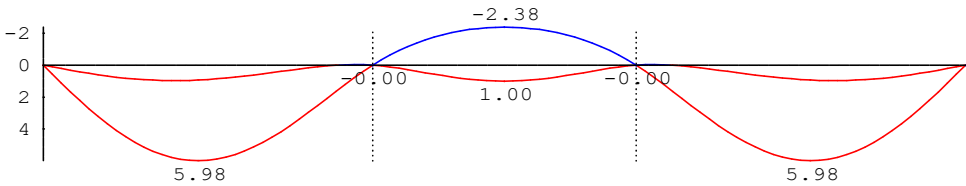
Сочетания усилий согласно СП 20.13330.2016
 основные сочетания усилий



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



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



Расчетные
сочетания усилий и
перемещений

Пролет	х [м]	max			min		
		M _{PCY} [кНм]	Q _{PCY} [кН]	w _{PCY} [мм]	M _{PCY} [кНм]	Q _{PCY} [кН]	w _{PCY} [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

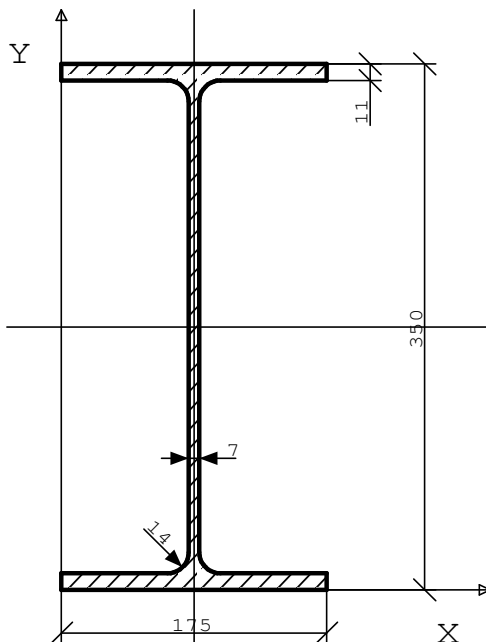
Сочетание	опора	max [кН]	min [кН]
основные РСУ	A	79.35	17.96
	B	196.55	35.14
	C	196.55	35.14
	D	79.35	17.96

Сечение балки

Профиль 35Б2

М = 1 : 5

двутавр балочный, ГОСТ Р 57837-2017



Параметры сечения

высота $h = 350\text{мм}$ ширина $b = 175\text{мм}$
 толщ.полки $t = 11.0\text{мм}$ толщ.стенки $t_w = 7.0\text{мм}$
 площадь $A = 63.1\text{см}^2$ мом.инерции $I_x = 1.356\text{e}4\text{см}^4$
 ст.момент $S_x = 434\text{ см}^3$ мом.инерции $I_y = 984.3\text{см}^4$
 св.круч. $I_t = 22.1\text{см}^4$ сект.момент $I_\omega = 2.797\text{e}5\text{см}^6$
 момент сопротивления $W = 774.8\text{см}^3$

Материал балки

сталь С 255, С255 ГОСТ 27772-2015

мод.упруг. $E = 206\text{ ГПа}$ мод.сдвига $G = 79.2\text{ ГПа}$
 сопр.изг. $R_y = 240\text{ МПа}$ сопр.сдвигу $R_s = 139\text{ МПа}$

Результаты расчета

Критические РСУ

балки 1 класса по СП 16.13330.2017, $\gamma_{sc}=1.00$

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				

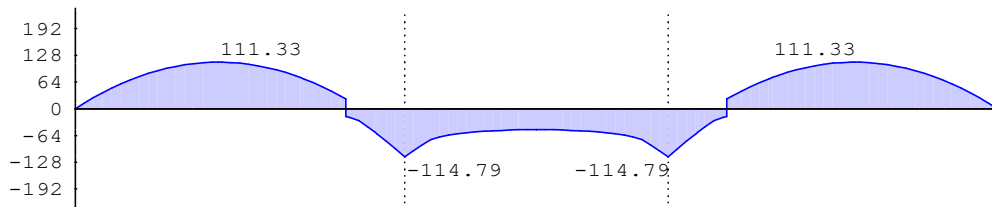
Расчет на прочность
 условие (41)

макс. момент $M = 88.9\text{кНм}$ в опоре В при РСУ N 1
 $M/(W \cdot R_y \cdot \gamma_c) = 0.48$ условие выполнено

Напряжения

М = 1 :115

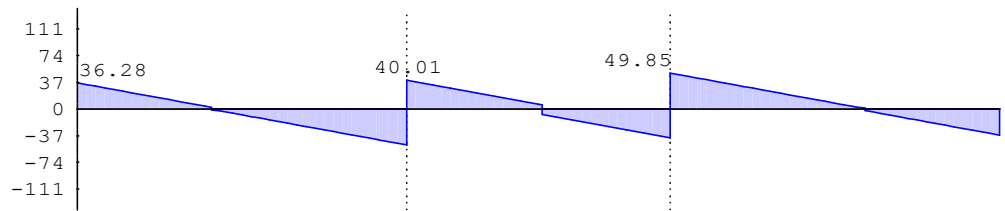
нормальные σ_x [МПа]



условие (42)

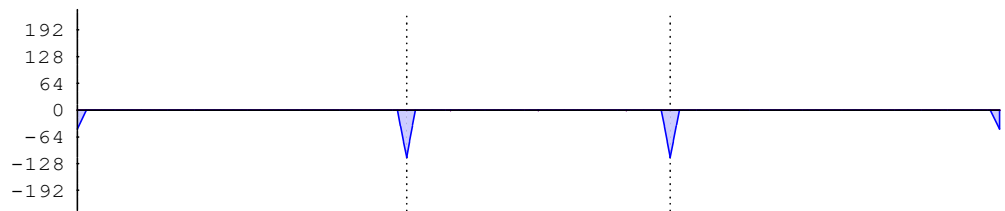
макс.попер.сила $Q = 109\text{кН}$ в опоре В при РСУ N 1
 $Q \cdot S/(I_t \cdot t_w \cdot R_s \cdot \gamma_c) = 0.36$ условие выполнено

Напряжения касательные tau_xy [МПа]
М = 1 :115



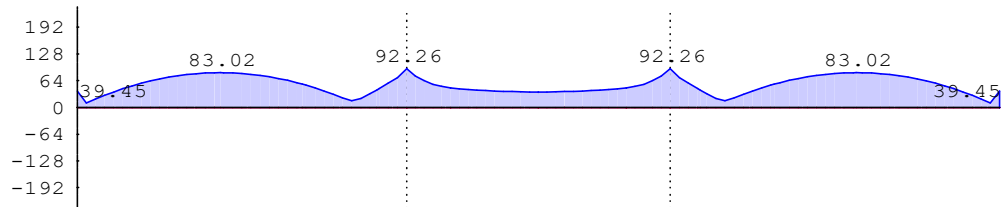
условие (46) макс.лок.нагр. Q = 786кН/м в опоре С при РСУ N 2
 $\sigma_{loc}/(R_y \cdot \gamma_c) = 0.47$ условие выполнено

Напряжения локальные sigma_loc [МПа]
М = 1 :115



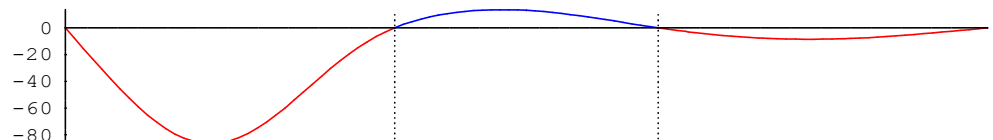
условие (44) макс.эквивалентн. напряжения в опоре С при РСУ N 2
sigma_x= -98МПа sigma_y= -112МПа tau_xy= 41МПа
 $\sigma_{экв} \cdot 0.87 / (R_y \cdot \gamma_c) = 0.38$ условие выполнено

Напряжения эквивалентные sigma_экв [МПа]
М = 1 :115



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

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



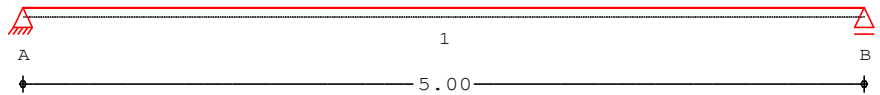
Расчет выполнен модулем 320 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

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
2	Переменное	Категория А: жилые здания переменное Категория-А

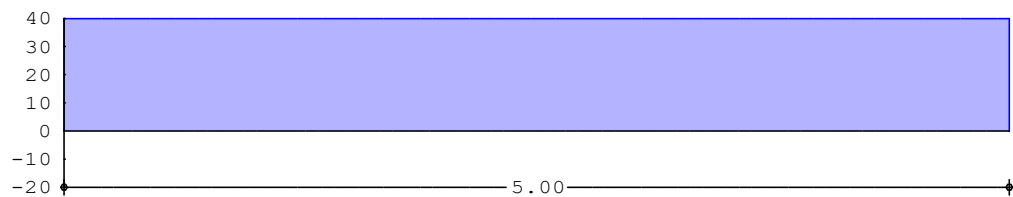
Характеристики

№	γ_F	ψ_0 ξ	ψ_1	ψ_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

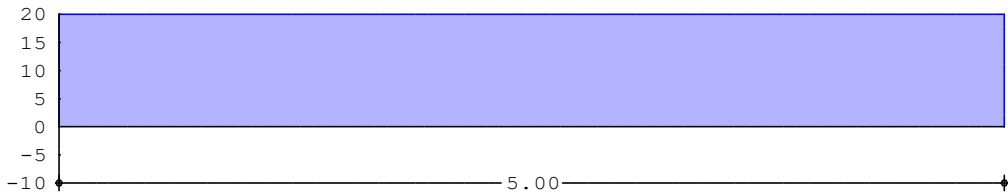
Нагружение

Нагружение 1 постоянное - $\gamma_f = 1.35$
М = 1 :40



N.	Пролёт опора	a [м]	s [м]	p_d/P [кН/м, кН, кНм]	p_n/M
Равномерн.	1	1		40.00	

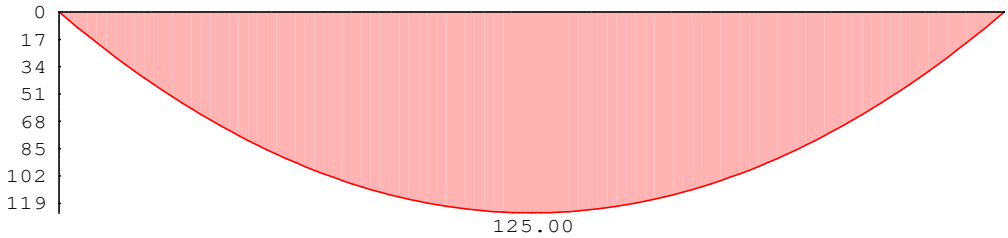
Нагружение 2 переменное Категория-A $\gamma_f = 1.50$
М = 1 :40



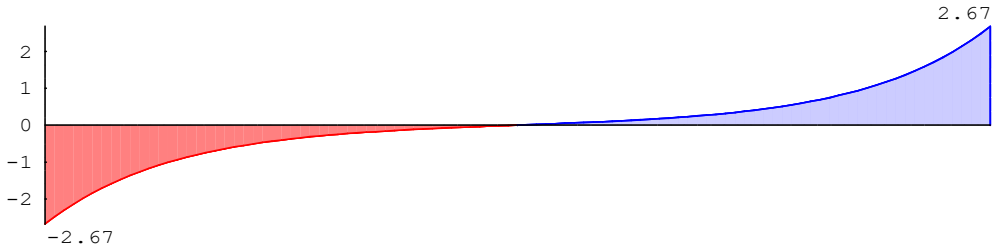
	N.	Пролёт	a	s	p_l/p	p_n/m
		опора	[м]	[м]	[кН/м, кН, кНм]	[кН, кНм]
Равномерн.	1	1			20.00	

Усилия в сечении по линейно упругой теории

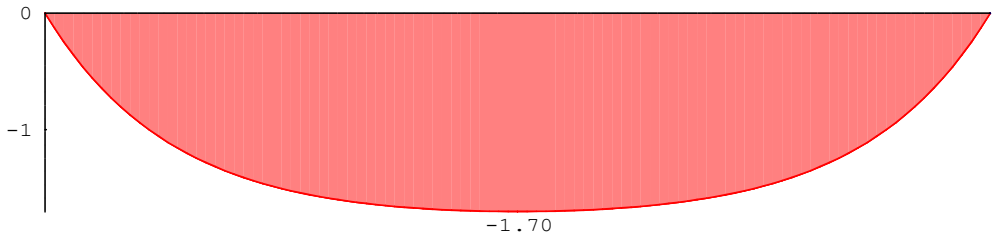
Нагружение 1 моменты $M_{упр}$ [кНм]
М = 1 :40



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

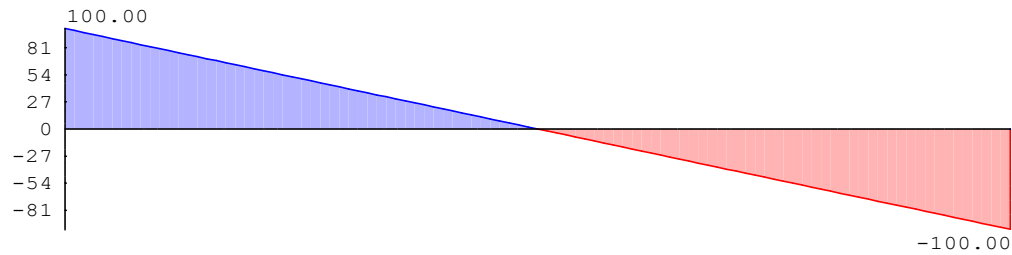


Нагружение 1 Бимоменты B , соответствующие моментам $M_{упр}$ [кНм²]
М = 1 :40



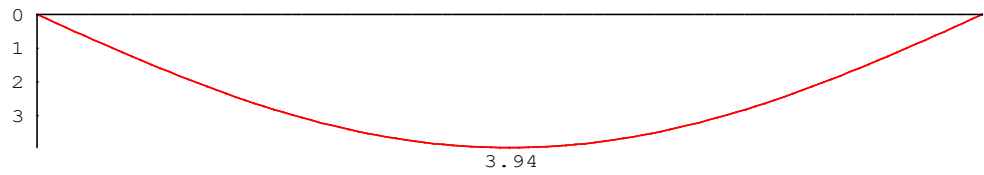
Нагружение 1
М = 1 :40

поперечные силы $Q_{yпр}$ [кН]



Нагружение 1
М = 1 :40

прогибы $f_{yпр}$ [мм]

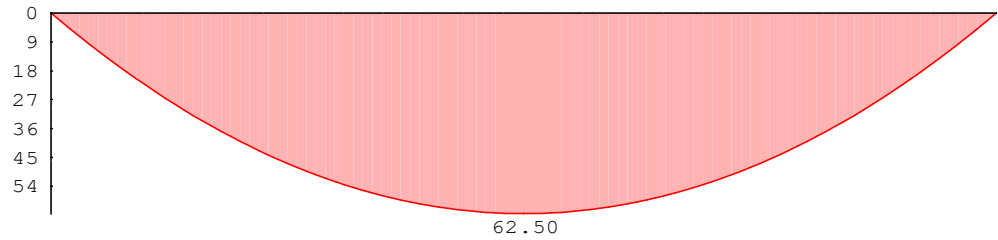


Нагружение 1

		max			min		
Про	х	M_1	Q_1	w_1	M_1	Q_1	w_1
лет	[м]	[кНм]	[кН]	[мм]	[кНм]	[кН]	[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

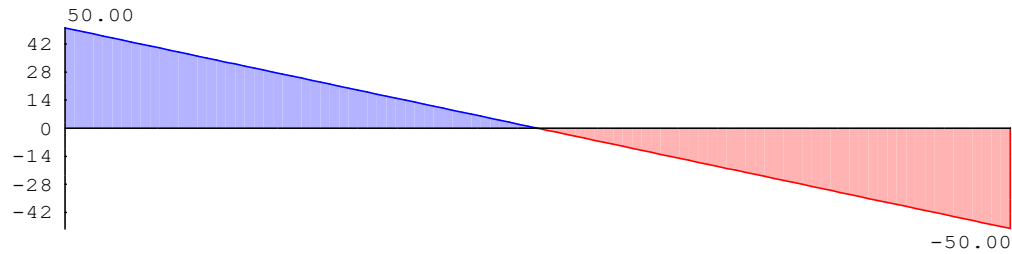
Нагружение 2
М = 1 :40

огibaющая моментов $M_{yпр}$ [кНм]



Нагружение 2
М = 1 :40

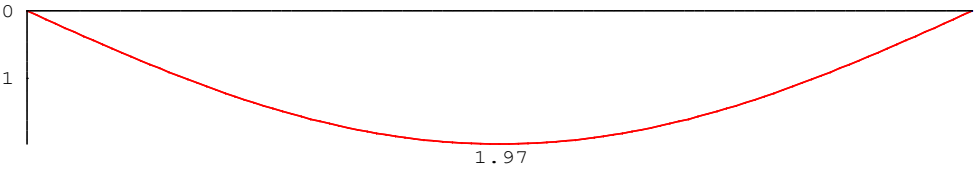
огibaющая поперечных сил $Q_{yпр}$ [кН]



Нагружение 2

огибающая прогибов $f_{упр}$ [мм]

М = 1 :40



Нагружение 2

Про лет	х [м]	max			min		
		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	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

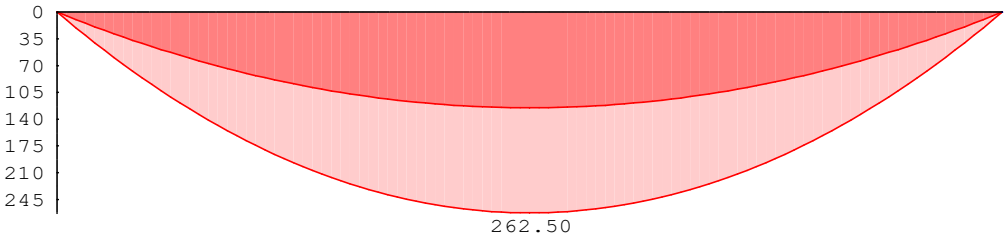
Нагружение	опора	max	min
		[кН]	[кН]
1	A	100.00	100.00
	B	100.00	100.00
2	A	50.00	50.00
	B	50.00	50.00

PCY

Сочетания усилий согласно СТБ EN 1990-2007
Основы проектирования несущих конструкций.
основные сочетания усилий [кНм]

Момент М

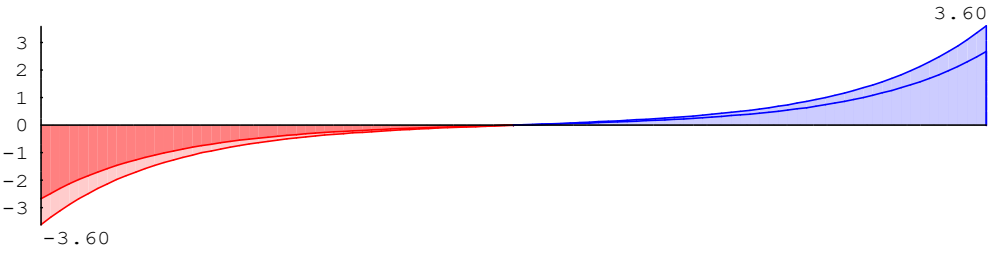
М = 1 :40



Момент Mw

М = 1 :40

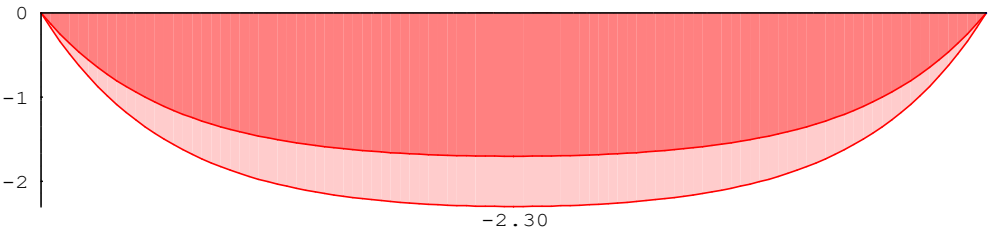
соответствующий моментам М основных PCY [кНм]



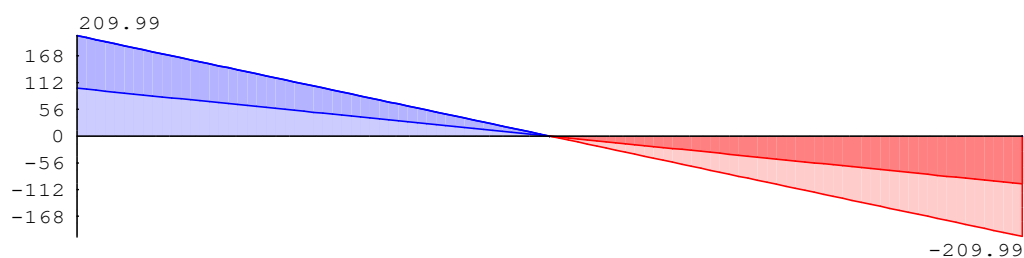
Бимомент В

М = 1 :40

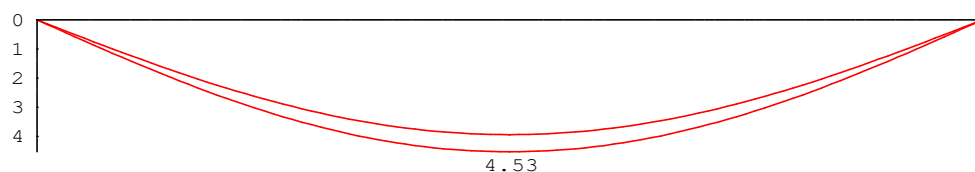
соответствующий моментам М основных PCY [кНм²]



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



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



Расчетные
сочетания усилий и
перемещений

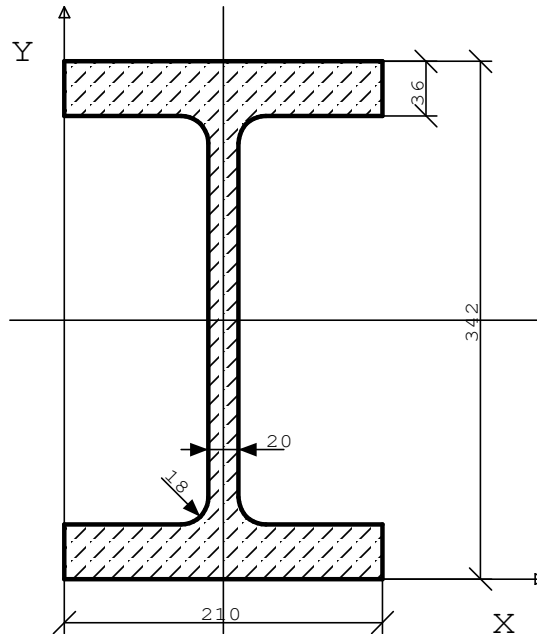
Про лет	x [м]	max			min		
		M _{Ed} [кНм]	Q _{Ed} [кН]	w _{Ed} [мм]	M _{Ed} [кНм]	Q _{Ed} [кН]	w _{Ed} [мм]
1	0.00	0.0	210.0	0.00	0.0	100.0	0.00
1	1.25	196.9	105.0	3.23	93.8	50.0	2.81
1	2.50*	262.5	0.0	4.53	125.0	0.0	3.94
1	3.75	196.9	-50.0	3.23	93.8	-105.0	2.81
1	5.00	0.0	-100.0	0.00	0.0	-210.0	0.00

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
 М = 1 : 5

двутавр широкополочный, ГОСТ Р 57837-2017



Параметры сечения

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

Материал балки

S 275

мод. упруг. $E = 210 \text{ ГПа}$ мод. сдвига $G = 80.8 \text{ ГПа}$
 сопр. изг. $f_y = 275 \text{ МПа}$ сопр. сдвигу $f_s = 159 \text{ МПа}$

Частные коэффициенты безопас. $\gamma_{M0} = 1$

$\gamma_{M1} = 1$

Результаты расчета
 Критическое PCY

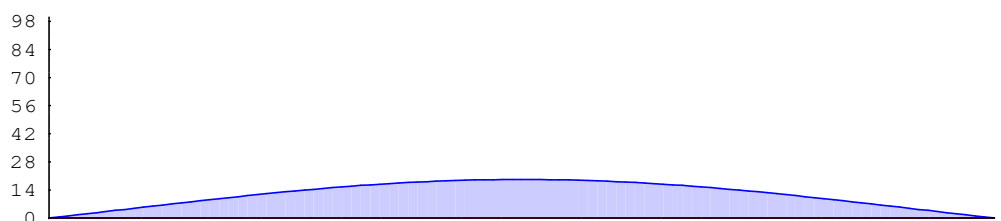
балки 1-го класса по ТКП EN 1993-1-1-2015.

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

Расчет на прочность макс. момент $M = 262 \text{ кНм}$ достигается в пролете 1
 бимомент $B = 2.3 \text{ кНм}^2$

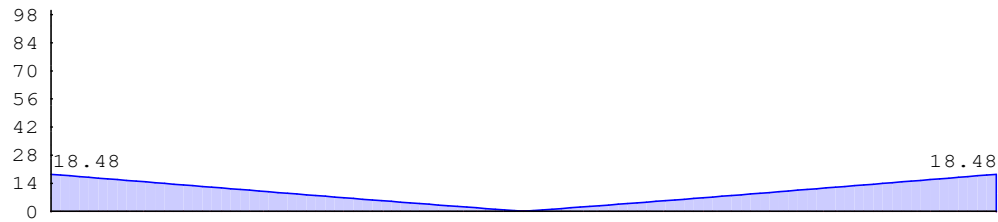
при PCY N 1 в сечении с координатой $x = 2.50 \text{ м}$
 условие прочности $B\omega/W_\omega / (f_y/\gamma_{M0}) + (M/W / (f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0.19$ выполнено

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



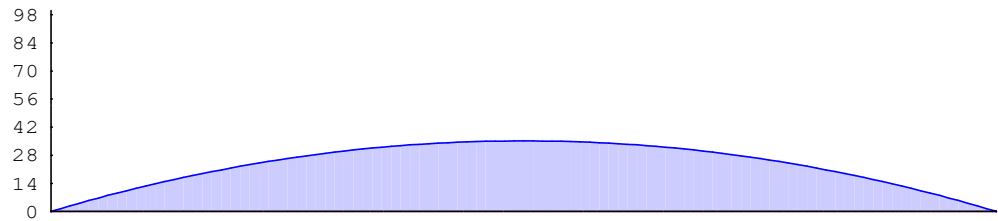
макс. попер. сила $Q = 210 \text{ кН}$ в опоре В при PCY N 1
 соотв. момент $M_t = 9.89 \text{ кНм}$
 условие (6.17) $Q / (A_v * f_s / \gamma_{M0}) = 0.18$ условие выполнено

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



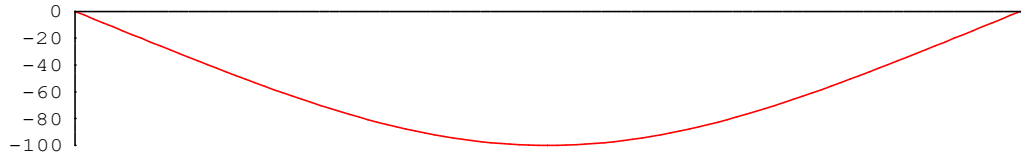
критич. расчетный случай возникает в пролете 1
при РСУ N 1 в сечении с координатой x = 2.50м
M= 262.5кНм Q= 0.0кН ρ=0.00 W_{p1,y,v}= 2714см³
условие (6.12) M/(W*f_y/γ_{M0}) = 0.35 условие выполнено

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



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

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



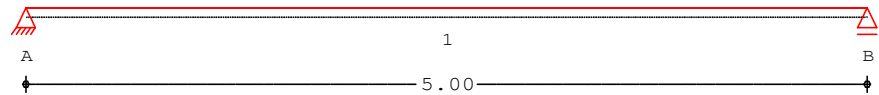
Расчет выполнен модулем 321 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

Поз. **t322**

Однопролетная балка MSZ 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

№	γ_F	ψ_0 ξ	ψ_1	ψ_2	группа несоч.	знак	распред по прол.
1	1.35	0.85					
2	1.50	0.70	0.50	0.30			неблаг.

Коэффициент

Сочетание воздейст.

управления надежностью конструкции по формулам (6.10а)/(6.10б) EN 1990 без учета переменных воздействий в (6.10а)

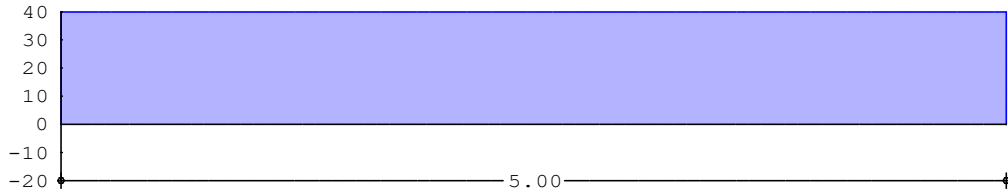
$K_{FI} = 1.00$

Нагружение

Нагружение 1

постоянное - $\gamma_f = 1.35$

М = 1 :40

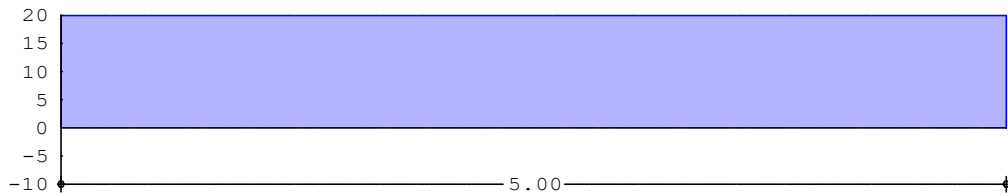


	Н. Пролёт опора	a [м]	s [м]	p_d/P [кН/м, кН, кНм]	p_n/M
Равномерн.	1	1		40.00	

Нагружение 2

переменное Категория-А $\gamma_f = 1.50$

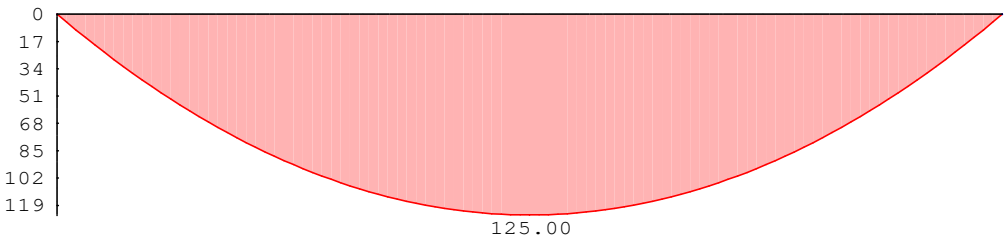
М = 1 :40



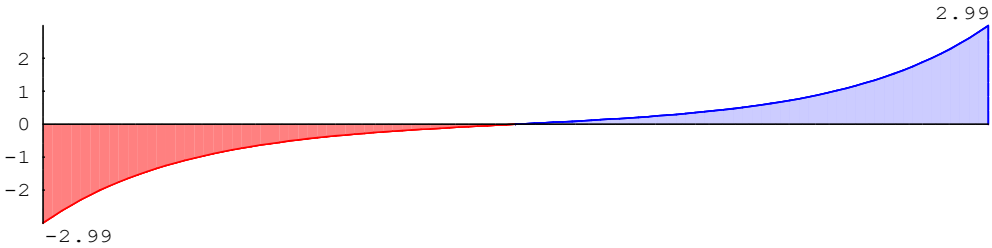
	N.	Пролёт	a	s	Р _л /Р	Р _п /М
		опора	[м]	[м]	[кН/м, кН, кНм]	
Равномерн.	1	1			20.00	

Усилия в сечении по линейно упругой теории

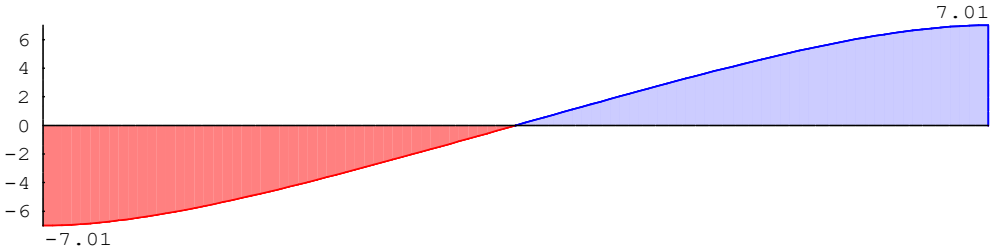
Нагружение 1 моменты M_{упр} [кНм]
М = 1 :40



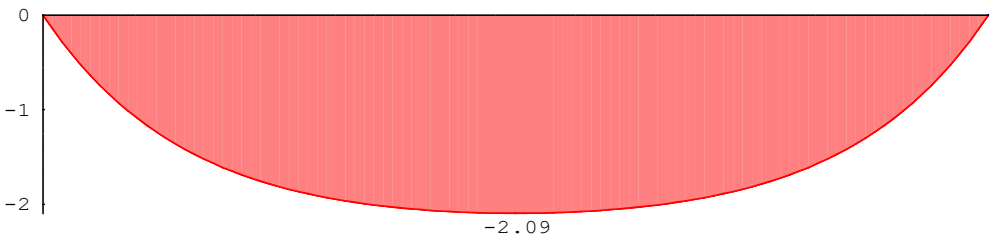
Нагружение 1 Моменты Mw, соответствующие моментам M_{упр} [кНм]
М = 1 :40



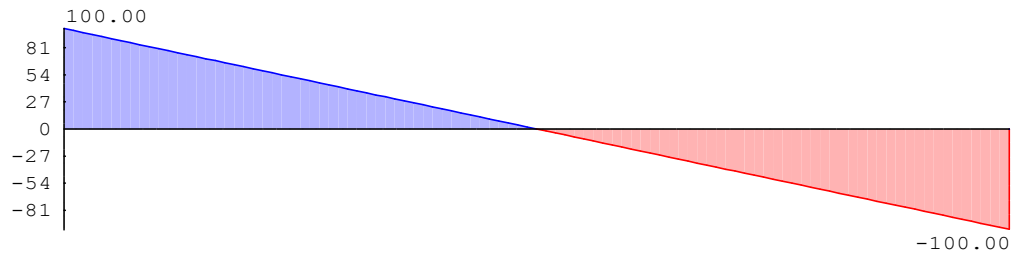
Нагружение 1 Моменты Mt, соответствующие моментам M_{упр} [кНм]
М = 1 :40



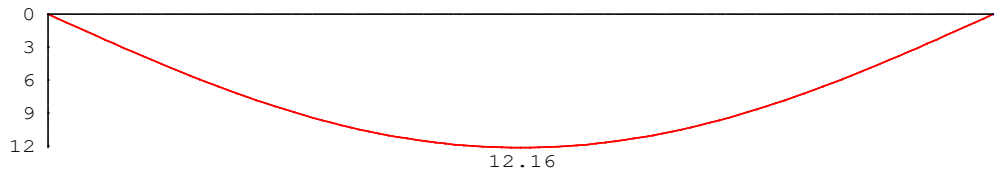
Нагружение 1 Бимоменты B, соответствующие моментам M_{упр} [кНм2]
М = 1 :40



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



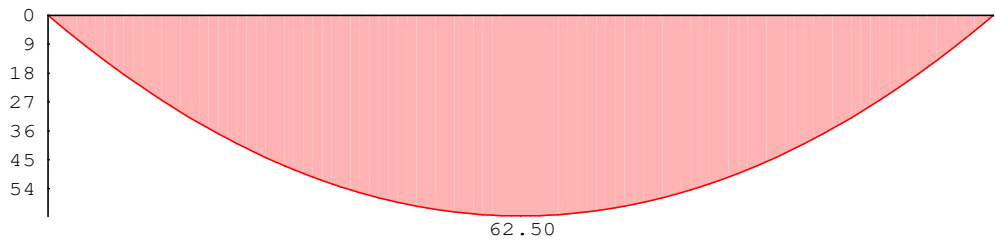
Нагружение 1 прогибы $f_{yпр}$ [мм]
М = 1 :40



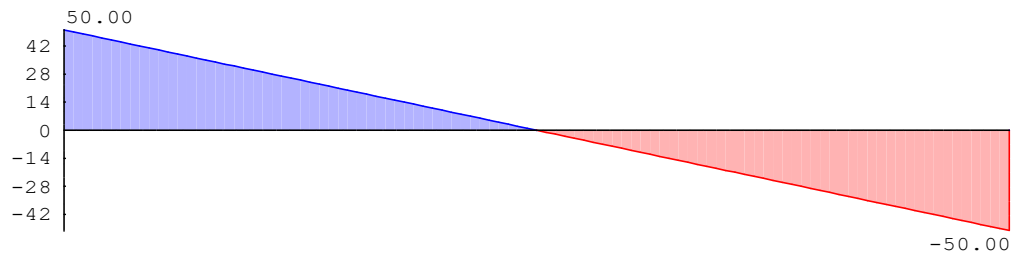
Нагружение 1

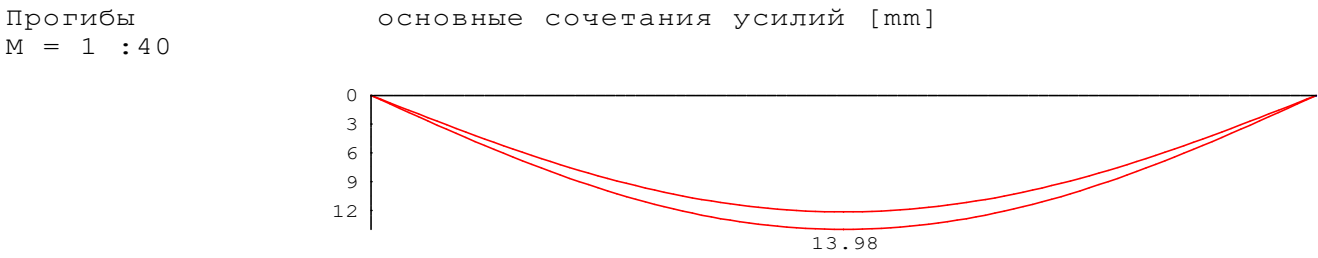
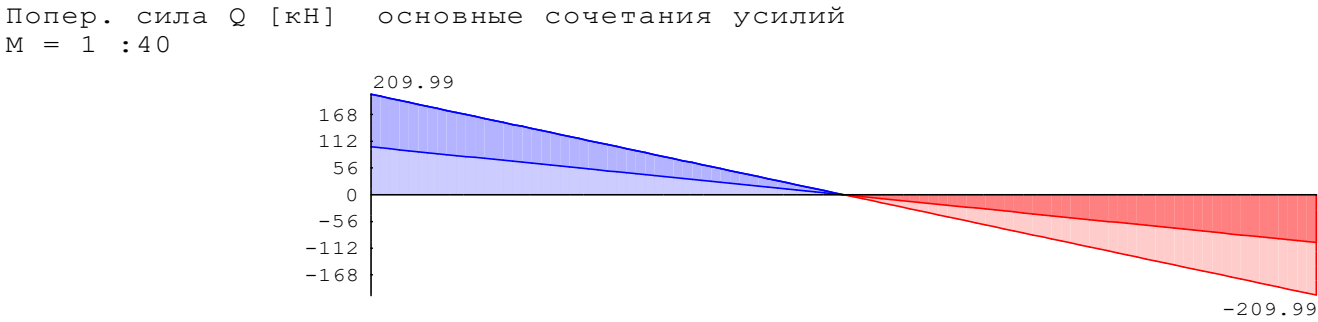
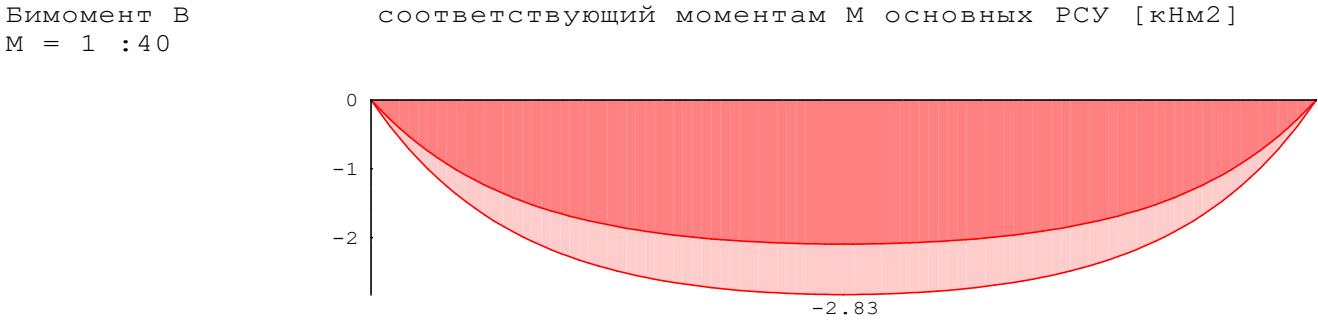
Пролет	х [м]	max			min		
		M_1 [кНм]	Q_1 [кН]	w_1 [мм]	M_1 [кНм]	Q_1 [кН]	w_1 [мм]
1	0.00	0.0	100.0	0.00	0.0	100.0	0.00
1	1.25	93.8	50.0	8.66	93.8	50.0	8.66
1	2.50*	125.0	0.0	12.16	125.0	0.0	12.16
1	3.75	93.8	-50.0	8.66	93.8	-50.0	8.66
1	5.00	0.0	-100.0	0.00	0.0	-100.0	0.00

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



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





Расчетные
сочетания усилий и
перемещений

Про лет	х [м]	max			min		
		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

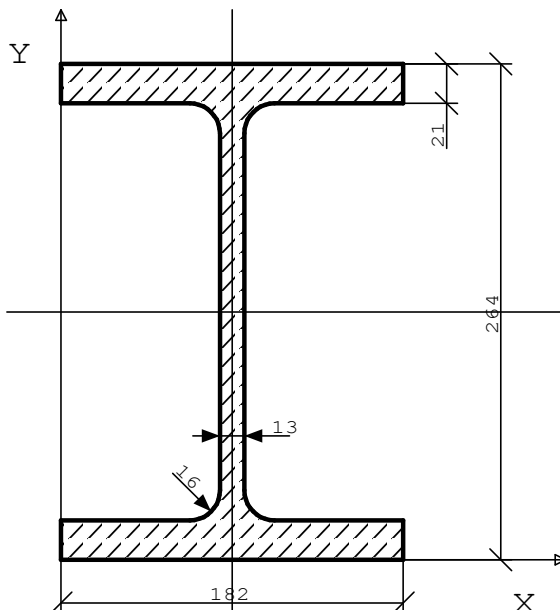
Сочетание	опора	max	min
		[кН]	[кН]
основные РСУ	A	210.00	100.00
	B	210.00	100.00

Сечение балки

Профиль 25Ш4

М = 1 : 4

двутавр широкополочный, ГОСТ Р 57837-2017



Параметры сечения

высота $h = 264$ мм ширина $b = 182$ мм
 толщ. полки $t = 21.0$ мм толщ. стенки $t_w = 13.0$ мм
 площадь $A = 107$ см² мом. инерции $I_x = 1.275e4$ см⁴
 ст. момент $S_x = 556$ см³ мом. инерции $I_y = 2116$ см⁴
 св. круч. $I_t = 141$ см⁴ сект. момент $I_\omega = 3.052e5$ см⁶
 мом. сопр. $W_{p1} = 1.11e3$ см³ сект. площ. $\omega = 118.0$ см²
 пл. сдвига $A_v = 40.5$ см²

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 PCU

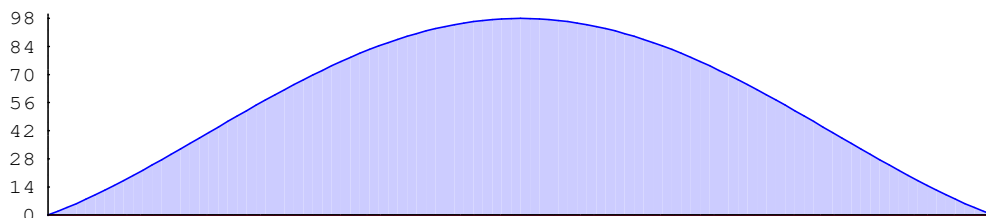
N	нагр	коэф.	пролеты
1	1	1.35	1
2	2	1.50	1

Расчет на прочность макс. момент $M = 262$ кНм достигается в пролете 1
 бимомент $B = 2.83$ кНм²

при PCU N 1 в сечении с координатой $x = 2.50$ м
 условие прочности $B\omega/W_\omega / (f_y/\gamma_{M0}) + (M/W / (f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0.98$ выполнено

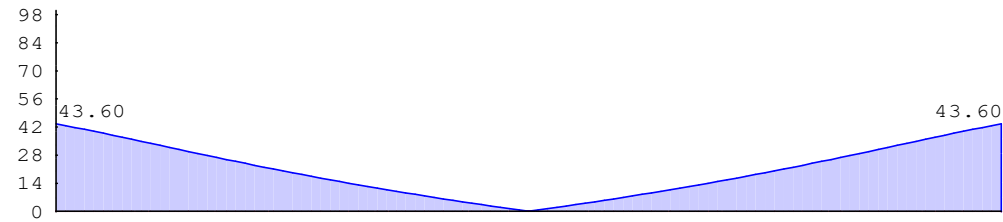
Коэфф. использования по изгибающему моменту и бимоменту [%]

М = 1 : 40



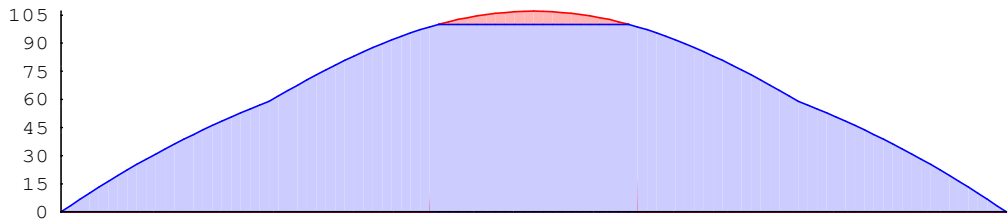
макс. попер. сила $Q = 210$ кН в опоре В при PCU N 1
 соотв. момент $M_t = 9.46$ кНм
 условие (6.17) $Q / (A_v * f_s / \gamma_{M0}) = 0.44$ условие выполнено

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



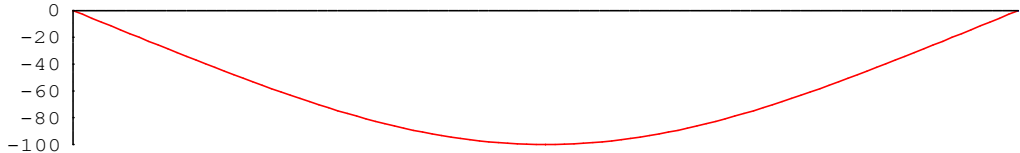
критич. расчетный случай возникает в пролете 1 при РСУ N 1 в сечении с координатой x = 2.50м
М = 262.5кНм Q= 0.0кН M_ω= 0.0кНм В = 2.8кНм²
Условие (6.32) M_f= 11.6кНм N_f= 956.0кН τ_f= 0.00МПа ρ=0.00
для верхней полки M_f/M_{fpl,Rd} + (N_f/N_{f,Rd})²=1.07 **УСЛОВИЕ НЕ ВЫПОЛНЕНО!**

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



Устойчивость балки наиболее опасное РСУ N 1 макс.момент М = 262кНм
M_{cr} = 451.3кНм λ_{LT} = 0.82 χ_{LT} = 0.78
условие (6.54) M/(χ_{LT}*W*f_y/γ_{M1})=1.10 **УСЛОВИЕ НЕ ВЫПОЛНЕНО!**

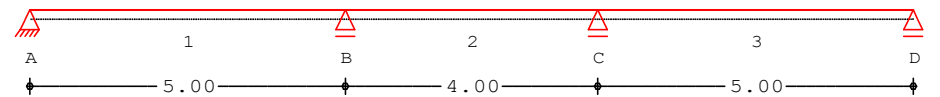
Форма потери устойчивости [условные единицы]
М = 1 :40



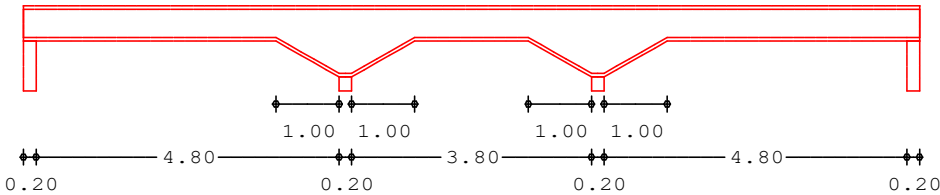
Поз. t325
Трехпролетная балка

Расчётная схема

М = 1 :120



М = 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			

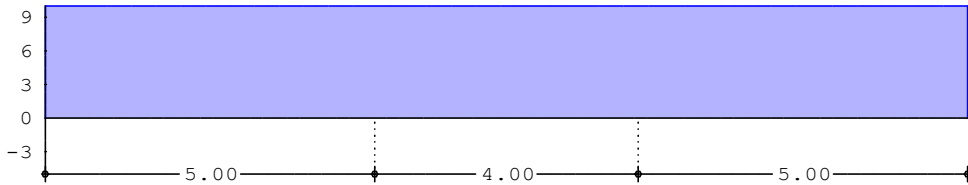
Воздействия

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

Нагружение

Нагружение 1 постоянные нагрузки $\gamma_f = 1.05$

М = 1 :115

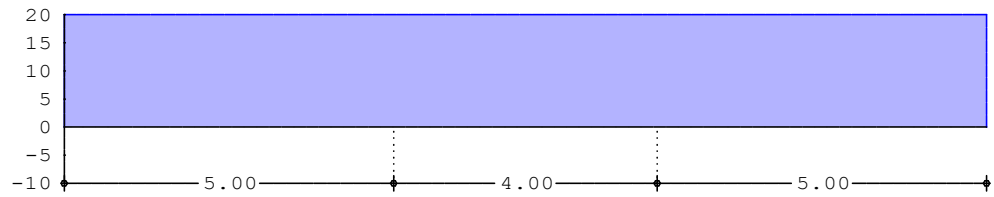


N. Пролёт	a [м]	s [м]	Р _л /Р [кН/м, кН, кНм]	Р _п /М
Равномерн. 1 1-3			10.00	

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	

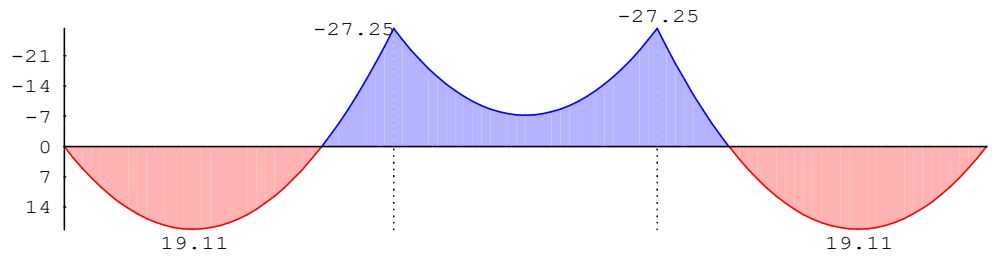
Усилия в сечении

по линейно упругой теории

Нагружение 1

моменты $M_{упр}$ [кНм]

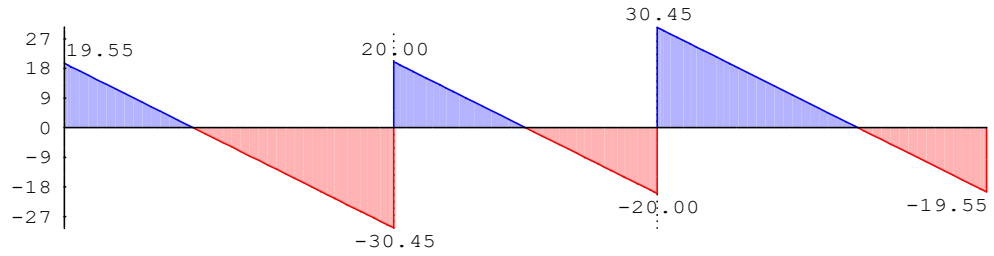
М = 1 :115



Нагружение 1

поперечные силы $Q_{упр}$ [кН]

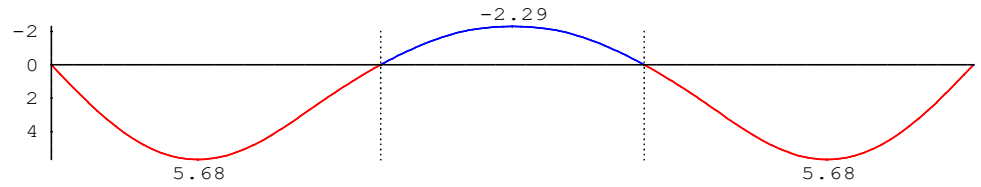
М = 1 :115



Нагружение 1

прогибы $f_{упр}$ [мм]

М = 1 :115



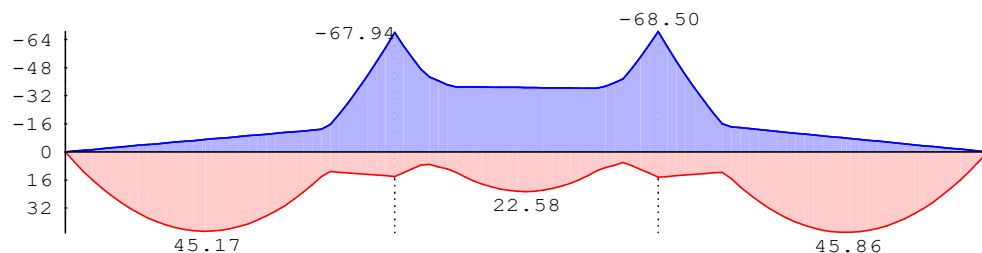
Нагружение 1

Про лет	x [м]	max			min		
		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

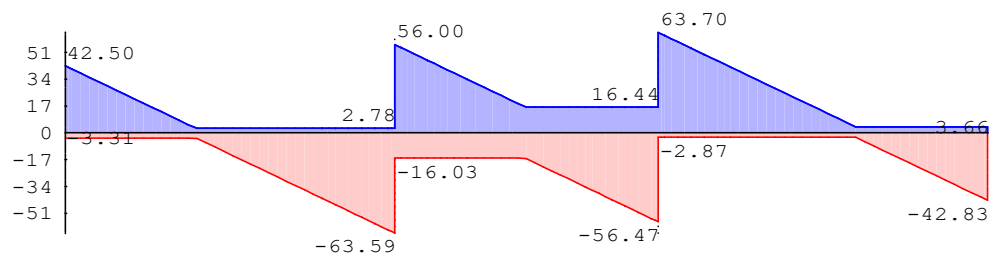
Нагружение 2
 М = 1 :115

огibaющая моментов $M_{yпр}$ [кНм]



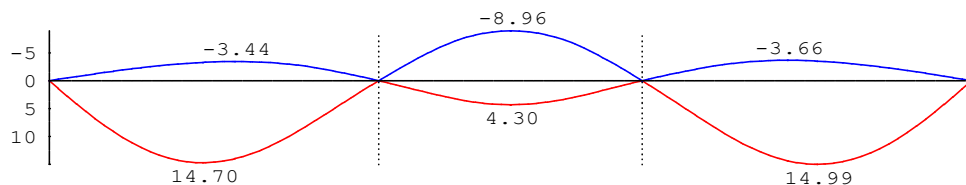
Нагружение 2
 М = 1 :115

огibaющая поперечных сил $Q_{yпр}$ [кН]



Нагружение 2
 М = 1 :115

огibaющая прогибов $f_{yпр}$ [мм]



Нагружение 2

Пролет	х [м]	max			min		
		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

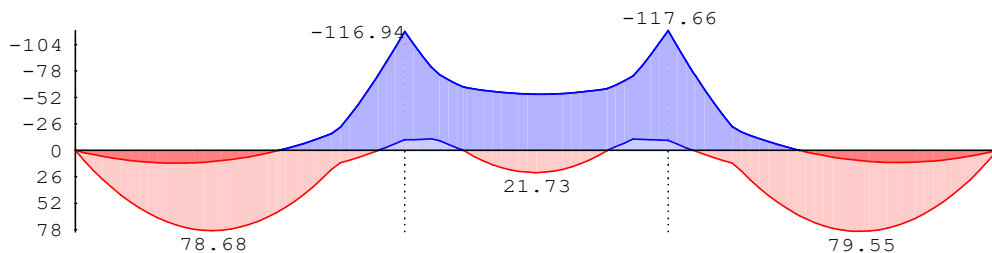
Реакции опор

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

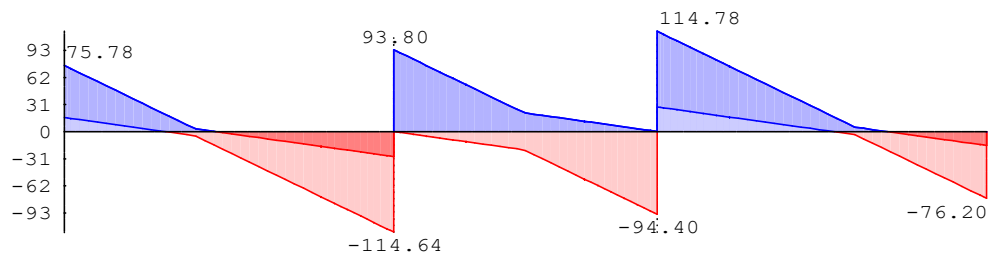
PCY

Момент M [кНм]
M = 1 :115

Сочетания усилий согласно СП 20.13330.2016
основные сочетания усилий

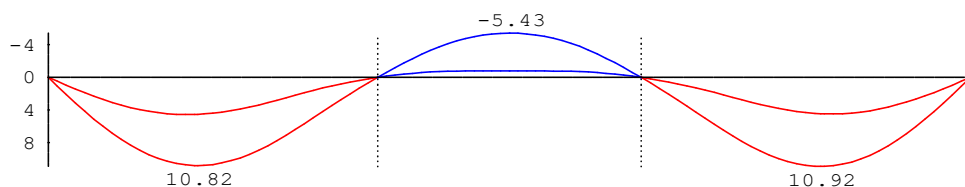


Попер. сила Q [кН] основные сочетания усилий
M = 1 :115



Прогибы [мм]
M = 1 :115

основные сочетания усилий



Расчетные
сочетания усилий и
перемещений

Про лет	x [м]	max			min		
		M _{PCY} [кНм]	Q _{PCY} [кН]	w _{PCY} [мм]	M _{PCY} [кНм]	Q _{PCY} [кН]	w _{PCY} [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

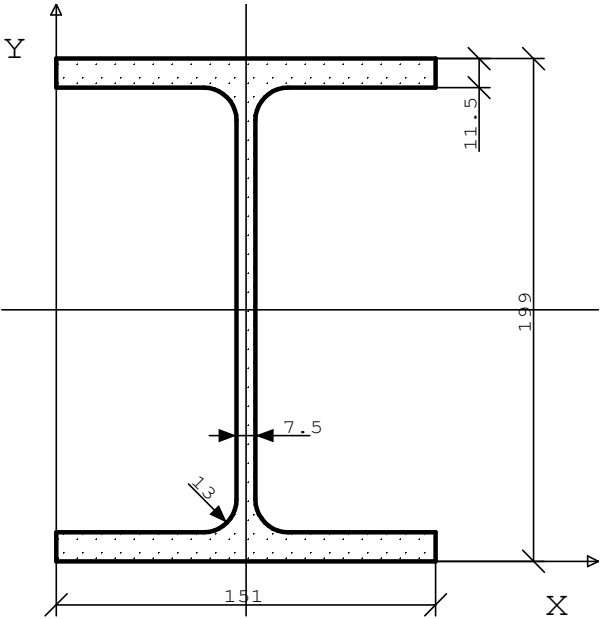
1	2.27*	77.89	0.28	10.82	9.73	-15.11	4.53
1	2.50	75.40	-2.10	10.70	7.74	-23.39	4.40
1	3.75	27.55	-15.23	6.41	-12.99	-69.01	2.19
1	5.00	-10.52	-28.35	0.00	-116.95	-114.64	0.00
2	0.00	-10.52	-28.35	0.00	-116.95	-114.64	0.00
2	1.00	3.97	57.30	-0.74	-61.07	-10.34	-3.95
2	1.98*	21.73	21.87	-0.79	-55.28	-21.18	-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
М = 1 : 3

двутавр широкополочный, ГОСТ Р 57837–2017



Параметры сечения

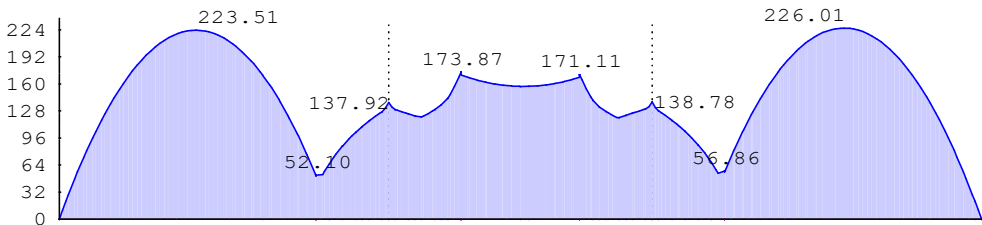
высота	h = 199мм	ширина	b = 151мм
толщ.полки	t = 11.5мм	толщ.стенки	tw = 7.5мм
площадь	A = 49.4см ²	мом.инерции	I _x = 3502 см ⁴
ст.момент	S _x = 198 см ³	мом.инерции	I _y = 661.2см ⁴
св.круч.	I _t = 20.8см ⁴	сект.момент	I _ω = 5.696e4см ⁶
		момент сопротивления	W = 352.0см ³

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 PCY		N	нагр	коэф.	пролеты	N	нагр
1	1	1.05		123	2	1	1.05
	2	1.30		13	2	1.30	23

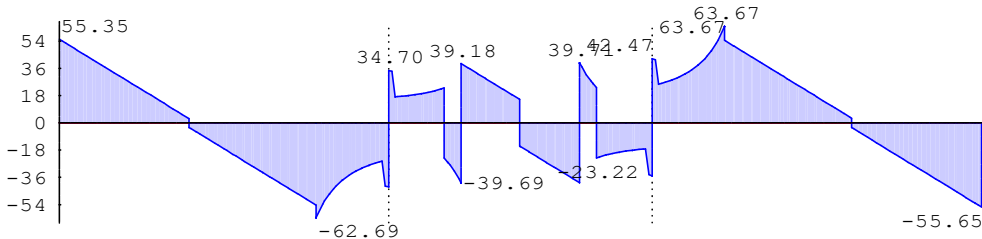
Расчет на прочность макс.момент M = 79.6кНм достигается в пролете 3 при PCY N 1 в сечении с координатой x = 2.91м
условие (6.12) $M/(W \cdot R_y \cdot \gamma_{M0}) = 0.94$ условие выполнено

Напряжения нормальные sigma_x [МПа]
M = 1 :115



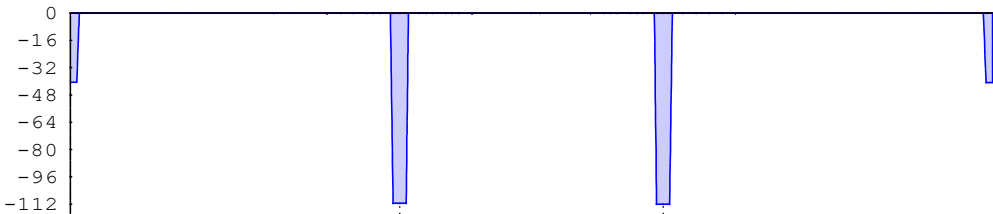
макс.поп.сила Q = 87.2кН достигается в пролете 3 при PCY N 1 в сечении с координатой x = 1.10м
условие (42) $Q \cdot S/(I \cdot t_w \cdot R_s \cdot \gamma_c) = 0.46$ условие выполнено

Напряжения касательные tau_xy [МПа]
M = 1 :115



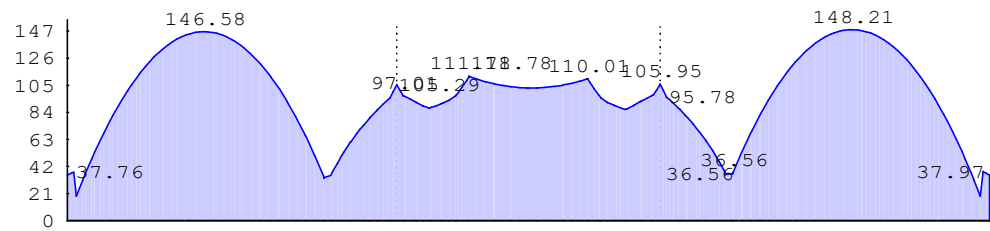
макс.лок.нагр. Q = 840кН/м в опоре С при PCY N 2
условие (46) $\sigma_{loc}/(R_y \cdot \gamma_c) = 0.47$ условие выполнено

Напряжения локальные sigma_loc [МПа]
M = 1 :115



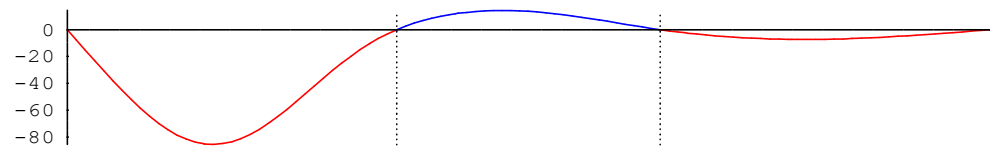
макс. эквивал. напряжения достигаются в пролете 3 при PCY N 1 в сечении с координатой x = 2.91м
sigma_x= -170МПа sigma_y= -0МПа tau_xy= 0МПа
условие (44) $\sigma_{\text{экв}} \cdot 0.87/(R_y \cdot \gamma_c) = 0.62$ условие выполнено

Напряжения эквивалентные sigma_экв [МПа]
М = 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]
М = 1 :115

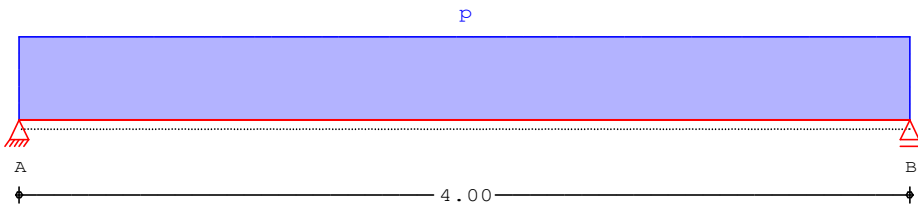


Расчет выполнен модулем 325 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

Поз. t330

Два тонкостенных швеллера полками друг к другу

Расчётная схема
М = 1 :34



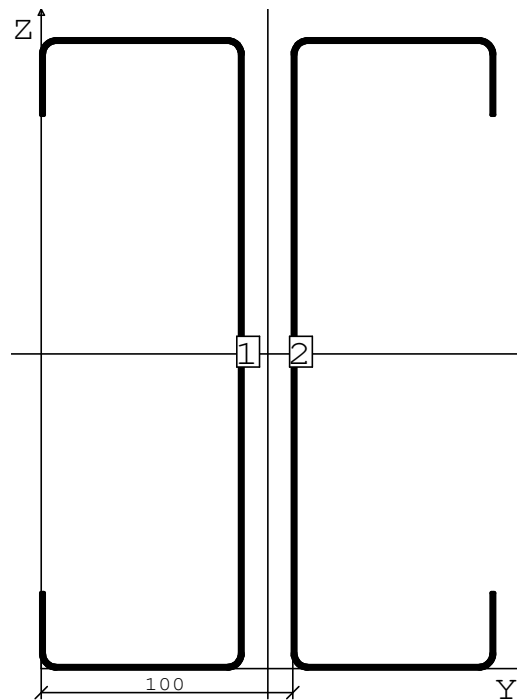
Края свободно оперты, длина элемента l = 4.00м

Нагружение

Продольная сила	$N = 10.0$	кН
Равномерно распределенная нагрузка	$p = 4.00$	кН/м
Расчетный изгибающий момент	$M_y = 8.00$	кН*м
Расчетная поперечная сила	$Q_z = 8.0$	кН

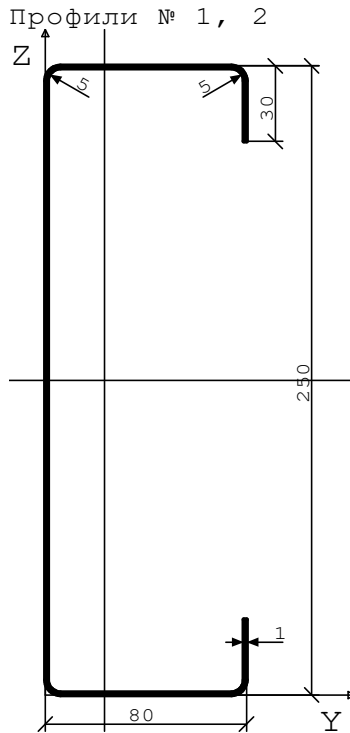
Сечение элемента

М = 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

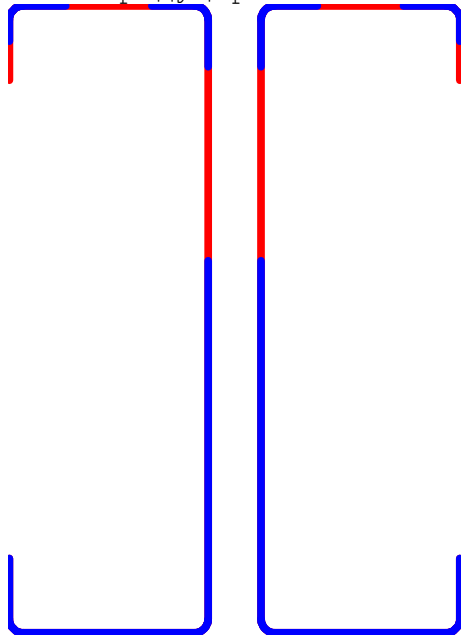
М = 1:3



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	γ _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 γ _c)	=0.41<1	УСЛОВИЕ ВЫПОЛНЕНО	
	проверка прочности при действии поперечной силы			
	Q _z < h _w tR _s γ _c	= 9.2	УСЛОВИЕ ВЫПОЛНЕНО	
	Здесь R _s принято по табл. 8.6 СП 260.1325800.2023			
Плоскость XZ	Условная гибкость	λ _y	=	1.62
	Коэффициент устойчивости	φ _y	=	0.88
	Коэффициент устойчивости	χ _{LT}	=	0.54
	Коэффициент взаимодействия	k _{yy}	=	1.01
	(N/ (φ _y A) +k _{yy} M _y / (χ _{LT} W _y)) / (R _y *γ _c)	= 0.74		
	УСЛОВИЕ ВЫПОЛНЕНО			
Плоскость XY	Условная гибкость	λ _z	=	3.48
	Коэффициент устойчивости	φ _z	=	0.53
	Коэффициент взаимодействия	k _{zy}	=	0.99
	(N/ (φ _z A) +k _{zy} M _y / (χ _{LT} W _y)) / (R _y *γ _c)	= 0.76		
	УСЛОВИЕ ВЫПОЛНЕНО			

Редуцированное сеч. Редуцирование по причине локальной потери устойч.
М = 1:3 Схема редуцирования сечения



Координаты центра тяжести сечения $y_c = 90.0$ мм
 $z_c = 92.8$ мм
Площадь сечения $A_{eff} = 6.6$ см²
Моменты сопротивления сечения $W_{y,eff} = 37$ см³
 $W_{z,eff} = 16$ см³
Моменты инерции сечения $I_{y,eff} = 587$ см⁴
 $I_{z,eff} = 143$ см⁴
Новое значение момента в редуцированном сечении
Расчетный изгибающий момент $M_y = 8.32$ кН*м

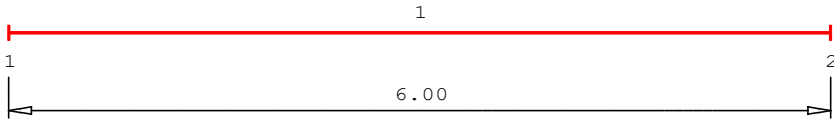
Проверка прочности при действии момента и силы
 $(N/A + M_y/W) / (R_y * \gamma_c) = 0.77 < 1$ **УСЛОВИЕ ВЫПОЛНЕНО**
проверка прочности при действии поперечной силы
 $Q_z < h_w * t * R_s * \gamma_c = 9.2$ **УСЛОВИЕ ВЫПОЛНЕНО**
Здесь R_s принято по табл. 8.6 СП 260.1325800.2023
Плоскость XZ
Условная гибкость $\lambda_y = 1.67$
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 2026 © ООО Техсофт

Поз. t340

Однопролетная балка

Расчётная схема
М = 1 :55

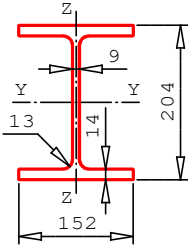


Длины пролётов [м] $l_1 = 6.00$

Жёсткое закрепление

№ опоры	Степени свободы							Точка закрепления	
	X	Y	Z	Rx	Ry	Rz	B	y[см]	z[см]
1	+	+	+	+				0.0	0.0
2		+	+	+				0.0	0.0

Сечение двутавр широкополочный, ГОСТ Р 57837–201 *I 20ШЗ*
М = 1 :10



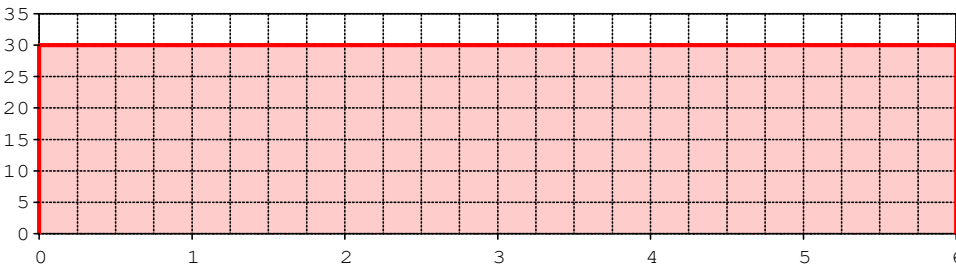
Площадь	A	=	59.85	см ²
Главные моменты инерции	I_y	=	4362	см ⁴
	I_z	=	821	см ⁴
Геометрическая жёсткость на кручение	I_t	=	36	см ⁴
Секториальный момент инерции	C_m	=	72545	см ⁶
Координаты центра кручения	Y_m	=	-0.0	см
	Z_m	=	-0.0	см
Линейная плотность			47.0	кг/м

Дополнительные параметры	i_m	=	9.3	см
	r_y	=	0.0	см
	r_z	=	0.0	см
	r_ϕ	=	0.0	

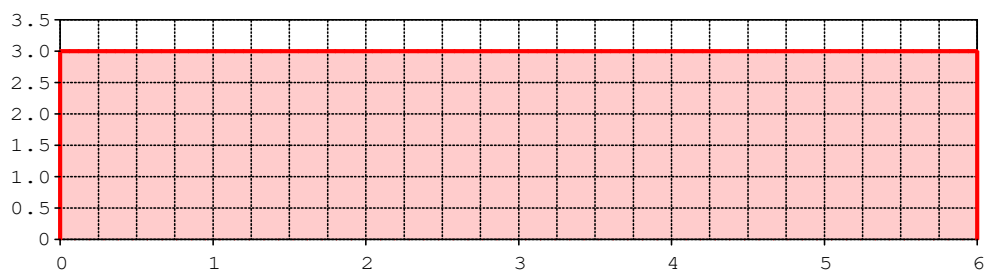
Материал	Модуль упругости	E	=	$2.06 \cdot 10^5$	МПа
	Модуль сдвига	G	=	$7.9 \cdot 10^4$	МПа
	Кoeff. линейного расширения	α	=	$1.2 \cdot 10^{-5}$	°C ⁻¹

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

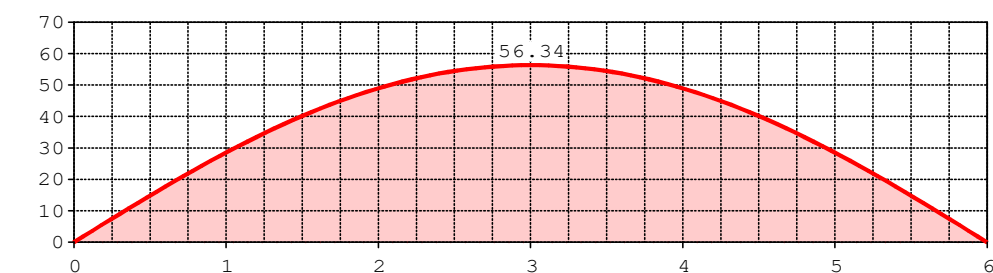
Расчёт

по линейной теории

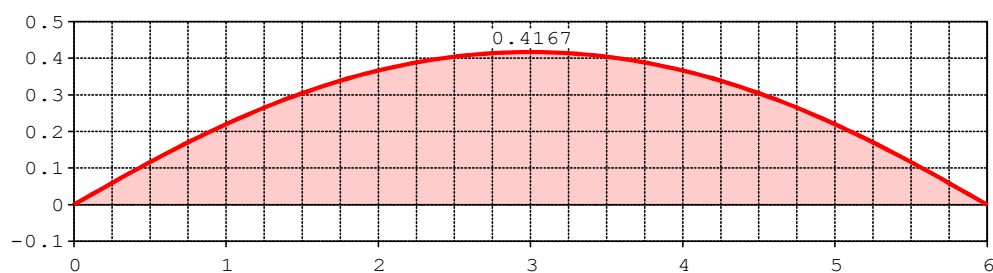
Реакции опор

Опора	Pz [кН]	Mx [кНм]
1	-90.00	-9.00
2	-90.00	-9.00

Перемещение w , [мм]



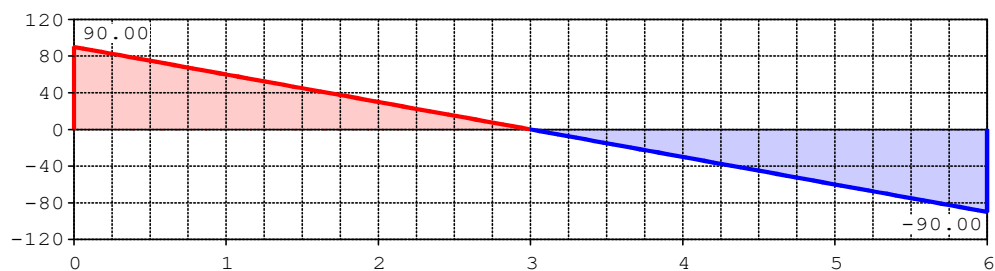
Угол поворота сечения θ , [рад]



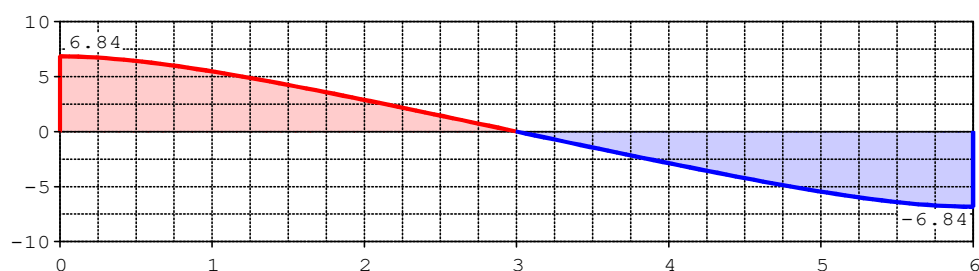
Перемещения

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

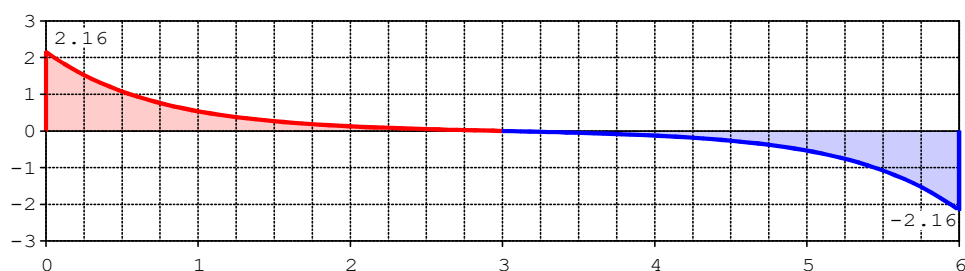
Поперечная сила Q_z , [кН]



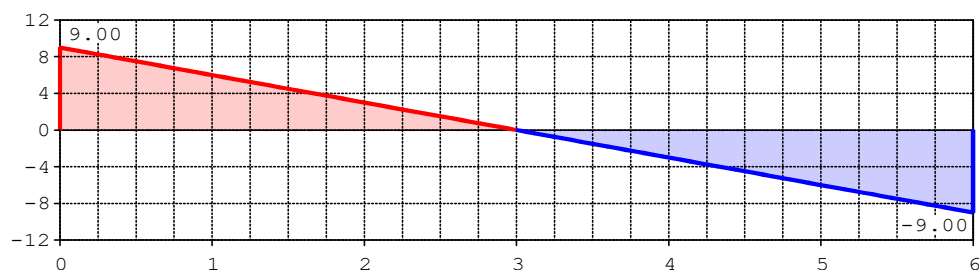
Крутящий момент чистого кручения M_t , [кНм]



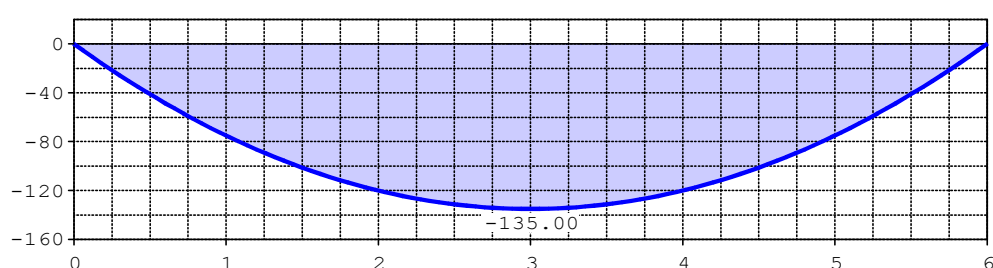
Крутящий момент стеснённого кручения M_h , [кНм]



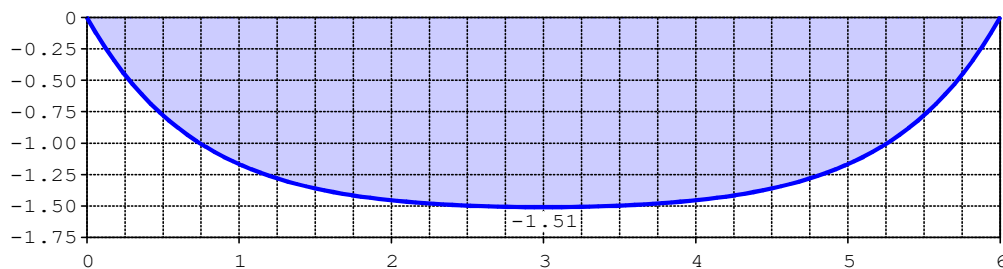
Крутящий момент M_x , [кНм]



Изгибающий момент M_y , [кНм]



Бимомент, [кНм²]



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

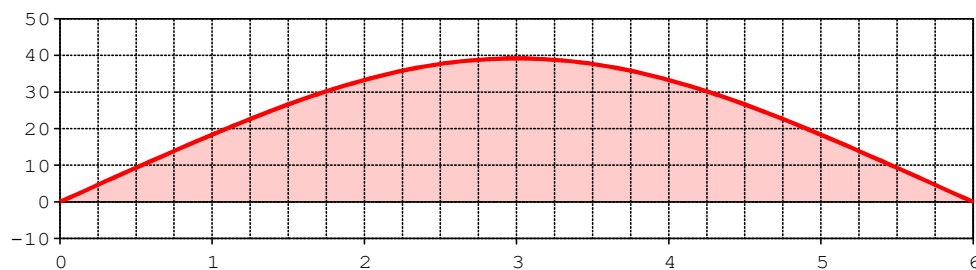
по теории II порядка

Система устойчива

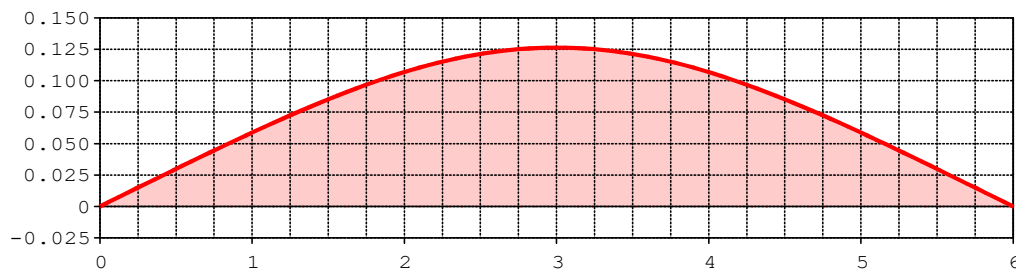
Коэффициент критической нагрузки

$\eta = 1.22$

Перемещение v (форма потери устойчивости), [мм]



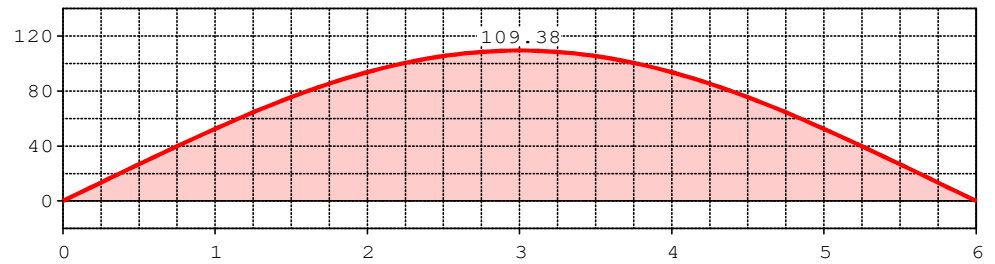
Угол поворота сечения θ (форма потери устойчивости), [рад]



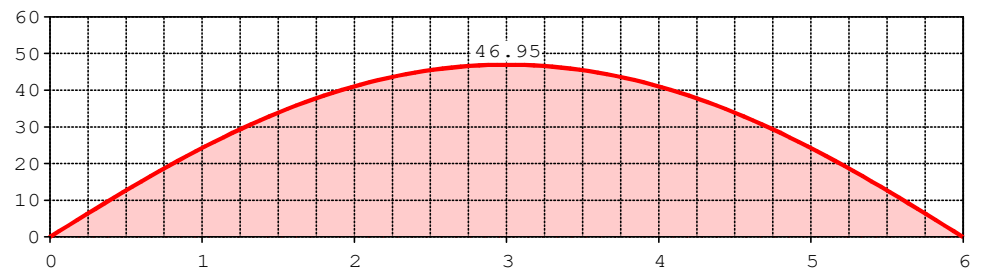
Реакции опор

Опора	Pz[кН]	Mx[кНм]
1	-90.00	-10.19
2	-90.00	-10.19

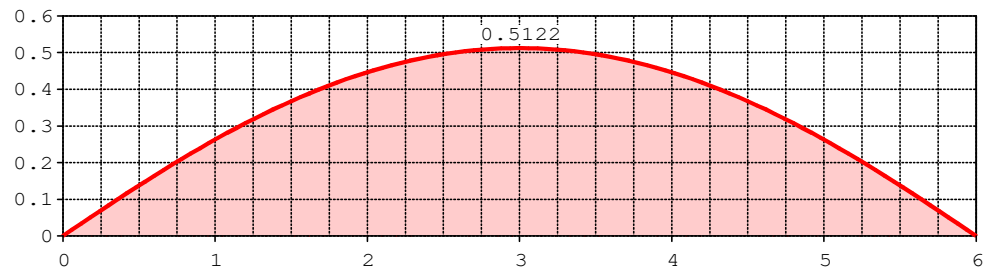
Перемещение v , [мм]



Перемещение w , [мм]



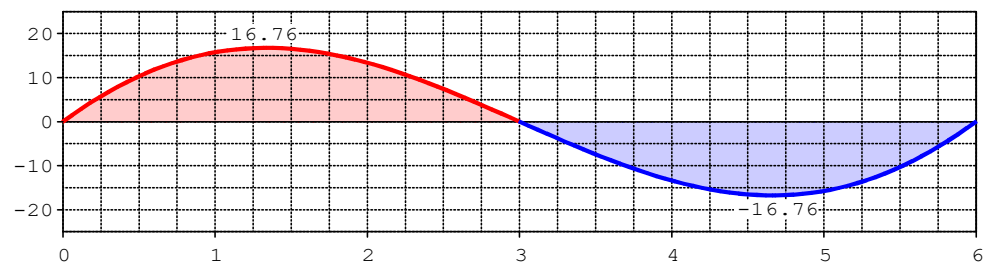
Угол поворота сечения θ , [рад]



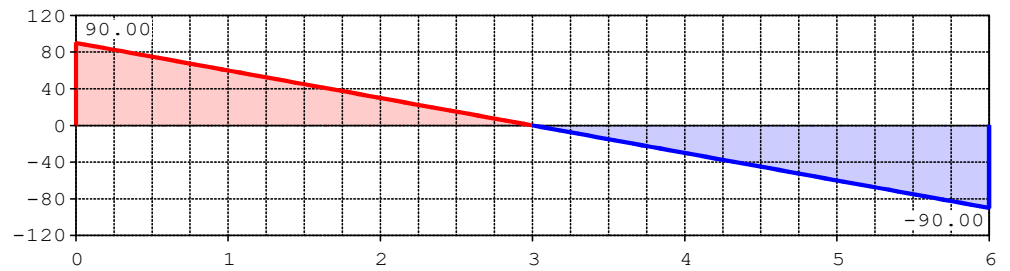
Перемещения

x [м]	v [мм]	w [мм]	θ [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

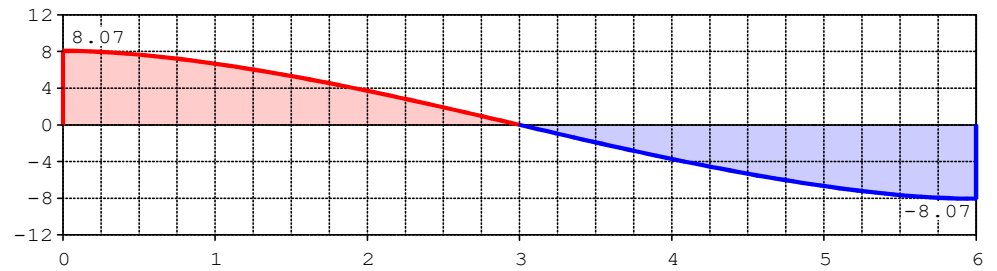
Поперечная сила Q_y , [кН]



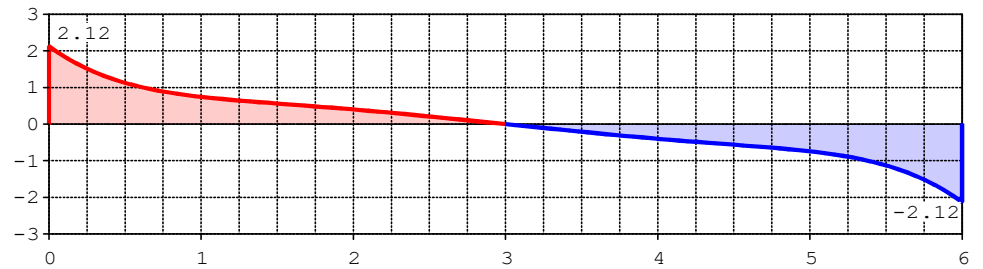
Поперечная сила Q_z , [кН]



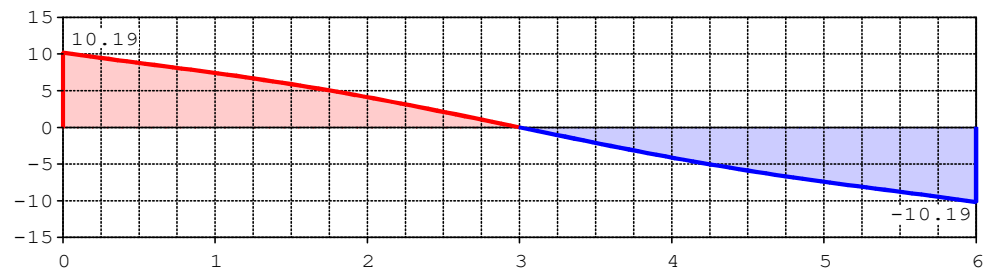
Крутящий момент чистого кручения M_t , [кНм]



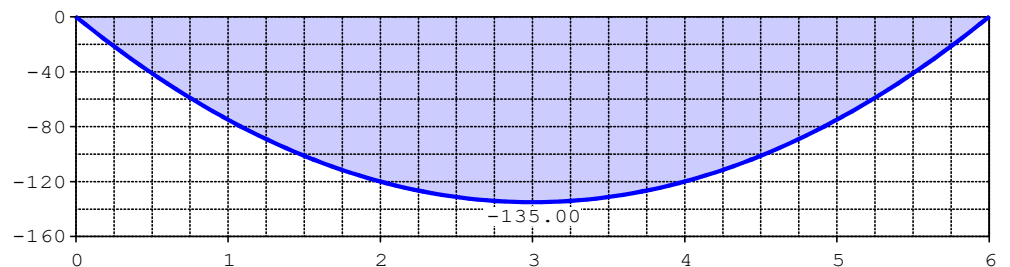
Крутящий момент стеснённого кручения M_h , [кНм]



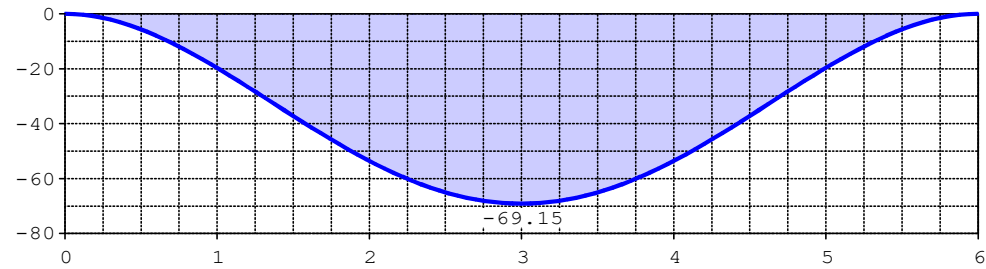
Крутящий момент M_x , [кНм]



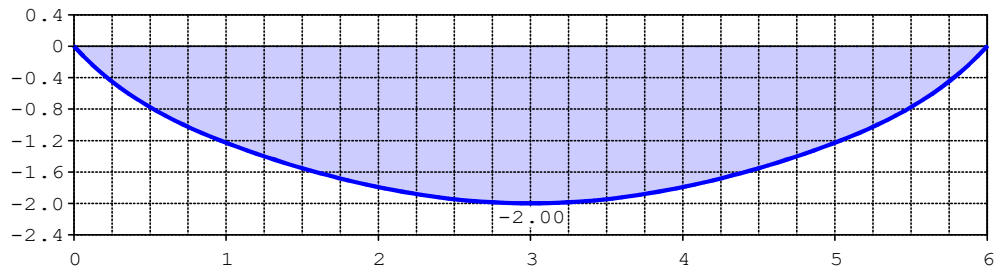
Изгибающий момент M_y , [кНм]



Изгибающий момент M_z , [кНм]



Бимомент, [кНм²]



Внутренние усилия

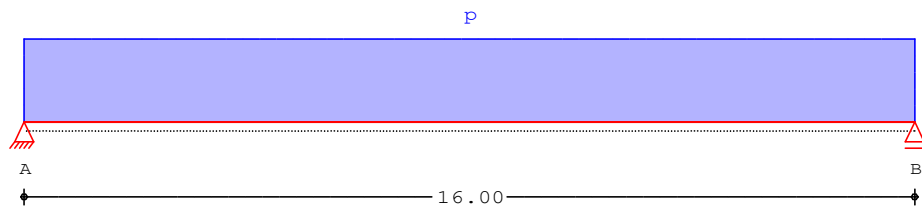
x[м]	Q_y [кН]	Q_z [кН]	M_x [кНм]	M_y [кНм]	M_z [кНм]	B [кНм ²]
0.00	0.00	90.00	10.19	0.00	0.00	0.00
0.50	10.33	75.00	8.78	-41.25	-5.68	-0.78
1.00	15.77	60.00	7.42	-75.00	-19.71	-1.23
1.33	16.76	50.10	6.44	-93.17	-31.18	-1.45
1.50	16.54	45.00	5.89	-101.25	-37.22	-1.55
2.00	13.40	30.00	4.11	-120.00	-53.58	-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 2026 © ООО Техсофт

Поз. t341

Расчет двутавра с гофрированной стенкой

Расчётная схема
М = 1 :136



Свободное опирание, длина элемента $l = 16.00 \text{ м}$
Расчетные длины элемента: в пл. XZ $l_y = 16.00 \text{ м}$
для расчета уст. плоск. формы изг. $l_1 = 16.00 \text{ м}$

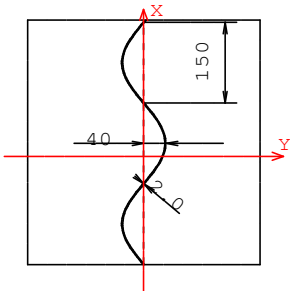
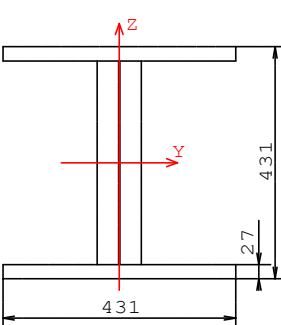
Нагружение

учтен собственный вес балки $p = 2.05 \text{ кН/м}$
Продольная сила $N = 10.0 \text{ кН}$
Равномерно распределенная нагрузка $p = 10.00 \text{ кН/м}$
Расчетный изгибающий момент $M_y = 385.5 \text{ кН*м}$
Расчетная поперечная сила $Q_z = 96.4 \text{ кН}$

Сечение

характеристики выбранного сечения
Ширина полок $b = 431 \text{ мм}$
Толщина полок $t = 27 \text{ мм}$
Условная гибкость свеса полки $\lambda_f = 0.27$
Толщина стенки $s = 2.0 \text{ мм}$
Длина полуволны стенки $a = 150.0 \text{ мм}$
Высота полуволны стенки $f = 40.0 \text{ мм}$
Момент инерции полуволны стенки $J = 27.0 \text{ см}^4$
Условная гибкость панели гофра $\lambda_c = 2.90$
Условная гибкость стенки $\lambda_w = 6.32$
Эффективная площадь $A = 228 \text{ см}^2$

Сечение
М = 1 :14



Моменты инерции $I_y = 93439 \text{ см}^4$
 $I_z = 35361 \text{ см}^4$
 $I_k = 535 \text{ см}^4$
Моменты сопротивления $W_y = 4336 \text{ см}^3$
 $W_z = 1641 \text{ см}^3$

Материал полок

сталь С 255 С255 ГОСТ 27772-2015

Расчетное сопротивление $R_y = 230 \text{ МПа}$
Расчетное сопротивление сдвигу $R_s = 133 \text{ МПа}$

Материал стенки

сталь С 235 С235 ГОСТ 27772-2015

Расчетное сопротивление $R_y = 230 \text{ МПа}$
Расчетное сопротивление сдвигу $R_s = 133 \text{ МПа}$
Модуль упругости $E = 206 \text{ ГПа}$
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 $N_f = 1021 \text{ кН}$
Напряжение в сжатом поясе $\sigma_c = 89.4 \text{ МПа}$
Коэффициент устойчивости $\varphi_f = 0.41$
Касательное напряжение в стенке $\tau_{yz} = 127.5 \text{ МПа}$
Критическое напряжения в стенке $\tau_{cr} = 419.3 \text{ МПа}$
 $M_y / (A_f \cdot h_1 \cdot R_y \cdot \gamma_c) = 0.39 < 1$
УСЛОВИЕ (178) ВЫПОЛНЕНО
 $Q_z / (h_w \cdot s \cdot k_\lambda \cdot R_s \cdot \gamma_c) = 0.96 < 1$
УСЛОВИЕ (179) ВЫПОЛНЕНО
 $0,87 / (R_y \cdot \gamma_c) \cdot \sqrt{(\sigma_y^2 + 3 \cdot \tau_{yz}^2)} = 0.87 < 1$
УСЛОВИЕ (44) СП 16.13330.2017 ВЫПОЛНЕНО
 $N_f / (\varphi_f \cdot A_f \cdot R_y \cdot \gamma_c) = 0.95 < 1$

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 пролёта $f = 44.33$ мм
прогиб рассчитан по линейно-упругой теории.

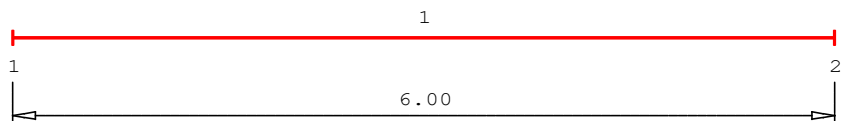
Расчет выполнен модулем 341 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

Поз. t342

Однопролетная балка

Расчётная схема

М = 1 :55



Длины пролётов [м] $l_1 = 6.00$

Жёсткое закрепление

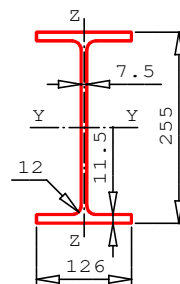
№ опоры	Степени свободы							Точка закрепления	
	X	Y	Z	Rx	Ry	Rz	B	y[см]	z[см]
1	+	+	+	+				0.0	0.0
2		+	+	+				0.0	0.0

Сечение

М = 1 :10

двутавр балочный, ГОСТ Р 57837–2017

I 25БЗ



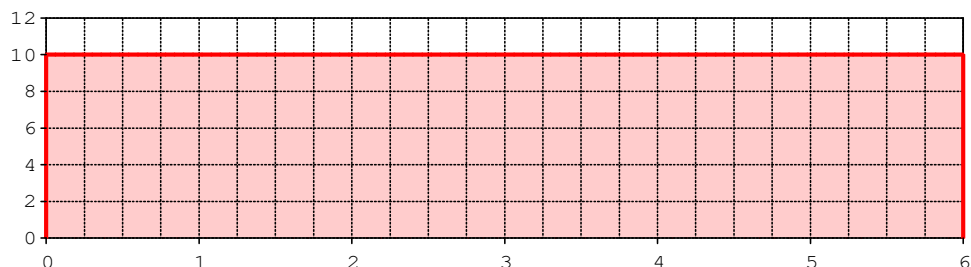
Площадь	A	=	47.62	см ²
Главные моменты инерции	I_y	=	5238	см ⁴
	I_z	=	385	см ⁴
Геометрическая жёсткость на кручение	I_t	=	19	см ⁴
Секториальный момент инерции	I_ω	=	56037	см ⁶
Координаты центра кручения	y_m	=	-0.0	см
	z_m	=	-0.0	см
Линейная плотность			37.4	кг/м
Дополнительные параметры	i_m	=	10.9	см
	r_y	=	0.0	см
	r_z	=	0.0	см
	r_ϕ	=	0.0	

Материал

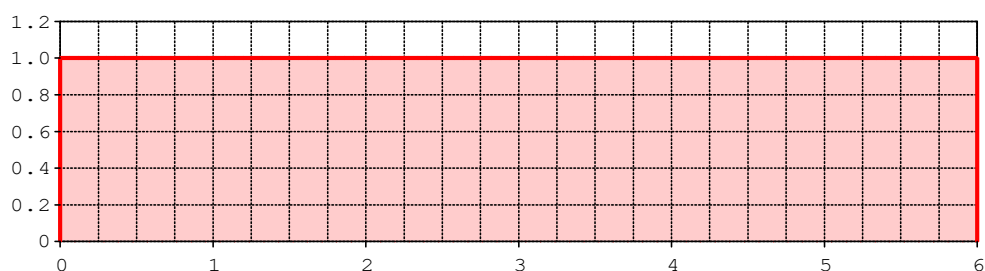
Модуль упругости	E	$= 2.06 \cdot 10^5$	МПа
Модуль сдвига	G	$= 7.9 \cdot 10^4$	МПа
Кoeff. линейного расширения	α	$= 1.2 \cdot 10^{-5}$	$^{\circ}\text{C}^{-1}$
Расчетное сопротивление	R_y	$= 240.0$	МПа
Кoeffициент условий работы	γ_c	$= 1.00$	

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

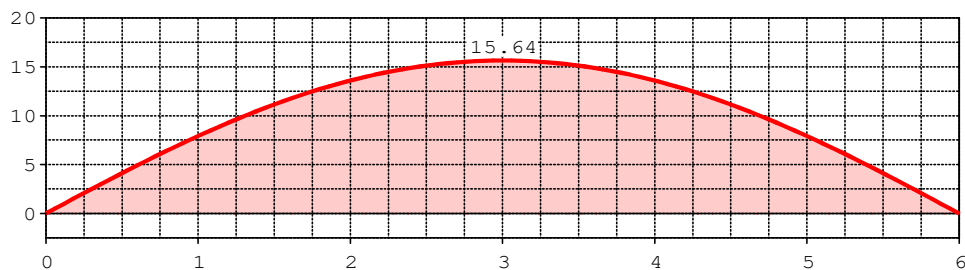
Расчёт

по линейной теории

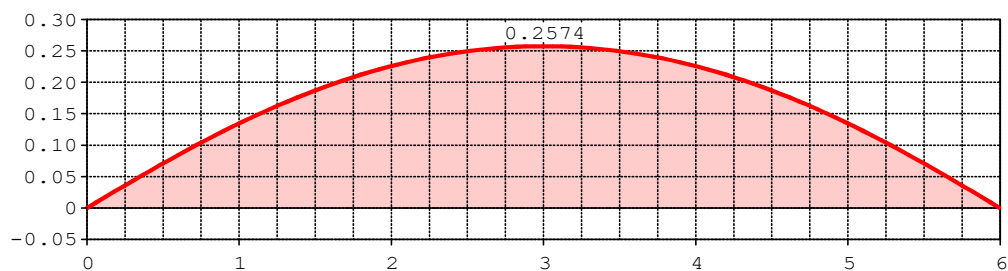
Реакции опор

Опора	Pz [кН]	Mx [кНм]
1	-30.00	-3.00
2	-30.00	-3.00

Перемещение w , [мм]



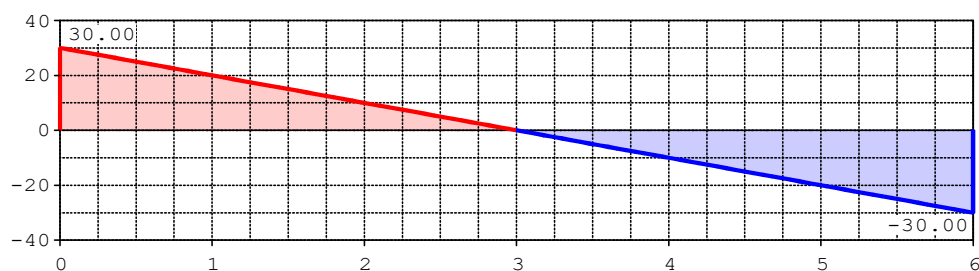
Угол поворота сечения θ , [рад]



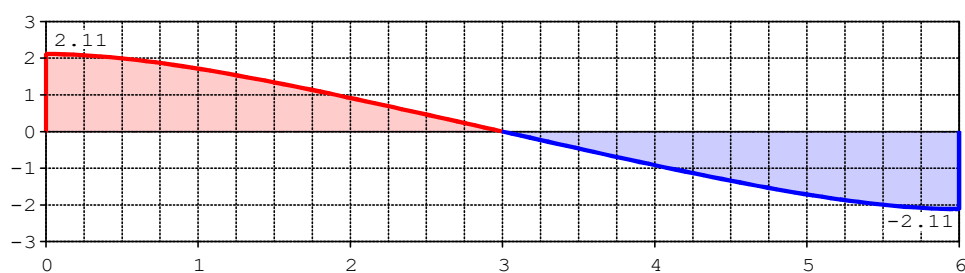
Перемещения

x [м]	w [мм]	θ [рад]
0.00	0.00	0.0000
0.50	4.11	0.0709
1.00	7.92	0.1346
1.50	11.14	0.1871
2.00	13.59	0.2258
2.50	15.12	0.2494
3.00	15.64	0.2574
3.50	15.12	0.2494
4.00	13.59	0.2258
4.50	11.14	0.1871
5.00	7.92	0.1346
5.50	4.11	0.0709
6.00	0.00	0.0000

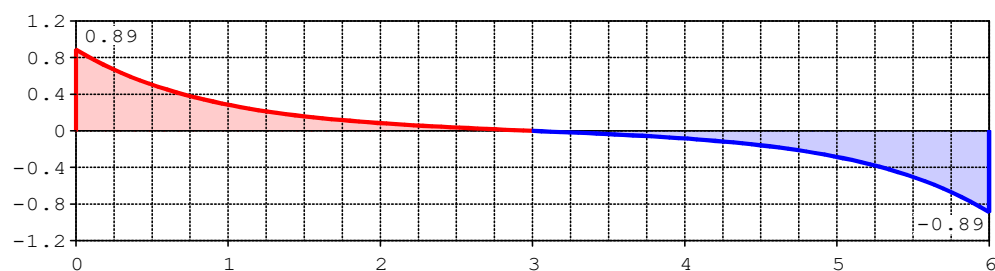
Поперечная сила Q_z , [кН]



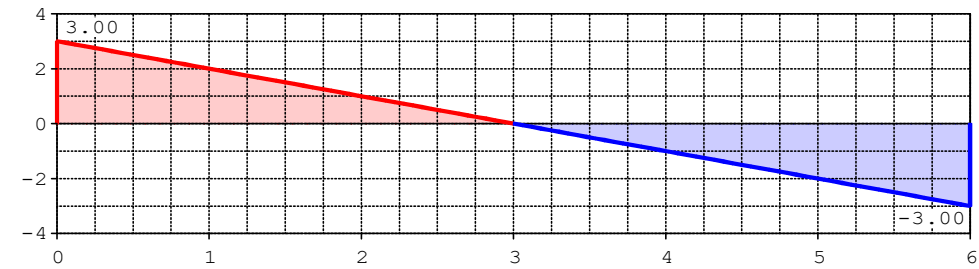
Крутящий момент чистого кручения M_t , [кНм]



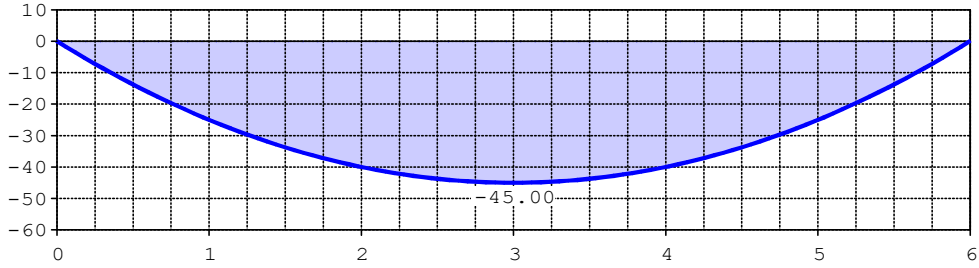
Крутящий момент стеснённого кручения M_h , [кНм]



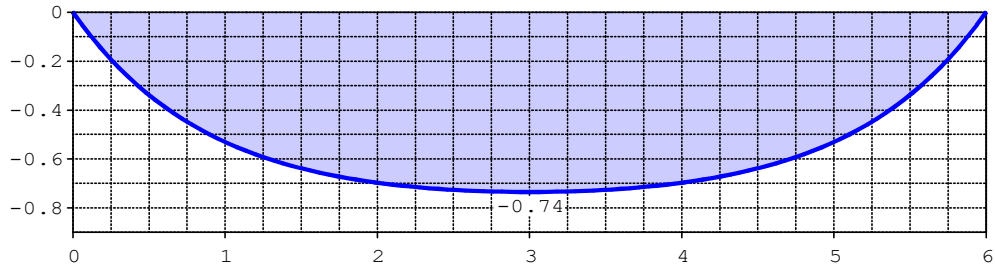
Крутящий момент M_x , [кНм]



Изгибающий момент M_y , [кНм]



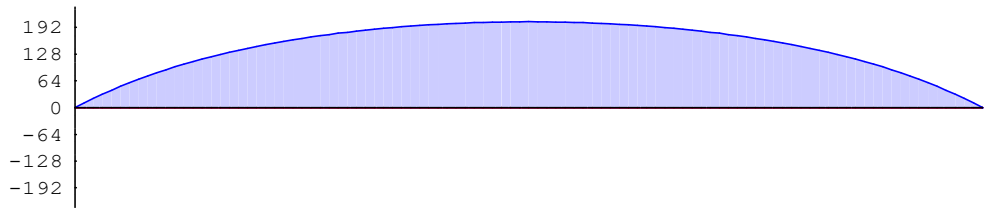
Бимомент, [кНм²]



Внутренние усилия

x[м]	Q_z [кН]	M_x [кНм]	M_y [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

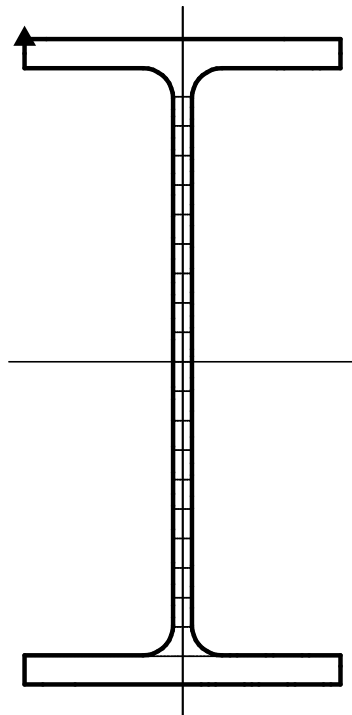
Расчет на прочность балки 1-го класса по п. 8.2.1 СП 16.13330.2017.
Напряжения нормальные σ_x [МПа]
М = 1 : 50



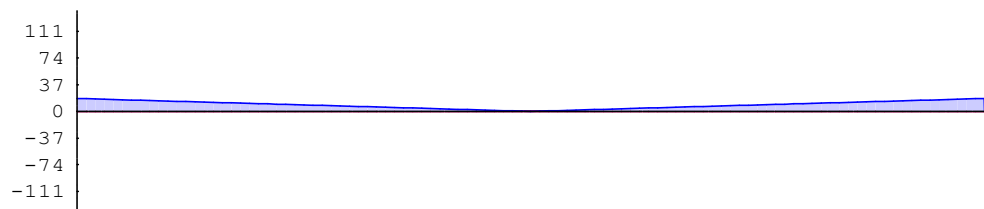
Максимум нормальных напряжений по формуле (43)

достигается в сечении с координатой $x = 3.00\text{м}$
 $\sigma_x / (R_y \cdot \gamma_c) = 0.86$ условие выполнено

М = 1 : 3 Нормальные напряжения в сечении $x = 3.00\text{м}$

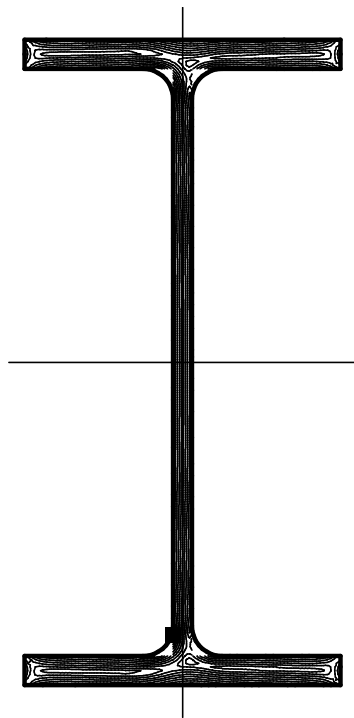


Напряжения
 М = 1 : 50 касательные τ [МПа]



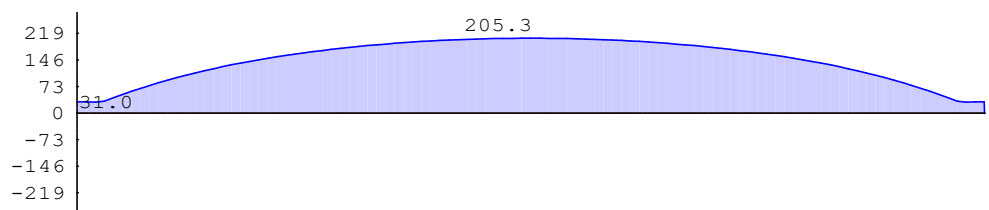
Максимум касательных напряжений по формуле (42)
 с учетом двухосного изгиба и стенового кручения
 достигается в сечении с координатой $x = 3.00\text{м}$
 $\tau / (R_s \cdot \gamma_c) = 0.13$ условие выполнено

М = 1 : 3 Касательные напряжения в сечении $x = 3.00\text{м}$



Напряжения
М = 1 : 50

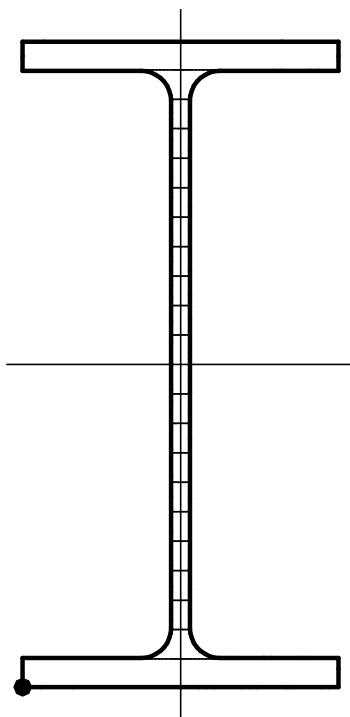
эквивалентные $\sigma_{\text{э}}$ [МПа]



Максимум эквивалентных напряжений по формуле (44) достигается в сечении с координатой $x = 3.00\text{м}$
 $0.87 \cdot \sigma_{\text{э}} / (R_y \cdot \gamma_c) = 0.74$ условие выполнено

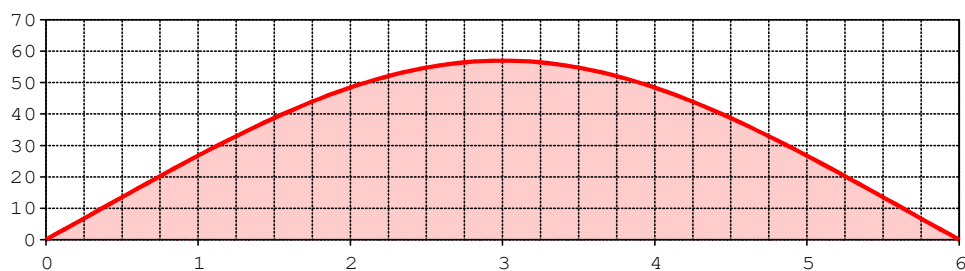
М = 1 : 3

Эквивалентные напряжения в сечении $x = 3.00\text{м}$

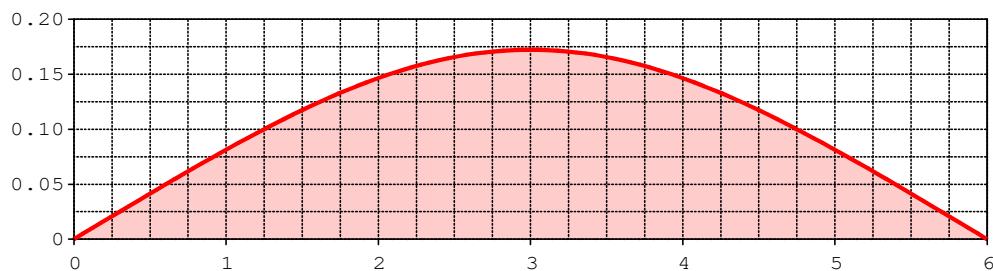


Расчет устойчивости балки 1-го класса по п. 8.4.1 СП 16.13330.2017.

Перемещение v (форма потери устойчивости), [мм]



Угол поворота сечения θ (форма потери устойчивости), [рад]



Момент потери устойчивости	$M_{cr} = 82.3 \text{ кН*м}$
Коэффициент	$\varphi_b = 0.73$
Изгибающий момент	$M_y = -45.0 \text{ кН*м}$
Вимомент	$B_{\omega} = 0.7 \text{ кН*м}^2$
$(M_y / (\varphi_b * W_{cy}) + B_{\omega} / W_{c\omega}) / (R_y * \gamma_c) = 1.06 > 1$	
УСЛОВИЕ (70) НЕ ВЫПОЛНЕНО!	

****** ВНИМАНИЕ *** Не все проверки выполнены удовлетворительно**

Расчет выполнен модулем 342 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

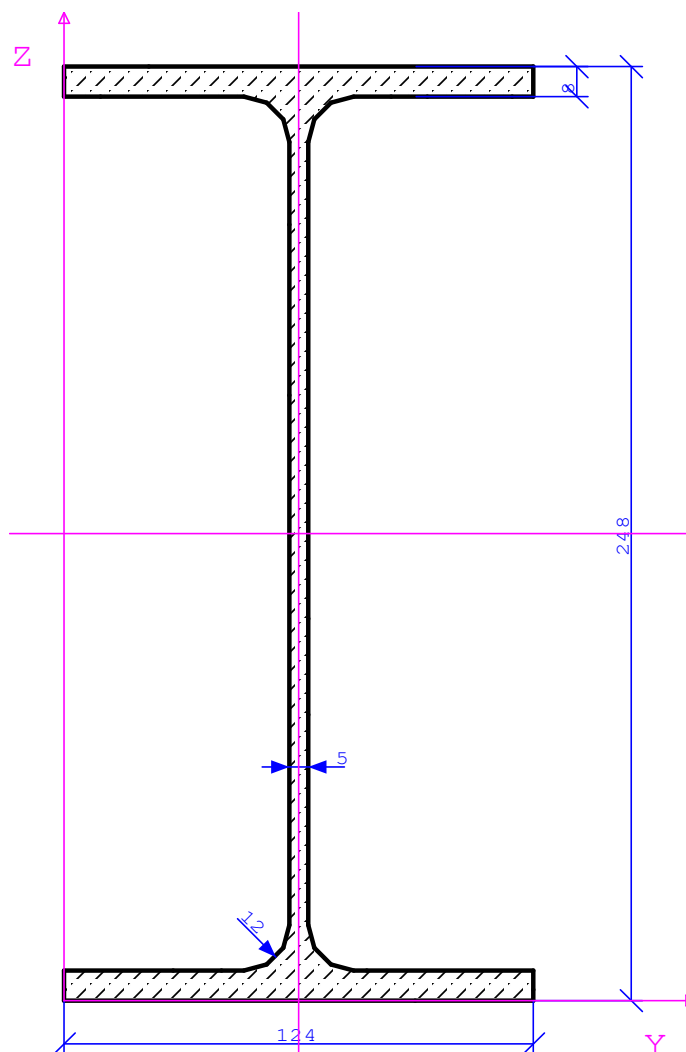
Поз. t345

Проверка сечения стального элемента

Сечение

Профиль **I 25B1**
 М = 1 : 2

двутавр балочный, ГОСТ Р 57837-2017



Габариты сечения	высота	$h = 248.0\text{мм}$	ширина	$b = 124.0\text{мм}$
	толщ.полки	$t = 8.0\text{мм}$	толщ.стенки	$t_w = 5.0\text{мм}$
Расчётные	высота	$h_{ef} = 208.0\text{мм}$	свес полки	$b_{ef} = 47.5\text{мм}$

<u>Параметры сечения</u>	Площади	$A = 32.7\text{см}^2$		
	сдвига	$A_y = 19.8\text{см}^2$	$A_z = 15.2\text{см}^2$	
Моменты и радиусы инерции		$I_y = 3537\text{см}^4$	$I_z = 255\text{см}^4$	
		$i_y = 10.40\text{см}$	$i_z = 2.79\text{см}$	
		$I_w = 36160\text{см}^6$	$I_t = 255\text{см}^4$	
	Моменты сопротивления			
	$W_y = 285\text{см}^3$		$W_z = 41\text{см}^3$	
	$W_{ply} = 319\text{см}^3$		$W_{plz} = 64\text{см}^3$	
	$W_w = 474\text{см}^4$			
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. $E = 206\text{ ГПа}$	расч.сопр.	$R_y = 250\text{МПа}$	
	коэффиц. $\gamma_c = 1.00$		$R_s = 145\text{МПа}$	

Шарнирно опёртая балка с равномерной нагрузкой
Расчётная длина балки $l_1 = 6.0 \text{ м}$

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 $l_1 = 6.0 \text{ м}$
 Проверка прочности полок $Q_y / 2A_f R_s \gamma_c = 0.14$
 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

$$M_{cr} = 25.2 \text{ кНм} \quad \varphi_b = 0.32$$

$$(M_y / \varphi_b W_y + M_z / W_z + B_w / W_w) / R_y \gamma_c = 3.59$$

Проверка устойчивости стенки и поясных листов. Условная гибкость:

$$\begin{aligned} \text{стенки} \quad \lambda_w &= 0.00 & \text{свеса полки} \quad \lambda_f &= 0.26 \\ \alpha_f &= 0.80 & \alpha &= 0.00 \\ M / [R_y \gamma_c h_{ef}^2 t_w (\alpha_f + \alpha)] &= 0.00 \end{aligned}$$

**** ВНИМАНИЕ *** Не выполняется условие прочности сечения

**** ВНИМАНИЕ *** Не выполняется условие устойчивости элемента

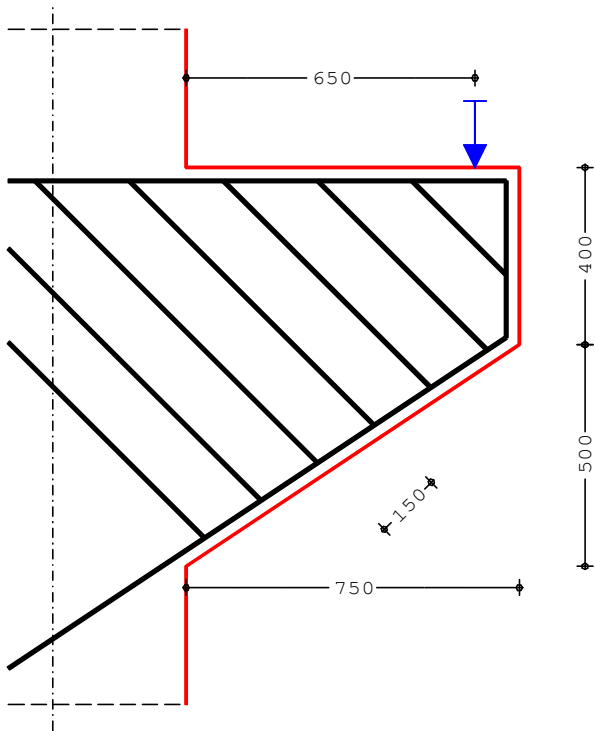
Расчет выполнен модулем 345 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

Поз. t351

Расчёт короткой консоли

Расчётная схема

М = 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 γ _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
Допустимая ширина	толщина защитного слоя бетона a _s = 20 мм раскрытия трещин непродолжительных w _s = 0.40 мм продолжительных w _l = 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 = γ _f * l _Q * Q _n = 360 < M _u УСЛОВИЕ ВЫПОЛНЕНО Ширина сжатой наклонной полосы l _b = 0.15 см угол наклона полосы к горизонтали θ = 49.24° коэффициент φ = 1+5*α*A _{sw} /(S*b) = 1.13 Q _n *γ _f < 0.8*φ*R _b *b*l _b *sinθ = 599 кН УСЛОВИЕ ВЫПОЛНЕНО
Трещиностойкость	Момент образования трещин M _{crс} = 161 кНм
Расчётная ширина	раскрытия трещин: продолжительного a _n = 0.13 мм

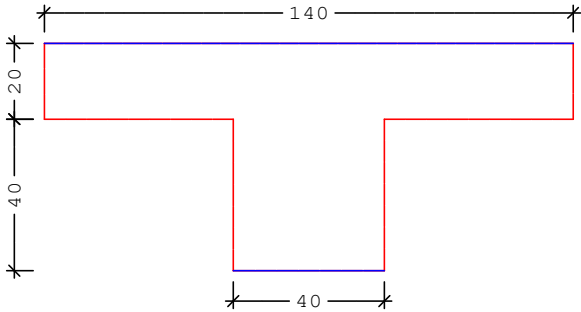
непродолжительного $a_n=0.20$ мм

Расчет выполнен модулем 351 программы СТАТИКА 2026 © 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_{Π}	=	140.0	см
Высота полки	h_{Π}	=	20.0	см
Расстояние до ц.т. арматуры	$a_{\text{в}}$	=	0.0	см
	$a_{\text{н}}$	=	0.0	см
Площадь арматуры	$A_{\text{св}}$	=	20.00	см2
	$A_{\text{сн}}$	=	6.00	см2

Расчет

Согласно MSZ EN 1992-1-1

Бетон

Продольная арматура

C25/30

S500

Предел прочности бетона	f_{cd}	=	16.67	МПа
	f_{ctd}	=	1.20	МПа
Предел текучести арматуры	f_{yd}	=	434.8	МПа

Напряжение сдвига

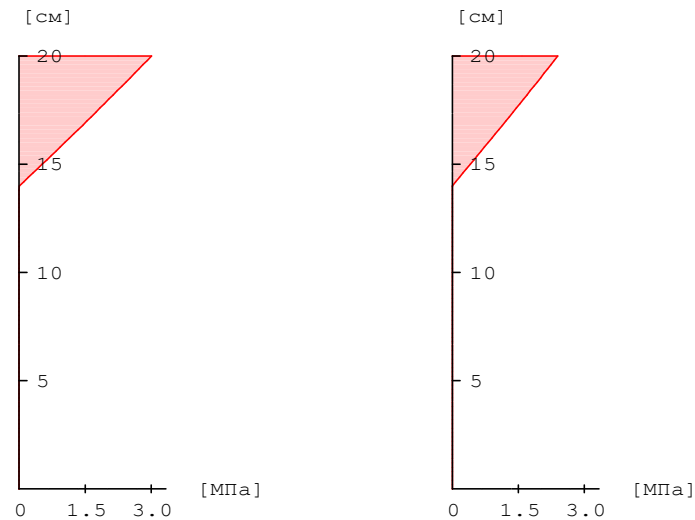
M	V	F_{d1}	F_{d2}	Δx	v_{Ed}
[кНм]	[кН]	[кН]	[кН]	[м]	[МПа]
120.0	500.0	73.0	57.8	0.05	1.52

Напряжения в полке и составляющие F_d

M	$\sigma_{c,max}$	σ_s	F_{dc}	F_{ds}
[кНм]	[МПа]	[МПа]	[кН]	[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



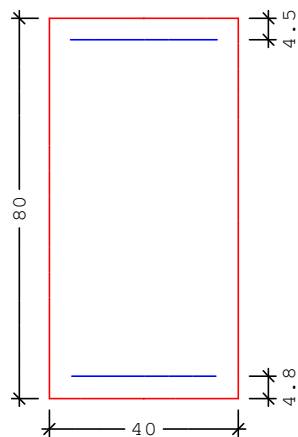
Требуемая площадь арматуры		$A_{sf}/s_f=$	3.50	см ² /м
Проверка условия (6.21)	$v_{Ed}h_f / (\cot\theta_f (A_{sf}/s_f) f_{yd}) =$	1.000	<= 1	
Проверка условия (6.22)	$v_{Ed} / (vf_{cd}\sin\theta_f\cos\theta_f) =$	0.422	<= 1	
		v	=	0.540 -
		$\cot\theta_f$	=	2.000 -
		$\sin\theta_f$	=	0.894 -
		$\cos\theta_f$	=	0.447 -

Расчет выполнен модулем 400 программы СТАТИКА 2026 © 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_{sb}	=	20	мм
	d_{sh}	=	25	мм

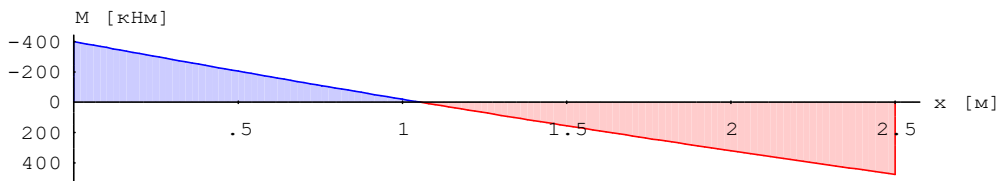
Толщина защитного слоя	$c_{nom, в}$	=	35	мм
	$c_{nom, н}$	=	35	мм
Расстояние до ц.т. арматуры	$a_в$	=	4.5	см
	$a_н$	=	4.8	см

Площадь продольной арматуры	Участок	l	$n_в$	$n_н$	$A_{св}$	$A_{сн}$
		[м]			[см2]	[см2]
	1	1.00	4	4	12.57	19.63
	2	1.50	2	6	6.28	29.45

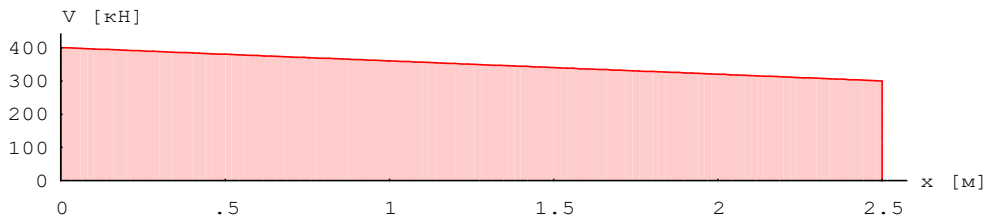
<u>Нагрузки</u>	Усилия от основной комбинации воздействий
	Изгибающий момент M_o = 400.0 кНм
	Поперечная сила V_o = 400.0 кН
	Равномерная нагрузка q = 40.00 кН/м

<u>Расчет</u>	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 $V_{Ed} \leq V_{Rd, max}$ (6.5)

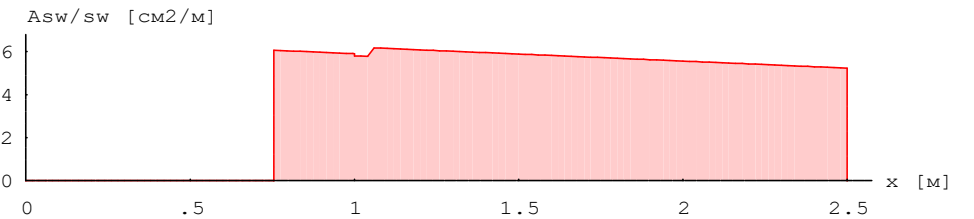
$V_{Rd, max} = 0.5bdvf_{cd}$	=	1359	кН
d	=	75.5	см
v	=	0.540	-

Условие прочности	$V_o / V_{Rd, max}$	=	0.294	≤ 1

Требуемая площадь поперечной арматуры

x	M	V	$V_{Rd, c}$	z	cotθ	$V_{Rd, max}$	$V_{Rd, s}$	A_{sw}/s
[м]	[кНм]	[кН]	[кН]	[см]	[-]	[кН]	[кН]	[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 ΔF_{td} (6.18)

Участок	x [м]	ΔM [кНм]	$M+\Delta M$ [кНм]	$\Delta A_{св}$ [см ²]	$\Delta A_{сн}$ [см ²]
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

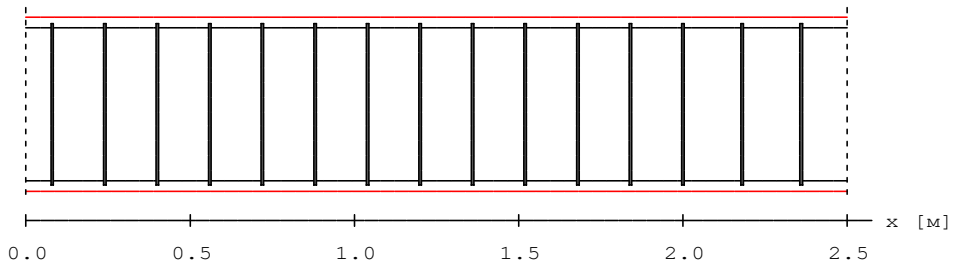
Участок	$A_{св}$ [см ²]	$A_{сн}$ [см ²]
1	13.27	
2	10.40	

Конструирование

d_{sw} [мм]	Число ветвей	s_{max} [см]	Δs [см]	a_1
8	2	30		$s/2$

Подобранная поперечная арматура

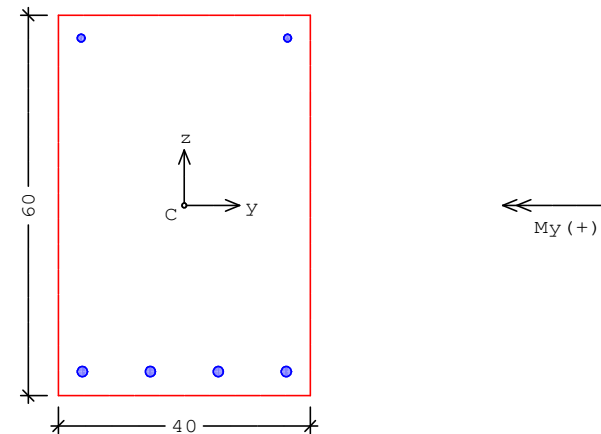
от x [м]	до x [м]	Число хомутов	s [см]	A_{sw}/s [см ² /м]
0.000	2.000	13	16	6.28
2.000	2.360	2	18	5.59



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	см ²
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	см ²

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	$\epsilon_{ctu} = f_{ctm} / E_{cm}$	= 0.084 ‰
Предельная ширина раскрытия трещин	w_{max}	= 0.40 мм

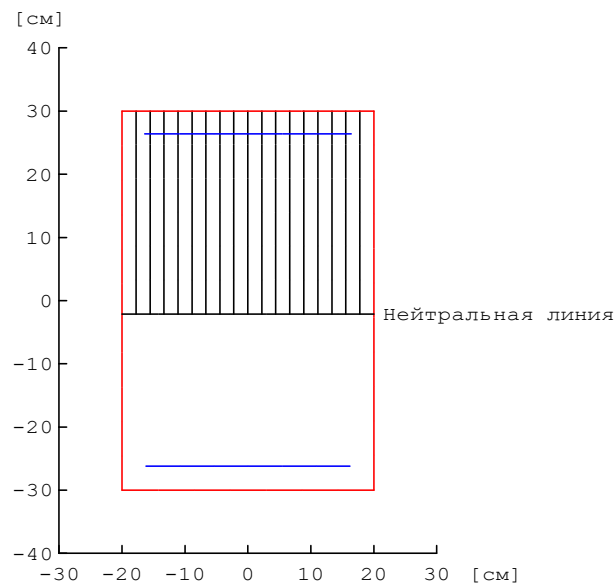
Коэффициенты (7.11)	k_t	k_1	k_3	k_4
	0.4	0.8	3.4	0.425

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

κ = 0.00030 1/м

Деформации
бетона

Верхняя сторона сечения		Нижняя сторона сечения	
ϵ [%.]	σ [МПа]	ϵ [%.]	σ [МПа]
-0.097	-2.36	0.084	2.60

Деформации
арматуры

Верхняя арматура		Нижняя арматура	
ϵ [%.]	σ [МПа]	ϵ [%.]	σ [МПа]
-0.086	-17.2	0.072	14.5

Ширина раскрытия трещин при определении $s_{r,max}$ по формуле (7.11)

σ_s [МПа]	x_t [см]	$h_{c,ef}$ [см]	$A_{c,eff}$ [см ²]	A_s [см ²]	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

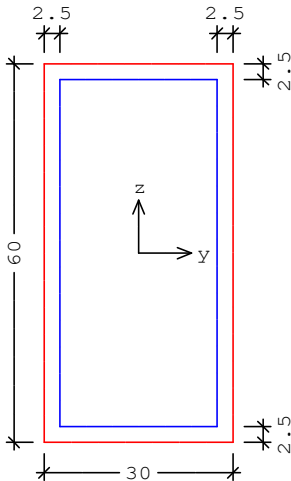
Трещиностойкость сечения обеспечена

Расчет выполнен модулем 402 программы СТАТИКА 2026 © 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}

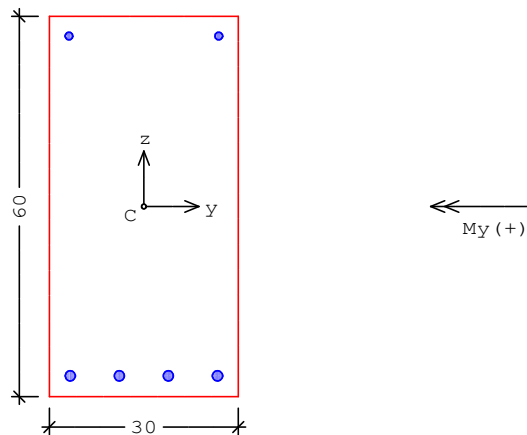
= 0.124 <= 1

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 2026 © 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	см ²
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	см ²

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 $\epsilon_{ctu} = f_{ctm} / E_{cm} = 0.084$ %.

Предельная ширина раскрытия трещин $w_{max} = 0.40$ мм

Усилия при
образовании трещин

N_d	M_{yd}	N_c	M_{yc}
[кН]	[кНм]	[кН]	[кНм]
	100.0		49.0

Ширина раскрытия трещин при определении $s_{r,max}$ по формуле (7.11)

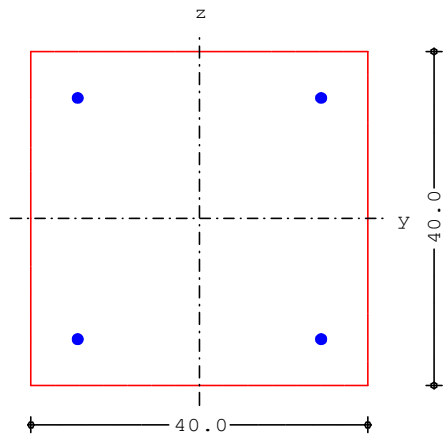
σ_s	x_t	$h_{c,ef}$	$A_{c,eff}$	A_s	d_s	c	k_2	$s_{r,max}$	w_k
[МПа]	[см]	[см]	[см ²]	[см ²]	[мм]	[мм]		[мм]	[мм]
238.2	46.4	8.2	247.5	8.04	16.0	25	0.500	169	0.168

Трещиностойкость сечения обеспечена

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 А: жилые здания
		переменное Категория-А

Коэффициент упр. надежностью K_{FI} = 1.0 -

При комбинировании применяется формула (6.10)

№	γ_{sup}	γ_{inf}	ψ_0	ψ_1	ψ_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

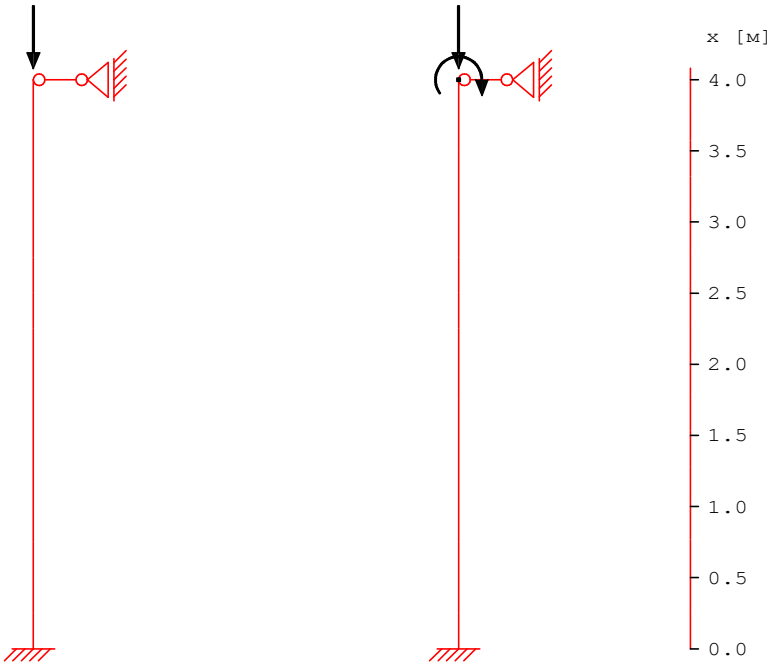
№	x [м]	V [кН]	e_y [см]	e_z [см]
1	4.00	1000.0		
2	4.00	10.0	25.0	25.0

№	x [м]	H_y [кН]	H_z [кН]	M_y [кНм]	M_z [кНм]
1	4.00			100.0	

Воздействие 1

Плоскость Y

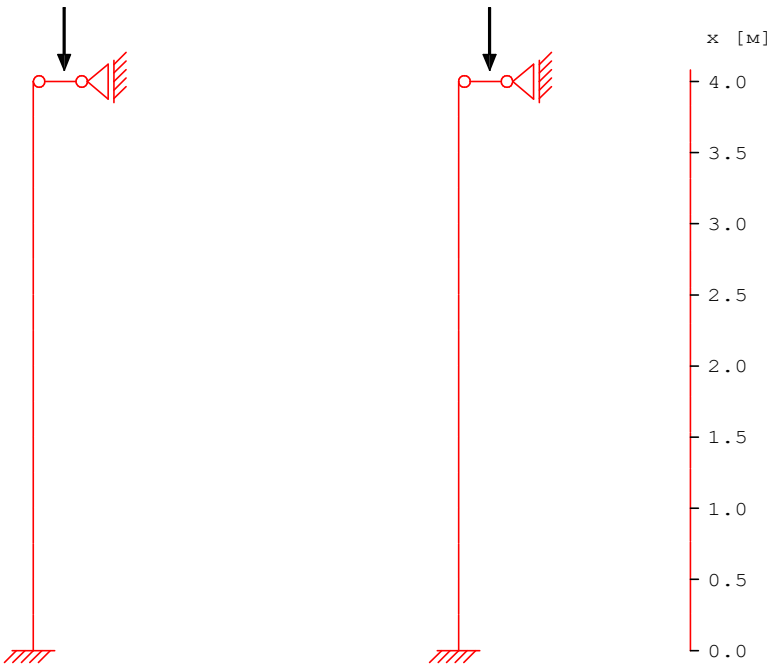
Плоскость Z



Воздействие 2

Плоскость Y

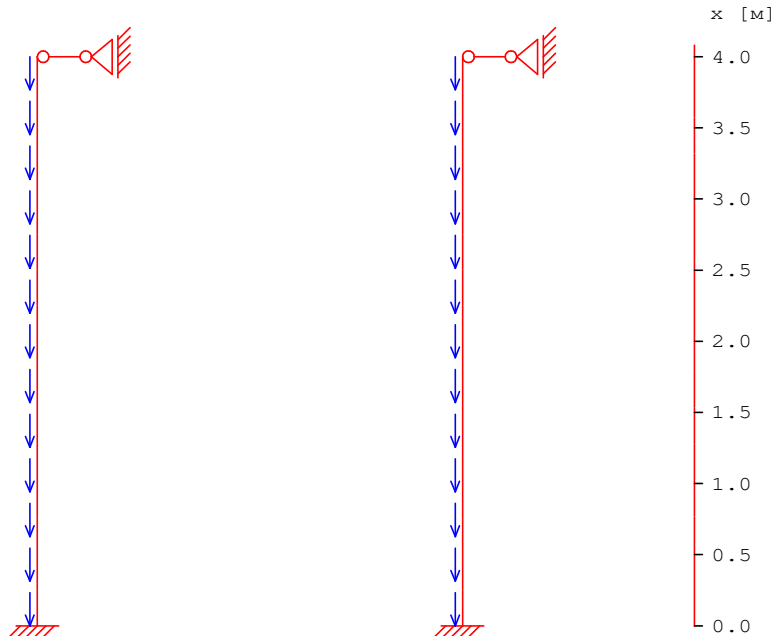
Плоскость Z



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
Арматура

C25/30
S500

Для бетона применяется диаграмма (3.14)

Удельный вес железобетона $\gamma = 25.0 \text{ кН/м}^3$

Влажность воздуха окружающей среды = 50 %

Возраст бетона в момент нагружения = 28 сут

Коэффициент
ползучести

$2A_c/u$ [mm]	$\beta(f_{cm})$ [-]	$\beta(t_0)$ [-]	Φ_{RH} [-]	Φ [-]
200.0	2.925	0.488	1.855	2.650

Выбор комбинаций

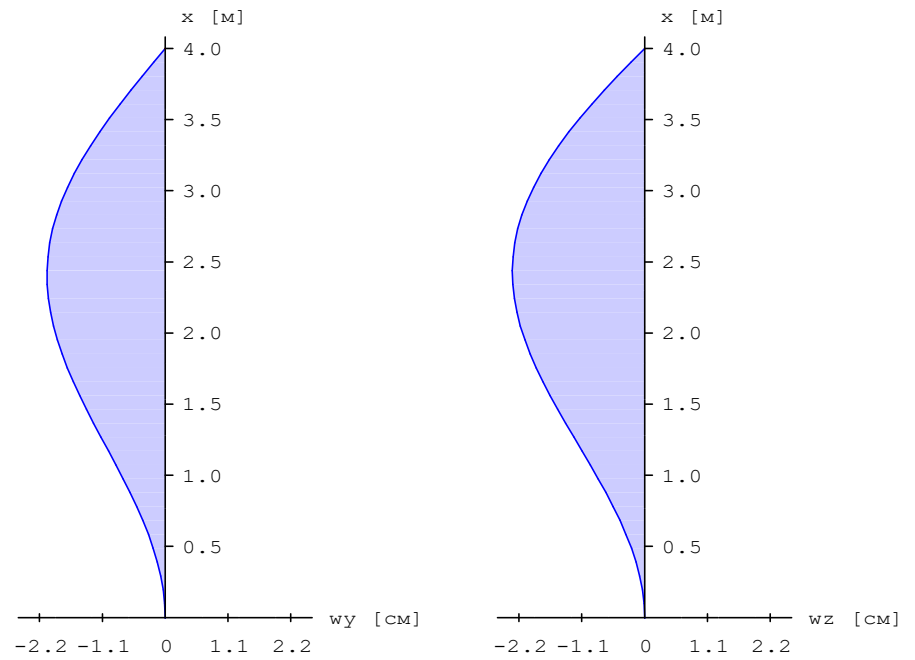
К	Номер воздействия (Коэффициент)		
1	1 (1.35)	2 (1.50)	3 (1.35)
2	1 (1.35)	3 (1.35)	

Расчет для комбинации воздействий $K = 1$

Погрешность расчета $\varepsilon = 0.02 \%$

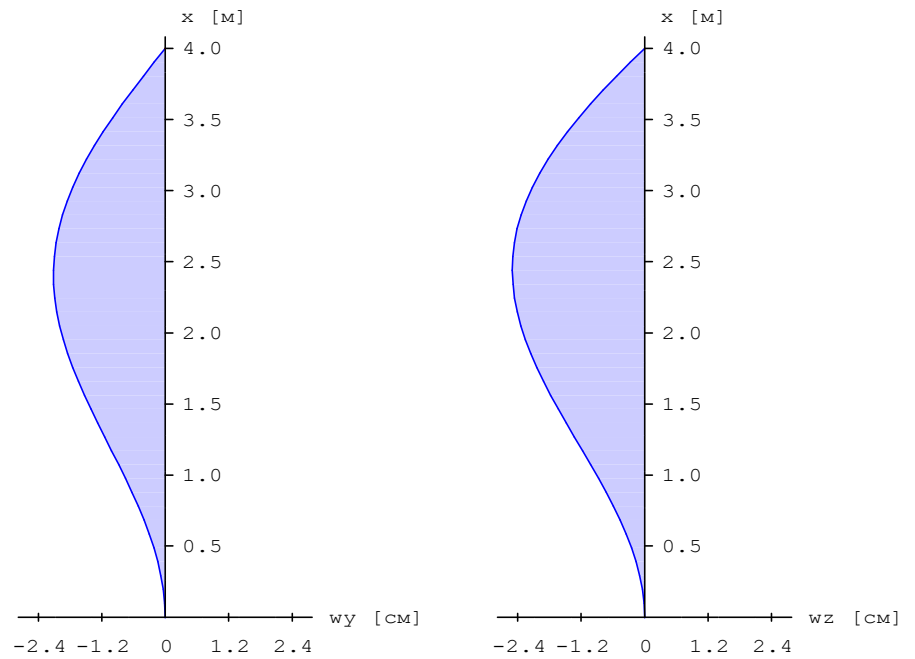
К 1
Начальные прогибы

x [M]	w_{y0} [CM]	w_{z0} [CM]	$w_{y\Pi}$ [CM]	$w_{z\Pi}$ [CM]
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

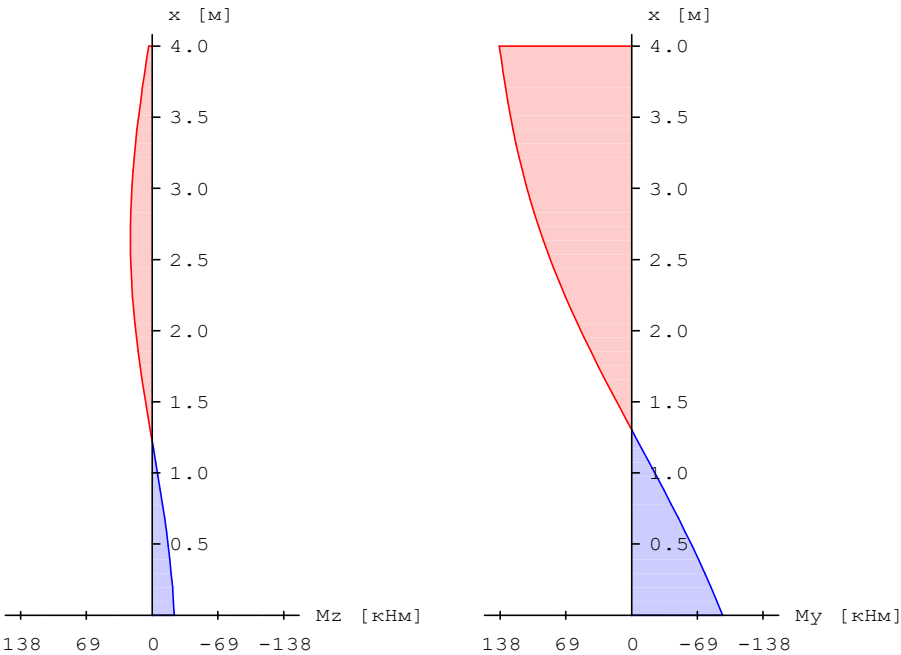
x [м]	w _y [см]	w _z [см]	d _y [рад]	d _z [рад]
4.00	0.00	0.00	0.02798	0.02125
3.33	-1.31	-1.62	0.01928	0.01650
2.67	-2.05	-2.44	0.00502	0.00501
2.00	-1.96	-2.30	-0.00876	-0.00709
1.33	-1.23	-1.43	-0.01563	-0.01339
0.67	-0.38	-0.44	-0.01220	-0.01053
0.00	0.00	0.00	0.00000	0.00000



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



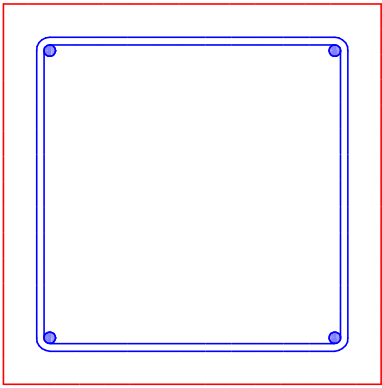
К 1 Предельные усилия

x [м]	N _u [кН]	M _{yu} [кНм]	M _{zu} [кНм]	γ _u	ε _{c,min} [%.]	ε _{s,max} [%.]	a [см]	A _{s,tot} [см ²]
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	ρ	=	0.20	%

Конструирование	Данные для подбора арматуры			
	d _{min} [мм]	d _{max} [мм]	n _{max}	a _{min} [мм]
	8	40	20	20

Подобранная арматура	Диаметр поперечной арматуры	d_{sw}	=	8	мм
	Мин. толщина защитного слоя	c_{min}	=	25	мм
	Допускаемое отклонение	Δc	=	10	мм
	Диаметр арматуры	d_s	=	12	мм
	Число стержней	n_{tot}	=	4	-
	Площадь арматуры	$A_{s,tot}$	=	4.52	см ²
	Коэффициент армирования	ρ	=	0.28	%
	Защитный слой бетона	c_{nom}	=	35	мм



Стержни: 4 $\varnothing 12$
Хомут: $\varnothing 8$
Защитный слой:
спот = 35 мм

Расчет выполнен модулем 405 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

Поз. 406

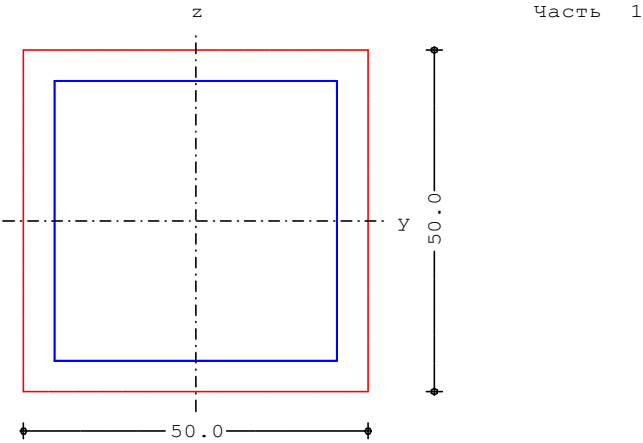
Многоярусная колонна общего вида

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



Закрепления

	В плоскости Y	В плоскости Z
Сверху	шарнирное	шарнирное
Снизу	шарнирное	шарнирное

Нагрузки

№	Вид нагрузки	γ_f	Группа	Знак
1	Постоянная	1.10		

Вертикальные силы

№	x [м]	V [кН]	e _y [см]	e _z [см]
1	6.00	1000.0		

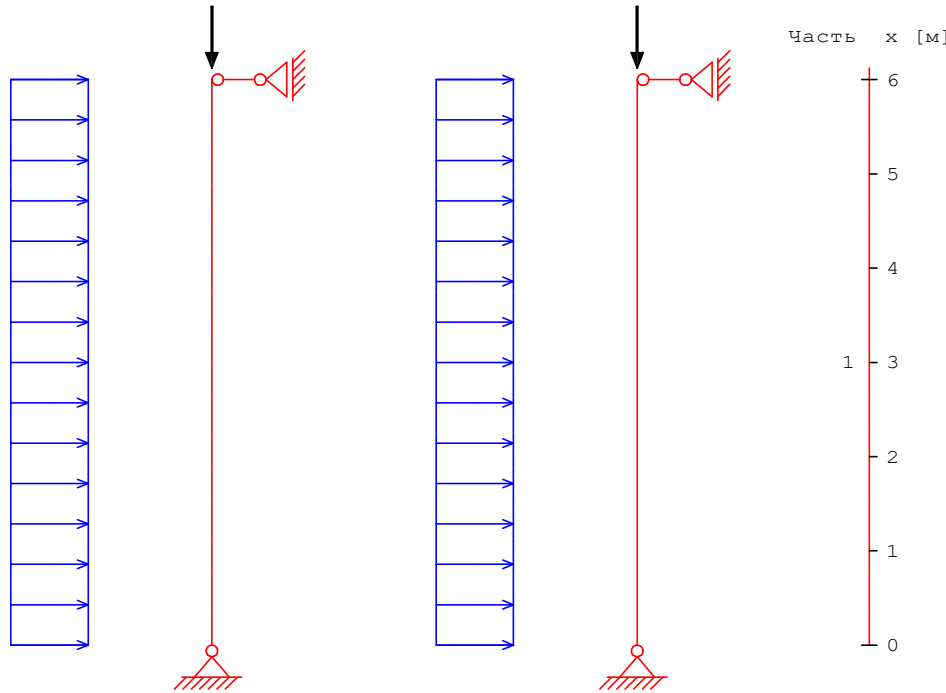
Равномерно
распределённые силы

№	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 $\gamma_b = 0.900$ -

Влажность воздуха окружающей среды от 40% до 75%

Коэффициент ползучести $\Phi_{b, cr} = 2.50$ -

Соппротивление бетона $\gamma_b R_b = 13.05$ МПа

Для бетона применяется трёхлинейная диаграмма

Продольная арматура **A500**

Соппротивление арматуры $R_s = 435$ МПа

$R_{sc} = 400$ МПа

Для арматуры применяется двухлинейная диаграмма

Поперечная арматура **A500**

Соппротивление арматуры $R_{sw} = 300$ МПа

Гибкости в пл.Y, Z

от x [м]	до x [м]	λ_y	λ_z
0.00	6.00	41.6	41.6

Комбинации нагрузок

K	Номера нагрузок и коэффициенты
1	1 (1.10)

Расчёт

для комбинации нагрузок K = 1

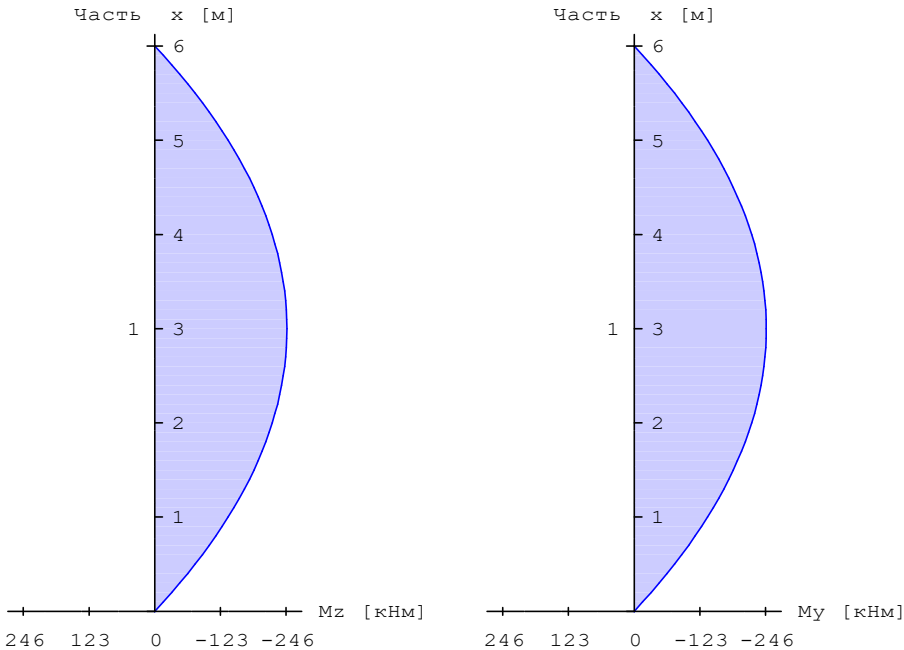
К 1 Усилия от полной нагрузки и от её длительной части

х [м]	N [кН]	M _y [кНм]	M _z [кНм]	N _l [кН]	M _{y l} [кНм]	M _{z l} [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

х [м]	l ₀ [м]	φ ₁ [-]	δ _e [-]	D [МНм2]	N _{cr} [кН]	η [-]	ηM _z [кНм]
6.00	6.00	2.000	0.150	44.57	12218.9	1.099	0.0
5.40	6.00	2.000	0.162	43.89	12033.5	1.101	-98.1
4.80	6.00	2.000	0.288	38.46	10543.4	1.116	-176.9
4.20	6.00	2.000	0.378	35.81	9818.1	1.126	-234.1
3.60	6.00	2.000	0.432	34.54	9468.5	1.131	-268.8
3.00	6.00	2.000	0.450	34.15	9363.2	1.133	-280.4
2.40	6.00	2.000	0.432	34.54	9468.5	1.131	-268.8
1.80	6.00	2.000	0.378	35.81	9818.1	1.126	-234.1
1.20	6.00	2.000	0.288	38.46	10543.4	1.116	-176.9
0.60	6.00	2.000	0.162	43.89	12033.5	1.101	-98.1
0.00	6.00	2.000	0.150	44.57	12218.9	1.099	0.0

К 1 Расчётный момент в плоскости Z

х [м]	l ₀ [м]	φ ₁ [-]	δ _e [-]	D [МНм2]	N _{cr} [кН]	η [-]	ηM _y [кНм]
6.00	6.00	2.000	0.150	44.57	12218.9	1.099	-0.0
5.40	6.00	2.000	0.162	43.89	12033.5	1.101	-98.1
4.80	6.00	2.000	0.288	38.46	10543.4	1.116	-176.9

Позиция	t406	Страница	261
Проект	СТАТИКА тест всех модулей	Дата	08.10.2025
Разраб.	Разработчик	Версия	2026.000
СТАТИКА/406			

4.20	6.00	2.000	0.378	35.81	9818.1	1.126	-234.1
3.60	6.00	2.000	0.432	34.54	9468.5	1.131	-268.8
3.00	6.00	2.000	0.450	34.15	9363.2	1.133	-280.4
2.40	6.00	2.000	0.432	34.54	9468.5	1.131	-268.8
1.80	6.00	2.000	0.378	35.81	9818.1	1.126	-234.1
1.20	6.00	2.000	0.288	38.46	10543.4	1.116	-176.9
0.60	6.00	2.000	0.162	43.89	12033.5	1.101	-98.1
0.00	6.00	2.000	0.150	44.57	12218.9	1.099	-0.0

К 1 Пределъные усилия

x	N _u	M _{yu}	M _{zu}	γ _u	ε _{b,min}	ε _{s,max}	A _{s,tot}	μ
[м]	[кН]	[кНм]	[кНм]	[-]	[%.]	[%.]	[см2]	[%]
6.00	4903.1	0.0	0.0	4.46	-2.00	-2.00	41.01	1.64
5.40	2586.5	-230.6	-230.6	2.35	-3.50	1.44	41.01	1.64
4.80	1693.7	-272.3	-272.3	1.54	-3.50	2.42	41.01	1.64
4.20	1313.8	-279.6	-279.6	1.19	-3.50	2.91	41.01	1.64
3.60	1147.3	-280.4	-280.4	1.04	-3.50	3.15	41.01	1.64
3.00	1099.6	-280.3	-280.3	1.00	-3.50	3.23	41.01	1.64
2.40	1147.3	-280.4	-280.4	1.04	-3.50	3.15	41.01	1.64
1.80	1313.8	-279.6	-279.6	1.19	-3.50	2.91	41.01	1.64
1.20	1693.7	-272.3	-272.3	1.54	-3.50	2.42	41.01	1.64
0.60	2586.5	-230.6	-230.6	2.35	-3.50	1.44	41.01	1.64
0.00	4903.1	0.0	0.0	4.46	-2.00	-2.00	41.01	1.64

Требуемая
продольная арматура

от x	до x	Сечение	Арматура	a	A _{s,tot}	μ
[м]	[м]			[см]	[см2]	[%]
0.00	6.00	1 Прям.	По конт.	3.00	41.01	1.64

Поперечная арматура не требуется

Конструирование

от x	до x	dmin	dmax	nmax	amin	dsw
[м]	[м]	[мм]	[мм]		[мм]	[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

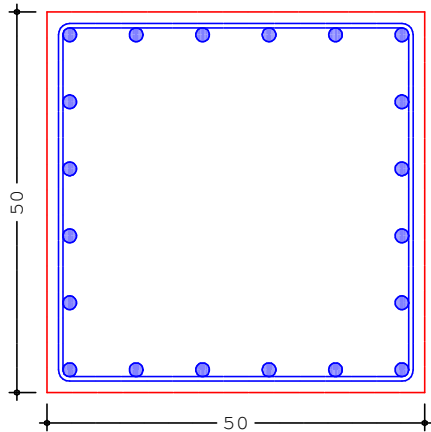
от x	до x	Сечение	Арматура	n	a _з
[м]	[м]				[мм]
0.00	6.00	1 Прямоуг.	На угол	1	15
			На b-сторону	4	
			На h-сторону	4	

Подобранная
продольная арматура

от x	до x	d _s	Анкер.	n _{tot}	A _{s,tot}	μ
[м]	[м]	[мм]	[мм]		[см2]	[%]
0.00	6.00	18	501	20	50.89	2.04

Длина анкеровки определена для сжатых стержней.

Сечение 1



Стержни: 20 Ø18
Хомут: Ø6
Защитный слой:
аз = 15 мм

Выбор нормативных комбинаций нагрузок для расчёта по трещиностойкости

Сеч.	K	Критерий	Нагрузка (Коэффициент)
1	1	max M _y	1 (1.00)

Усилия от полной нормативной нагрузки и от её длительной части

Сеч.	K	x [м]	N [кН]	M _y [кНм]	M _z [кНм]	N ₁ [кН]	M _{y1} [кНм]	M _{z1} [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.	K	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	-96.28	-96.28	0.361	0.361

M_{y,crc}, M_{z,crc} - изгибающие моменты при образовании трещин

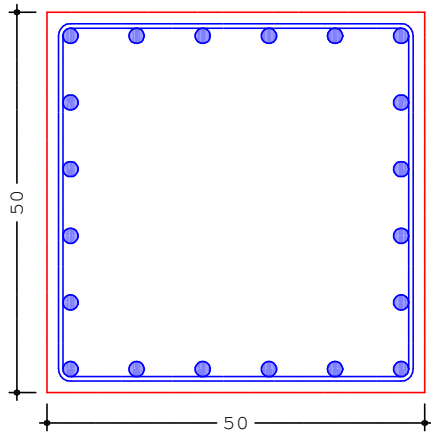
Подбор арматуры по ограничению ширины раскрытия трещин

Размещение стержней	от x [м]	до x [м]	Сечение	Арматура	n	a _з [мм]
	0.00	6.00	1 Прямоуг.	На угол На b-сторону На h-сторону	1 4 4	15

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	565	20	62.83	2.51

Длина анкеровки определена для сжатых стержней.

Сечение 1



Стержни: 20 Ø20
Хомут: Ø6
Защитный слой:
аз = 15 мм

Результаты расчёта по трещиностойкости

Сеч.	K	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

K	x [м]	Критерий	Нагрузка (Коэффициент)
1	3.00	max W _y	1 (1.00)
2	3.00	max W _z	1 (1.00)

Жёсткости на участках без трещин

D _y [МНм ²]	D _z [МНм ²]	D _{y1} [МНм ²]	D _{z1} [МНм ²]
173.796	173.796	85.626	85.626

D_{y1}, D_{z1} - жёсткости при продолжительном действии нагрузки

K 1 Усилия от полной нагрузки и от её длительной части

x [м]	N [кН]	M _y [кНм]	M _z [кНм]	N ₁ [кН]	M _{y1} [кНм]	M _{z1} [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

K = 1 Кривизна и прогиб при изгибе в плоскости Y

x [м]	kz [1/м]	W _y [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

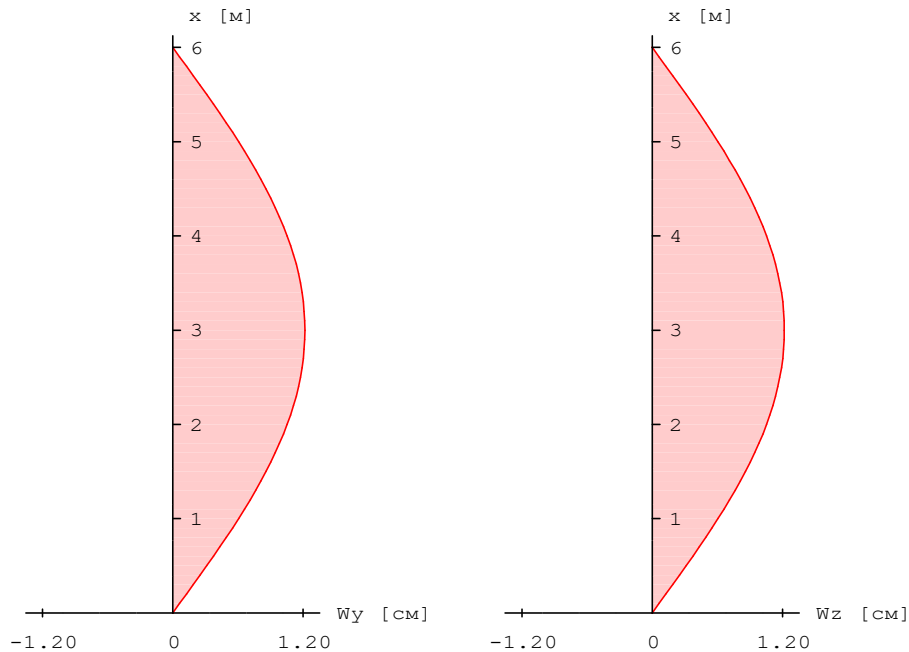
х [м]	N [кН]	M _y [кНм]	M _z [кНм]	N ₁ [кН]	M _{y1} [кНм]	M _{z1} [кНм]
6.00	1000.00	0.00	0.00	1000.00	0.00	0.00
5.40	1000.00	-81.00	-81.00	1000.00	-81.00	-81.00
4.80	1000.00	-144.00	-144.00	1000.00	-144.00	-144.00
4.20	1000.00	-189.00	-189.00	1000.00	-189.00	-189.00
3.60	1000.00	-216.00	-216.00	1000.00	-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

х [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

Максимальный прогиб 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 2026 © ООО Техсофт

Поз. t407

Расчет ж/б колонны по огнестойкости

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	=	18	мм
	Число стержней	n	=	12	-
	Толщина защитного слоя	a _з	=	30	мм

Нагрузки

Относительно центральных осей бетонного сечения

Вертикальная сила

V

= 500.0

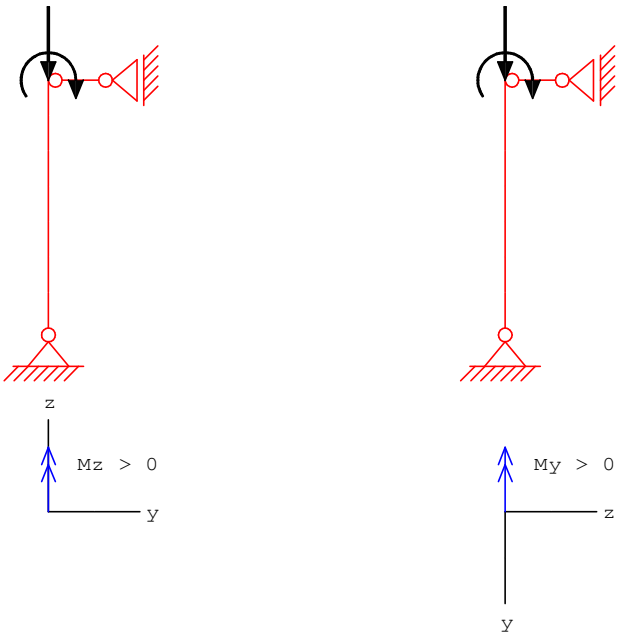
кН

Горизонтальные силы и моменты

H _y [кН]	H _z [кН]	M _y [кНм]	M _z [кНм]
Вверху		100.0	100.0

В плоскости Y

В плоскости Z



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
на силикатном заполнителе
Плотность бетона
Бетон сухой

В 25 (тяжелый)

ρ = 2300 кг/м3

Продольная арматура

A500

Сопровитвления 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

ООО Техсофт, Москва

Диаграмма для бетона при нормальной температуре

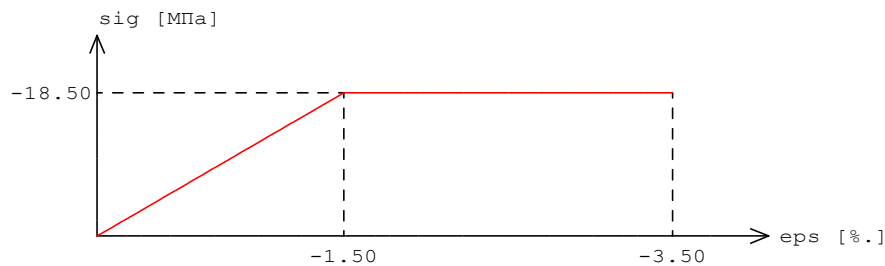
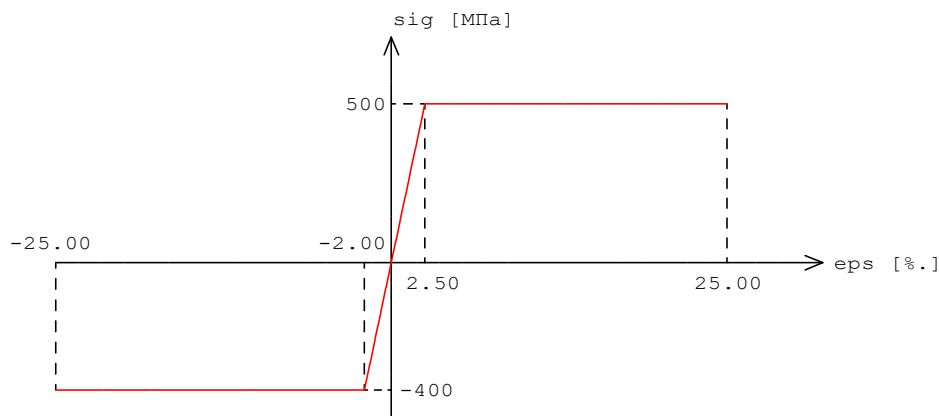


Диаграмма для арматуры при нормальной температуре



Коэффициент условий работы бетона

№	T [°C]	γ_{bt}	№	T [°C]	γ_{bt}	№	T [°C]	γ_{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
ϵ_{b1} [%.]	1.5	1.9	2.6	3.8	4.9	6.8	10.7
ϵ_{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
β_b	1.00	0.70	0.50	0.40	0.30	0.20	0.10	0.05

Коэффициент условий работы арматуры

№	T [°C]	γ_{st}	№	T [°C]	γ_{st}	№	T [°C]	γ_{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]	β_s	№	T [°C]	β_s	№	T [°C]	β_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

Расчет усилий по деформированной схеме проводится для плоскостей Y и Z

Линейный расчет усилий в колонне при нормальной температуре

Жесткости приведенного сечения $D_y = 75.1 \text{ МНм}^2$
 $D_z = 75.1 \text{ МНм}^2$

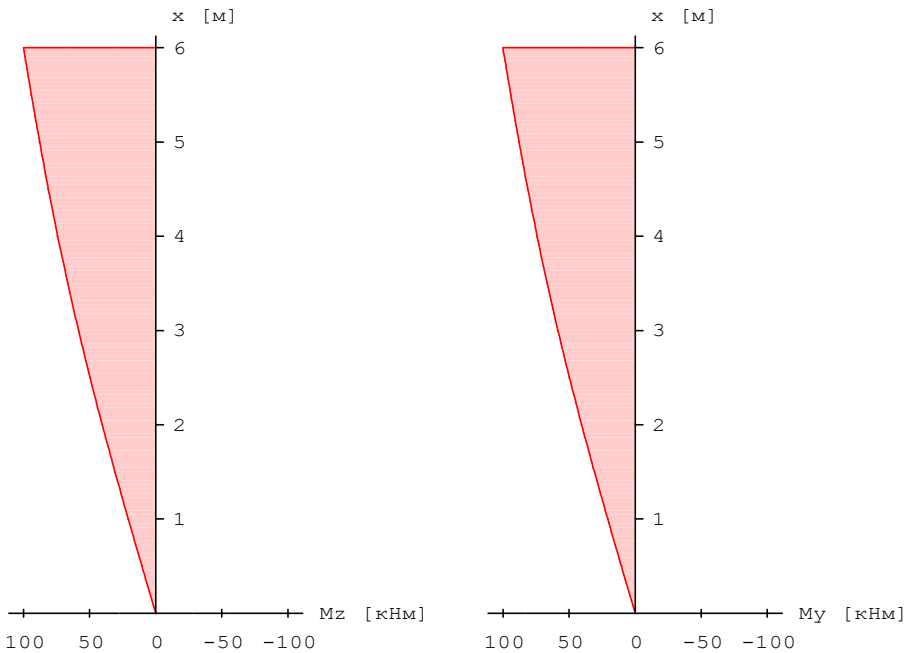
Начальные прогибы, суммарные прогибы и моменты

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	100.0	100.0
5.50	-0.35	-0.35	-0.47	-0.47	94.0	94.0
5.00	-0.67	-0.67	-0.89	-0.89	87.8	87.8
4.50	-0.94	-0.94	-1.23	-1.23	81.2	81.2
4.00	-1.15	-1.15	-1.49	-1.49	74.1	74.1
3.50	-1.29	-1.29	-1.63	-1.63	66.5	66.5
3.00	-1.33	-1.33	-1.67	-1.67	58.4	58.4
2.50	-1.29	-1.29	-1.60	-1.60	49.7	49.7
2.00	-1.15	-1.15	-1.43	-1.43	40.5	40.5
1.50	-0.94	-0.94	-1.16	-1.16	30.8	30.8
1.00	-0.67	-0.67	-0.82	-0.82	20.8	20.8
0.50	-0.35	-0.35	-0.42	-0.42	10.4	10.4
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0

Моменты

в плоскости Y

в плоскости Z



Проверка прочности колонны при пожаре

Нагрев всесторонний

Расчетные усилия

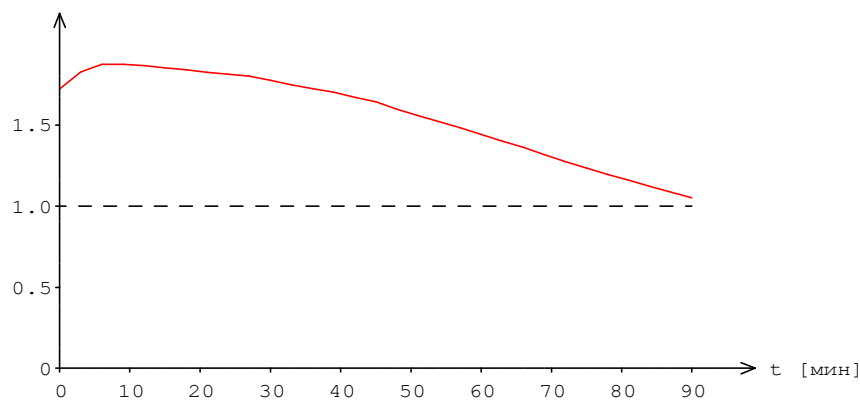
N [кН]	M _y [кНм]	M _z [кНм]
500.0	100.0	100.0

Коэффициент
запаса прочности

t [мин]	T среды [°C]	γ _u
0	20	1.724
3	502	1.828
6	603	1.877
9	663	1.878
12	705	1.869
15	739	1.855

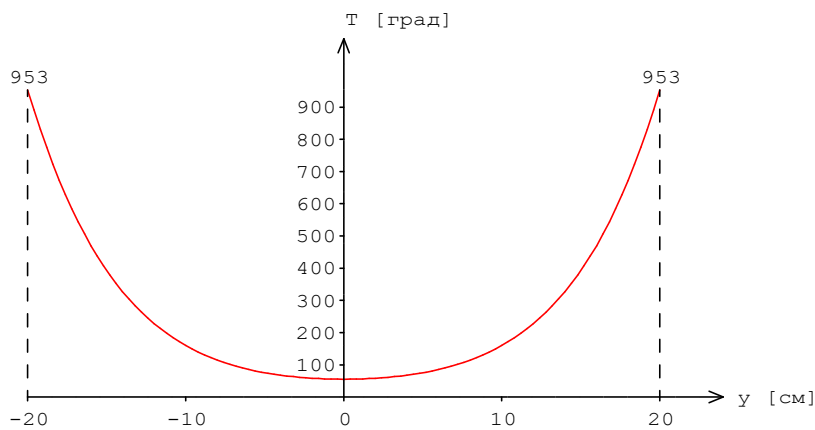
18	766	1.843
21	789	1.827
24	809	1.815
27	826	1.803
30	842	1.778
33	856	1.749
36	869	1.727
39	881	1.705
42	892	1.674
45	902	1.644
48	912	1.600
51	921	1.559
54	930	1.522
57	938	1.485
60	945	1.442
63	953	1.402
66	960	1.364
69	966	1.319
72	973	1.277
75	979	1.236
78	985	1.198
81	990	1.160
84	996	1.124
87	1001	1.089
90	1006	1.053

Коэффициент запаса прочности γ_u

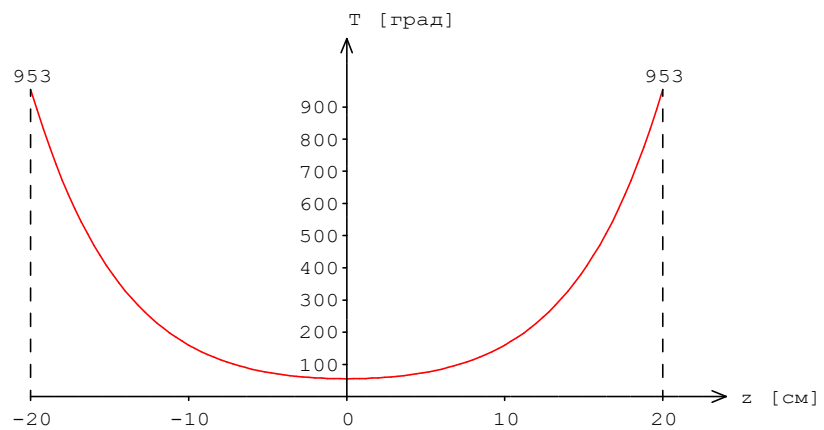


Температурное поле при t = 90 мин

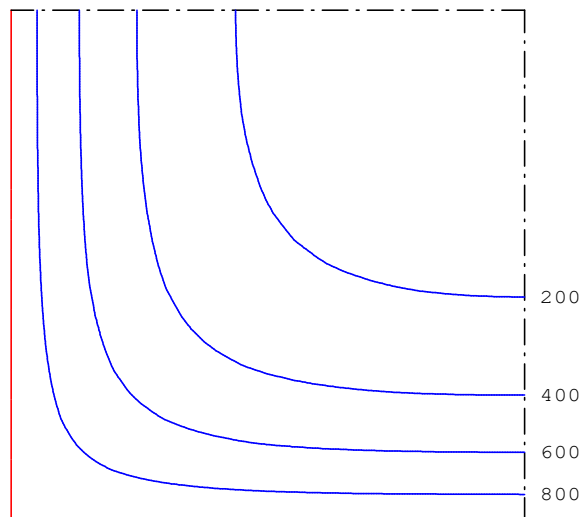
Температура T на оси y



Температура Т на оси z



Изотермы



Нелинейный расчет усилий в колонне при t = 90 мин

Усилия в колонне превышают предельные усилия

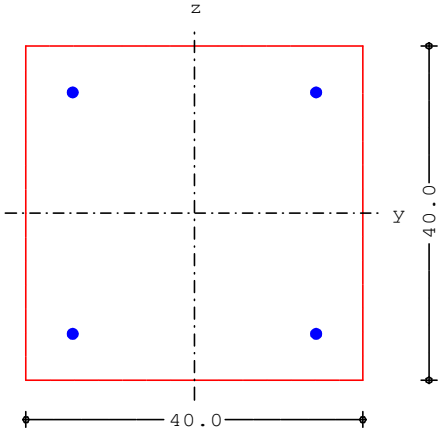
Огнестойкость колонны не обеспечена

Расчет выполнен модулем 407 программы СТАТИКА 2026 © 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	№	γ_{sup}	γ_{inf}	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Группа	Знак
	1	1.35	1.00					
	2*	1.35	1.00					

* собственный вес колонны

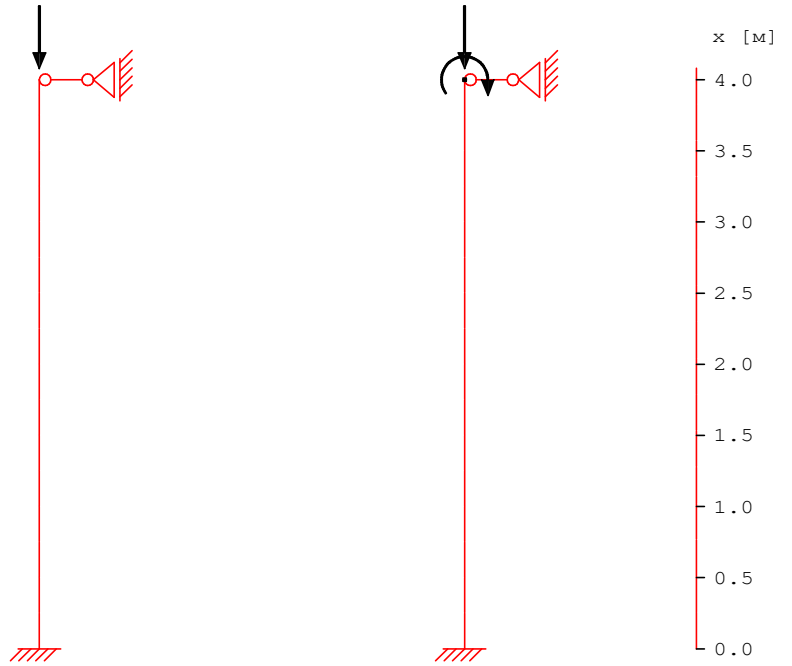
Вертикальные силы	№	x	V	e_y	e_z
		[м]	[кН]	[см]	[см]
	1	4.00	1000.0		

Горизонтальные силы и моменты	№	x	H_y	H_z	M_y	M_z
		[м]	[кН]	[кН]	[кНм]	[кНм]
	1	4.00			100.0	

Воздействие 1

Плоскость Y

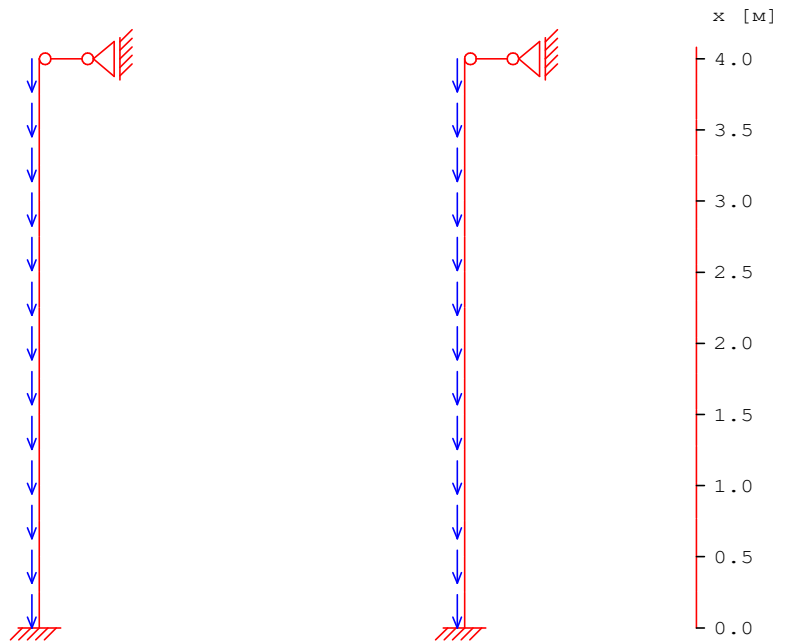
Плоскость Z



Воздействие 2

Плоскость Y

Плоскость Z

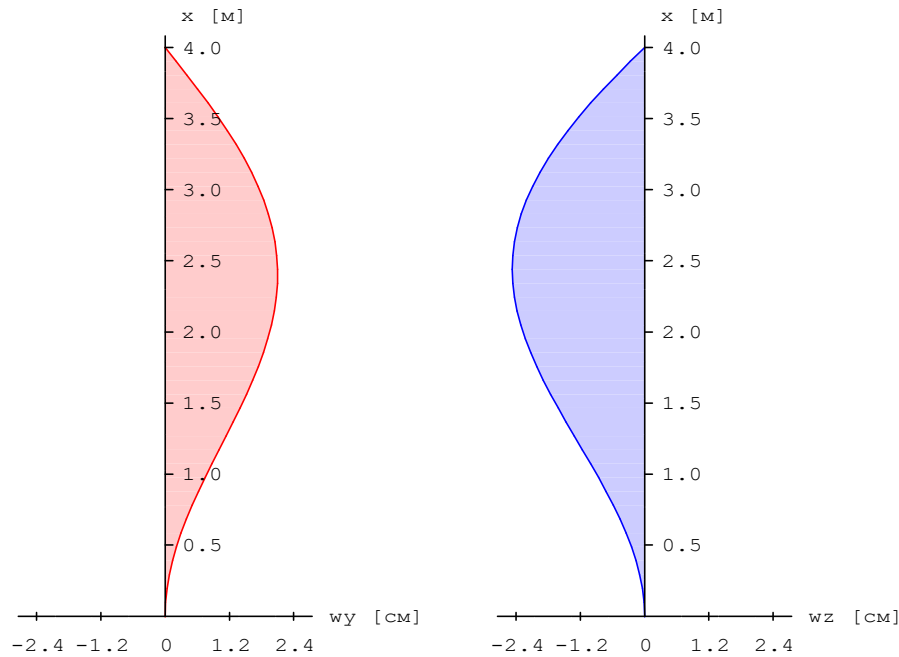


Комбинации

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)

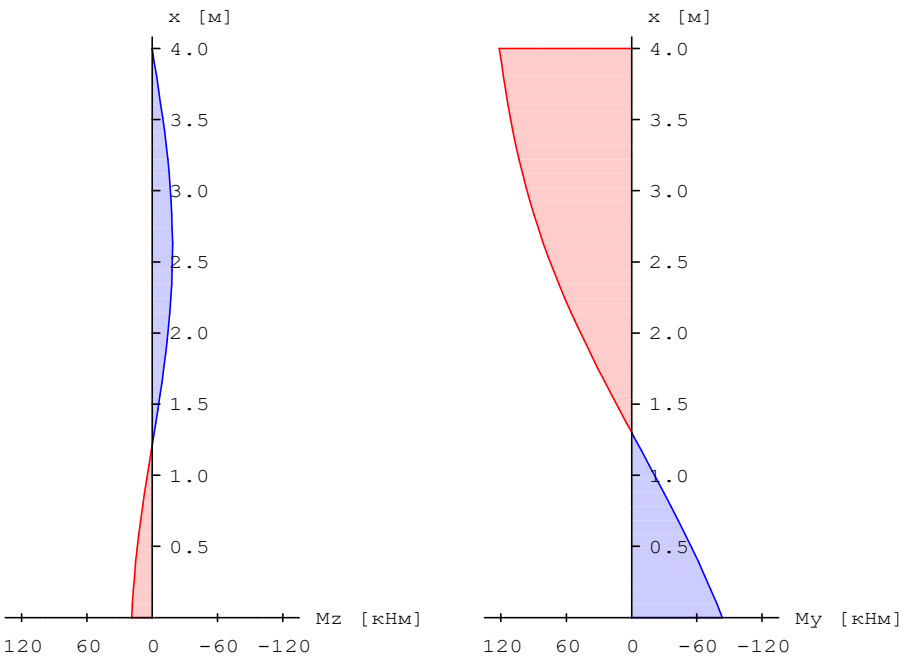
К 1
Прогибы

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



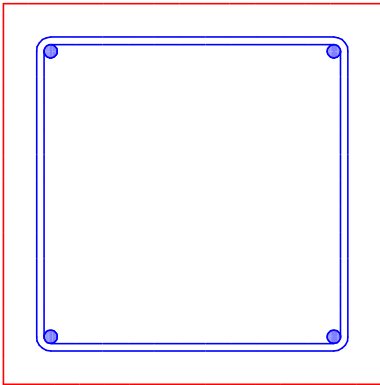
К 1 Пределные усилия

х [м]	N _u [кН]	M _{yu} [кНм]	M _{zu} [кНм]	γ _u	ε _{c,min} [%.]	ε _{s,max} [%.]	a [см]	A _{s,tot} [см ²]
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	ρ	=	0.30	%

Конструирование	Данные для подбора арматуры			
	d _{min} [мм]	d _{max} [мм]	n _{max}	a _{min} [мм]
	8	40	20	20

Подобранная арматура	Диаметр поперечной арматуры	d _{sw}	=	8	мм
	Мин. толщина защитного слоя	c _{min}	=	25	мм
	Допускаемое отклонение	Δc	=	10	мм
	Диаметр арматуры	d _s	=	14	мм
	Число стержней	n _{tot}	=	4	-
	Площадь арматуры	A _{s,tot}	=	6.16	см ²
	Коэффициент армирования	ρ	=	0.38	%
	Защитный слой бетона	c _{nom}	=	35	мм



Стержни: 4 $\Phi 14$
Хомут: $\Phi 8$
Защитный слой:
спот = 35 мм

Расчет выполнен модулем 408 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

Поз. t409

Конструирование арматуры в колонне

Сечение

Ширина сечения $b = 40.0$ см
Высота сечения $h = 40.0$ см
Общая площадь арматуры $A_{s, tot} = 18.00$ см²

Данные для подбора арматуры

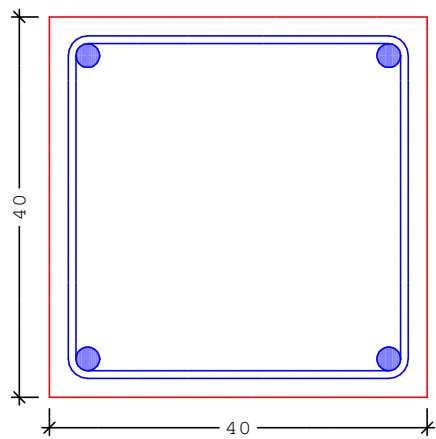
d_{min} [мм]	d_{max} [мм]	n_{max}	a_{min} [мм]
12	28	10	20

Диаметр хомута $d_{sw} = 8$ мм
Минимальная толщина защитного слоя
для продольной арматуры $\min a_s = 20$ мм
для поперечной арматуры $\min a_{sw} = 15$ мм

Выбранные стержни

Место	n	d_s [мм]	A_s [см ²]
На угол	1	25	4.91

Общее число стержней $n_{tot} = 4$ -
Защитный слой для хомута $a_s = 20$ мм
Общая площадь арматуры $A_{s, tot} = 19.63$ см²



Стержни: 4 Ø 25
Хомут: Ø 8
Защитный слой:
аз = 20 мм

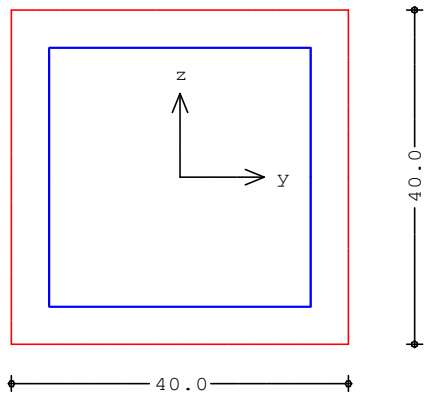
Расчет выполнен модулем 409 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

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	γ_f	Группа	Знак
1	Постоянная	1.10		

Вертикальные силы

№	x [м]	V [кН]	e_y [см]	e_z [см]
1	6.00	500.0		

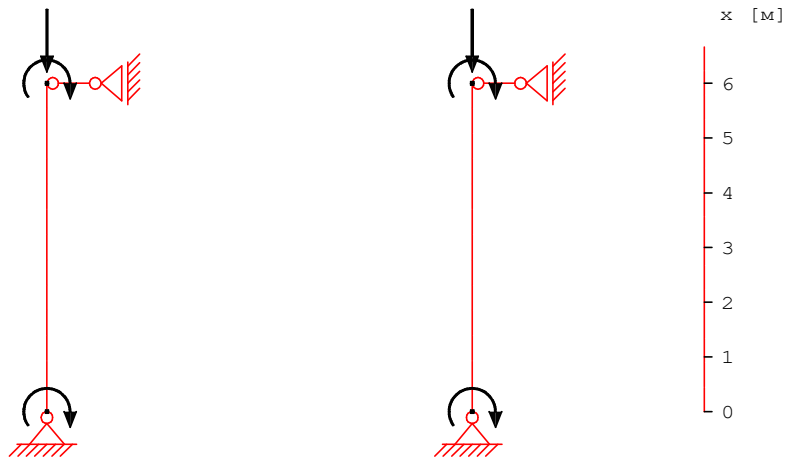
Горизонтальные силы
и моменты

№	x [м]	H_y [кН]	H_z [кН]	M_y [кНм]	M_z [кНм]
1	6.00			50.0	50.0
	0.00			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 $\gamma_b = 1.000$ -
 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 K = 1

K = 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_1 [кН]	M_{y1} [кНм]	M_{z1} [кНм]
6.00	550.00	55.00	55.00	550.00	55.00	55.00
4.50	550.00	13.75	13.75	550.00	13.75	13.75
3.00	550.00	-27.50	-27.50	550.00	-27.50	-27.50
1.50	550.00	-68.75	-68.75	550.00	-68.75	-68.75
0.00	550.00	-110.00	-110.00	550.00	-110.00	-110.00

K = 1 Расчётный момент в плоскости Y

x [м]	l_0 [м]	φ_1 [-]	δ_e [-]	D [МНм2]	N_{cr} [кН]	η [-]	ηM_z [кНм]
6.00	6.00	2.000	0.250	14.78	4052.5	1.157	63.6
4.50	6.00	2.000	0.150	16.72	4584.2	1.136	15.6
3.00	6.00	2.000	0.150	16.72	4584.2	1.136	-31.2
1.50	6.00	2.000	0.313	13.89	3808.3	1.169	-80.4
0.00	6.00	2.000	0.500	12.05	3304.8	1.200	-132.0

К = 1
Расчётный момент в плоскости Z

х [м]	l ₀ [м]	φ ₁ [-]	δ _е [-]	D [МНм2]	N _{сr} [кН]	η [-]	ηM _y [кНм]
6.00	6.00	2.000	0.250	14.78	4052.5	1.157	63.6
4.50	6.00	2.000	0.150	16.72	4584.2	1.136	15.6
3.00	6.00	2.000	0.150	16.72	4584.2	1.136	-31.2
1.50	6.00	2.000	0.312	13.89	3808.3	1.169	-80.4
0.00	6.00	2.000	0.500	12.05	3304.8	1.200	-132.0

К = 1
Предельные усилия N_u = γ_uN, M_{yu} = γ_uM_y, M_{zu} = γ_uM_z

х [м]	N [кН]	M _y [кНм]	M _z [кНм]	N _u [кН]	M _{yu} [кНм]	M _{zu} [кНм]	γ _u [-]
6.00	550.0	63.6	63.6	1144.9	132.5	132.5	2.082
4.50	550.0	15.6	15.6	2456.0	69.8	69.8	4.465
3.00	550.0	-31.2	-31.2	1879.7	-106.8	-106.8	3.418
1.50	550.0	-80.4	-80.4	924.1	-135.0	-135.0	1.680
0.00	550.0	-132.0	-132.0	549.8	-131.9	-131.9	1.000

Требуемая арматура
Расстояние до ц.т. арматуры
a
=
3.00
см

Площадь на каждую b-сторону
A_{s1}
=
5.61
см²

на каждую h-сторону
A_{s2}
=
5.61
см²

Общая площадь арматуры
A_{s,tot}
=
22.45
см²

Коэффициент армирования
μ_{tot}
=
1.40
%

Конструирование

dmin	dmax	nmax	amin
[мм]	[мм]		[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	16	2.01
На b-сторону	2	16	4.02
На h-сторону	2	16	4.02

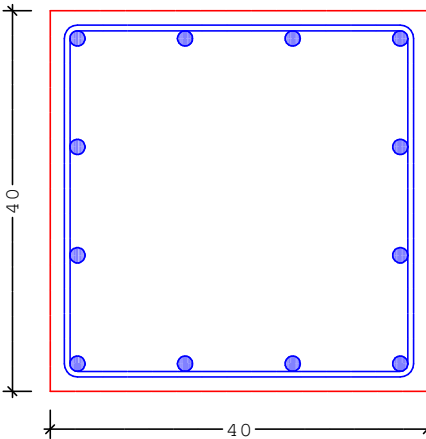
Общее число стержней
n_{tot}
=
12
-

Защитный слой для хомута
a_з
=
15
мм

Длина анкеровки сжатых стержней
=
462
мм

Общая площадь арматуры
A_{s,tot}
=
24.13
см²

Коэффициент армирования
μ_{tot}
=
1.51
%



Стержни: 12 Ø16

Хомут: Ø6

Защитный слой:

аз = 15 мм

Выбор нормативных комбинаций нагрузок для расчёта по трещиностойкости

К	х[м]	Критерий	Нагрузка (Коэффициент)
1	0.00	max My	1 (1.00)

Усилия от полной нормативной нагрузки и от её длительной части

К	N	M _y	M _z	N _l	M _{yl}	M _{zl}
	[кН]	[кНм]	[кНм]	[кН]	[кНм]	[кНм]
1	500.00	-100.00	-100.00	500.00	-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

К	N _{crc}	M _{y,crc}	M _{z,crc}	γ	a _{crc,1}	a _{crc,2}
	[кН]	[кНм]	[кНм]	[-]	[мм]	[мм]
1	500.00	-42.10	-42.10	0.421	0.412	0.412

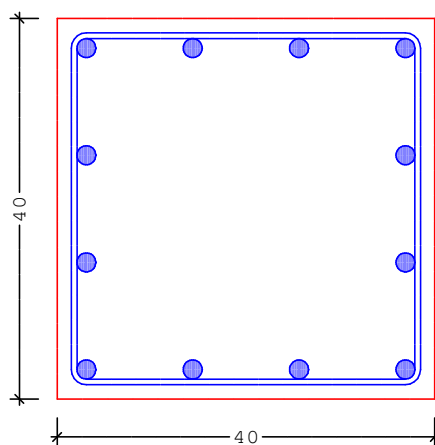
$M_{y,crc} = \gamma M_y$, $M_{z,crc} = \gamma M_z$ - изгибающие моменты при образовании трещин

Подбор арматуры по ограничению ширины раскрытия трещин

Выбранные стержни	Место	n	d _s [мм]	A _s [см ²]
	На угол	1	20	3.14
	На b-сторону	2	20	6.28
	На h-сторону	2	20	6.28

Длина анкеровки сжатых стержней = 505 мм

Общая площадь арматуры $A_{s,tot} = 37.70$ см²
 Коэффициент армирования $\mu_{tot} = 2.36$ %



Стержни: 12 Ø20
 Хомут: Ø6
 Защитный слой:
 аз = 15 мм

Результаты расчёта по трещиностойкости

К	N _{crc}	M _{y,crc}	M _{z,crc}	γ	a _{crc,1}	a _{crc,2}
	[кН]	[кНм]	[кНм]	[-]	[мм]	[мм]
1	500.00	-44.26	-44.26	0.443	0.269	0.269

Трещиностойкость колонны обеспечена

Выбор комбинаций нагрузок для расчёта на действие поперечных сил

К	х[м]	Критерий	Q [кН]	Нагрузка (Коэффициент)
1	0.00	max Qy	27.5	1 (1.10)

Поперечная арматура не требуется

Выбор нормативных комбинаций нагрузок для расчёта по прогибам

К	х [м]	Критерий	Нагрузка (Коэффициент)
1	2.00	max Wy	1 (1.00)

Расчёт по прогибам согласно СП 63, 8.2.21

Жёсткости на участках без трещин

D _y [МНм ²]	D _z [МНм ²]	D _{y1} [МНм ²]	D _{z1} [МНм ²]
69.554	69.554	33.440	33.440

D_{y1}, D_{z1} - жёсткости при продолжительном действии нагрузки

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

К = 1 Усилия от полной нагрузки и от её длительной части

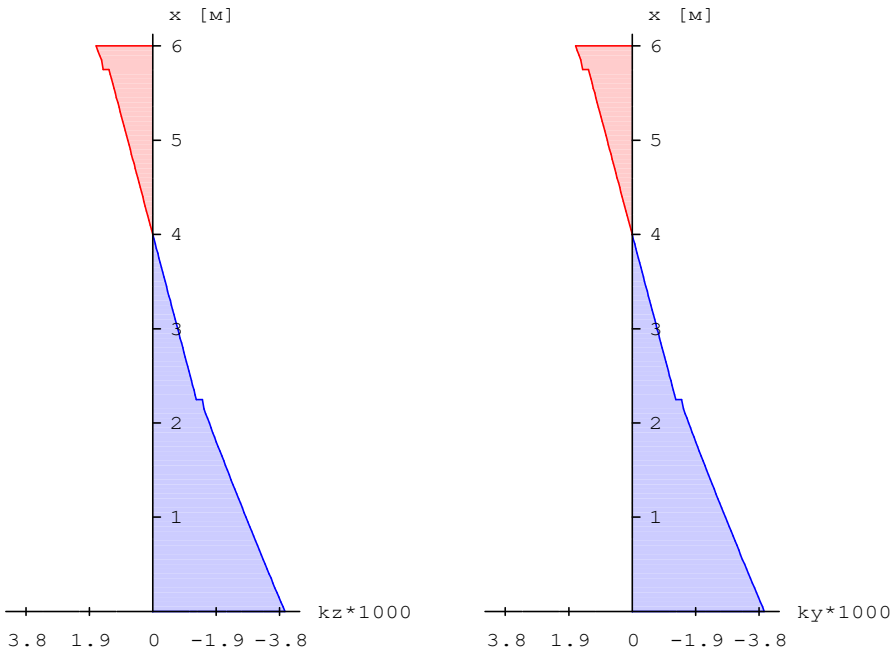
х [м]	N [кН]	M _y [кНм]	M _z [кНм]	N ₁ [кН]	M _{y1} [кНм]	M _{z1} [кНм]
6.00	500.00	50.00	50.00	500.00	50.00	50.00
4.50	500.00	12.50	12.50	500.00	12.50	12.50
3.00	500.00	-25.00	-25.00	500.00	-25.00	-25.00
1.50	500.00	-62.50	-62.50	500.00	-62.50	-62.50
0.00	500.00	-100.00	-100.00	500.00	-100.00	-100.00

К = 1 Кривизны и прогибы

х [м]	k _y [1/м]	k _z [1/м]	W _y [см]	W _z [см]
6.00*	0.00169	0.00169	0.00	0.00
4.50	0.00037	0.00037	0.15	0.15
3.00	-0.00075	-0.00075	0.38	0.38
1.50*	-0.00223	-0.00223	0.44	0.44
0.00*	-0.00396	-0.00396	0.00	0.00

* сечение с трещиной в растянутой зоне
k_y, k_z - кривизны при действии моментов M_y, M_z

Кривизны в плоскости Y в плоскости Z



Условия проверки $W_{y\max} / W_u = 0.46 / 3.00 = 0.154 \leq 1$

$$W_{zmax} / W_u = 0.46 / 3.00 = 0.154 \leq 1$$

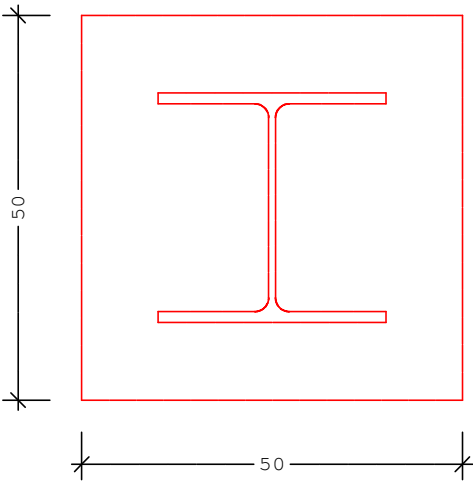
Прогиб колонны не превышает предельный прогиб

Расчет выполнен модулем 410 программы СТАТИКА 2026 © 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

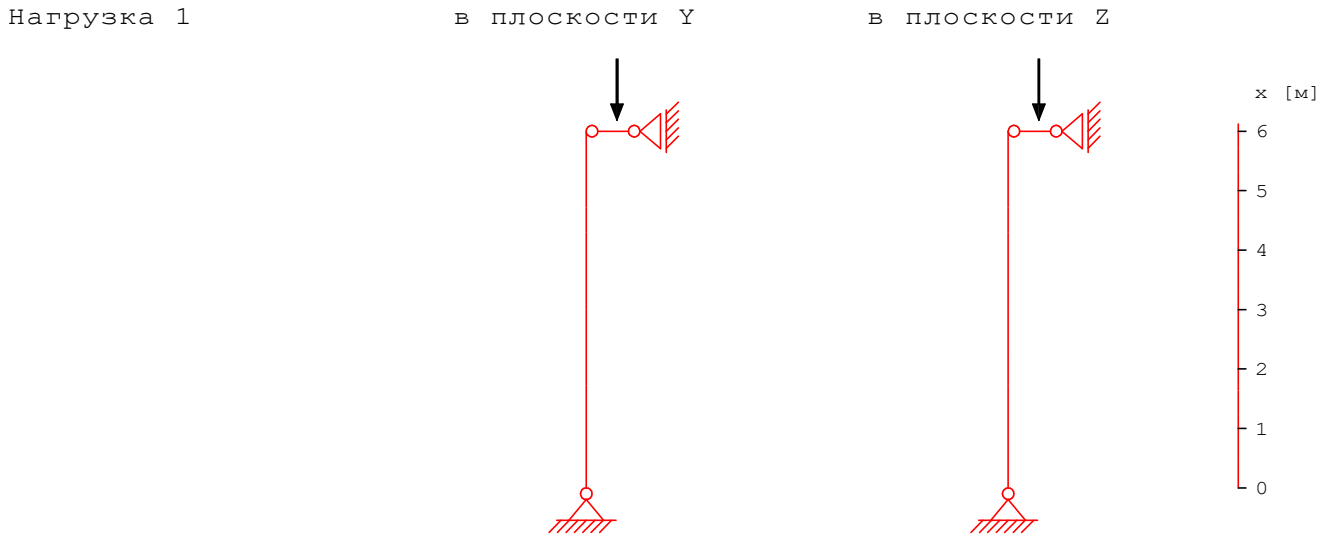


Нагрузки

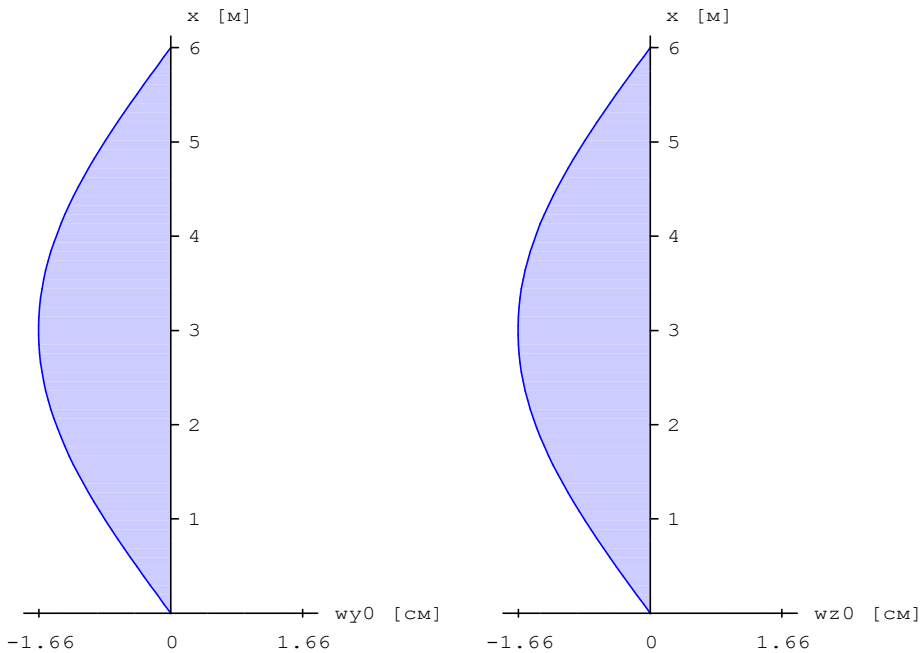
№	Вид нагрузки	γ _f	Группа	Знак
1	Постоянная	1.10		

Вертикальные силы

№	x [м]	V [кН]	e _y [см]	e _z [см]
1	6.00	3000.0	5.0	5.0



Начальные прогибы в плоскости Y в плоскости Z



Линейный расчёт

К 1 лин.расчёт
Требуемая арматура

Арматура	d [см]	$A_{s, tot}$ [см2]	μ_s [%]
по контуру	3.00	6.78	0.28

Нелинейный расчёт

Погрешность расчёта ϵ = 0.02 %

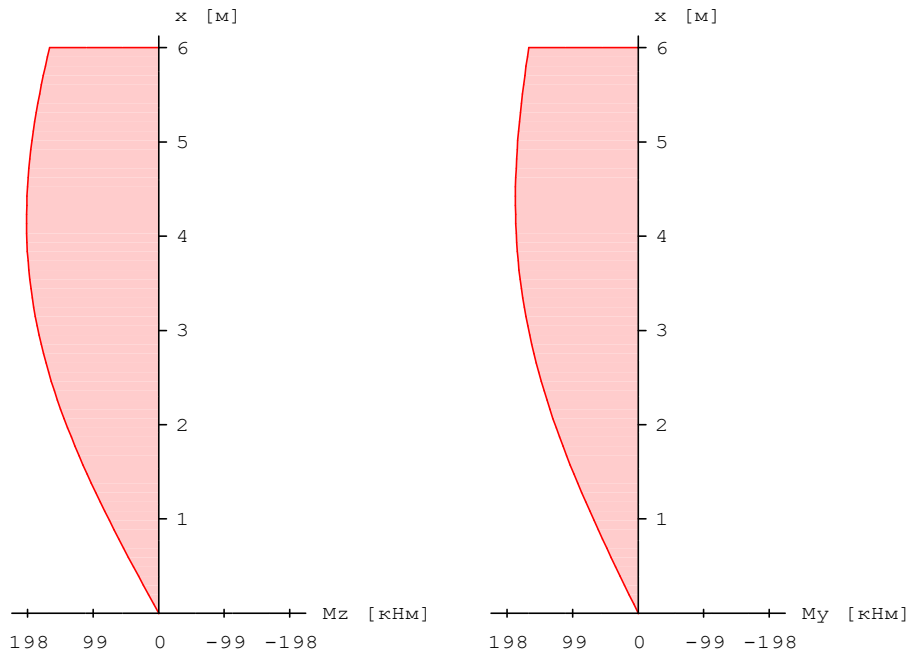
К 1 нелин.расчёт
Усилия

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



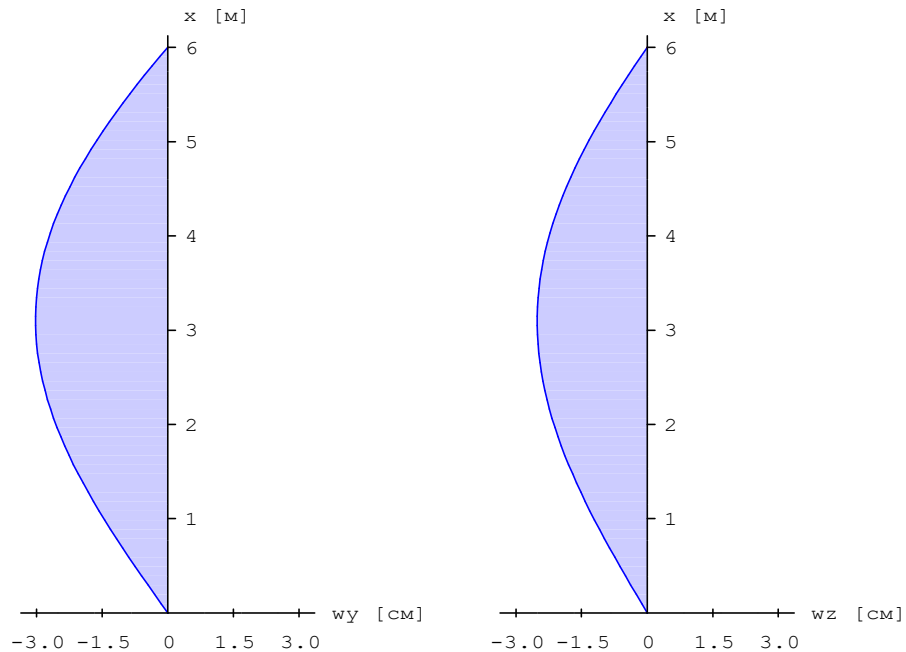
К 1 нелин.расчёт
Прогибы

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	$A_{s, tot}$	μ_s
	[см]	[см2]	[%]
по контуру	3.00	15.04	0.63

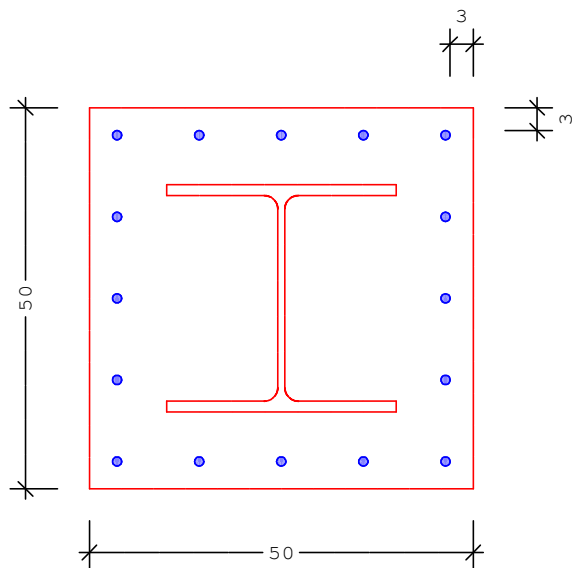
К 1 нелин.расчёт
Предельные усилия

x	N_u	M_{yu}	M_{zu}	γ_u
[м]	[кН]	[кНм]	[кНм]	
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

$$N_u = \gamma_u N, \quad M_{yu} = \gamma_u M_y, \quad M_{zu} = \gamma_u M_z$$

Подобранная
арматура

a_s	d_s	n	$A_{s, tot}$	μ_s
[мм]	[мм]		[см2]	[%]
30	12	16	18.10	0.76



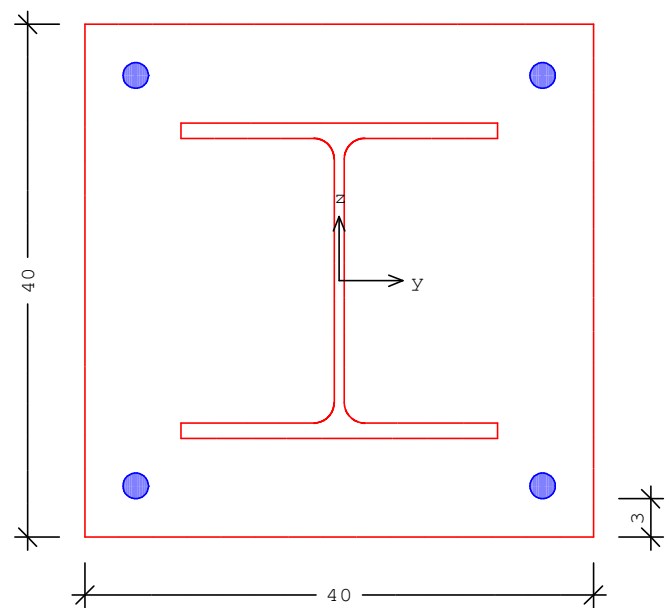
Несущая способность колонны обеспечена

Расчет выполнен модулем 411 программы СТАТИКА 2026 © 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	25K1	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

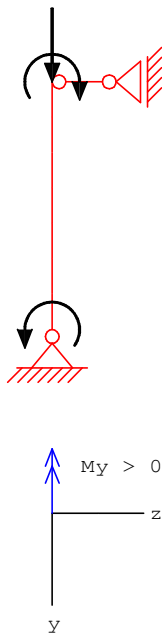
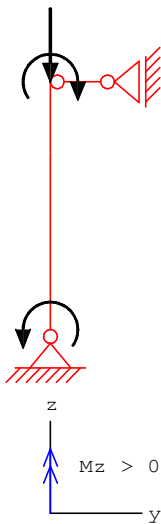
Вертикальная сила $V = 1000.0$ кН

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 ρ = 2300 кг/м3
Бетон сухой

Продольная арматура **A500**

Сталь **C 375**

Соппротивления 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

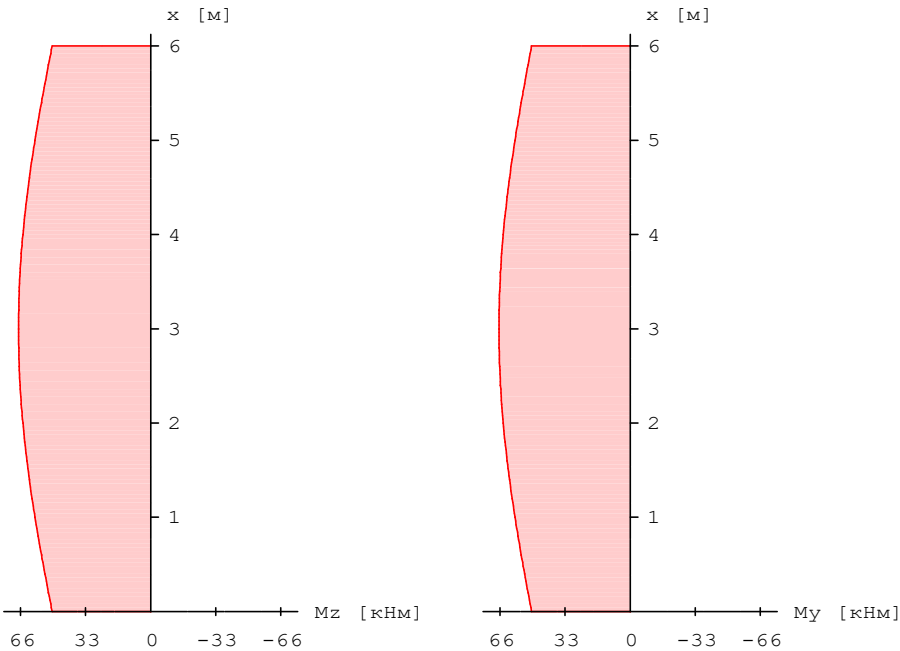
x [м]	w _{y0} [см]	w _{z0} [см]	w _y [см]	w _z [см]	M _y [кНм]	M _z [кНм]
6.00	0.00	0.00	0.00	0.00	50.0	50.0
5.80	-0.14	-0.14	-0.19	-0.18	51.8	51.9
5.60	-0.28	-0.28	-0.37	-0.35	53.5	53.7
5.40	-0.41	-0.41	-0.54	-0.52	55.2	55.4
5.20	-0.54	-0.54	-0.71	-0.69	56.9	57.1
5.00	-0.67	-0.67	-0.87	-0.84	58.4	58.7
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

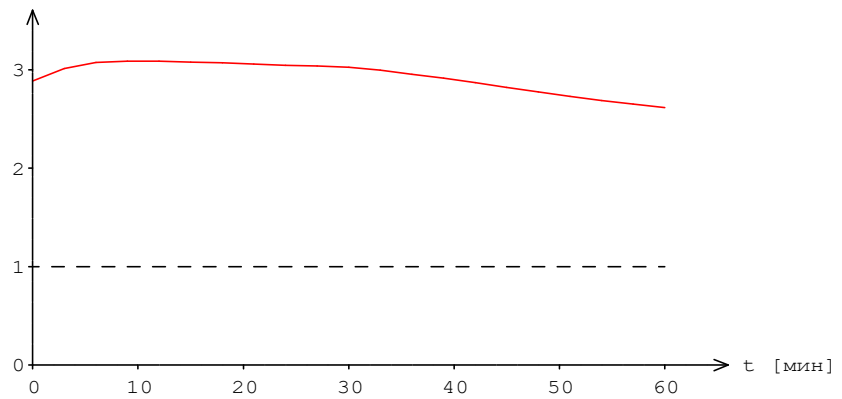
Расчетные усилия

N	M_y	M_z
[кН]	[кНм]	[кНм]
1000.0	66.6	67.1

Коэффициент
запаса прочности

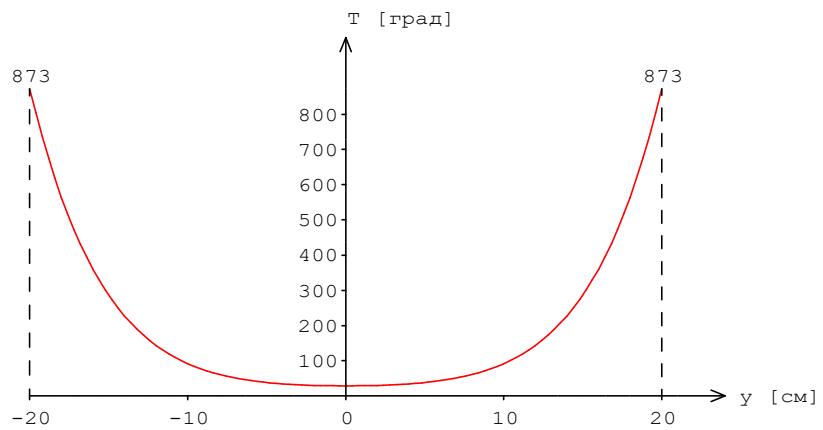
t	Т среды	γ_u
[мин]	[°C]	
0	20	2.886
3	502	3.014
6	603	3.073
9	663	3.090
12	705	3.089
15	739	3.080
18	766	3.070
21	789	3.058
24	809	3.048
27	826	3.038
30	842	3.026
33	856	2.997
36	869	2.955
39	881	2.916
42	892	2.870
45	902	2.821
48	912	2.775
51	921	2.731
54	930	2.689
57	938	2.653
60	945	2.616

Коэффициент запаса прочности γ_u

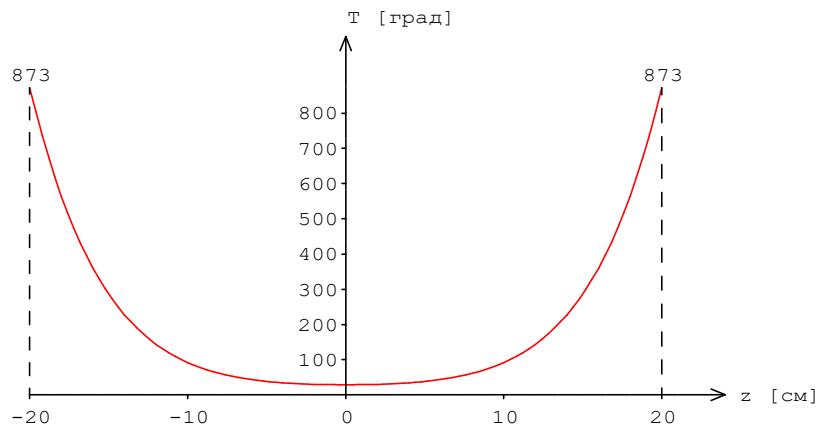


Температурное поле при $t = 60$ мин

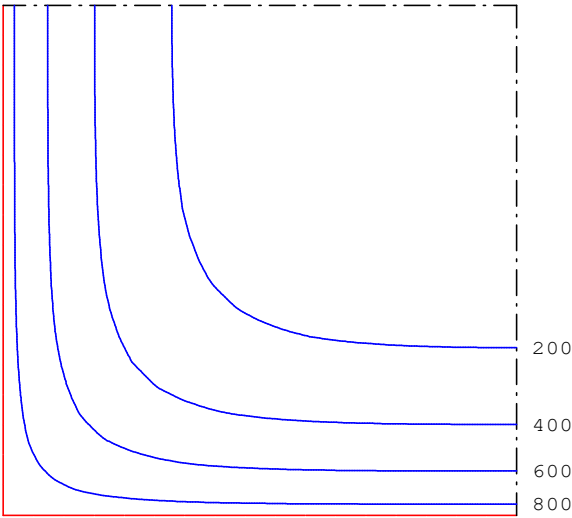
Температура T на оси y



Температура T на оси z



Изотермы



Температура, сопротивление, модуль упругости

Т [°C]	γ_{st} [-]	β_{st} [-]	R_{ynt} [МПа]	E_t [ГПа]
251	1.000	0.849	355.0	175.0

$R_{ynt} = \gamma_{st} R_{yn}$, $E_t = \beta_{st} E$
 γ_{st} , β_{st} принимаются по EN 1994-1-2, Table 3.2

Нелинейный расчет усилий в колонне при t = 60 мин

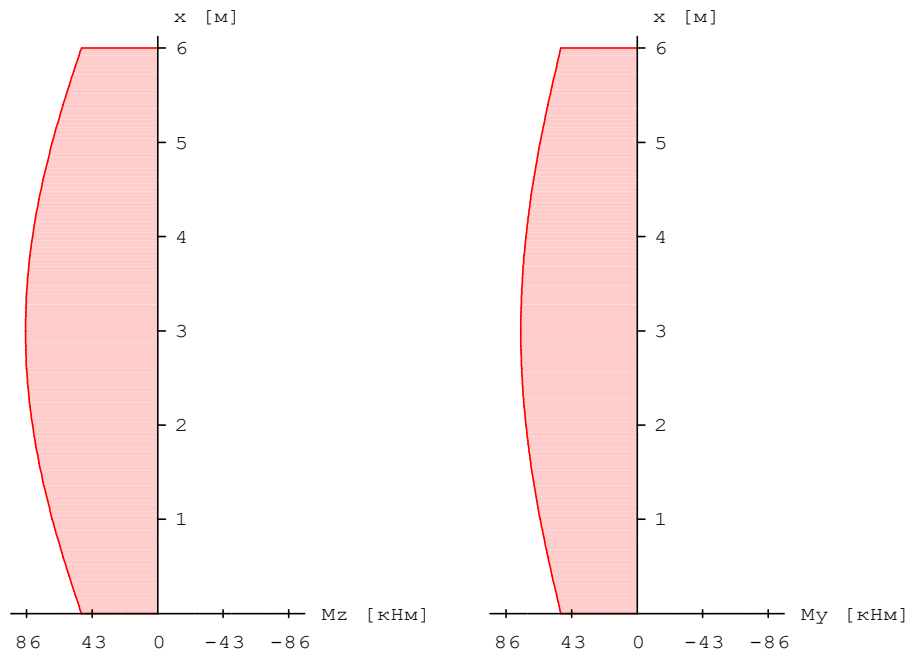
Погрешность расчета $\varepsilon = 0.16 \%$

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	M _y	M _z
[кН]	[кНм]	[кНм]
1000.0	76.3	86.7

Проверка прочности

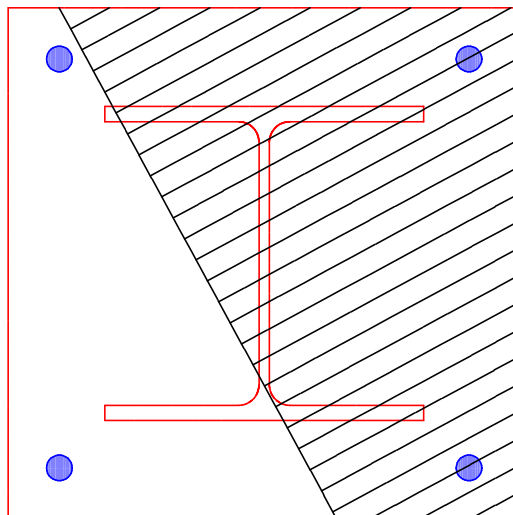
Предельные усилия $N_u = \gamma_u N$, $M_{yu} = \gamma_u M_y$, $M_{zu} = \gamma_u M_z$

N	M _y	M _z	N _u	M _{yu}	M _{zu}	γ_u
[кН]	[кНм]	[кНм]	[кН]	[кНм]	[кНм]	
1000.0	76.3	86.7	2242.0	171.0	194.5	2.242

Нейтральная линия

Y ₁	Z ₁	Y ₂	Z ₂
[см]	[см]	[см]	[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		$\varepsilon(y,z) = -0.1300z - 0.2397y - 1.240$				, °/оо
Деформации бетона на контуре сечения	Максимальная деформация			Минимальная деформация		
	ε	σ	T	ε	σ	T
	[%.]	[МПа]	[°C]	[%.]	[МПа]	[°C]
	6.15	0.00	919	-8.63	-0.00	919
Предельная деформация бетона	y	z	T	ε_{b2}	d	ε_{b2}/d
	[см]	[см]	[°C]	[%.]	[м]	[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	T	ε	σ	T
	[%.]	[МПа]	[°C]	[%.]	[МПа]	[°C]
	4.68	256.2	538	-7.15	-205.0	538
Деформации стали	Максимальная деформация			Минимальная деформация		
	ε	σ	T	ε	σ	T
	[%.]	[МПа]	[°C]	[%.]	[МПа]	[°C]
	3.34	355.0	251	-5.82	-355.0	251
Усилия			N	M_y		M_z
			[кН]	[кНм]		[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

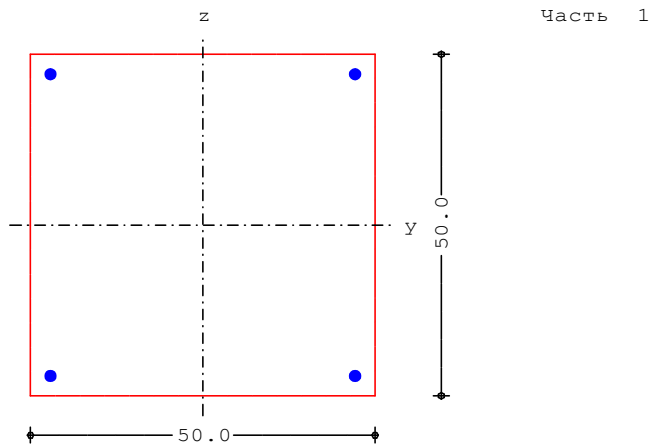
Расчет выполнен модулем 412 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

Поз. 413
Расчёт железобетонной колонны

Расчётная схема

Часть	от x	до x	Длина	Смещение y/z	Сеч
	[м]	[м]	[м]	[см]	[см]
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



Закрепления

	В плоскости Y	В плоскости Z
Сверху	шарнирное	шарнирное
Снизу	шарнирное	шарнирное

Нагрузки

№	Вид нагрузки	γ_f	Группа	Знак
1	Постоянная	1.10		

Вертикальные силы

№	x [м]	V [кН]	e_y [см]	e_z [см]
1	6.00	1000.0		

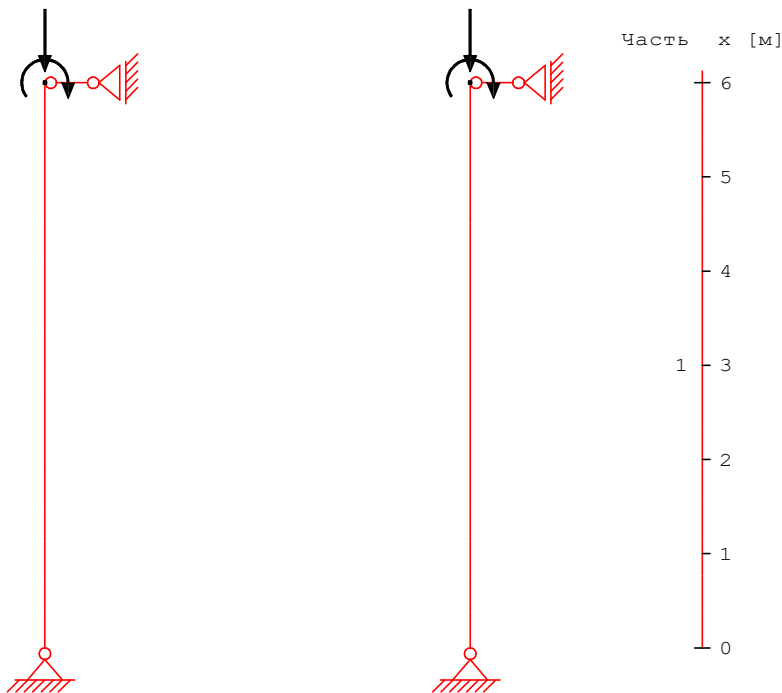
Горизонтальные силы
и моменты

№	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

γ_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

Часть x [м]

6

5

4

3

2

1

110

55

0

-55

-110

Mz [кНм]

Часть x [м]

6

5

4

3

2

1

110

55

0

-55

-110

M_y [кНм]

Расчётный момент в плоскости Y

x [м]	l ₀ [м]	φ ₁ [-]	δ _e [-]	D [МНм2]	N _{cr} [кН]	η [-]	ηM _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

ООО Техсофт, Москва

Позиция	t413	Страница	297
Проект	СТАТИКА тест всех модулей	Дата	08.10.2025
Разраб.	Разработчик	Версия	2026.000
СТАТИКА/413			

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	l ₀	φ ₁	δ _e	D	N _{cr}	η	η _{M_y}
[м]	[м]	[–]	[–]	[МНм2]	[кН]	[–]	[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	N _u	M _{yu}	M _{zu}	γ _u
[м]	[кН]	[кНм]	[кНм]	[–]
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.	K	Критерий	Нагрузка (Коэффициент)
1	1	max M _y	1 (1.00)

Усилия от полной нормативной нагрузки и от её длительной части

Сеч.	K	x	N	M _y	M _z	N ₁	M _{y1}	M _{z1}
		[м]	[кН]	[кНм]	[кНм]	[кН]	[кНм]	[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.	K	x	N _{crc}	M _{y,crc}	M _{z,crc}	a _{crc,1}	a _{crc,2}
		[м]	[кН]	[кНм]	[кНм]	[мм]	[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

K	x [м]	Критерий	Нагрузка (Коэффициент)
1	3.50	max W _y	1 (1.00)
2	3.50	max W _z	1 (1.00)

Жёсткости на участках без трещин

D _y	D _z	D _{y1}	D _{z1}
[МНм2]	[МНм2]	[МНм2]	[МНм2]
142.755	142.755	54.586	54.586

D_{y1} , D_{z1} - 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 ₁ [кН]	M _{y1} [кНм]	M _{z1} [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 ₁ [кН]	M _{y1} [кНм]	M _{z1} [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

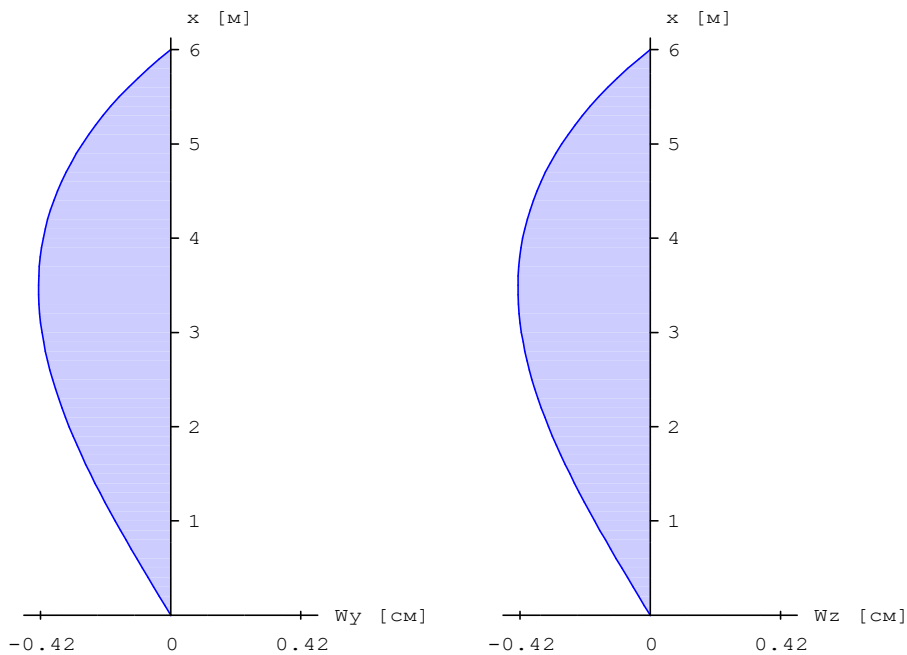
x [м]	ky [1/м]	Wz [см]
6.00*	0.00216	0.00
5.00	0.00153	-0.28
4.00	0.00122	-0.41
3.00	0.00092	-0.42
2.00	0.00061	-0.33
1.00	0.00031	-0.18
0.00	0.00000	0.00

* 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	$W_{y\max} / W_u =$	0.43 / 4.00 =	0.107	≤ 1
	$W_{z\max} / W_u =$	0.43 / 4.00 =	0.107	≤ 1

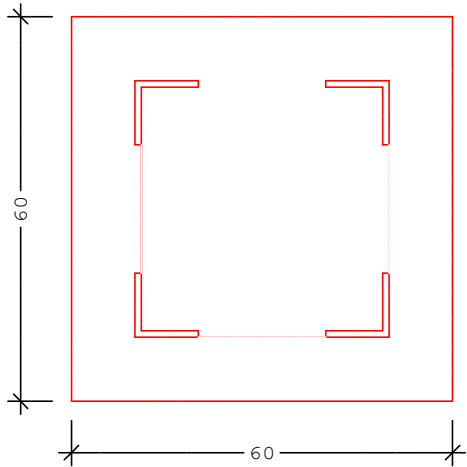
Прогиб колонны не превышает предельный прогиб

Расчет выполнен модулем 413 программы СТАТИКА 2026 © 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	γ_f	Группа	Знак
1	Постоянная	1.10		

Вертикальные силы

№	x [м]	V [кН]	e_y [см]	e_z [см]
1	4.00	3000.0		

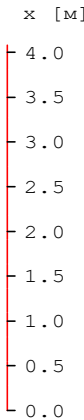
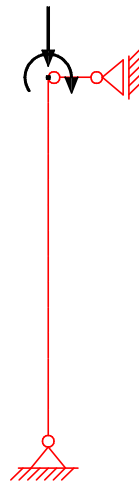
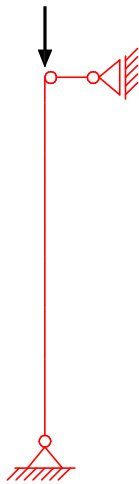
Горизонтальные силы
и моменты

№	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	В 25 (тяжелый)			
Арматура	А500			
Сопротивление бетона	R_b	=	14.50	МПа
Сопротивление арматуры	R_s	=	435	МПа
	R_{sc}	=	400	МПа
Коэффициент условий работы	γ_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	γ_c	= 1.000	-
Предельная деформация стали	ϵ_{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 λ_z = 23.1 -

Жесткости

Плоск.	$E_b I_b$ [МНм ²]	$E_s I_s$ [МНм ²]	$E I_{st}$ [МНм ²]	$E I$ [МНм ²]
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

K	Номера нагрузок и коэффициенты
1	1 (1.10)

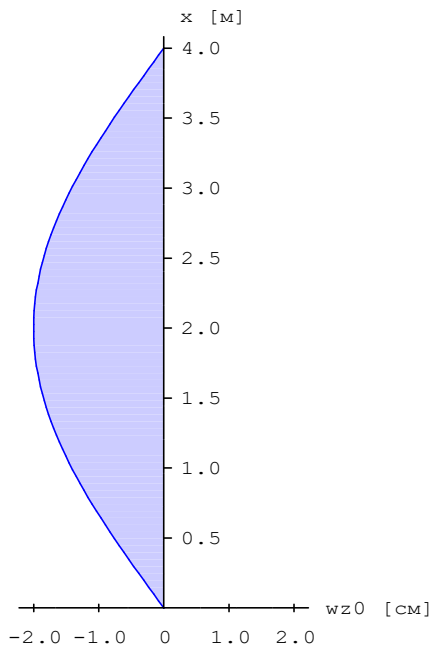
Расчет для комбинации нагрузок K = 1

K 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

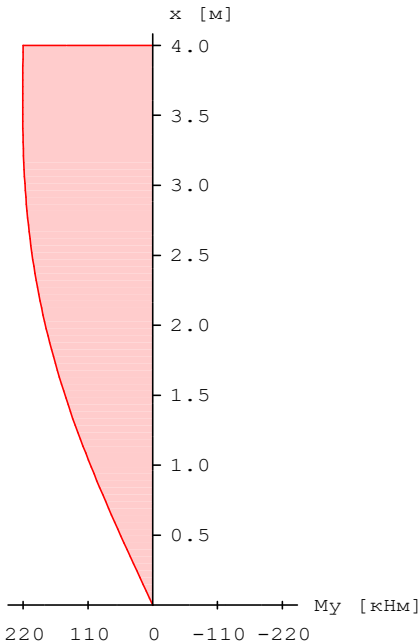
Погрешность расчета ϵ = 0.00 %

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

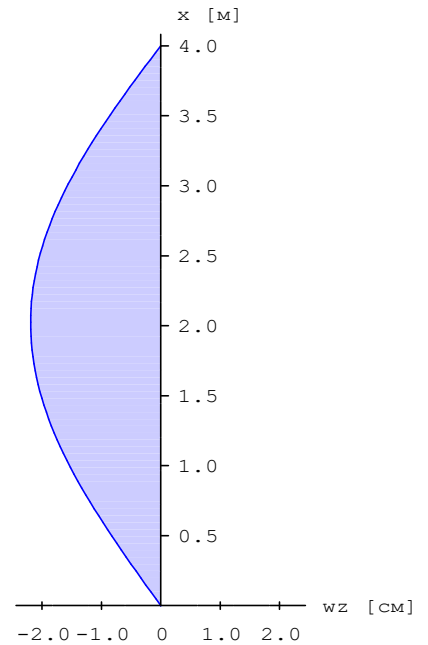


К 1 нелин.расчет
Прогибы

x [м]	w _y [см]	w _z [см]	d _y [рад]	d _z [рад]
4.00	0.00	0.00	0.01794	0.000000
3.64	0.00	-0.64	0.01683	0.000000
3.27	0.00	-1.21	0.01450	0.000000
2.91	0.00	-1.68	0.01111	0.000000
2.55	0.00	-2.01	0.00690	0.000000
2.18	0.00	-2.17	0.00219	0.000000
1.82	0.00	-2.16	-0.00266	0.000000
1.45	0.00	-1.98	-0.00727	0.000000
1.09	0.00	-1.64	-0.01129	0.000000
0.73	0.00	-1.17	-0.01439	0.000000
0.36	0.00	-0.61	-0.01634	0.000000
0.00	0.00	0.00	-0.01700	0.000000

Прогиб

в плоскости Z



К 1 нелин.расчет
Предельные усилия

x [м]	N _u [кН]	M _{yu} [кНм]	M _{zu} [кНм]	γ _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

$N_u = \gamma_u N, M_{yu} = \gamma_u M_y, M_{zu} = \gamma_u M_z$

Наименьший
коэффициент запаса

K	x [м]	N _u [кН]	M _{yu} [кНм]	M _{zu} [кНм]	γ _u
1	3.60	5208.7	348.8	0.0	1.58

Несущая способность колонны обеспечена

Расчет выполнен модулем 414 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

Поз. t415

Колонна (сейсмика,пульсации ветра)

Расчетная схема

Длина колонны

l

=

6.00

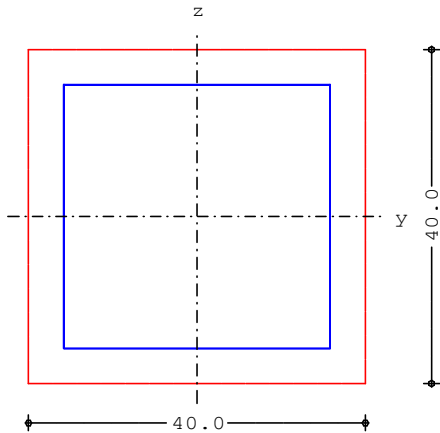
м

Ширина и высота сечения

b = h =

40.0

см

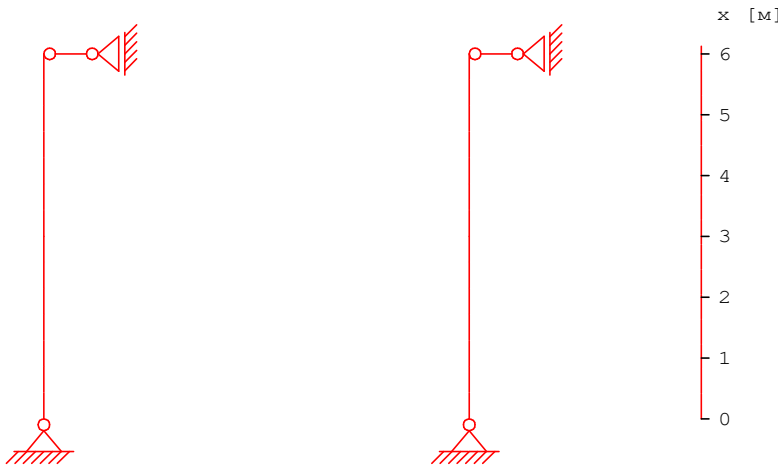


Закрепления

	В плоскости Y	В плоскости Z
Сверху	шарнирное	шарнирное
Снизу	шарнирное	шарнирное

в плоскости Y

в плоскости Z



Нагрузки

№	Вид нагрузки	γ_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
Коэффициент условий работы
Сопротивление бетона
Для бетона применяется

В 25 (тяжелый)
 $\gamma_b = 0.765$
 $\gamma_b R_b = 11.09$ МПа
трехлинейная диаграмма

Продольная арматура
Сопротивление арматуры
Для арматуры применяется

A500
 $R_s = 435$ МПа
 $R_{sc} = 400$ МПа
двухлинейная диаграмма

Поперечная арматура
Сопротивление арматуры

A400
 $R_{sw} = 280$ МПа

Гибкость в плоскости Y
Гибкость в плоскости Z

$\lambda_y = 52.0$
 $\lambda_z = 52.0$

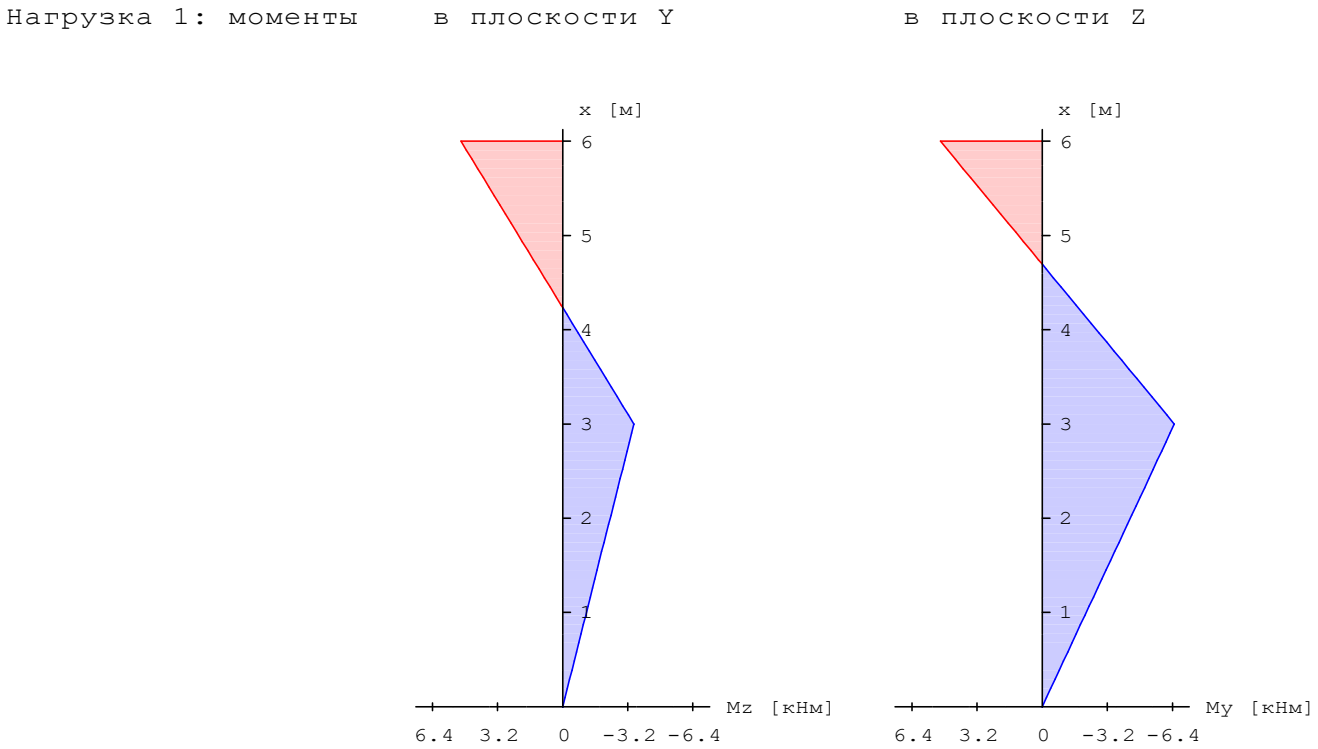
Выбранная комбинация

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



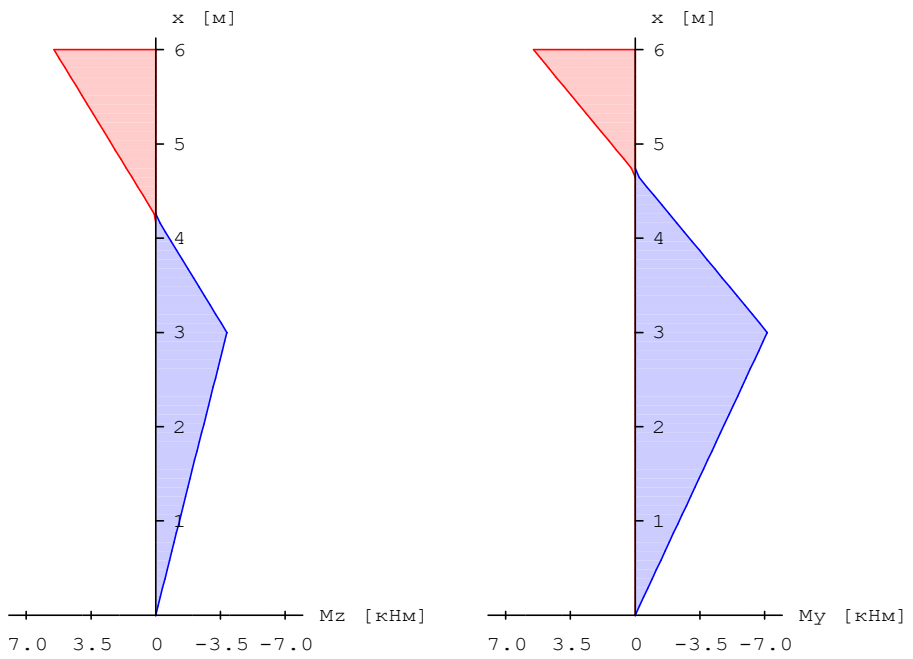
Наибольшие усилия от комбинаций нагрузок

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 М

в плоскости Y

в плоскости Z



Расчет для выбранной комбинации нагрузок

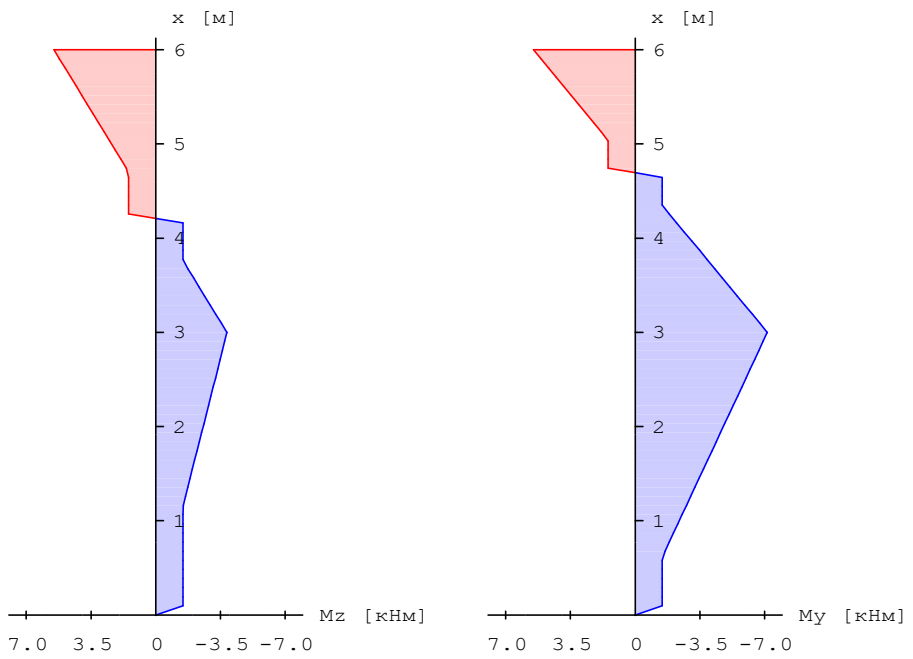
Усилия от полной нагрузки и ее длительной части (с учетом e_a)

x [м]	N [кН]	M_y [кНм]	M_z [кНм]	N_1 [кН]	M_{y1} [кНм]	M_{z1} [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



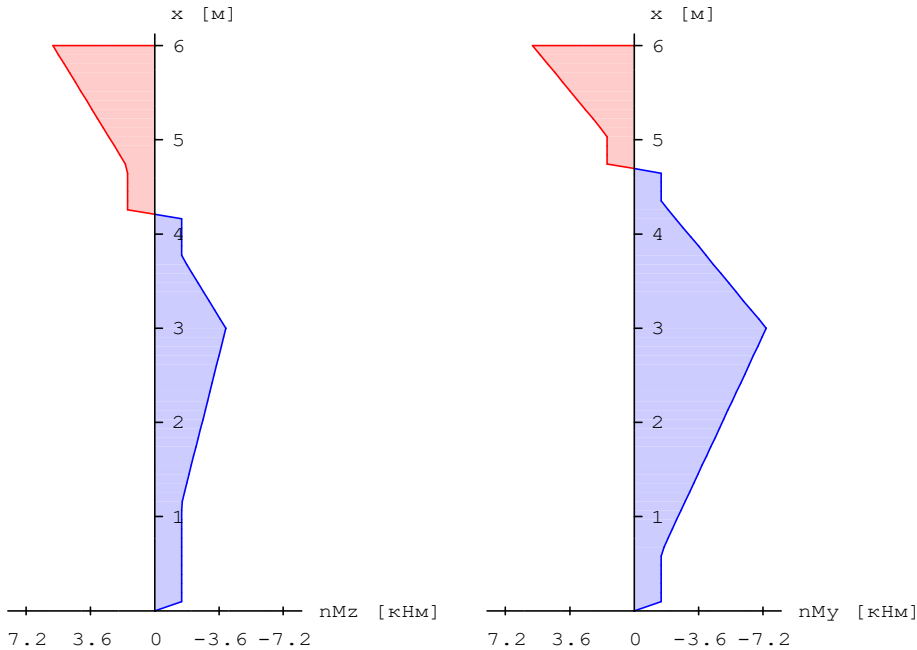
Расчетный момент в плоскости Y

x [м]	l ₀ [м]	φ ₁ [°]	δ _e [°]	D [МНм ²]	N _{cr} [кН]	η [°]	η*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]	φ ₁ [°]	δ _e [°]	D [МНм ²]	N _{cr} [кН]	η [°]	η*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]	γ _u [°]	ε _{b,min} [%]	ε _{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

см²

на каждую h-сторону

A_{s2}

=

1.40

см²

Общая площадь арматуры

A_{s,tot}

=

5.60

см²

Коэффициент армирования

μ_{tot}

=

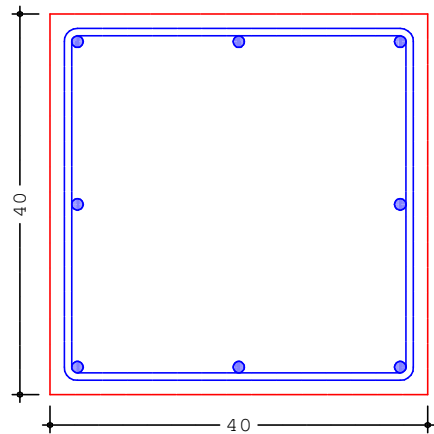
0.35

%

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
Выбранные стержни	Диаметр хомута			
	$d_{sw} = 8$ мм			
	Минимальная толщина защитного слоя			
	для продольной арматуры $\min a_s = 20$ мм			
	для поперечной арматуры $\min a_{sw} = 15$ мм			
	Место	n	d_s [мм]	A_s [см ²]
	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			$a_s = 15$	мм
Длина анкеровки сжатых стержней			$= 302$	мм
Общая площадь арматуры			$A_{s,tot} = 9.05$	см ²
Коэффициент армирования			$\mu_{tot} = 0.57$	%



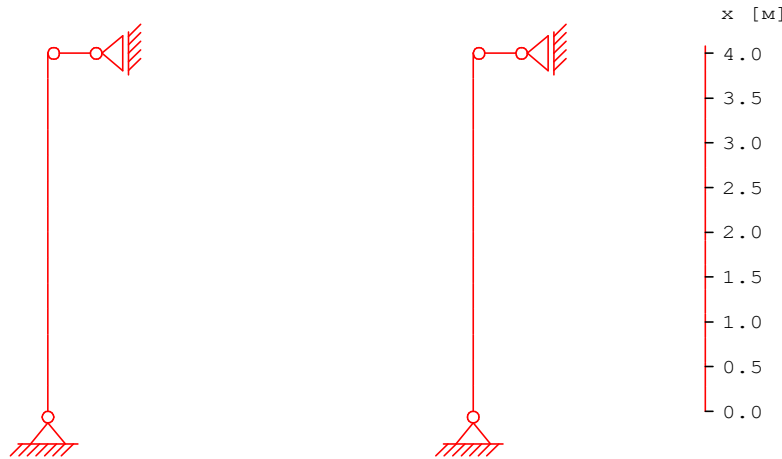
Стержни: 8 $\phi 12$
Хомут: $\phi 8$
Защитный слой:
 $a_s = 15$ мм

Расчет выполнен модулем 415 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

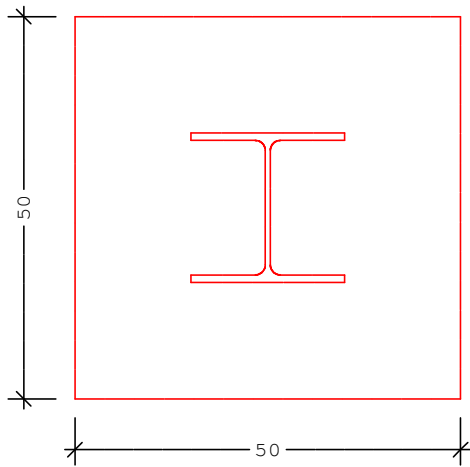
Поз. t416	Сталелезобетонная колонна (сейсмика,пульсации)			
Расчетная схема	Длина колонны	1	=	4.00 м
Закрепления	В плоскости Y		В плоскости Z	
	вверху	шарнирное	шарнирное	
	внизу	шарнирное	шарнирное	

в плоскости Y

в плоскости Z



Сечение	Ширина	b_0	=	50.0	см
	Высота	h_0	=	50.0	см
	Двутавр 20K1			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



№	Вид нагрузки	γ_f	Группа	Знак
1	Постоянная	1.10		
2	Ветровая	1.40		

№	V [кН]
1	2000.0

№	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	γ_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	γ_c	= 1.000	-
	Предельная деформация стали	ε_{lim}	= 25.00	%.

Расчет	Согласно СП 63.13330.2018, СП 266.1325800.2016
	Учитывается влияние прогиба в плоскости Z

Гибкость колонны	Расчетная длина		Гибкость	
	в пл.Y	в пл.Z	в пл.Y	в пл.Z
	[м]	[м]	[-]	[-]
		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	

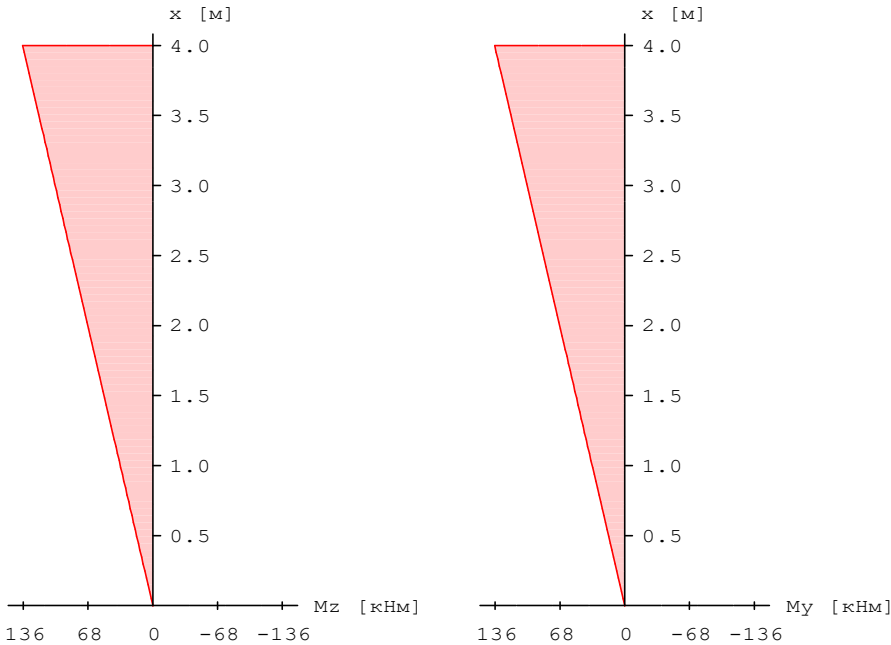
Проверка несущей способности колонны

Усилия от комбинации нагрузок и от её длительной части						
x	N	M _y	M _z	N ₁	M _{y1}	M _{z1}
[м]	[кН]	[кНм]	[кНм]	[кН]	[кНм]	[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

В плоскости Z



Жесткости

Плоскость	$E_b I_b$ [МНм ²]	$E_s I_s$ [МНм ²]	$E I_{st}$ [МНм ²]
Z	155.13	0.00	7.70
Y	155.86	0.00	2.71

Расчетный момент в плоскости Z

x [м]	φ_1 [°]	δ_e [°]	D [МНм ²]	N_{cr} [кН]	η [°]	ηM_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]	γ_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

$$N_u = \gamma_u N, \quad M_{yu} = \gamma_u M_y, \quad M_{zu} = \gamma_u M_z$$

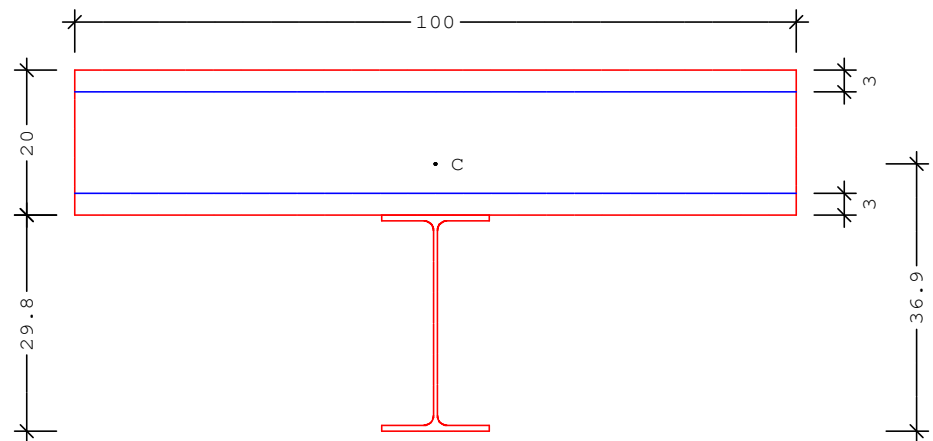
Несущая способность колонны обеспечена

Расчет выполнен модулем 416 программы СТАТИКА 2026 © 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_{sv}	=	5.00	см ² /м
	Расстояние до ц.т.	a_v	=	3.00	см

Нижняя арматура	Погонная площадь	a_{sh}	=	5.00	см ² /м
	Расстояние до ц.т.	a_h	=	3.00	см

Профиль	Двутавр 30Б1	ГОСТ Р 57837-2017			
	Ширина	b	=	149	мм
	Высота	h	=	298	мм
	Толщина полков	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}	f_{cd}	ϵ_{cu2}	f_{yk}	f_{tk}	f_{yd}	f_{td}
		[МПа]	[МПа]	[%.]	[МПа]	[МПа]	[МПа]	[МПа]
	1	20.00	13.33	3.50	500.0	525.0	434.8	456.5

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) $n = 2.00$ -

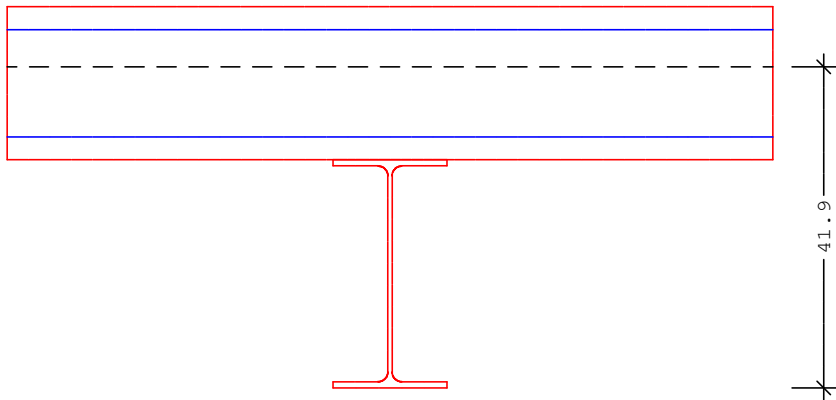
Сталь	S 235				
	Предел упругости стали	f_y	=	215	МПа
	Предельная деформация	ϵ_u	=	25.00	%.

Для конструкционной стали применяется диаграмма, приведённая в EN 1993-1-1, 5.4.3(4)

Проверка несущей способности элемента

Предельные усилия (основ. комбинация)	N	M	N _u	M _u	γ _u
	[кН]	[кНм]	[кН]	[кНм]	
	0.0	100.0	0.0	298.2	2.982

Нейтральная линия



Кривизна k = 0.04455 1/м

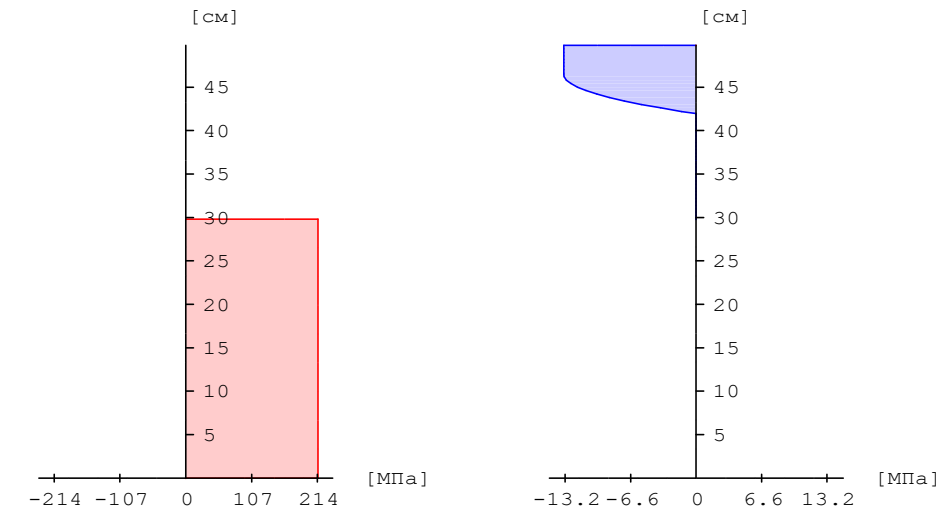
Деформации бетона	Максимальная деформация		Минимальная деформация	
	ε [%.]	σ [МПа]	ε [%.]	σ [МПа]
	5.41	0.00	-3.50	-13.33

Деформации арматуры	Максимальная деформация		Минимальная деформация	
	ε [%.]	σ [МПа]	ε [%.]	σ [МПа]
	4.07	436.59	-2.16	-432.70

Деформации стали	Максимальная деформация		Минимальная деформация	
	ε [%.]	σ [МПа]	ε [%.]	σ [МПа]
	18.69	215.00	5.41	215.00

Усилия в ж/б плите и в стальном профиле	N _b	M _b	N _s	M _s
	[кН]	[кНм]	[кН]	[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 2026 © ООО Техсофт

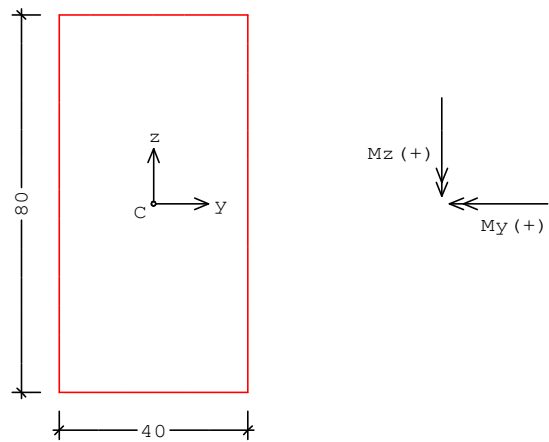
Поз. t421

$R \cdot P^\circ C \cdot C \pm P_{\mu} C, P \pm P_{\mu} C, P_s P S P S P s P i P s \cdot C \acute{K} P \gg P_{\mu} P j P_{\mu} P S C, P^\circ$

Сечение

Прямоугольное сечение

Ширина	b	=	40.0	см
Высота	h	=	80.0	см



Усилия

относительно центральных осей бетонного сечения					
N	M _y	M _z	N ₁	M _{y1}	M _{z1}
[кН]	[кНм]	[кНм]	[кН]	[кНм]	[кНм]
	50.0			50.0	

Расчет

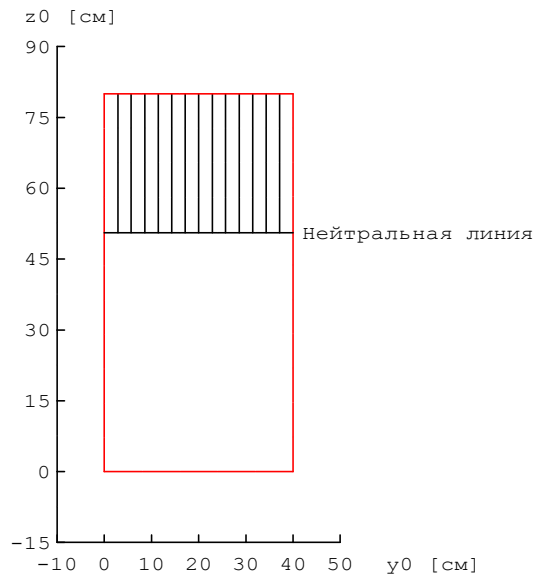
Согласно СП 63.13330.2018

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	M _{yu}	M _{zu}	γ_u
[кН]	[кНм]	[кНм]	[-]
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

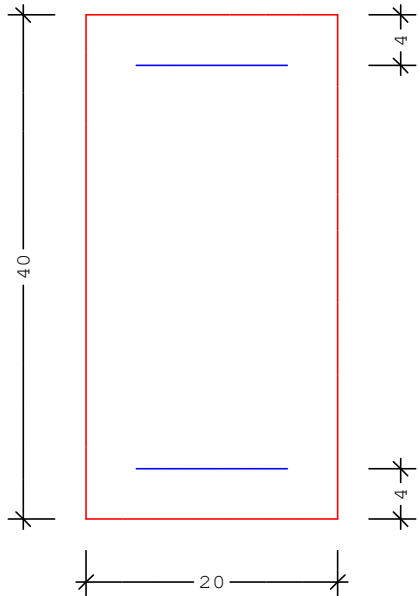
Прочность элемента обеспечена

Расчет выполнен модулем 421 программы СТАТИКА 2026 © 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

Действующие усилия		Проектные усилия	
M _o	Q _o	M _{on}	Q _{on}
[кНм]	[кН]	[кНм]	[кН]
160.0	100.0	180.0	130.0

Сосредоточенная нагрузка

x	Q	Q _n
[м]	[кН]	[кН]
1.00	15.0	20.0

Распределённая нагрузка

q	q _n
[кН/м]	[кН/м]
15.0	20.0

Расчет

Согласно СП 63.13330.2018, СП 164.1325800.2014			
Бетон	В 25 (тяжелый)		
Коэффициент условий работы	γ _b	=	1.000 -
Стальная арматура	A240		
Коэффициент условий работы	γ _s	=	1.000 -

Характеристики композита

Тип	Вид	Эксплуатация	γ _f	γ _{f1}	γ _{f2}	γ _{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

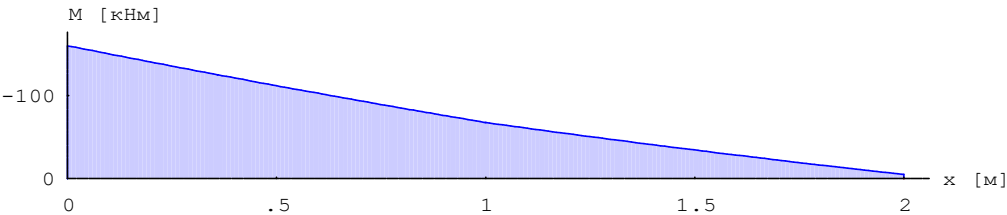
Учёт условия (6.79) $R_{fw} \leq \gamma_{f4} R_f$

R_b	R_f	R_{fw}	L_f	k_1	k_2	γ_{f4}	$\gamma_{f4} R_f$
[МПа]	[МПа]	[МПа]	[мм]	[-]	[-]	[-]	[МПа]
14.50	77.8	58.3	8.8	1.281	0.956	0.750	58.3

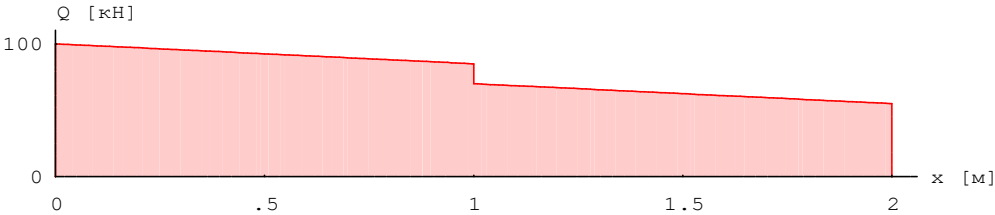
Расчётное сопротивление $R_{fw} = 58.3$ МПа

Проверка несущей способности балки при действующих нагрузках

Изгибающий момент



Поперечная сила



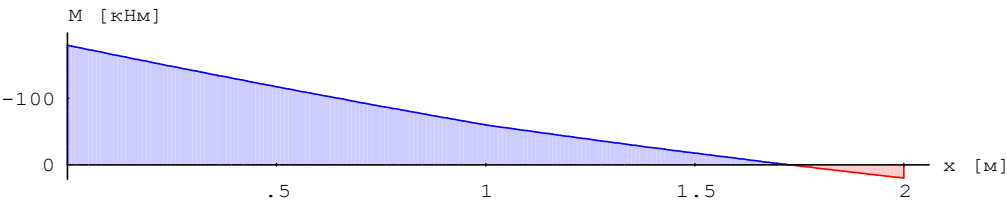
Условие проверки

$$Q / (Q_b + Q_{sw}) = 85.0 / 87.0 = 0.977 \leq 1$$

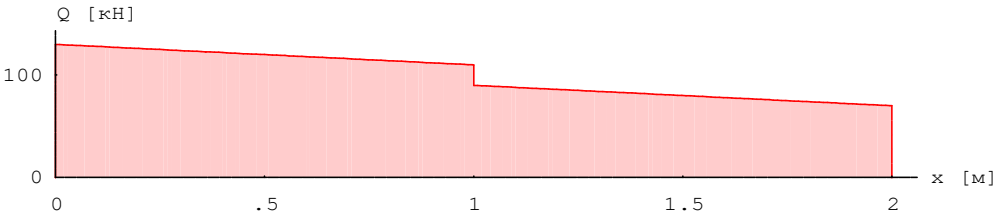
при $x = 1.00$ м

Проверка несущей способности балки при проектных нагрузках

Изгибающий момент



Поперечная сила



Условие проверки

$$Q / (Q_b + Q_{sw}) = 110.0 / 87.0 = 1.265 > 1$$

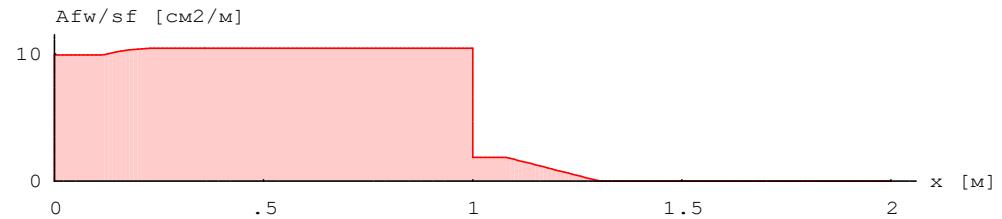
при x

= 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 $Q / Q_u = Q / (Q_b + Q_{sw} + Q_{fw}) \leq 1$ 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 2026 © ООО Техсофт

Поз. t423

Усиление ж/б колонны композитной арматурой

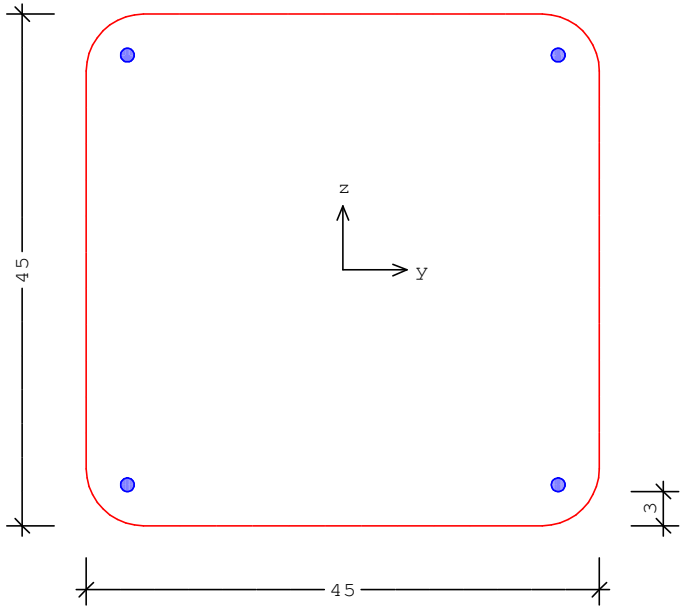
Расчётная схема

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	γ_f
1	Постоянная	1.10

Вертикальные силы

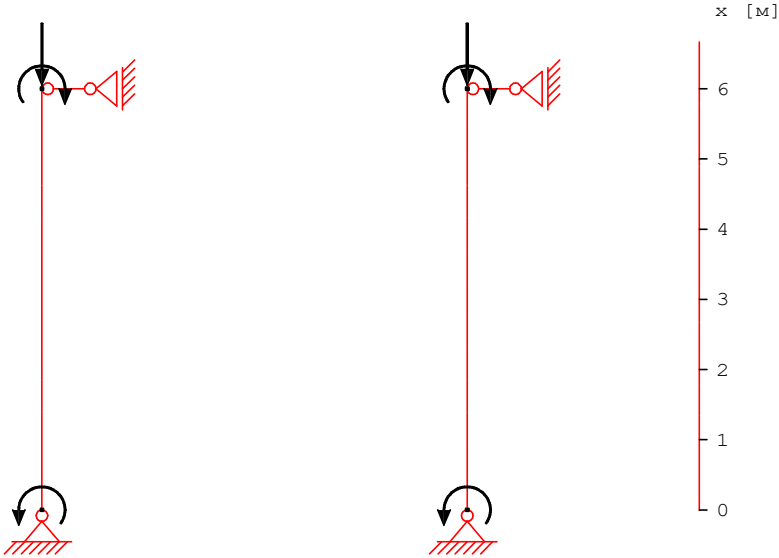
№	N [кН]
1	2500.0

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



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]	φ_1 [-]	δ_e [-]	D [МНм2]	N_{Cr} [кН]	η [-]	ηM_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]	φ_1 [-]	δ_e [-]	D [МНм2]	N_{Cr} [кН]	η [-]	ηM_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]	γ_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

$$R_{b3} = R_b + k_{ef} k_e R_f \mu_f = 20.14 \text{ МПа}$$
$$\epsilon_{b3} = 2.95 \text{ \%}$$
$$\epsilon_{b2} = 5.17 \text{ \%}$$

Предельные усилия

x [м]	N _u [кН]	M _{yu} [кНм]	M _{zu} [кНм]	γ _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 γ_u = 1.057 -
при x = 0.00 м

Деформации бетона

Максимальная деформация		Минимальная деформация	
ε [%.]	σ [МПа]	ε [%.]	σ [МПа]
1.74	0.00	-5.17	-20.14

Деформации стали

Максимальная деформация		Минимальная деформация	
ε [%.]	σ [МПа]	ε [%.]	σ [МПа]
1.39	277.39	-4.82	-350.00

Несущая способность колонны обеспечена

Расчет выполнен модулем 423 программы СТАТИКА 2026 © 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 В20

Класс арматуры А240

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_p = 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

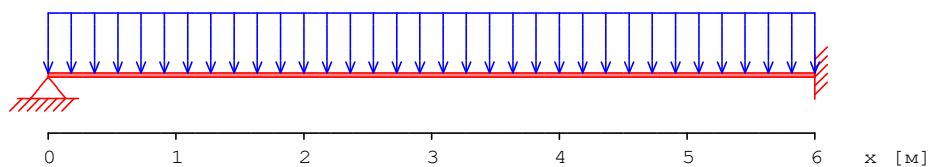
Марка раствора 75

Расчетное сопротивление R принимается по табл. 6.1
 $R = 2.000$ МПа

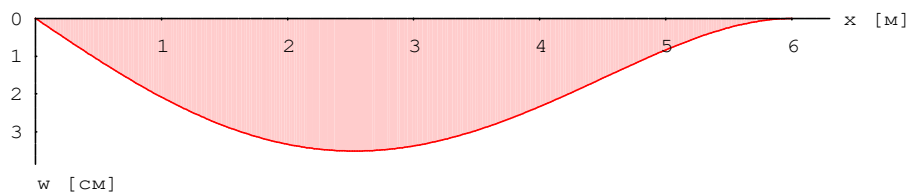
Упругая характеристика $\alpha = 1000$ -

Определение усилия в опорном сечении балки

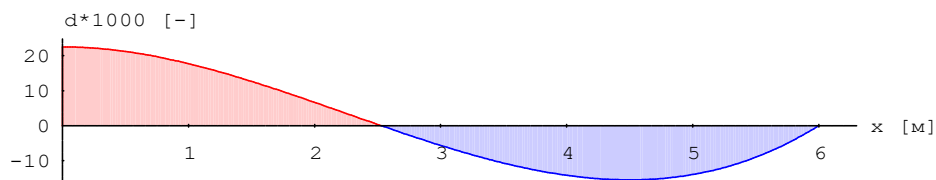
Нагружение балки



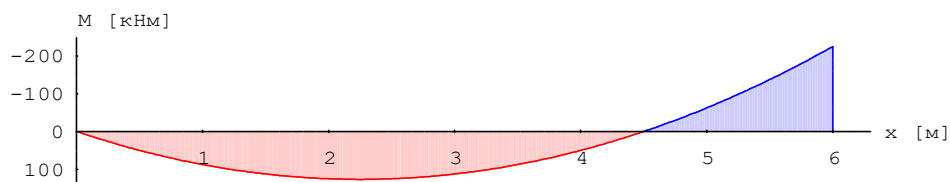
Прогиб балки



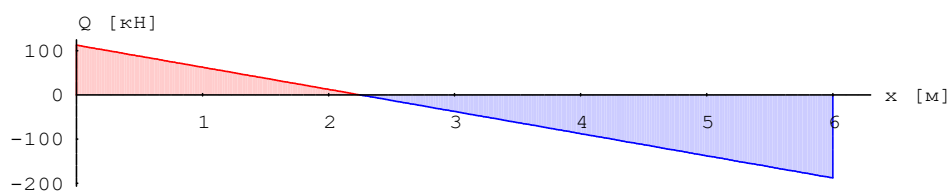
Поворот сечения



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

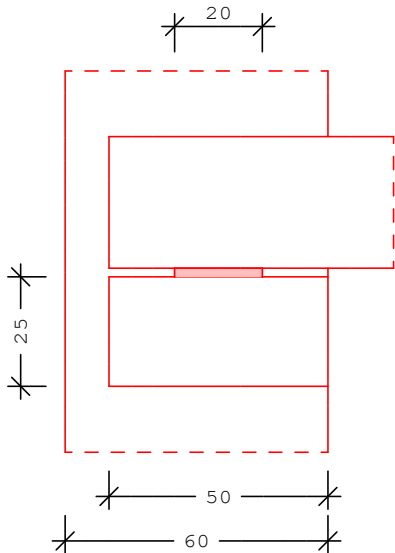
Высота пояса кладки, эквивалентного по жесткости

распределительной плите

$H_0 = 2(E_p I_p / E d)^{1/3} = 2(E_p h_p^3 / 12 E)^{1/3} =$

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]	σ_{max} [МПа]	ψ_1 [-]
8	25.00	20.00	40.00	0.608	0.925

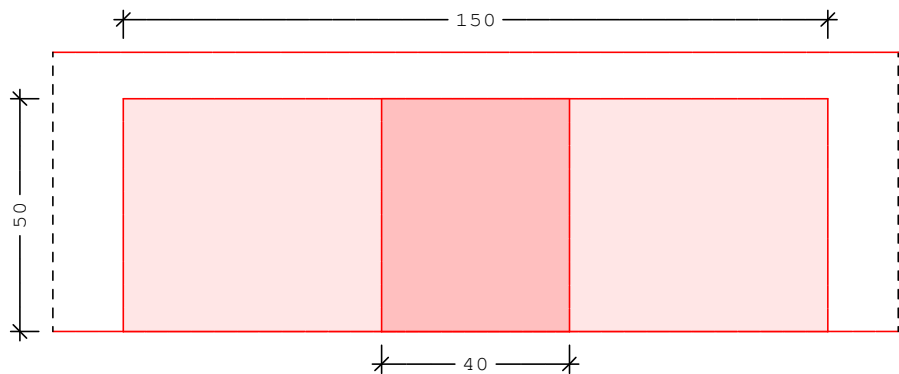
$$a = l_p/2, \quad b = l_n, \quad d = b_p$$

Распределение напряжений под плитой вдоль оси стены по таблице 6

Схема табл. 6	a [см]	b [см]	d [см]	σ_{max} [МПа]	ψ_2 [-]
8	20.00	15.00	50.00	0.593	0.948

$$a = b_p/2, \quad b = b_n, \quad d = l_p$$

Площадь смятия A_c и расчетная площадь A



Данные для расчета
на смятие

A_c [см ²]	A [см ²]	ξ [-]	ξ_1 [-]	ψ [-]	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 $Q_0 / (\psi d R_c A_c) = 0.194 \leq 1$

Прочность кладки обеспечена

Проверка допустимости напряжений под плитой согласно Пособию, 4.22

Условие (28) $\sigma_{max} / (0.8 \xi R_u) = 0.608 / (0.8 * 1.554 * 4.00) = 0.122 \leq 1$

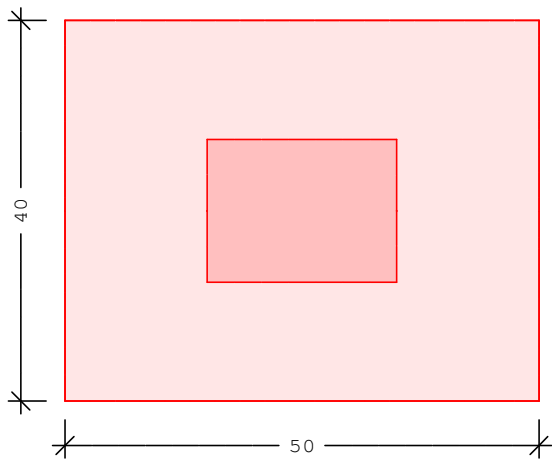
Расчет на смятие распределительной плиты согласно СП 63.13330.2018

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) $Q_0 / N_b = 0.158 \leq 1$

По расчету на смятие арматура не требуется

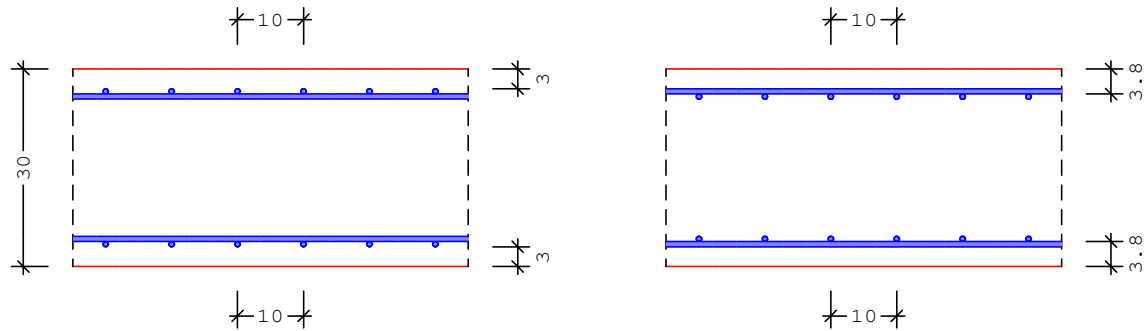
Расчет выполнен модулем 425 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

Поз. t427

Р_цР_сР_гР_±Р_сС_г Р_гС_гР_сР_гР_сР_»С_гР_сР_пР_№ Р_°С_гР_гР_°С_гС_гС_г

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	см ² /м
	нижней по оси x	$A_{sx, н}$	=	5.03	см ² /м
	верхней по оси y	$A_{sy, в}$	=	5.03	см ² /м
	нижней по оси y	$A_{sy, н}$	=	5.03	см ² /м
	Толщина защитного слоя				
	верхнего	$c_{ном, в}$	=	30	мм
	нижнего	$c_{ном, н}$	=	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 M_x , M_y , M_{xy}

Условия прочности $M_x/M_{xu} \leq 1$, $M_y/M_{yu} \leq 1$

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 $M_{xy} \cdot M_{xy} / (|M_{xu} - M_x| \cdot |M_{yu} - M_y|) \leq 1$

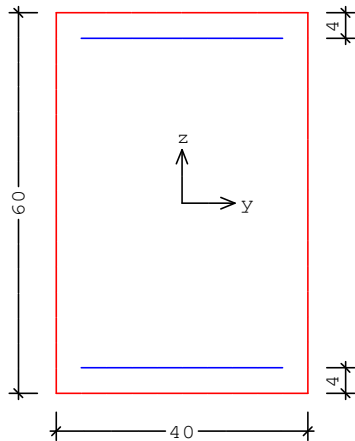
K	M_x [кНм/м]	M_y [кНм/м]	M_{xy} [кНм/м]	Условие прочности
1	10.0	10.0	10.0	0.041 ≤ 1

Прочность плиты обеспечена

Расчет выполнен модулем 427 программы СТАТИКА 2026 © 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	$A_{св}$	=	5.00	см ²
	$A_{сн}$	=	10.00	см ²
Расстояние до ц.т. арматуры	$a_в$	=	4.00	см
	$a_н$	=	4.00	см

Усилия

Действующие усилия		Проектные усилия	
N	M	N_n	M_n
[кН]	[кНм]	[кН]	[кНм]
	100.0		300.0

Расчет

Согласно СП 63.13330.2018, СП 164.1325800.2014			
Бетон	В 25 (тяжелый)		
Коэффициент условий работы	γ_b	=	1.000 -
Сопротивление бетона	$\gamma_b R_b$	=	14.50 МПа
Для бетона применяется трехлинейная диаграмма			
Стальная арматура	A500		
Коэффициент условий работы	γ_s	=	1.000 -
Сопротивление арматуры	$\gamma_s R_s$	=	435 МПа
	$\gamma_s R_{sc}$	=	400 МПа
Для арматуры применяется двухлинейная диаграмма			

Композитная арматура

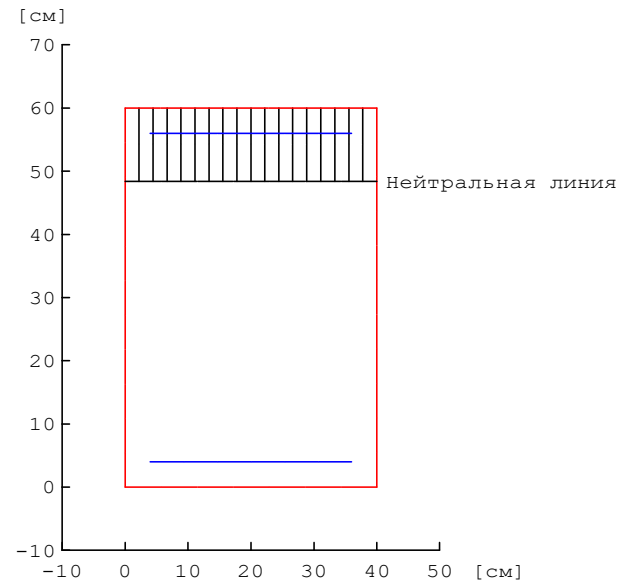
Тип	Вид	Эксплуатация	γ_f	γ_{f1}	γ_{f2}	γ_{f3}
Углекомпозит	Ламинат	В помещении	1.2	0.95	0.900	0.8
Число слоёв композита			n	=	3	-
Толщина одного слоя			t_f	=	0.20	мм
Сопротивление арматуры			$R_{f,n}$	=	1000.0	МПа
			$R_f = \gamma_{f1} \gamma_{f2} R_{f,n} / \gamma_f$	=	712.5	МПа
Модуль упругости			E_f	=	150	ГПа
Предельная деформация			$\varepsilon_{f,ult}$	=	4.750	%.

Проверка несущей способности элемента при действующих усилиях

Предельные усилия	N	M	N_u	M_u	γ_u
	[кН]	[кНм]	[кН]	[кНм]	
	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 $\epsilon(z) = - 0.02162z + 0.397, \%$.

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

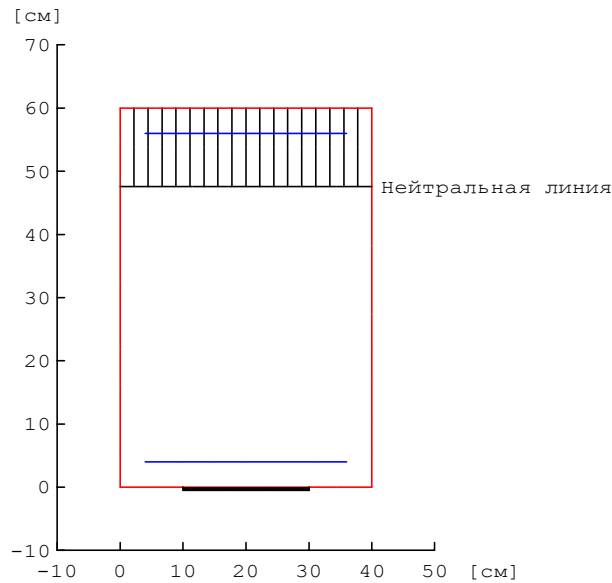
N_n [кН]	M_n [кНм]	N_u [кН]	M_u [кНм]	γ_u
0.0	300.0	0.0	229.9	0.766

$N_u = \gamma_u N_n, M_u = \gamma_u M_n$

Требуется усиление элемента

Определение требуемой площади композитной арматуры

Сжатая зона



Расстояние от нижней стороны до нейтральной линии
 $a_0 = 47.6$ см

Деформация $\epsilon(z) = - 0.12184z + 2.141, \%$.

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 $A_f = 2.00$ см²

Расчет выполнен модулем 428 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

Поз. **t429**

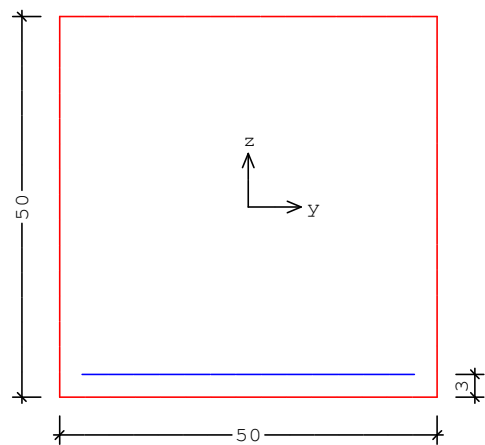
Усиление ж/б балки композитной арматурой

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 _{св} [см ²]	A _{сн} [см ²]	a _в [см]	a _н [см]	d _{св} [мм]	d _{сн} [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} [см ⁴]	E _b I _{red} [МНм ²]
0.00	6.00	5.821·10 ⁺⁵	174.630

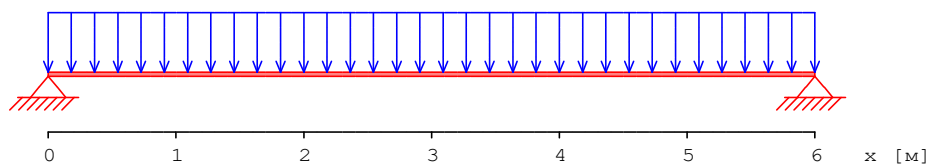
Нагрузки

№	Вид нагрузки	γ _f
1	Кратковременная	1.10

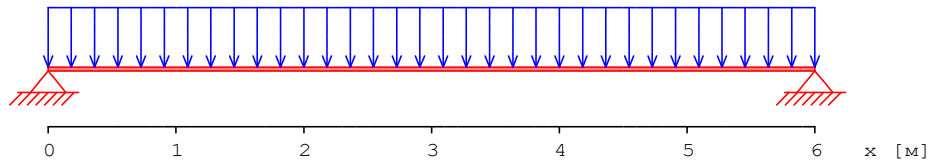
Распределенные
нагрузки

№	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

γ_b

=

0.900

-

Сопротивление бетона

$\gamma_b R_b$

=

13.05

МПа

Влажность воздуха окружающей среды

от 40% до 75%

Коэффициент ползучести

$\phi_{b, cr}$

=

2.50

-

Модуль упругости

E_b

=

30.00

ГПа

Для бетона применяется

трехлинейная диаграмма

Стальная арматура

A500

Коэффициент условий работы

γ_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	γ_f	γ_{f1}	γ_{f2}	γ_{f1}
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

=

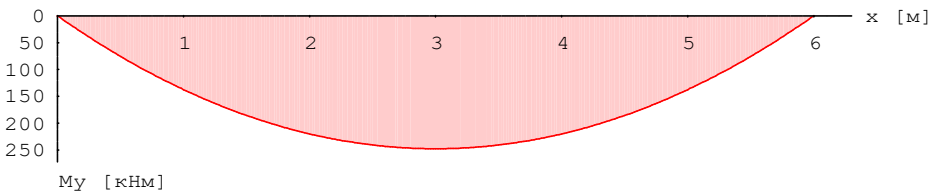
150

ГПа

Проверка несущей способности балки при действующих нагрузках

Расчётная комбинация	Номер нагрузки (Коэффициент)
	1 (1.10)

Изгибающий момент



Пределельный момент $M_u = \gamma_u M$

от x [м]	до x [м]	M ₋ [кНм]	M ₊ [кНм]	M _{u-} [кНм]	M _{u+} [кНм]	γ _{u-}	γ _{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	ε ₀ [%.]
0.00	6.00	нижняя	1.462

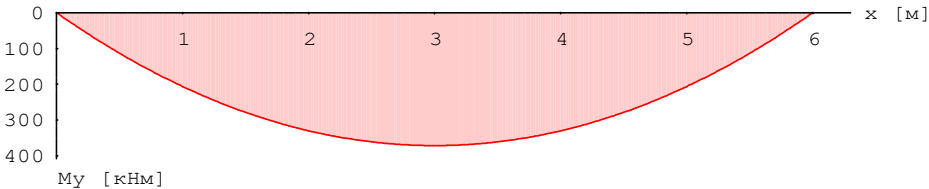
Учтено указание СП 164,6.1.6 (γ_f=1)

Проверка несущей способности балки при проектных нагрузках

Расчётная комбинация

Номер нагрузки (Коэффициент)
1 (1.10)

Изгибающий момент



Пределельный момент $M_u = \gamma_u M$

от x [м]	до x [м]	M ₋ [кНм]	M ₊ [кНм]	M _{u-} [кНм]	M _{u+} [кНм]	γ _{u-}	γ _{u+}
0.00	6.00		371.2		348.6		0.939

Требуется усиление балки

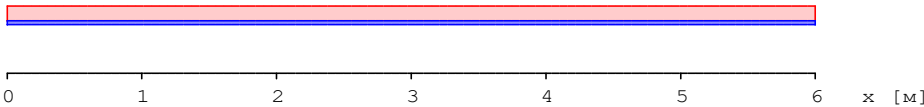
Определение требуемой площади композитной арматуры

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

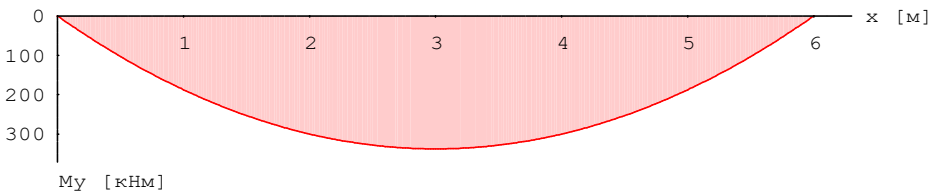


Расчёт по трещиностойкости при действии проектных нагрузок

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 _l [кНм]	M _{срс} [кНм]	a _{c1} [мм]	a _{c2} [мм]
0.00	6.00	337.5	0.0	71.6	0.339	0.000

M_l – 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 [МНм ²]	D _l [МНм ²]
	0.00	6.00	152.350	62.041

D, D_l определены согласно СП 63, 8.2.26

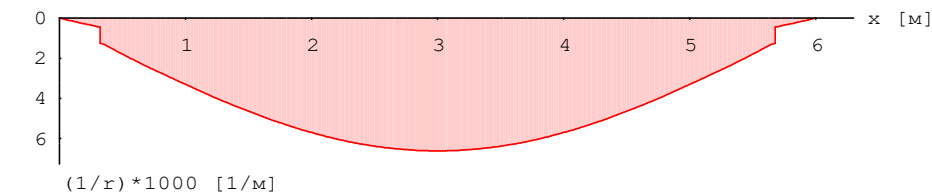
Норматив. комбинация	Номер нагрузки (Коэффициент)
	1 (1.00)

x [м]	Кривизны (8.140)		Кривизны (8.141)		
	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			

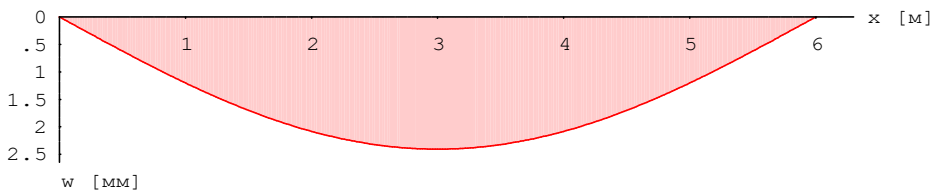
* сечение с трещиной в растянутой зоне

Момент, кривизна и прогиб	x [м]	M _n [кНм]	M _{n1} [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 $W_{max} / W_u = 2.41 / 4.00 = 0.602 \leq 1$

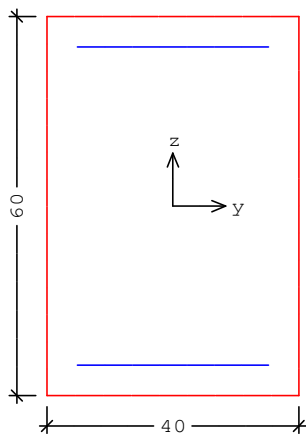
Прогиб балки не превышает предельный прогиб

Расчет выполнен модулем 429 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

Поз. t430

Сечение с композитной арматурой

Сечение



Ширина сечения $b = 40$ см

Высота сечения $h = 60$ см

Усилия

K	N	M _y
	[кН]	[кНм]
1		300.0

Расчет

Согласно СП 63.13330.2018, СП 295.1325800.2017

Бетон

В 25 (тяжелый)

Коэффициент условий работы

γ_b

=

0.900

-

Соппротивление 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 [см ²]
Внизу	4	32	32.17

Защитный слой внизу

a_{zn}

=

35

мм

Подобранная арматура



Стержни: 4 ϕ 32

Защитный слой:

$a_{zn} = 35$ мм

Проверка прочности сечения с подобранной арматурой

Расстояние до ц.т. арматуры

a_n

=

5.10

см

Предельные усилия

K	N_u [кН]	M_{yu} [кНм]	γ_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

K 1 Усилия при образовании трещин

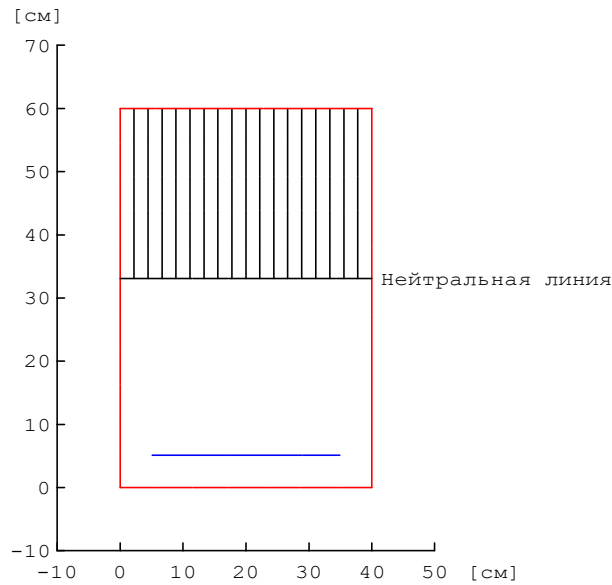
N [кН]	M_y [кНм]	N_l [кН]	M_{yl} [кНм]	N_{crc} [кН]	$M_{y,crc}$ [кНм]
	200.0		200.0		77.6

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 $\kappa_y = 0.00045 \text{ 1/м}$

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

$\sigma_{f,src}$ [МПа]	σ_f [МПа]	σ_{f1} [МПа]	A_{bt} [см ²]	A_{ft} [см ²]	d_f [мм]	l_f [см]	a_{src} [мм]	$a_{src,1}$ [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 2026 © 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

γ_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

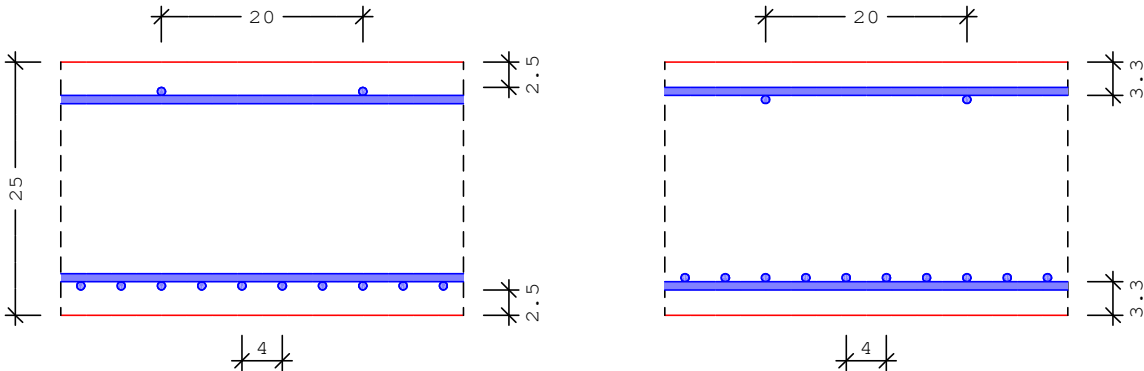
Данные для подбора арматуры

min d_f [мм]	max d_f [мм]	min s [см]	max s [см]	min $a_з$ [мм]
8	20	3	20	25

Подобранная арматура по осям x и y

Ось	Арматура	d_f [мм]	Шаг [см]	A_f [см2/м]	$a_з$ [мм]	h_0 [см]	μ_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

$M_x/M_{xu} \leq 1, \quad M_y/M_{yu} \leq 1$

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 $(|M_{xu}| - |M_x|) \cdot (|M_{yu}| - |M_y|) / M^2 - M_{xy} \cdot M_{xy} / M^2 \geq 0$
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 $|M_{xy}| / M_{fxy,u} = 0.218 \leq 1$

$$M_{fxy,u} = 0.5R_f(A_{fx} + A_{fy})h_0 = 229.1 \text{ кНм/м}$$

Условие прочности $|M_{xy}| / M_{bxy,u} = 0.613 \leq 1$

$$M_{bxy,u} = 0.1R_b h^2 = 81.6 \text{ кНм/м}$$

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_{x1} [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_{y1} [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

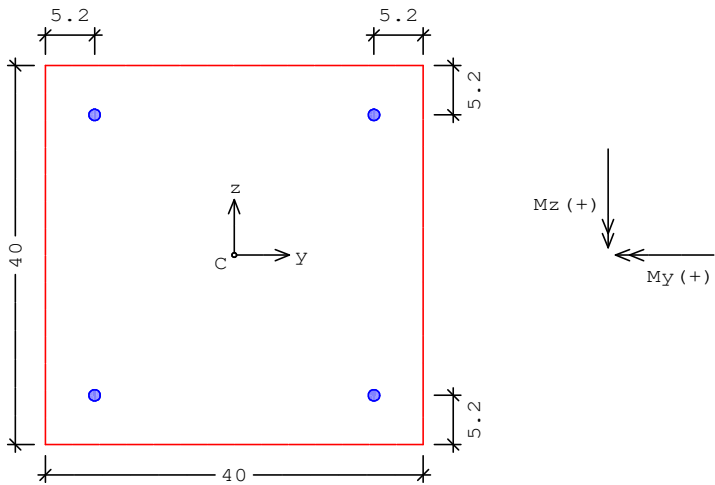
Расчет выполнен модулем 431 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

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

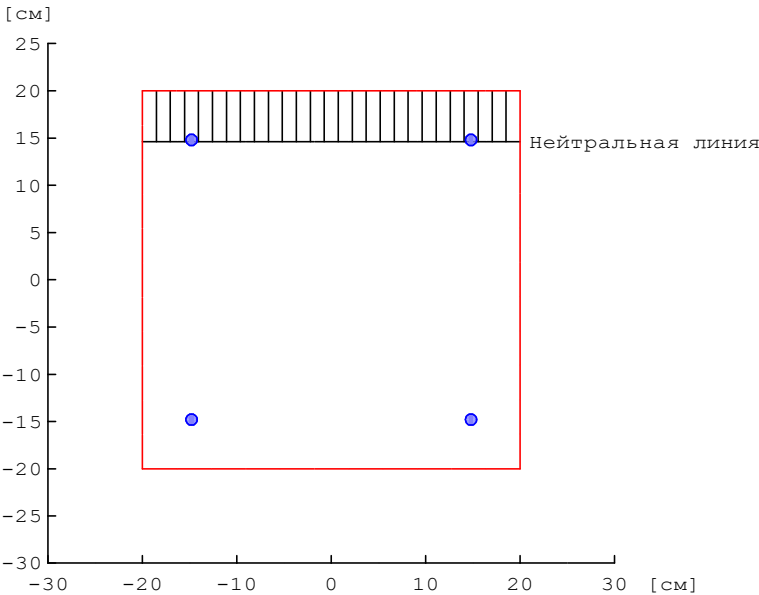
Бетон	C25/30		
Арматура	S500		
Предел текучести арматуры	f _{yk}	= 500	МПа
Предел прочности арматуры	f _{tk}	= 525	МПа
Предельная деформация	ε _{uk}	= 25	%.
Расстояние до ц.т. арматуры	a	= 5.2	см
Требуемая арматура	Площадь на каждый угол	A_s	= 3.42 см²
	Общая площадь арматуры	A_{s, tot}	= 13.70 см²
	Коэффициент армирования	ρ	= 0.86 %

Расчет для сочетания усилий K = 1

Предельные усилия	N _u [кН]	M _{yu} [кНм]	M _{zu} [кНм]	γ _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

$\kappa_y / \kappa_z = 0.06485 / 0.00000 \text{ 1/м}$

Деформации бетона	Максимальная деформация		Минимальная деформация	
	ε [%.]	σ [МПа]	ε [%.]	σ [МПа]
	22.44	0.00	-3.50	-16.67

Деформации стали	Максимальная деформация		Минимальная деформация	
	ε [%.]	σ [МПа]	ε [%.]	σ [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

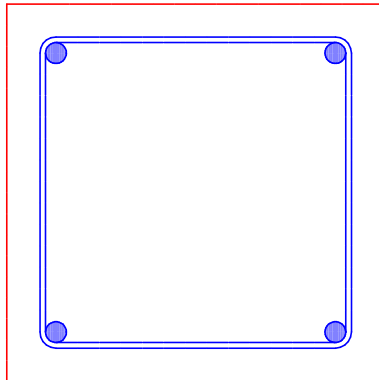
Размещение	n	d_s [мм]	A_s [см ²]
На угол	1	22	3.80

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 $\phi 22$

Хомут: $\phi 6$

Защитный слой:

$c_{nom} = 35$ мм

Проверка несущей способности сечения с выбранными стержнями

Предельные усилия

K	N_u [кН]	M_{yu} [кНм]	M_{zu} [кНм]	γ_u
1	0.0	110.0	0.0	1.100

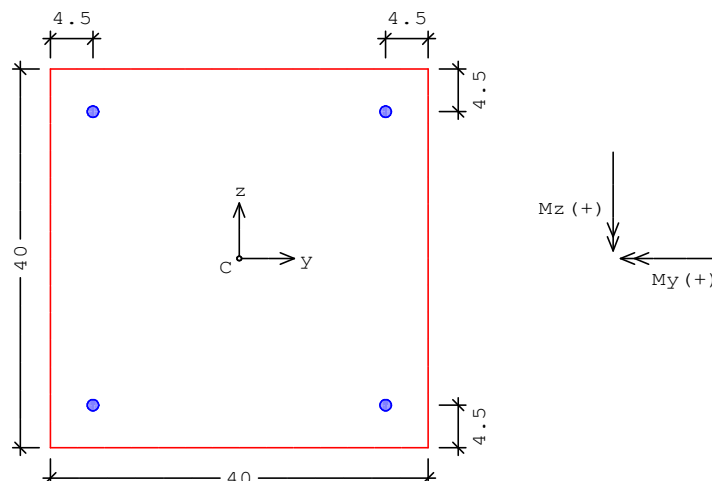
Расчет выполнен модулем 432 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

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
 Арматура

C25/30
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 $A_s = 1.48$ см²
 Общая площадь арматуры $A_{s, tot} = 5.92$ см²
 Коэффициент армирования $\rho = 0.37$ %

Расчет для сочетания усилий K = 1

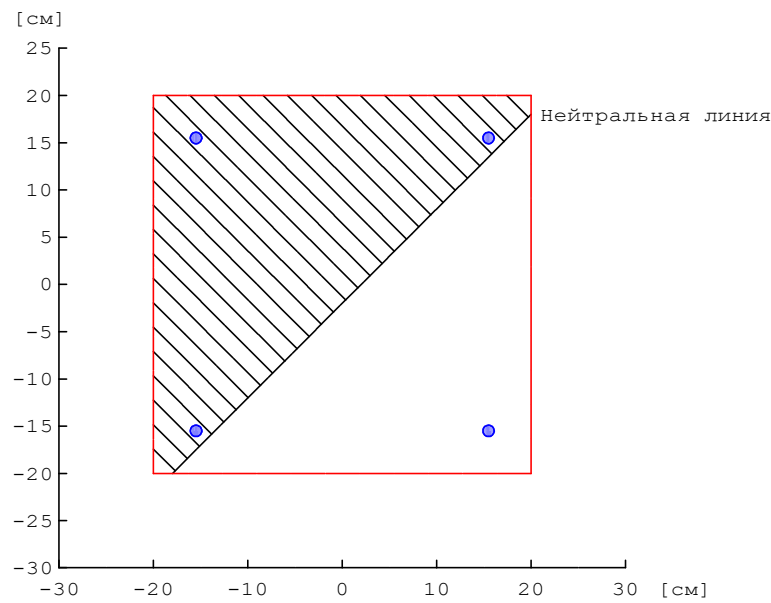
Предельные усилия

N_u [кН]	M_{yu} [кНм]	M_{zu} [кНм]	γ_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 $\kappa_y / \kappa_z = 0.00833 / 0.00833 \text{ 1/м}$

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 $d_{sw} = 8 \text{ мм}$

Мин. толщина защитного слоя $c_{min} = 20 \text{ мм}$

Допускаемое отклонение $\Delta c = 10 \text{ мм}$

Выбранные стержни

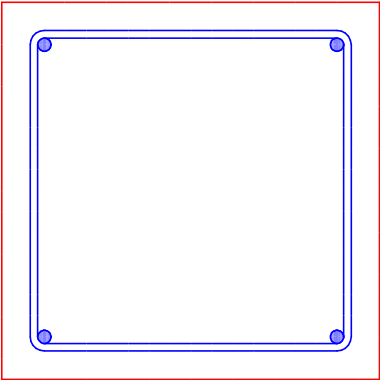
Размещение	n	d_s [мм]	A_s [см ²]
На угол	1	14	1.54

Общее число стержней $n_{tot} = 4 -$

Общая площадь арматуры $A_{s,tot} = 6.16 \text{ см}^2$

Коэффициент армирования $\rho = 0.38 \%$

Защитный слой бетона $c_{nom} = 30 \text{ мм}$



Стержни: 4 ϕ 14
Хомут: ϕ 8
Защитный слой:
спот = 30 мм

Проверка несущей способности сечения с выбранными стержнями

Пределные усилия

K	N_u [кН]	M_{yu} [кНм]	M_{zu} [кНм]	γ_u
1	1010.0	101.0	101.0	1.010

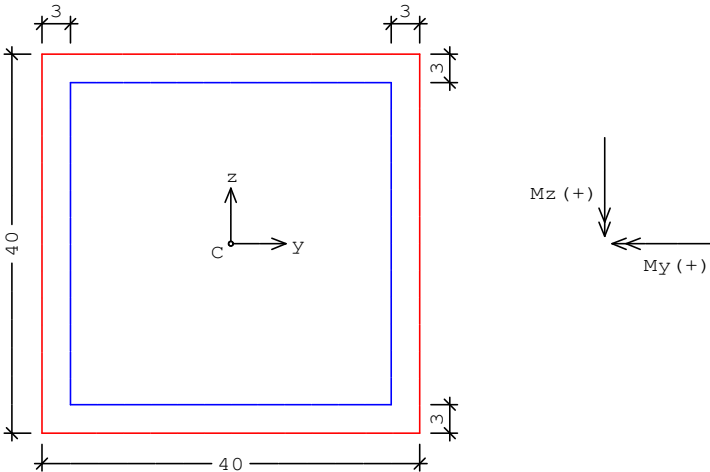
Расчет выполнен модулем 433 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

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
Арматура
Для бетона применяется
Для арматуры применяется
Коэффициент условий работы

В 25 (тяжелый)
A500
трехлинейная диаграмма
двухлинейная диаграмма
 $\gamma_b = 0.900$

Сопротивление бетона
Сопротивление арматуры

$\gamma_b R_b = 13.05$ МПа
 $R_s = 435$ МПа
 $R_{sc} = 400$ МПа

Расстояние до ц.т. арматуры

$a = 3.00$ см

Требуемая арматура

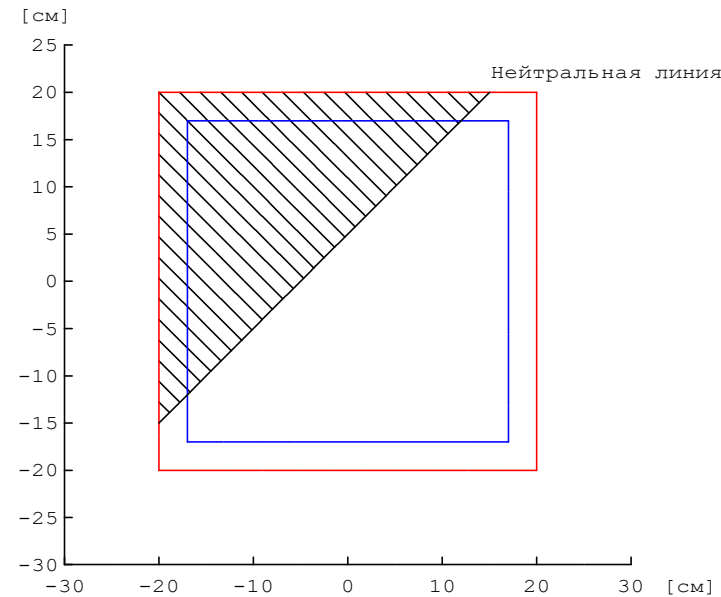
Площадь на каждую b-сторону
на каждую h-сторону
Общая площадь арматуры
Коэффициент армирования

$A_{s1} = 3.57$ см²
 $A_{s2} = 3.57$ см²
 $A_{s, tot} = 14.29$ см²
 $\mu_{tot} = 0.89$ %

Предельные усилия	N_u [кН]	M_{yu} [кНм]	M_{zu} [кНм]	γ_u
	500.0	100.0	100.0	1.000

Нейтральная линия	y_1 [см]	z_1 [см]	y_2 [см]	z_2 [см]
	-20.00	-14.99	14.99	20.00

Сжатая зона



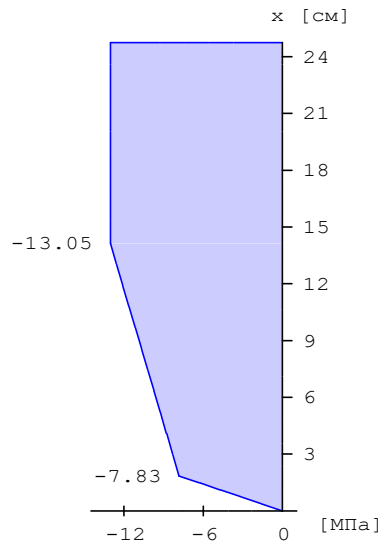
Кривизны $\kappa_y / \kappa_z = -0.01000 / 0.01000$ 1/м

Деформация $\epsilon(y,z) = -0.1000z + 0.1000y + 0.501$

Деформации бетона	Максимальная деформация		Минимальная деформация	
	ϵ [%.]	σ [МПа]	ϵ [%.]	σ [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_{зw} = 15 мм

Выбранные стержни

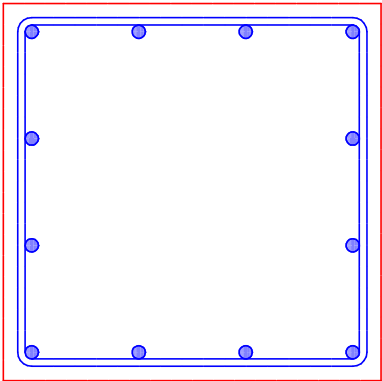
Место	n	d _s [мм]	A _s [см ²]
На угол	1	14	1.54
На b-сторону	2	14	3.08
На h-сторону	2	14	3.08

Общее число стержней n_{tot} = 12 -

Защитный слой бетона a_з = 15 мм

Общая площадь арматуры **A_{s,tot} = 18.47 см²**

Коэффициент армирования **μ_{tot} = 1.15 %**



Стержни: 12 Ø14

Хомут: Ø8

Защитный слой:

a_з = 15 мм

Предельные усилия для сечения с подобранными арматурными стержнями

N_u [кН]	M_{yu} [кНм]	M_{zu} [кНм]	γ_u
581.6	116.3	116.3	1.163

Расчет выполнен модулем 434 программы СТАТИКА 2026 © 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	γ_b	= 0.900	-
Соппротивление бетона	$\gamma_b R_b$	= 13.05	МПа
Соппротивление 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

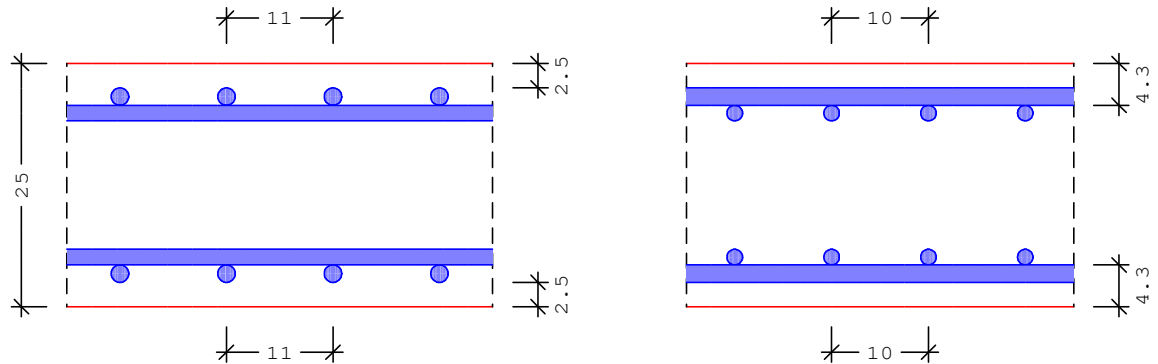
Данные для подбора арматуры

min d_s [мм]	max d_s [мм]	min s [см]	max s [см]	min a_s [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_s [мм]	h_0 [см]	μ_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 M_x , M_y , M_{xy}

Условия прочности $M_x/M_{xu} \leq 1$, $M_y/M_{yu} \leq 1$

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 $(|M_{xu}| - |M_x|) \cdot (|M_{yu}| - |M_y|) / M^2 - M_{xy} \cdot M_{xy} / M^2 \geq 0$
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 $|M_{xy}| / M_{sxy,u} = \mathbf{0.064} \leq 1$

$$M_{sxy,u} = 0.5R_s(A_{sx} + A_{sy})h_0 = 390.3 \text{ кНм/м}$$

Условие прочности $|M_{xy}| / M_{bxy,u} = \mathbf{0.307} \leq 1$

$$M_{bxy,u} = 0.1R_p h^2 = 81.6 \text{ кНм/м}$$

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_{x1} [кН/м]	M_{x1} [кНм/м]	$N_{x,crc}$ [кН/м]	$M_{x,crc}$ [кНм/м]	a_{crc} [мм]	$a_{crc,1}$ [мм]
1	0.0	50.0	0.0	50.0	0.0	35.9	0.067	0.067

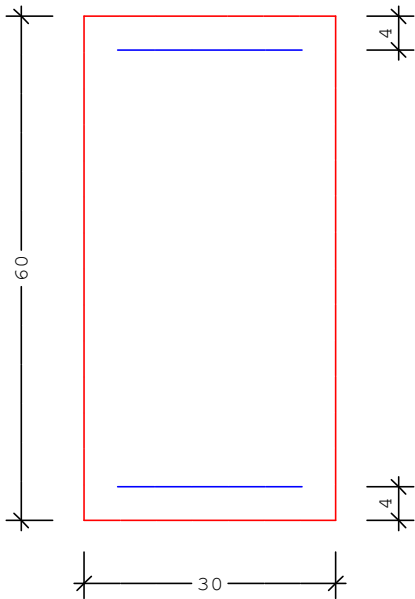
K	N_y [кН/м]	M_y [кНм/м]	N_{y1} [кН/м]	M_{y1} [кНм/м]	$N_{y,crc}$ [кН/м]	$M_{y,crc}$ [кНм/м]	a_{crc} [мм]	$a_{crc,1}$ [мм]
1	0.0	50.0	0.0	50.0	0.0	32.3	0.095	0.095

Трещиностойкость плиты обеспечена

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 _{св}	=	5.00	см2
	A _{сн}	=	15.00	см2
Диаметр хомутов	d _{sw}	=	0	мм
Длина приопорного участка	l	=	2.00	м

Нагрузки

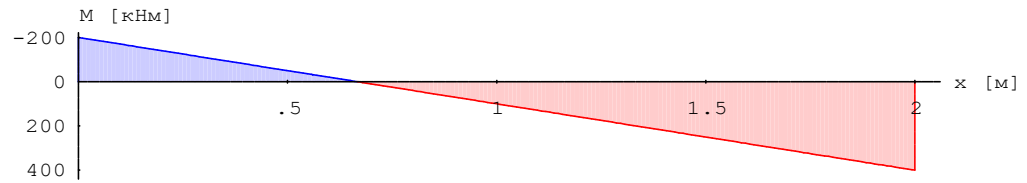
Усилия в опорном сечении				
Изгибающий момент	M _o	=	200.0	кНм
Поперечная сила	Q _o	=	300.0	кН

Расчёт

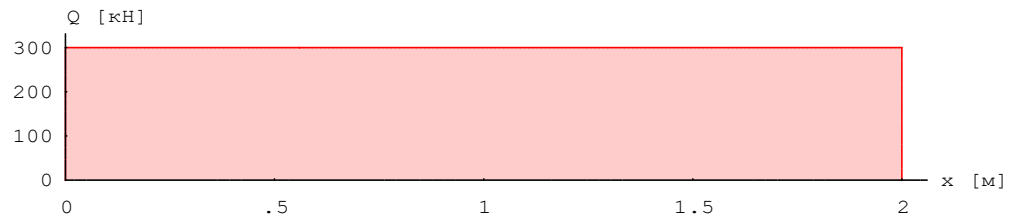
Согласно СП 63.13330.2018 с изменениями №1, №2				
Бетон	В 25 (тяжелый)			
Продольная арматура	A500			
Поперечная арматура	A400			
Коэффициент условий работы	γ _b	=	0.900	-
Расчётные сопротивления	γ _b R _b	=	13.05	МПа
	γ _b R _{bt}	=	0.95	МПа
	R _s	=	435	МПа
	R _{sc}	=	400	МПа
	R _{sw}	=	280	МПа

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 [см ² /м]	s _{w,max} [см]	a _{sw} [см ² /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

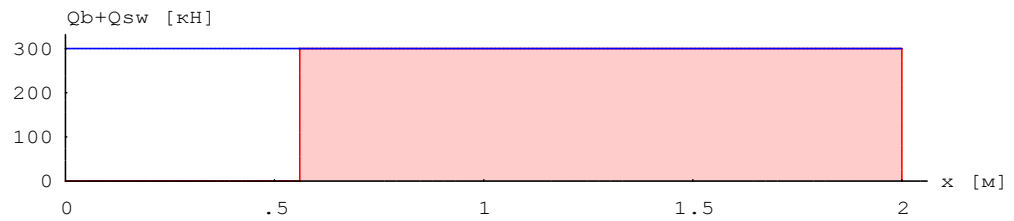
C_{sw} - длина участка размещения поперечной арматуры
s_{w,max} - расчётный верхний предел для шага хомутов
a_{sw} - погонная площадь арматуры с учётом C_{sw}

Проверка прочности по условию $Q / (Q_b + Q_{sw}) \leq 1$ при $треб. A_{sw}/s_w$

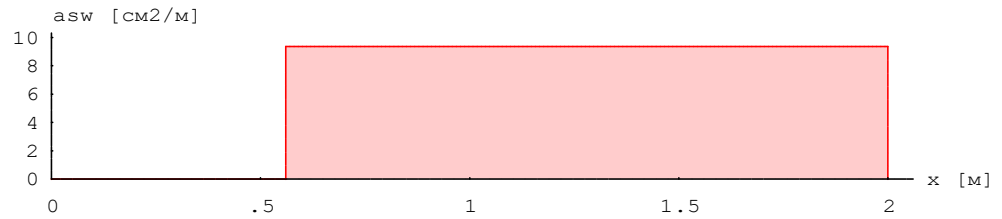
x [м]	Q [кН]	Q _b [кН]	Q _{sw} [кН]	Q / (Q _b +Q _{sw})
0.560	300.0	238.1	61.9	1.000
0.560*	300.0	238.1	61.9	1.000
0.667	300.0	200.0	100.0	1.000
1.333	300.0	100.0	200.0	1.000
2.000	300.0	79.4	220.6	1.000

* сечение с наибольшим значением $Q / (Q_b + Q_{sw})$

Усилие, воспринимаемое бетоном и арматурой



Погонная площадь арматуры

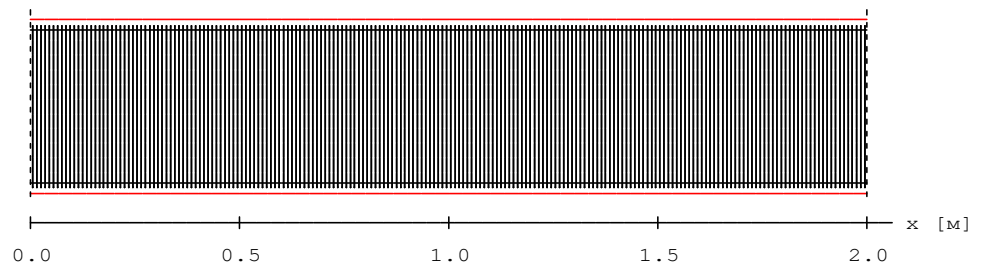


Данные для подбора арматуры

$s_{w, \max}$	s_{w+}	s_1
[см]	[см]	[см]
15	5	$s_w / 2$

Подобранная поперечная арматура

от x	до x	Число хомутов	Шаг	A_{sw} / s_w
[м]	[м]		[см]	[см² / м]
0.000	1.995	200	1	0.00



Прочность элемента не обеспечена

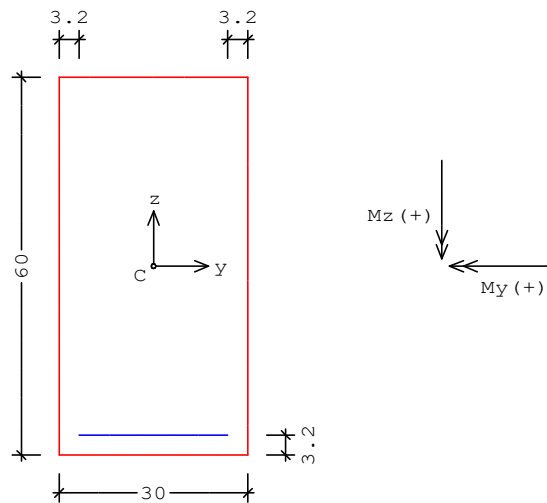
Расчет выполнен модулем 436 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

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	M _y	M _z
		[кН]	[кНм]	[кНм]
	1		200.0	

Нормативные усилия	K _n	N	M _y	M _z	N _l	M _{yl}	M _{zl}
		[кН]	[кНм]	[кНм]	[кН]	[кНм]	[кНм]
	1		150.0			120.0	

Расчет Согласно СП 63.13330.2018

Бетон	В 25 (тяжелый)		
Верхняя арматура	A400		
Нижняя арматура	A500		
Для бетона применяется	трехлинейная диаграмма		
Для арматуры применяется	двухлинейная диаграмма		
Коэффициент условий работы	γ _b	=	0.900 -
Соппротивление бетона	R _{bn}	=	18.50 МПа
	R _{btn}	=	1.55 МПа
	γ _b R _b	=	13.05 МПа
Соппротивление			
верхней арматуры	R _{snb}	=	400 МПа
	R _{sb}	=	350 МПа
	R _{scb}	=	350 МПа
нижней арматуры	R _{snn}	=	500 МПа
	R _{sn}	=	435 МПа
	R _{sch}	=	400 МПа

Подбор арматуры по условию прочности

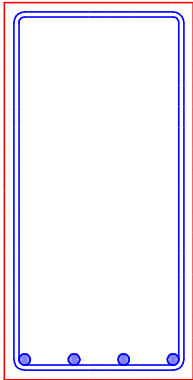
Требуемая арматура	Площадь арматуры верхней	A_{sb}	=	0.00	см²
	нижней	A_{sn}	=	8.90	см²
	Общая площадь арматуры	A_{s,tot}	=	8.90	см²
	Коэффициент армирования	μ_{tot}	=	0.49	%

Данные для подбора арматуры	Место	dmin	dmax	nmax	amin
		[мм]	[мм]		[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 _{зв}	=	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	см²
Коэффициент армирования	μ_{tot}	=	0.57	%



Стержни: 4 Φ 18
 Хомут: Φ 8
 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]	γ _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	σ _s [МПа]	a _{crc} [мм]	Условие проверки
	1	283.8	0.253	выполняется

Данные для расчета	K _n	σ _{s, crc} [МПа]	ψ _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

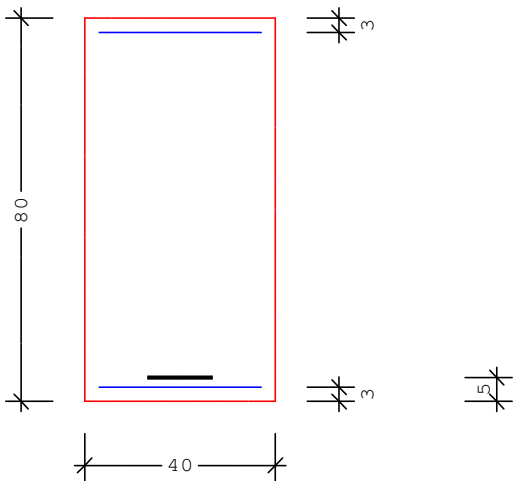
* Учтены ограничения на высоту растянутой зоны

Расчет по продолж. раскрытию трещин	K _n	σ _{s1} [МПа]	ψ _s [-]	a _{crc} [мм]	Условие проверки
	1	226.0	0.616	0.195	выполняется

Трещиностойкость сечения обеспечена

Расчет выполнен модулем 437 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

Поз. t438	Преднапряженный элемент			
<u>Сечение</u>	Ширина сечения	b	=	40.0 см
	Высота сечения	h	=	80.0 см
Ненапрягаемая арматура	Площадь арматуры	A _{св}	=	3.00 см ²
		A _{сн}	=	3.00 см ²
	Расстояние до ц.т. арматуры	a _в	=	3.00 см
		a _н	=	3.00 см
	Диаметр арматуры	d _{св}	=	12 мм
		d _{сн}	=	12 мм
Напрягаемая арматура	Площадь арматуры	A _{спн}	=	15.00 см ²
	Расстояние до ц.т. арматуры	a _{рн}	=	5.00 см
	Диаметр арматуры	d _{спн}	=	20 мм



Преднапряжение	Натяжение арматуры на упоры механическим способом			
	Длина напрягаемой арматуры	l	=	6.00 м
	Предварительное напряжение	$\sigma_{спн}$	=	900 МПа
<u>Расчет</u>	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

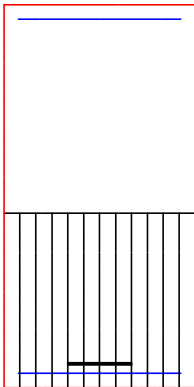
Первые потери предварительного напряжения

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]	$\epsilon_{spв}$ [%.]	$\epsilon_{spн}$ [%.]	$P_в$ [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	
ϵ [%.]	σ [МПа]	ϵ [%.]	σ [МПа]
1.52	0.00	-1.28	-5.04

Деформация ненапряг. арматуры

Нижняя арматура		Верхняя арматура	
ϵ [%.]	σ [МПа]	ϵ [%.]	σ [МПа]
-1.17	-234.4	1.42	283.9

Деформация напряг. арматуры

Нижняя арматура		Верхняя арматура	
ϵ [%.]	σ [МПа]	ϵ [%.]	σ [МПа]
2.56	512.9		

Напряжение в бетоне на уровне напрягаемой арматуры

$\sigma_{брн} = -4.81 \text{ МПа}$

Проверка прочности элемента в стадии предварительного обжатия

Условие прочности $\sigma_{b, \max} / 0.9R_{bp} = 5.04 / 9.00 = 0.560 \leq 1$

Определение предельного изгибающего момента в стадии эксплуатации

Сопротивление бетона	$\gamma_b R_b$	=	13.05	МПа
	при γ_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	-

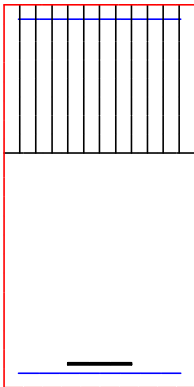
Характеристики приведенного сечения	a	У _в	У _н	A _{red}	I _{red}
	[см]	[см]	[см]	[см ²]	[см ⁴]
	39.0		-34.0	3340.0	1.880·10 ⁺⁶

а – расстояние от нижней стороны бетонного сечения до центра тяжести приведенного сечения
у – координата центра тяжести напрягаемой арматуры

Вторые потери предварительного напряжения	от усадки бетона	Δσ _{сп5н} =	40.0	МПа
	от ползучести бетона	Δσ _{сп6н} =	49.9	МПа

Предварительные напряжения, деформации и усилия с учетом полных потерь					
σ _{спв}	σ _{спн}	ε _{спв}	ε _{спн}	P _в	P _н
[МПа]	[МПа]	[%.]	[%.]	[кН]	[кН]
	476.8		2.38		715.2

Положительный предельный момент M_{u+} = 929.8 кНм
Сжатая зона



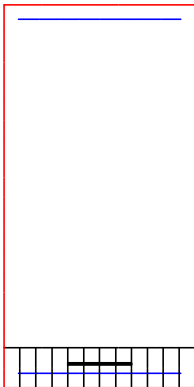
Расстояние от нижней стороны бетонного сечения до нейтральной линии 49.06 см

Деформация бетона	Максимальная деформация		Минимальная деформация	
	ε [%.]	σ [МПа]	ε [%.]	σ [МПа]
	5.55	0.00	-3.50	-13.05

Деформация ненапряг. арматуры	Нижняя арматура		Верхняя арматура	
	ε [%.]	σ [МПа]	ε [%.]	σ [МПа]
	5.21	435.0	-3.16	-400.0

Деформация напряг. арматуры	Нижняя арматура		Верхняя арматура	
	ε [%.]	σ [МПа]	ε [%.]	σ [МПа]
	7.37	906.4		

Отрицательный предельный момент M_{u-} = -101.2 кНм
Сжатая зона

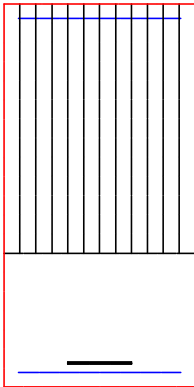


Расстояние от нижней стороны бетонного сечения до нейтральной линии 8.37 см

Деформация бетона	Максимальная деформация		Минимальная деформация	
	ϵ [%.]	σ [МПа]	ϵ [%.]	σ [МПа]
	26.09	0.00	-3.05	-13.05
Деформация ненапряг. арматуры	Нижняя арматура		Верхняя арматура	
	ϵ [%.]	σ [МПа]	ϵ [%.]	σ [МПа]
	-1.95	-390.9	25.00	435.0
Деформация напряг. арматуры	Нижняя арматура		Верхняя арматура	
	ϵ [%.]	σ [МПа]	ϵ [%.]	σ [МПа]
	1.16	231.6		

Определение изгибающего момента при образовании трещин

Положительный момент Сжатая зона	Сопротивление бетона	R_{bn}	=	18.50	МПа
		$R_{b\tau n}$	=	1.55	МПа
		M_{crc+}	=	508.3	кНм



Расстояние от нижней стороны бетонного сечения до нейтральной линии 27.89 см

Деформация бетона	Максимальная деформация		Минимальная деформация	
	ϵ [%.]	σ [МПа]	ϵ [%.]	σ [МПа]
	0.15	1.55	-0.28	-8.41
Деформация ненапряг. арматуры	Нижняя арматура		Верхняя арматура	
	ϵ [%.]	σ [МПа]	ϵ [%.]	σ [МПа]
	0.13	26.8	-0.26	-52.8
Деформация напряг. арматуры	Нижняя арматура		Верхняя арматура	
	ϵ [%.]	σ [МПа]	ϵ [%.]	σ [МПа]
	2.51	501.4		

Площадь растянутой зоны	A_{bt}	=	1116	см ²
Приведенная площадь растянутой арматуры	A_{st}	=	16.79	см ²

Проверка трещиностойкости элемента

Заданные моменты	K	M	M ₁	M _{crc}
		[кНм]	[кНм]	[кНм]
	1	800.0	400.0	508.3
Предельная ширина раскрытия трещин	Непродолжительное раскрытие	a _{crc1} =	0.30	мм
	Продолжительное раскрытие	a _{crc2} =	0.20	мм

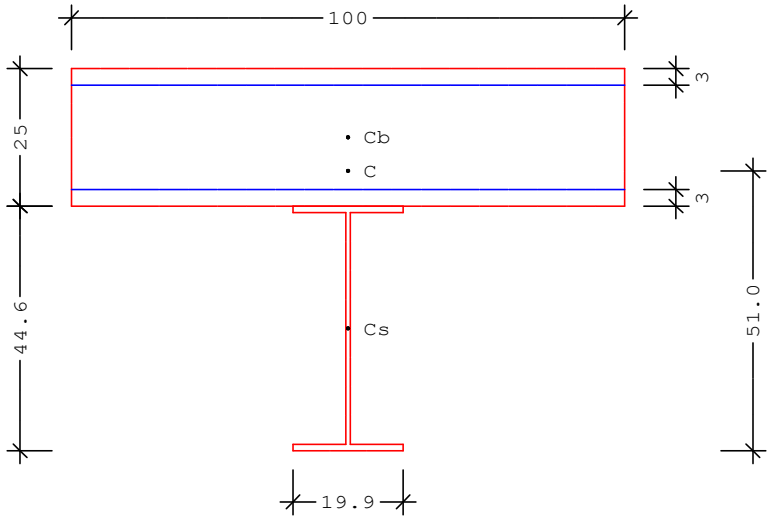
Ширина раскрытия трещин							
К	$\sigma_{s, crc}$ [МПа]	σ_s [МПа]	σ_{sl} [МПа]	d_s [мм]	l_s [см]	a_{crc} [мм]	$a_{crc, l}$ [мм]
1	61.5	312.8	9.7	12	39.9	0.263	0.000

Трещиностойкость элемента обеспечена

Расчет выполнен модулем 438 программы СТАТИКА 2026 © 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_{sv}	=	10.00	см ² /м
	Расстояние до ц.т.	a_v	=	3.00	см
Нижняя арматура	Погонная площадь	a_{sh}	=	10.00	см ² /м
	Расстояние до ц.т.	a_h	=	3.00	см
Профиль	Двутавр 45Б1	ГОСТ Р 57837-2017			
	Ширина	b	=	199	мм
	Высота	h	=	446	мм
	Толщина полки	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}	R_b	$R_{b\tau n}$	R_{sn}	R_s	R_{sc}
	[МПа]	[МПа]	[МПа]	[МПа]	[МПа]	[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

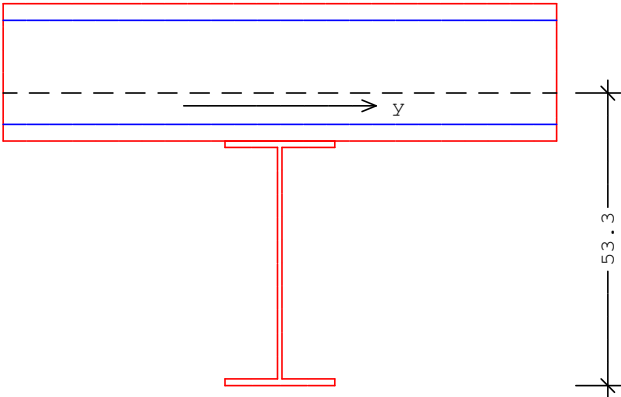
Сопротивление стали $R_y = 240$ МПа
 Модуль упругости стали $E = 206$ ГПа
 Коэффициент условий работы $\gamma_c = 1.000$ -
 Предельная деформация стали $\epsilon_{lim} = 25.00$ %.

Проверка несущей способности элемента

Предельные усилия	N	M_y	N_u	M_{yu}	γ_u
	[кН]	[кНм]	[кН]	[кНм]	
	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		Минимальная деформация	
	ϵ [%.]	σ [МПа]	ϵ [%.]	σ [МПа]
	1.87	0.00	-3.50	-13.05

Деформации арматуры	Максимальная деформация		Минимальная деформация	
	ϵ [%.]	σ [МПа]	ϵ [%.]	σ [МПа]
	1.23	245.98	-2.86	-400.00

Деформации стали	Максимальная деформация		Минимальная деформация	
	ϵ [%.]	σ [МПа]	ϵ [%.]	σ [МПа]
	11.46	240.00	1.87	240.00

Знак '+' при растяжении, знак '-' при сжатии

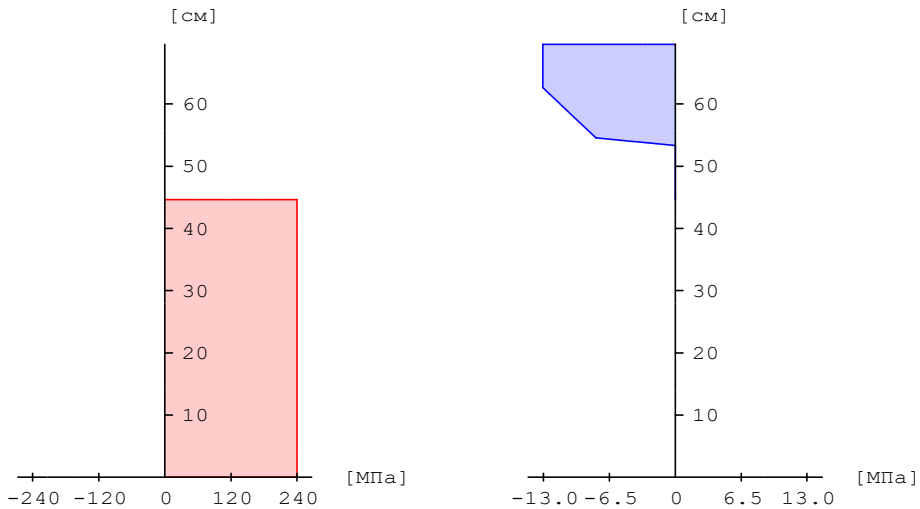
Усилия в частях сечения относительно их центральных осей

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 2026 © ООО Техсофт

Поз. t440

Расчет на продавливание

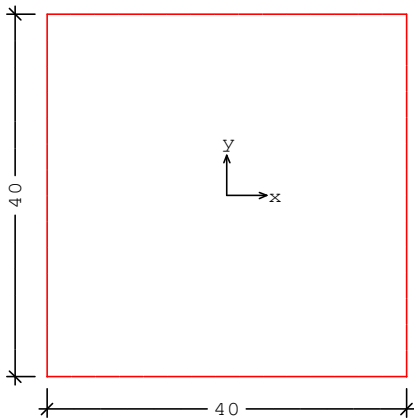
Расчетная схема

Размеры сечения колонны

Толщина плиты

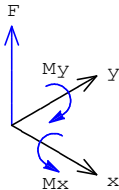
Рабочая высота сечения плиты

c_x	=	40	см
c_y	=	40	см
h	=	25	см
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

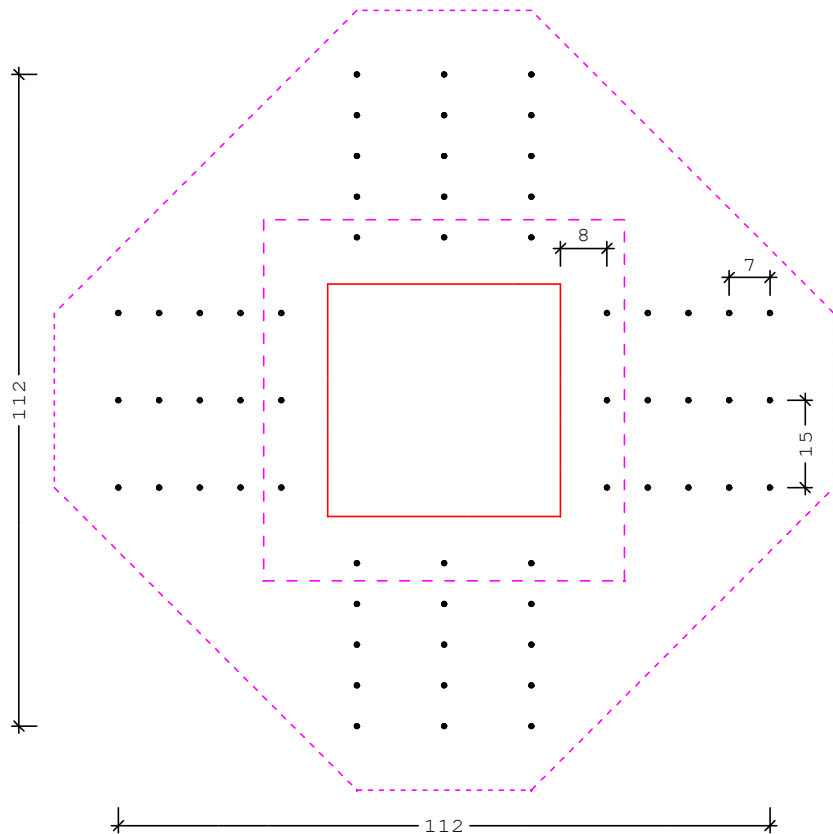


Расчет	Согласно СП 63.13330.2018			
	Бетон	В 25 (тяжелый)		
	Коэффициент условий работы	γ_b	= 0.900	-
	Сопротивление бетона	$\gamma_b R_{bt}$	= 0.945	МПа
	Поперечная арматура	A400		
	Сопротивление арматуры	R_{sw}	= 280	МПа
	Расчетный периметр	u	= 248.0	см
	Моменты инерции расчетного контура			
	I_x	= 0.1589	м ³	I_y = 0.1589 м ³
	Моменты сопротивления расчетного контура			
	W_x	= 0.5125	м ²	W_y = 0.5125 м ²

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
	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	см ² /м
	$A_{sw} = 3$	$\cdot 0.50$	= 1.51	см ²
	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

$$F / F_{ult} + M_x / M_{x,ult} + M_y / M_{y,ult} = 0.6363 + 0.1591 + 0.1591 = 0.954 \leq 1$$

Вклад моментов ограничен согласно 8.1.46

Проверка прочности плиты за границей расположения поперечной арматуры

$$\text{Расчетный периметр } u = 414.2 \text{ см}$$

$$\text{Моменты инерции расчетного контура} \\ I_x = 0.8346 \text{ м}^3 \quad I_y = 0.8346 \text{ м}^3$$

$$\text{Моменты сопротивления расчетного контура} \\ W_x = 1.2457 \text{ м}^2 \quad W_y = 1.2457 \text{ м}^2$$

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 = 0.871 <= 1

Вклад моментов ограничен согласно 8.1.46

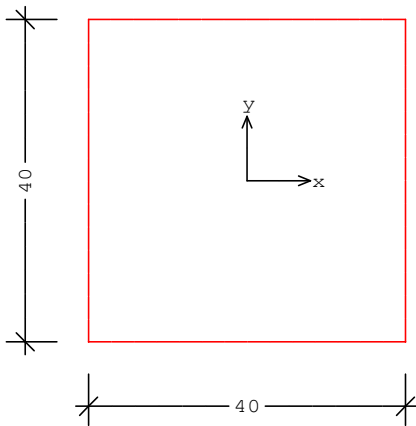
Расчет выполнен модулем 440 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

Поз. t441

Расчет на продавливание (ТКП EN 1992)

Расчетная схема

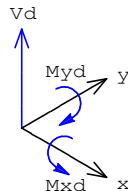
Размеры сечения колонны	c_x	=	40.0	см
	c_y	=	40.0	см
Средняя рабочая высота плиты	d	=	22.0	см
Кэфф.продольного армирования	ρ_x	=	0.50	%
	ρ_y	=	0.50	%



Усилия

K	V_d [кН]	M_{xd} [кНм]	M_{yd} [кНм]
1	500.0	50.0	50.0

Положительные направления силы и моментов



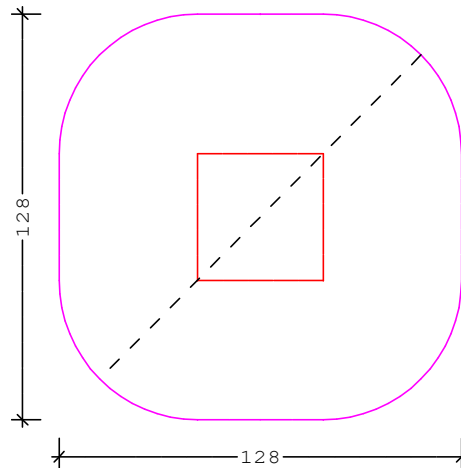
Расчет

согласно ТКП EN 1992-1-1, 6.4

Бетон
Поперечная арматура

C30/37
S500

КОНТРОЛЬНЫЙ КОНТУР



Примечание

Приведена нулевая линия распределения поперечного усилия от действия моментов согласно рис. 6.19

Контрольный периметр и = 436.3 см

Проверка прочности плиты без поперечной арматуры

Поперечное усилие (рис.6.19) $\tau = 22.47 \text{ кН/м}$

$$\beta = 1 + \tau_u / V_d = 1.196 -$$

Расчетное напряжение $v_{Ed} = \beta v_d / u d = 0.623$ 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 $v_{Ed} / v_{Rd,max} = 0.322 \leq 1$

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 $n_t = 8$ -

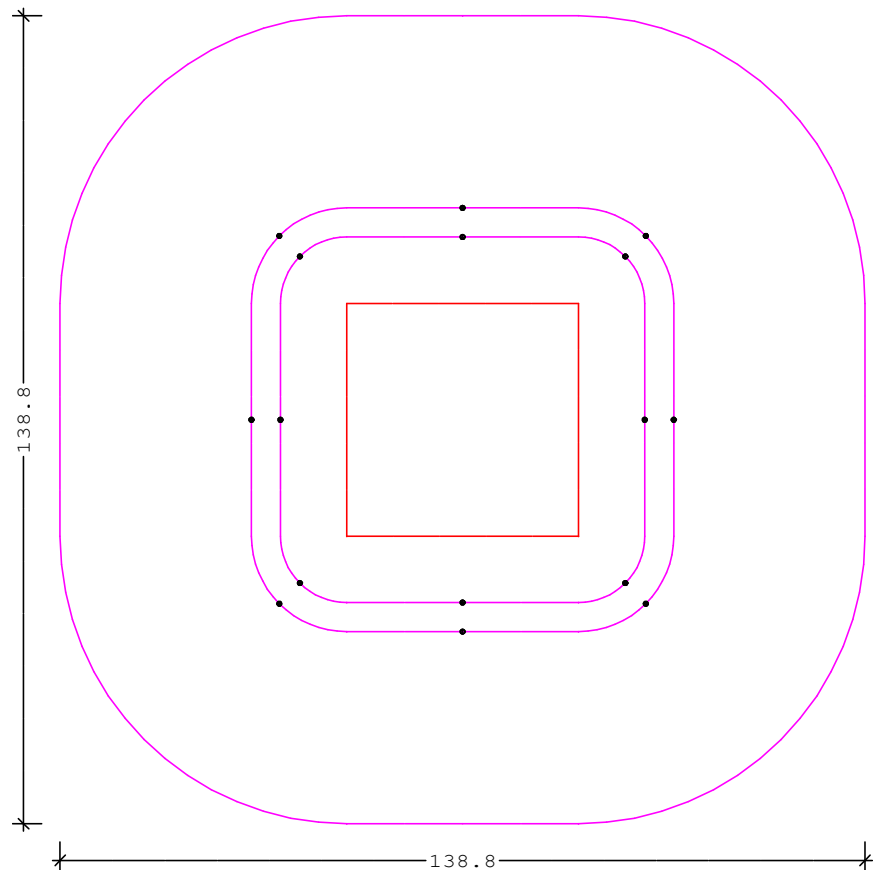
Число контуров с хомутами $n_F = 2$ -

$$\text{УСЛОВИЕ (9.11)} \quad 1.5A_s / (s_r s_t) / (0.08(f_{ck})^{1/2} / f_{yk}) = 5.234 \geq 1$$

Площадь сечения хомута $A_s = 0.50 \text{ см}^2$

Расчетная площадь $A_{sw} = n_t A_s = 4.02 \text{ см}^2$

Сопротивление арматуры	$f_{yd,ef} = 305.0$	МПа



Проверка прочности плиты с поперечной арматурой

Расчетное сопротивление $v_{Rd,cs} = 1.277$ МПа

Условие прочности $v_{Ed} / v_{Rd,cs} = 0.488 \leq 1$

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 $v_{Ed} / v_{Rd,c} = 1.000 \leq 1$

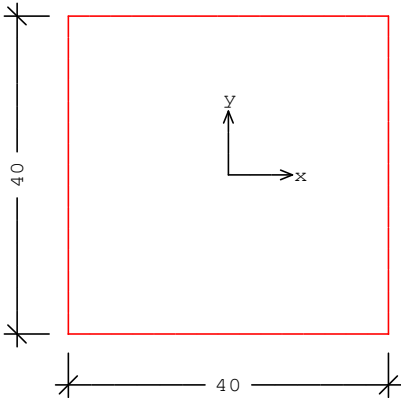
Расчет выполнен модулем 441 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

Поз. t442

Расчет на продавливание (MSZ EN 1992)

Расчетная схема

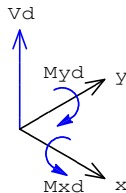
Размеры сечения колонны	c_x	=	40.0	см
	c_y	=	40.0	см
Средняя рабочая высота плиты	d	=	22.0	см
Коэфф.продольного армирования	ρ_x	=	0.50	%
	ρ_y	=	0.50	%



Усилия

K	V_d [кН]	M_{xd} [кНм]	M_{yd} [кНм]
1	500.0	50.0	50.0

Положительные направления силы и моментов

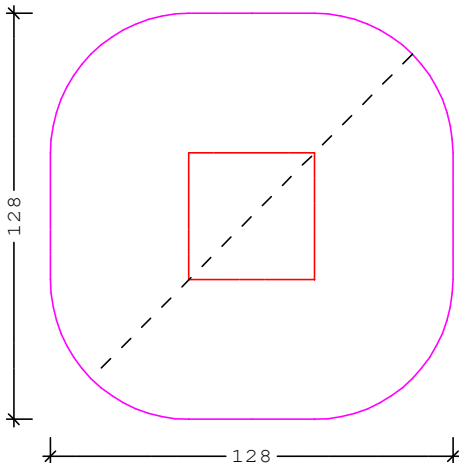


Расчет

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) $\tau = 22.47 \text{ кН/м}$

$$\beta = 1 + \tau_u / V_d = 1.196 -$$

Расчетное напряжение $v_{Ed} = \beta V_d / u d = 0.623$ 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 $v_{Ed} / v_{Rd,max} = 0.472 \leq 1$

Конструирование с учетом требований 9.4.3

Диаметр хомутов	d_{sw}	=	8	мм

Расст. от колонны до хомутов $S_1^{SW} = 11$ см

Радиальный шаг хомутов $s_r = 10$ см

Тангенциальный шаг хомутов	$s_{t, \max} = 32.7$	см

Число хомутов вдоль контура $n_t = 9$ -

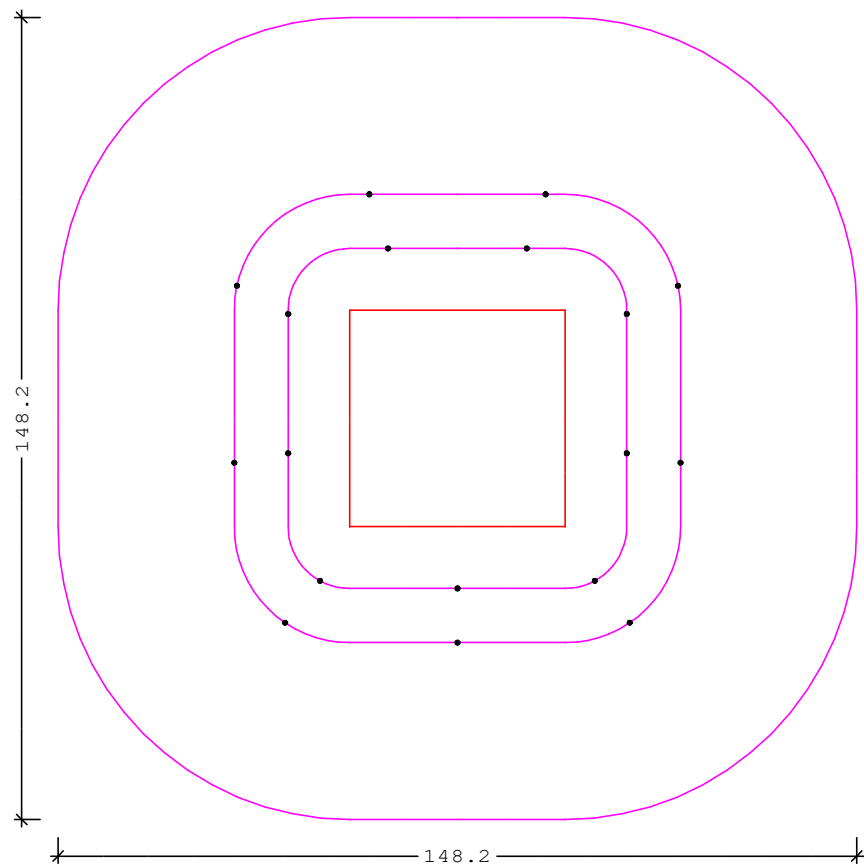
Число контуров с хомутами $n_r = 2$ -

$$\text{Условие (9.11)} \quad 1.5A_s / (s_r s_t) / (0.08 (f_{ck})^{1/2} / f_{yk}) = 2.305 \geq 1$$

Площадь сечения хомута A_s = 0.50 см²

Расчетная площадь $A_{sw} = n_t A_s = 4.52 \text{ см}^2$

Сопротивление арматуры $f_{yd,ef} = 305.0$ МПа



Проверка прочности плиты с поперечной арматурой

Расчетное сопротивление $v_{Rd,cs} = 0.882$ МПа

Условие прочности $v_{Ed} / v_{Rd,cs} = 0.706 \leq 1$

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 $v_{Ed} / v_{Rd,c} = 1.000 \leq 1$

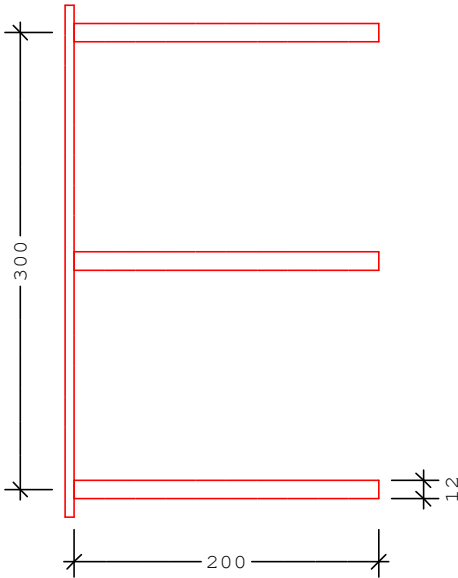
Расчет выполнен модулем 442 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

Поз. **t444**

Закладная 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	В 25 (тяжелый)		
Соппротивление бетона	R_b	=	14.50 МПа
	R_{bt}	=	1.05 МПа
Арматурная сталь	A500		
Соппротивление 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

$$Q_{an,j} / Q_{an,j,0} + N_{an,j} / N_{an,j,0} = 0.3 / 29.6 + 36.7 / 98.4 = 0.384 \leq 1$$

Проверка допустимости нагрузки на бетон

Растягивающая сила в анкере	N_{an1}	=	18.3	кН

Расчетное сопротивление сцепления анкера с бетоном

$$R_{bond} = \eta_1 \eta_2 R_{bt} = 2.6 \text{ МПа}$$

$$\eta_1 = 2.5 \text{ -}$$

$$\eta_2 = 1.0 \text{ -}$$

Предельное усилие сцепления

$$N_{bond} = \pi d_{an} l_{an} R_{bond} = 19.8 \text{ кН}$$

Условие допустимости

$$N_{an1} / N_{bond} = 18.3 / 19.8 = 0.926 \leq 1$$

Работоспособность закладной детали обеспечена

Расчет выполнен модулем 444 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

Поз. t445

Расчет на местное сжатие

Расчетная схема

Толщина элемента

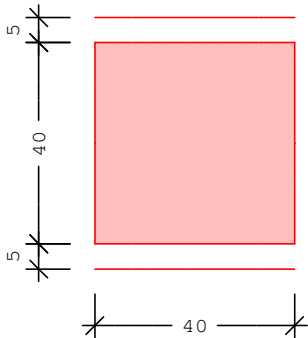
$h = 50 \text{ см}$

Размеры грузовой площади

$c_x = 40 \text{ см}$
 $c_y = 40 \text{ см}$

Расстояния от грузовой площади до краев элемента

$a_{\text{в}} = 5 \text{ см}$
 $a_{\text{н}} = 5 \text{ см}$



Нагрузка

Сжимающая сила

$N = 1500 \text{ кН}$

Сила распределена по грузовой площади неравномерно

Расчет

Согласно СП 63.13330.2018

Бетон

В 25 (тяжелый)

Арматура

A240

Коэффициент условий работы

$\gamma_b = 0.900 \text{ -}$

Расчетные сопротивления

$\gamma_b R_b = 13.050 \text{ МПа}$
 $R_{s,xy} = 210 \text{ МПа}$

Предельная сила при отсутствии косвенной арматуры

$$N_b = \psi R_{b,loc} c_x c_y = 2426 \text{ кН}$$

$$\psi = 0.75 \text{ -}$$

$$R_{b,loc} = \varphi_b R_b = 20.22 \text{ МПа}$$

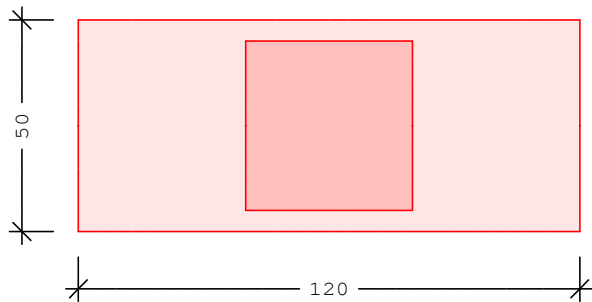
$$\varphi_b = 0.8 (A_{b,max} / c_x c_y)^{1/2} = 1.55 \text{ -}$$

$$A_{b,max} = 6000 \text{ см}^2$$

Условие прочности (8.80)

$N / N_b = 0.618 \leq 1$

По расчету на местное сжатие арматура не требуется

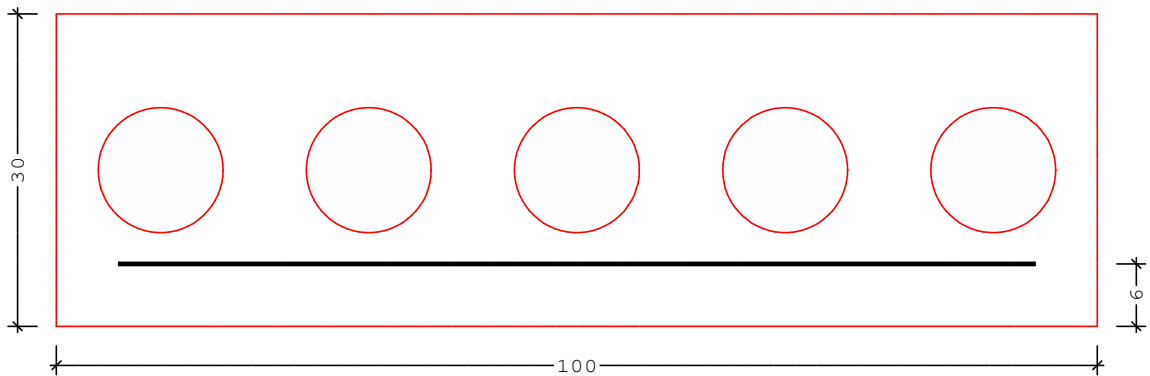


Расчет выполнен модулем 445 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

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	σ _{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 $\rho = 2500$ 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

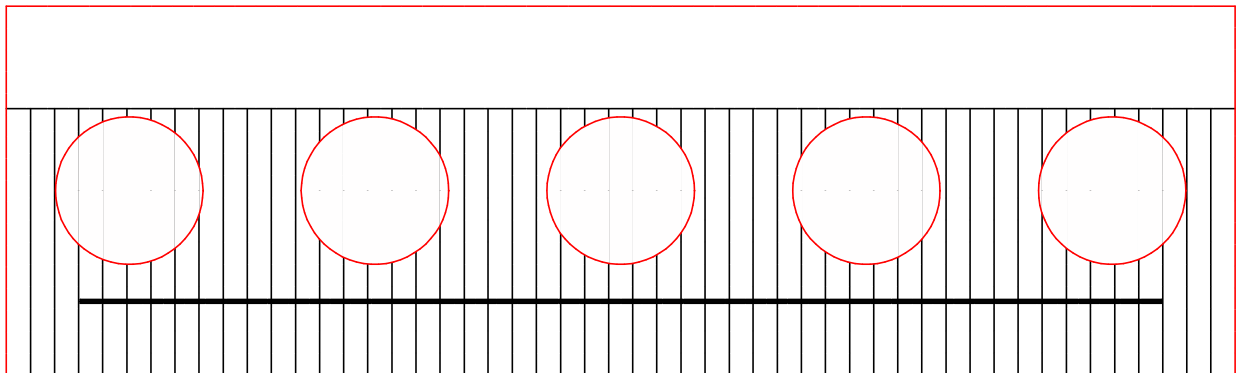
Значения R_b, E_b определяются как для класса бетона, численно равного передаточной прочности бетона

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

σ_{sp} [МПа]	ε_{sp} [‰]	P [кН]
283.3	1.42	283.3

Сжатая зона



Деформация
бетона

Максимальная деформация		Минимальная деформация	
ε [‰]	σ [МПа]	ε [‰]	σ [МПа]
0.04	0.00	-0.09	-2.53

Деформация ненапрягаемой арматуры

ε [‰]	σ [МПа]
-0.07	-13.3

Деформация напрягаемой арматуры

ε [%.]	σ [МПа]
1.35	270.0

Напряжение в бетоне на уровне напрягаемой арматуры

$$\sigma_{bp} = -1.83 \text{ МПа}$$

Проверка прочности плиты в стадии предварительного обжатия

Условие прочности $\sigma_{b, \max} / 0.9R_{bp} = 2.53 / 18.00 = \mathbf{0.140} \leq 1$

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
 $A_{red} = 2680.7 \text{ см}^2$ $I_{red} = 2.380 \cdot 10^5 \text{ см}^4$

Вторые потери предварительного напряжения

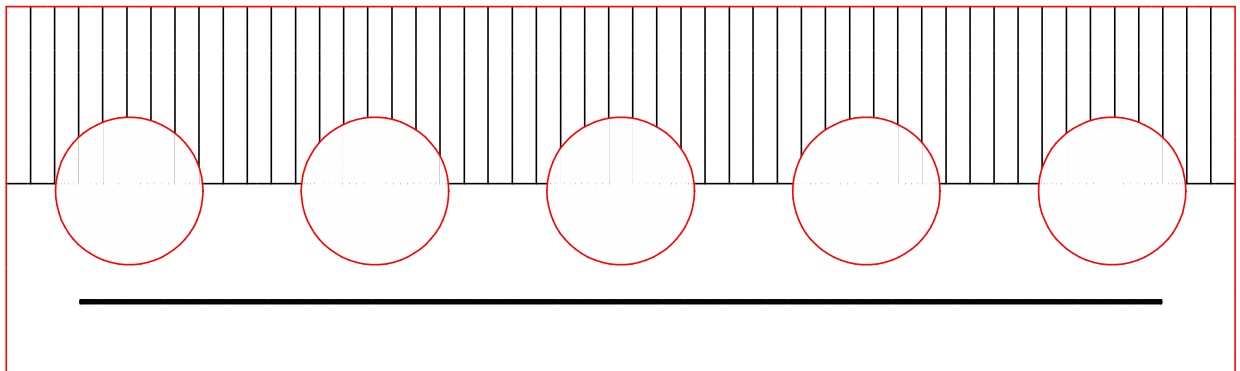
от усадки бетона $\Delta\sigma_{sp5} = 40.0$ МПа
 от ползучести бетона $\Delta\sigma_{sp6} = 18.4$ МПа

Предварительное напряжение, деформация и усилие с учетом полных потерь

σ_{sp} [МПа]	ε_{sp} [%.]	P [кН]
183.3	0.92	183.3

Предельный момент $M_u = \mathbf{353.9}$ кНм

Сжатая зона



Деформация бетона

Максимальная деформация		Минимальная деформация	
ε [%.]	σ [МПа]	ε [%.]	σ [МПа]
3.79	0.00	-3.50	-17.00

Деформация ненапрягаемой арматуры

ε [%.]	σ [МПа]
2.33	435.0

Деформация напрягаемой арматуры

ε [%.]	σ [МПа]
3.25	649.8

Расчет по огнестойкости согласно СП 468.1325800.2019, 8.7

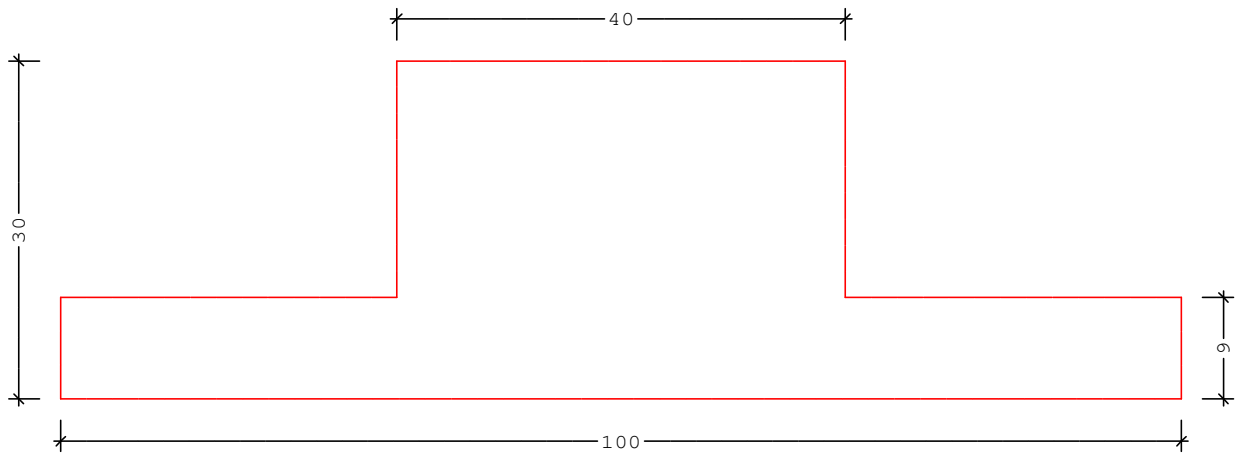
Рассматривается нагрев нижней поверхности плиты

При расчете многопустотной плиты рассматривается редуцированное сечение плиты

Изменение температуры среды при пожаре принимается согласно ГОСТ 30247.0-94

Изгибающий момент М = 150.0 кНм

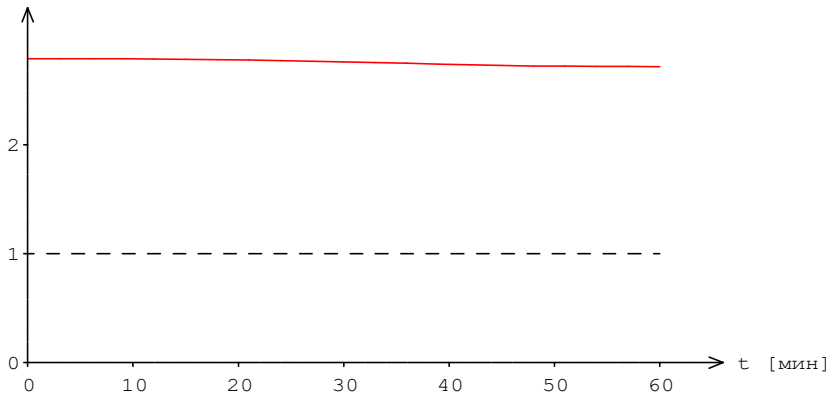
Сечение при расчете температурного поля



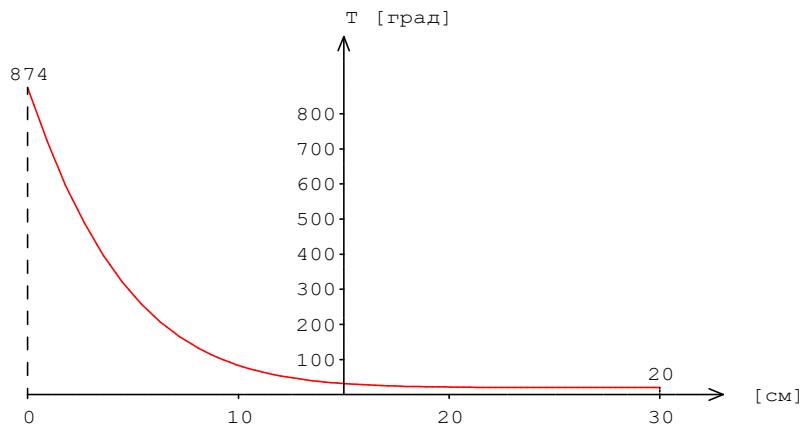
Коэффициент
запаса прочности

t [мин]	Т среды [°C]	γ _u
0	20	2.792
3	502	2.792
6	603	2.791
9	663	2.790
12	705	2.788
15	739	2.785
18	766	2.781
21	789	2.777
24	809	2.772
27	826	2.767
30	842	2.761
33	856	2.755
36	869	2.748
39	881	2.741
42	892	2.734
45	902	2.727
48	912	2.724
51	921	2.722
54	930	2.720
57	938	2.719
60	945	2.717

Коэффициент запаса прочности γ_u



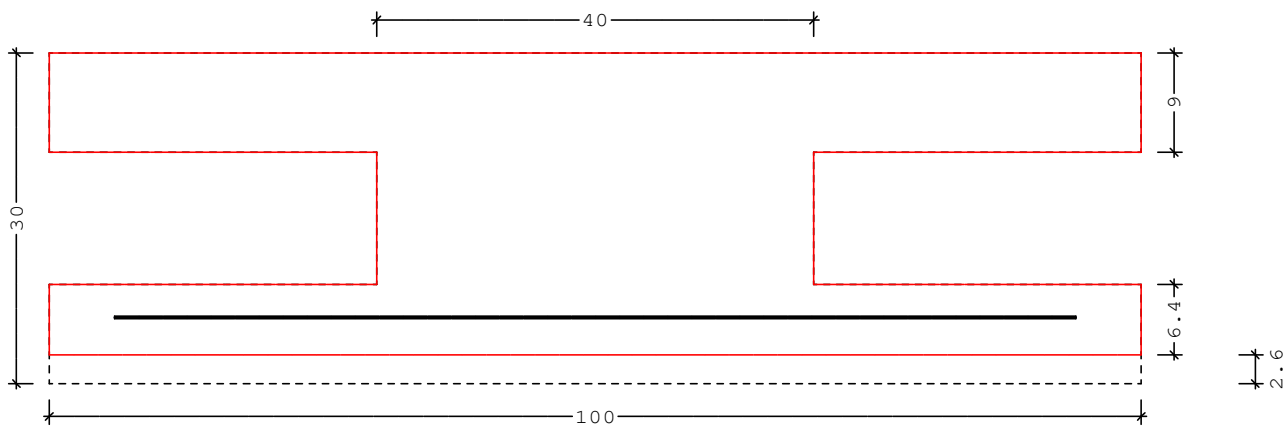
Температура при t = 60 мин



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	$^{\circ}\text{C}$
Коэффициент условий работы	γ_{bt}	=	1.00	-
Сопротивление	R_{snt}	=	500	МПа
Коэффициент условий работы	β_s	=	0.92	-
Модуль упругости	E_{st}	=	183	ГПа

Характеристики напрягаемой арматуры

Температура	T	=	224	$^{\circ}\text{C}$
Коэффициент условий работы	γ_{bt}	=	0.99	-
Сопротивление	R_{snt}	=	792	МПа
Коэффициент условий работы	β_s	=	0.89	-
Модуль упругости	E_{st}	=	178	ГПа

Коэффициент температурного расширения арматуры	$\alpha_{st} \cdot 10^6$	=	12.6	$1/^{\circ}\text{C}$
бетона	$\alpha_{bt} \cdot 10^6$	=	8.4	$1/^{\circ}\text{C}$

Дополнительные потери предварительного напряжения
от температурной усадки бетона

$$\Delta\sigma_{sp,t} = 40.0 \text{ МПа}$$

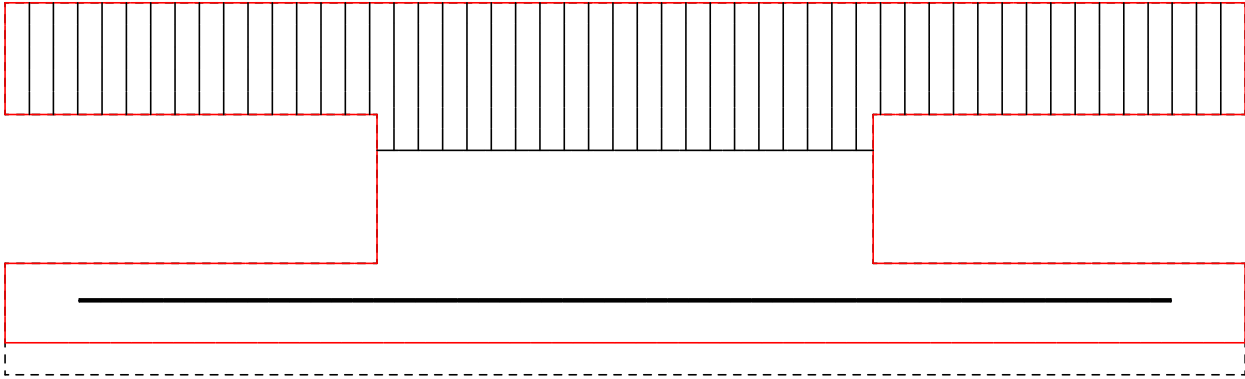
от релаксации напряжений при нагреве арматуры
 $\Delta\sigma_{sp,t} = 0.001T\sigma_{sp} = 41.0 \text{ МПа}$

от разности температурных деформаций
 $\Delta\sigma_{sp,t} = (\alpha_{st} - \alpha_{bt})TE_{st} = 168.4 \text{ МПа}$

Деформация напрягаемой арматуры, определенная с учетом полных потерь предварительного напряжения
 $\epsilon_{sp} = 0.00 \text{ \%}$.

Предельный момент $M_{u,t} = 407.5 \text{ кНм}$

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

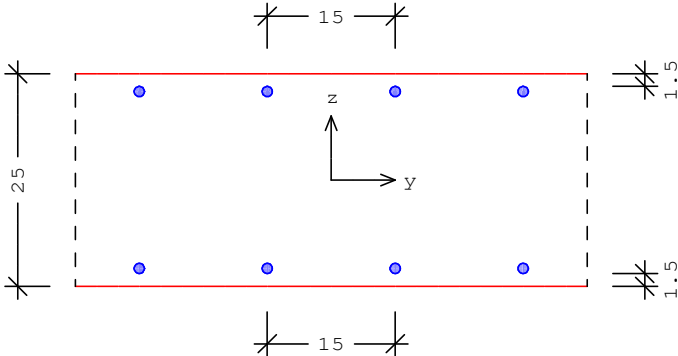
Условие прочности $M / M_{u,t} = 0.368 \leq 1$

Огнестойкость плиты обеспечена

Поз. t450

Расчет по огнестойкости

Сечение стены	Высота сечения	h	=	25.0	см
Арматура	Диаметр стержней	d_s	=	12	мм
	Шаг стержней	s	=	15.0	см
	Толщина защитного слоя	a_s	=	15	мм



Усилия	Относительно центральной оси бетонного сечения									
	<table><tr><td>№</td><td>N</td><td>M_y</td></tr><tr><td></td><td>[кН/м]</td><td>[кНм/м]</td></tr><tr><td>1</td><td>100.0</td><td>5.0</td></tr></table>	№	N	M _y		[кН/м]	[кНм/м]	1	100.0	5.0
№	N	M _y								
	[кН/м]	[кНм/м]								
1	100.0	5.0								

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 ρ = 2300 кг/м3
Бетон сухой

Продольная арматура **A500**
Сопровствления при нормальной температуре
 R_{bn} = 22.00 МПа
 R_{sn} = 500 МПа
 R_{sc} = 400 МПа

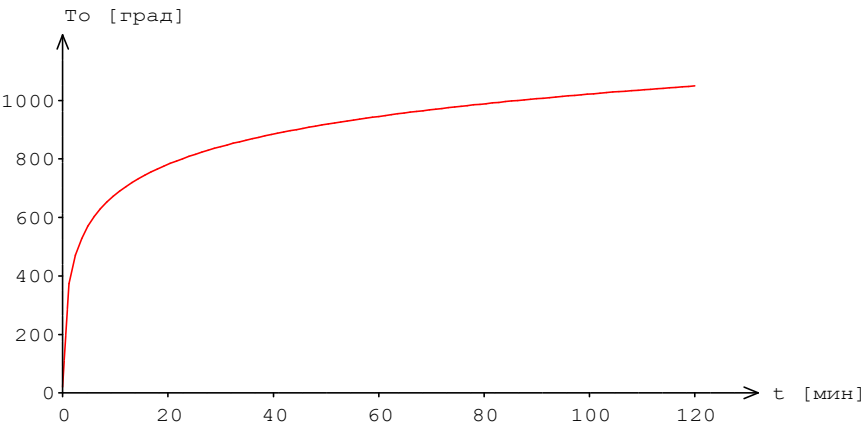
Модули упругости при нормальной температуре
 E_b = 32.5 ГПа
 E_s = 200.0 ГПа

Данные для учёта прогиба стены

Высота стены l = 4.00 м
Случайный эксцентриситет e_{az} = 10.0 мм
Расчётная высота l_{0z} = 6.00 м
Эксцентриситет e_0 принимается не менее e_a
Коэффициент в формуле (8.29) a = 0.00 -

Проверка прочности при пожаре

Зависимость температуры среды от времени



Нагрев нижней стороны

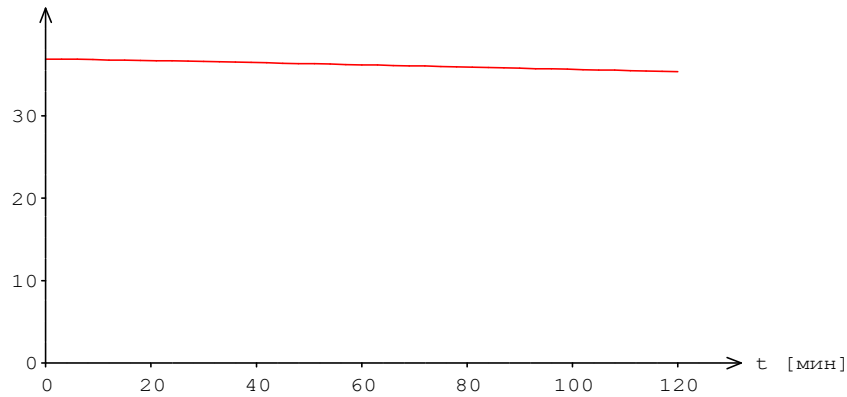
Граничное условие

Равенство потоков на контуре сечения

Коэффициент
запаса прочности

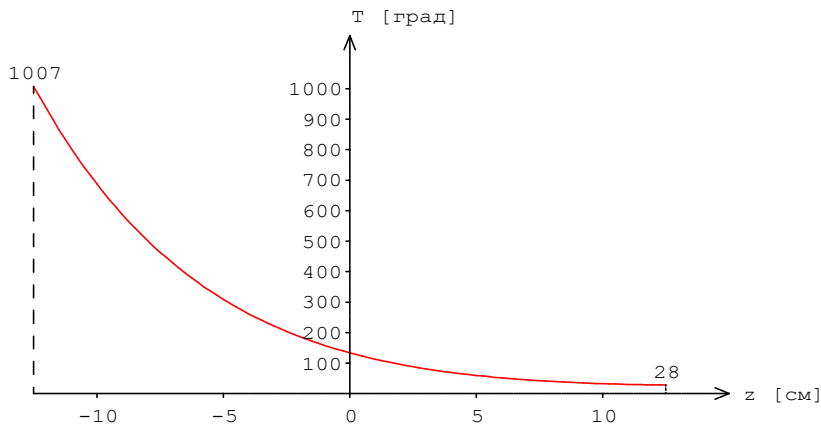
t [мин]	Т среды [°C]	γ_u
0	20	36.905
3	502	36.895
6	603	36.863
9	663	36.825
12	705	36.790
15	739	36.755
18	766	36.726
21	789	36.698
24	809	36.672
27	826	36.637
30	842	36.601
33	856	36.562
36	869	36.522
39	881	36.480
42	892	36.438
45	902	36.396
48	912	36.354
51	921	36.312
54	930	36.271
57	938	36.231
60	945	36.191
63	953	36.150
66	960	36.113
69	966	36.075
72	973	36.038
75	979	36.002
78	985	35.960
81	990	35.912
84	996	35.866
87	1001	35.822
90	1006	35.778
93	1011	35.735
96	1016	35.694
99	1020	35.654
102	1025	35.613
105	1029	35.575
108	1033	35.538
111	1037	35.500
114	1041	35.462
117	1045	35.417
120	1049	35.371

Коэффициент запаса прочности γ_u

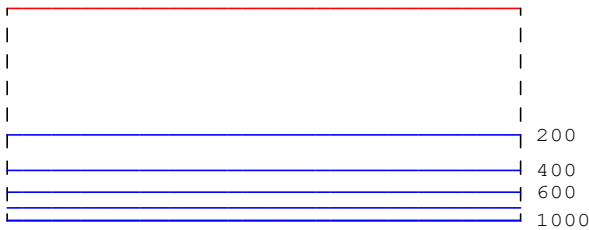


Температурное поле при $t = 120$ мин

Температура T на оси z



Изотермы



Проверка прочности для сочетания усилий 1

Расчётный момент с учётом случайного эксцентриситета и прогиба

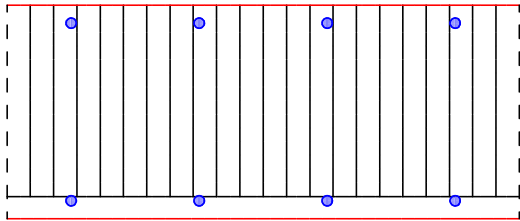
M_y	δ_e	D_b	D_s	D	N_{cr}	η	ηM_y
[кНм/м]	[-]	[МНм ² /м]	[МНм ² /м]	[МНм ² /м]	[кН/м]	[-]	[кНм/м]
5.0	0.200	24.585	2.761	5.620	1541	1.07	5.3

$$D = 0.15 / [\varphi_1 (0.3 + \delta_e)] D_b + 0.7 D_s, \varphi_1 = 2.0$$

Предельные усилия

N	M_y	N_u	M_{yu}	γ_u
[кН/м]	[кНм/м]	[кН/м]	[кНм/м]	
100.0	5.3	3537.1	189.1	35.371

Сжатая зона при действии предельных усилий



Высота сжатой зоны x = 22.4 см

Кривизна κ_y = 0.01603 1/м

Деформации бетона

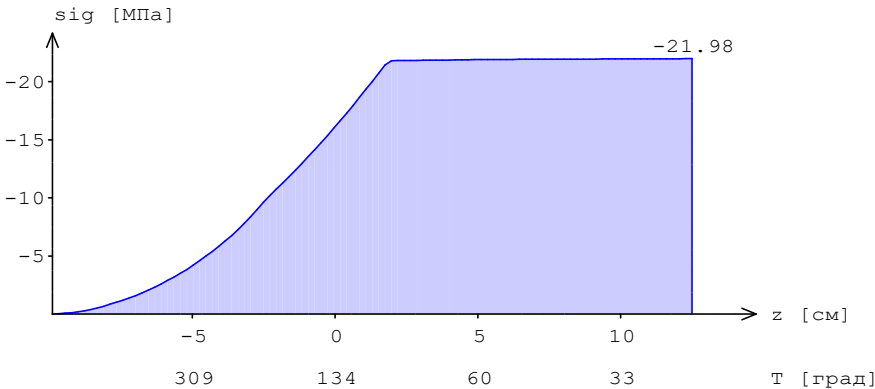
Верхняя сторона			Нижняя сторона		
ε	σ	T	ε	σ	T
[%.]	[МПа]	[°C]	[%.]	[МПа]	[°C]
-3.59*	-21.98	28	0.42	0.00	1007

* предельная деформация

Деформации арматуры

Верхняя арматура			Нижняя арматура		
ε	σ	T	ε	σ	T
[%.]	[МПа]	[°C]	[%.]	[МПа]	[°C]
-3.25	-400.0	32	0.08	11.1	732

Напряжение в сжатом бетоне



Усилия

	N	M _y
	[кН/м]	[кНм/м]
в бетоне	3243.86	156.89
в арматуре	293.19	32.24
суммарные	3537.05	189.13

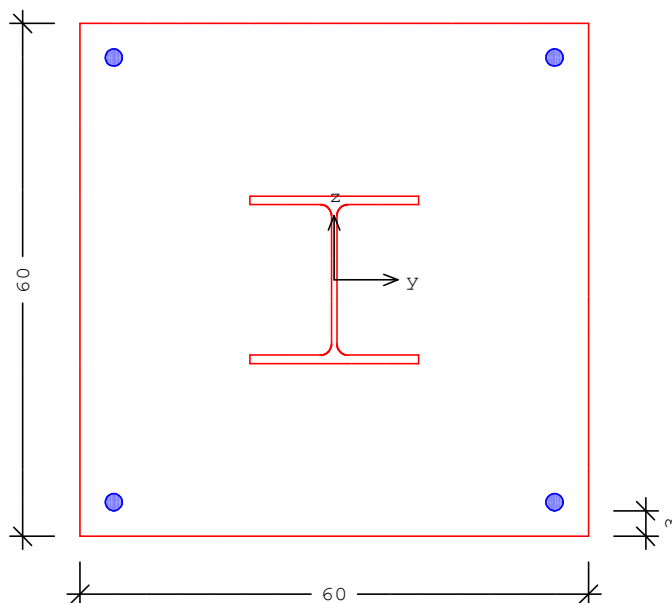
Огнестойкость обеспечена

Расчет выполнен модулем 450 программы СТАТИКА 2026 © 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 _с	=	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

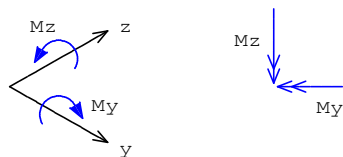


УСИЛИЯ

Относительно центральных осей бетонного сечения

N°	N [κH]	M_y [$\kappa H M$]	M_z [$\kappa H M$]
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	$\rho = 2350 \text{ кг/м}^3$
Бетон сухой	

Продольная арматура **A500C марки 25Г2С**

Сталь

С 355Б

Сопровитвления 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	$E_b I_b$ [МНм ²]	$E_s I_s$ [МНм ²]	$E I_{st}$ [МНм ²]
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}

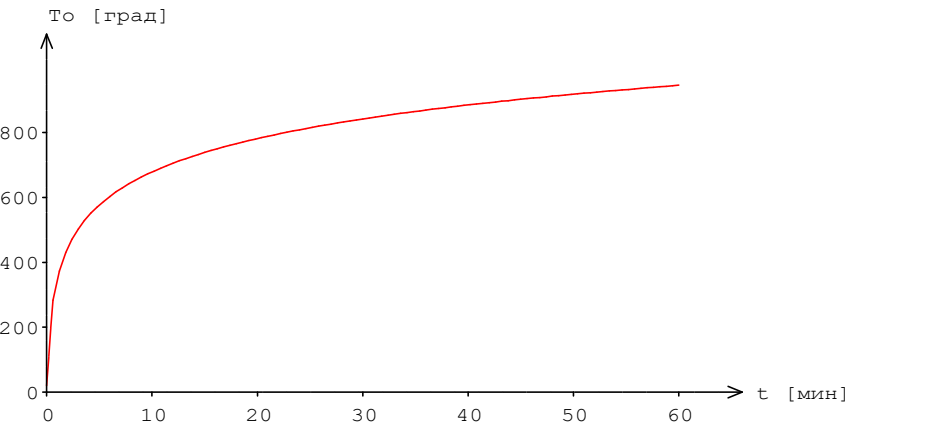
= 6.00

м

Эксцентриситет e_0 принимается не менее e_a

Проверка прочности при пожаре

Зависимость температуры среды от времени



Нагрев всесторонний

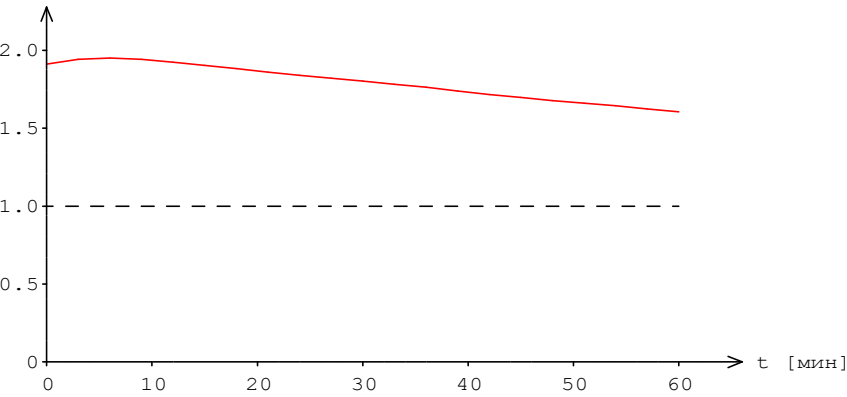
Температура профиля принимается равной наибольшей температуре на контуре профиля

Коэффициент запаса прочности

t [мин]	T среды [°C]	γ_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

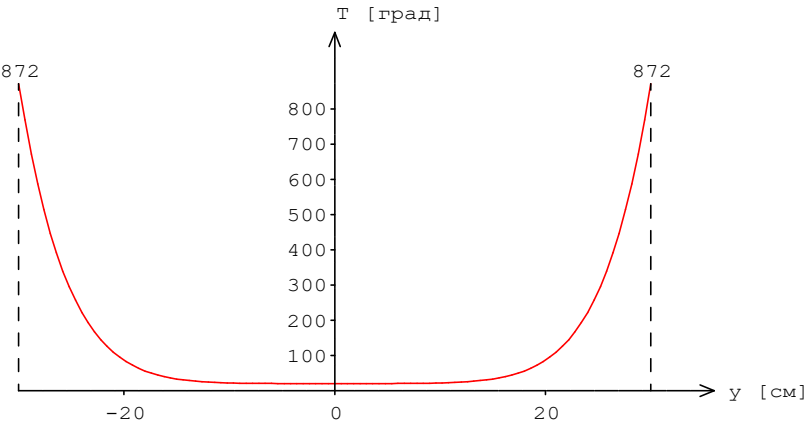
39	881	1.739
42	892	1.717
45	902	1.697
48	912	1.678
51	921	1.660
54	930	1.643
57	938	1.624
60	945	1.605

Коэффициент запаса прочности γ_u

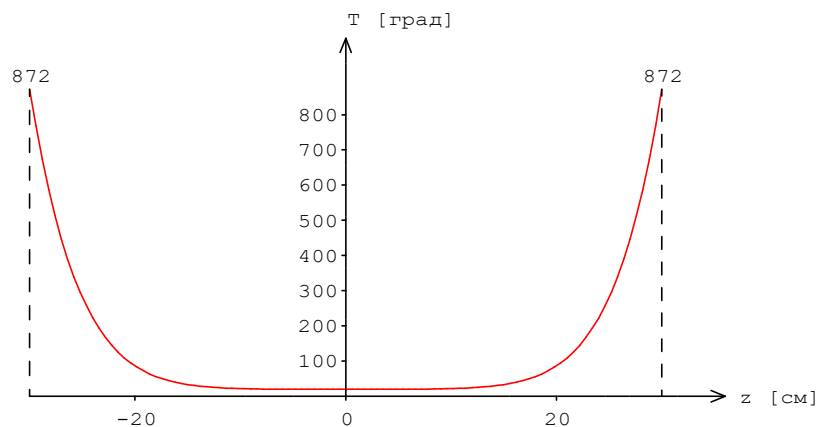


Температурное поле при $t = 60$ мин

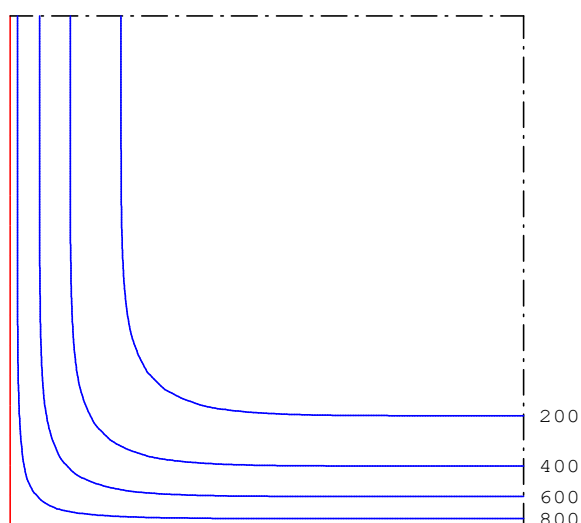
Температура T на оси y



Температура T на оси z



Изотермы



Параметры диаграммы
для стали

Температура, сопротивление, модуль упругости

T [°C]	γ_{st} [-]	β_{st} [-]	R_{ynt} [МПа]	E_t [ГПа]
24	1.000	1.000	355.0	206.0

$$R_{ynt} = \gamma_{st} R_{yn}, E_t = \beta_{st} E$$

γ_{st} , β_{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]	δ_e [-]	D_b [МНм ²]	D_s [МНм ²]	D_{st} [МНм ²]	D [МНм ²]	N_{cr} [кН]	η [-]	ηM [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. $D = 0.15 / [\varphi_1 (0.3 + \delta_e)] 0.85 D_b + 0.7 (D_s + D_{st})$, $\varphi_1 = 2.0$
 $D_b = \Sigma \beta_{b,i} E_b I_{b,i}$, $D_s = \Sigma \beta_{s,i} E_s I_{s,i}$, $D_{st} = \beta_{st} EI$

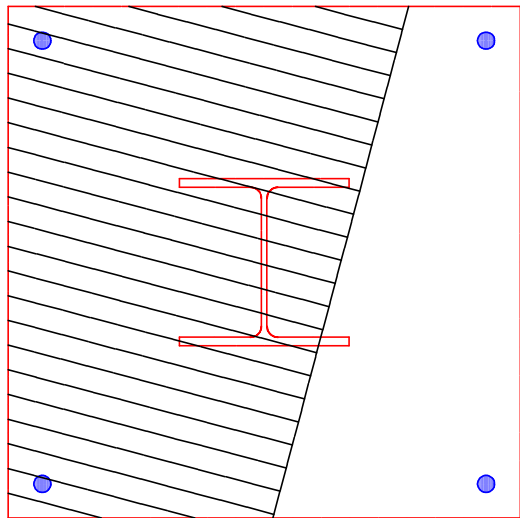
Предельные усилия $N_u = \gamma_u N$, $M_{yu} = \gamma_u M_y$, $M_{zu} = \gamma_u M_z$

N [кН]	M_y [кНм]	M_z [кНм]	N_u [кН]	M_{yu} [кНм]	M_{zu} [кНм]	γ_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 $\kappa_y / \kappa_z = -0.00344 / 0.01299 \quad 1/\text{м}$

Деформация $\varepsilon(y,z) = -0.0344z + 0.1299y - 1.166, \text{ }^\circ/\text{мм}$

Деформации бетона
на контуре сечения

Максимальная деформация			Минимальная деформация		
ε [‰]	σ [МПа]	T [°C]	ε [‰]	σ [МПа]	T [°C]
3.77	0.00	918	-6.10	-0.00	918

Предельная
деформация бетона

y [см]	z [см]	T [°C]	ε_{b2} [‰]	d [м]	ε_{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		
ε [‰]	σ [МПа]	T [°C]	ε [‰]	σ [МПа]	T [°C]
3.11	416.7	533	-5.44	-333.4	533

Деформации стали

Максимальная деформация			Минимальная деформация		
ε [‰]	σ [МПа]	T [°C]	ε [‰]	σ [МПа]	T [°C]
0.46	95.7	24	-2.80	-355.0	24

Усилия

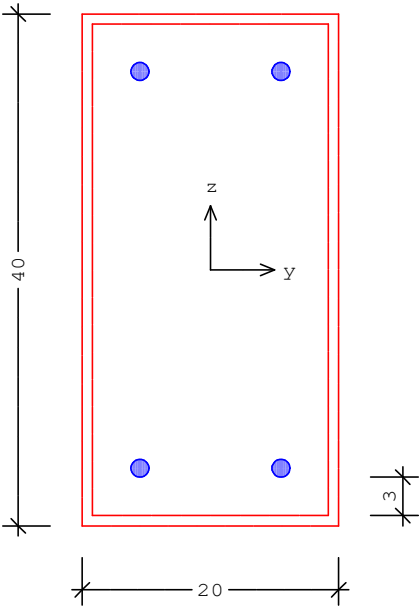
	N [кН]	M _y [кНм]	M _z [кНм]
в бетоне	2882.38	70.63	345.24
в арматуре	1.06	13.89	108.65
в стали	1128.55	19.59	27.55
суммарные	4011.99	104.11	481.44

Огнестойкость обеспечена

Поз. t452

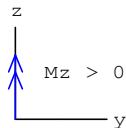
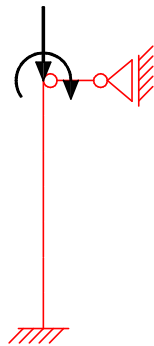
Расчёт трубобетонной колонны по огнестойкости

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

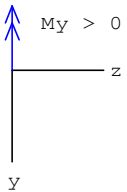
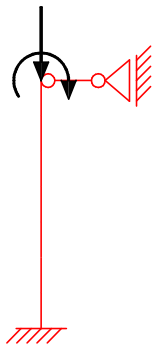


Нагрузки	Вертикальная сила	V	=	300.0	кН
Горизонтальные силы и моменты					
	H _y [кН]	H _z [кН]	M _y [кНм]	M _z [кНм]	
	Вверху		5.0	5.0	

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	$\rho = 2300 \text{ кг/м}^3$
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

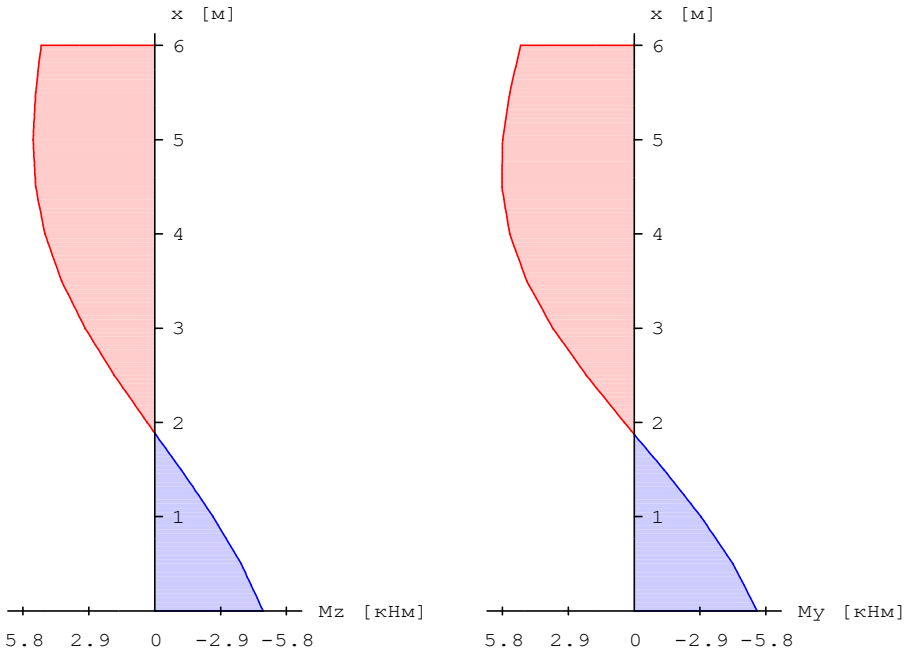
Начальные прогибы, суммарные прогибы и моменты

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

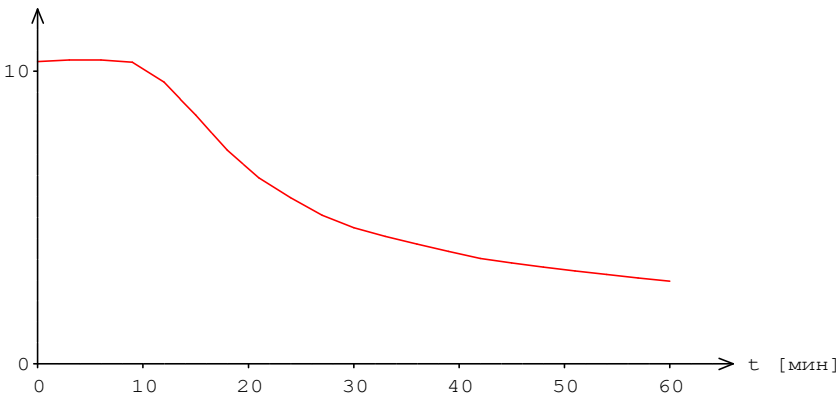
N [кН]	M _y [кНм]	M _z [кНм]
300.0	5.8	5.2

Коэффициент
запаса прочности

t [мин]	T среды [°C]	γ _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

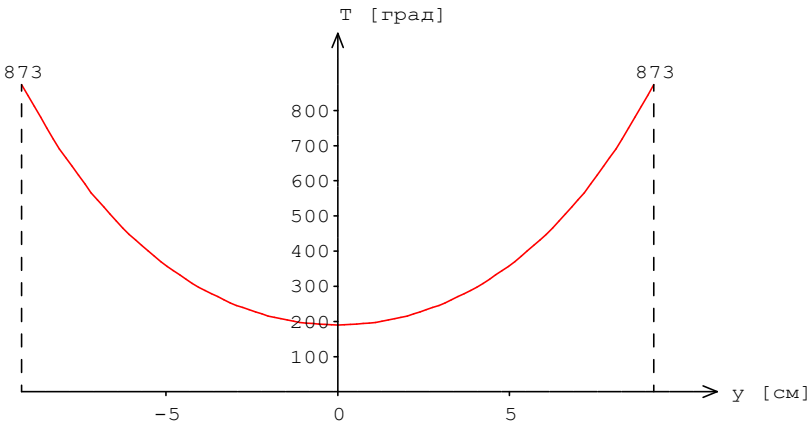
33	856	4.356
36	869	4.098
39	881	3.842
42	892	3.606
45	902	3.452
48	912	3.311
51	921	3.176
54	930	3.052
57	938	2.934
60	945	2.827

Коэффициент запаса прочности γ_u

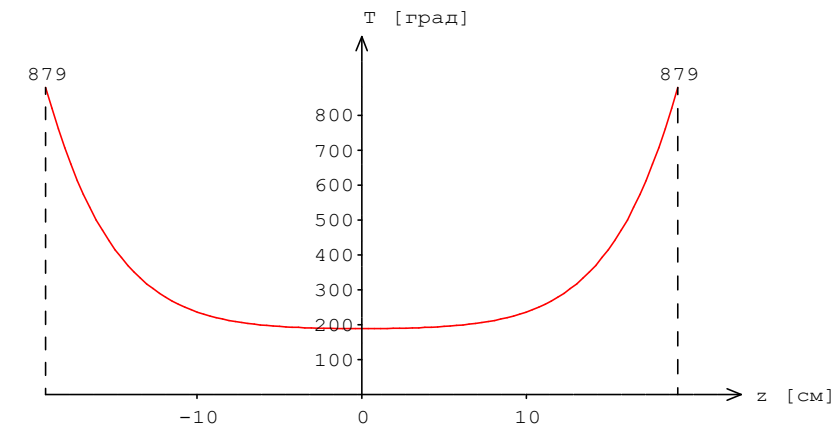


Температурное поле при $t = 60$ мин

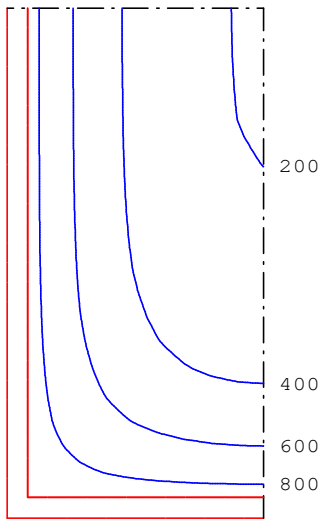
Температура T на оси y



Температура Т на оси z



Изотермы



Температура, сопротивление, модуль упругости				
T [°C]	γ_{st} [-]	β_{st} [-]	R_{ynt} [МПа]	E_t [ГПа]
879	0.070	0.072	17.2	14.9

$$R_{ynt} = \gamma_{st} R_{yn}, E_t = \beta_{st} E$$

γ_{st}, β_{st} принимаются по EN 1994-1-2, Table 3.2

Нелинейный расчёт усилий в колонне при t = 60 мин

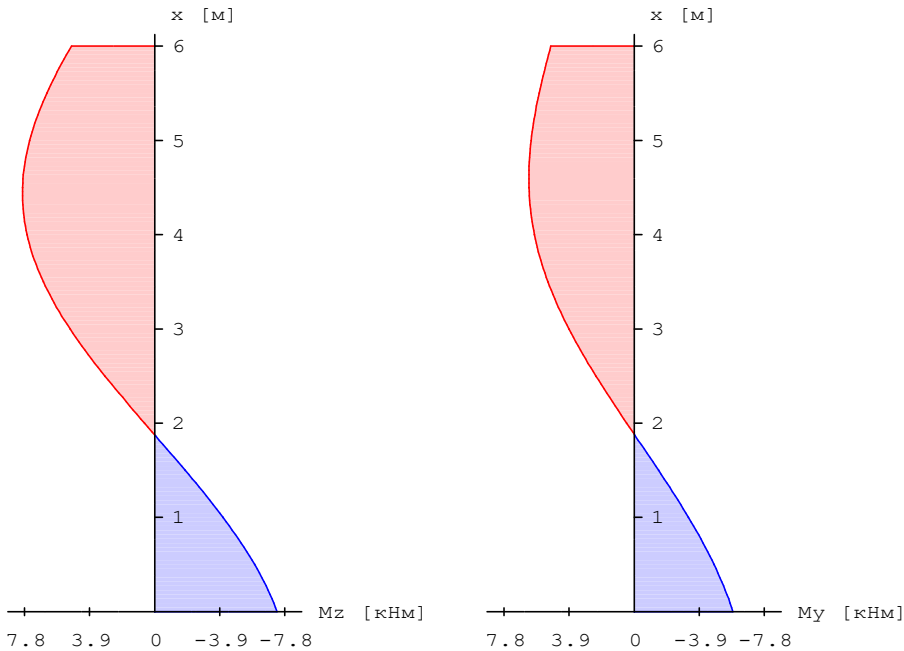
Погрешность расчёта $\epsilon = 0.69 \%$

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	M _y	M _z
[кН]	[кНм]	[кНм]
300.0	6.3	7.9

Проверка прочности

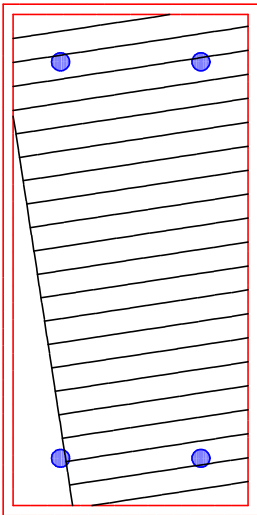
Предельные усилия $N_u = \gamma_u N$, $M_{yu} = \gamma_u M_y$, $M_{zu} = \gamma_u M_z$

N	M _y	M _z	N _u	M _{yu}	M _{zu}	γ_u
[кН]	[кНм]	[кНм]	[кН]	[кНм]	[кНм]	
300.0	6.3	7.9	774.4	16.3	20.4	2.581

Нейтральная линия

Y1	Z1	Y2	Z2
[см]	[см]	[см]	[см]
-9.20	11.25	-4.54	-19.20

Сжатая зона бетона при действии предельных усилий



Кривизны $\kappa_y / \kappa_z = -0.01002 / -0.06553 \quad 1/\text{м}$

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]	ε_{b2} [%.]	d [м]	ε_{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

Поз. t453

Расчет по огнестойкости плит и стен

Плита

Высота сечения

h

=

30.0

см

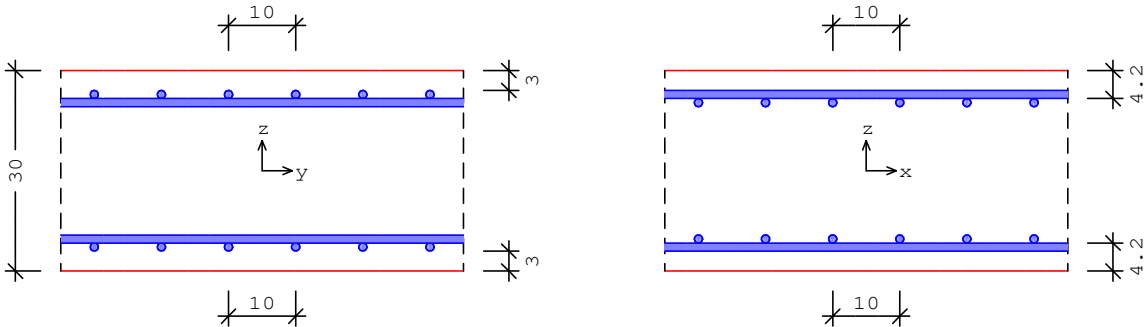
Верхняя арматура

По оси	d_s [мм]	s [см]	A_s [см ² /м]	a_s [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 [см ² /м]	a_s [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

на силикатном заполнителе

Плотность бетона

Бетон сухой

В 25 (тяжелый)

ρ

=

2350

кг/м³

Продольная арматура

A500С марки 25Г2С

Сопротивления при нормальной температуре

R_{bn}

=

18.50

МПа

R_{sn}

=

500

МПа

R_{sc}

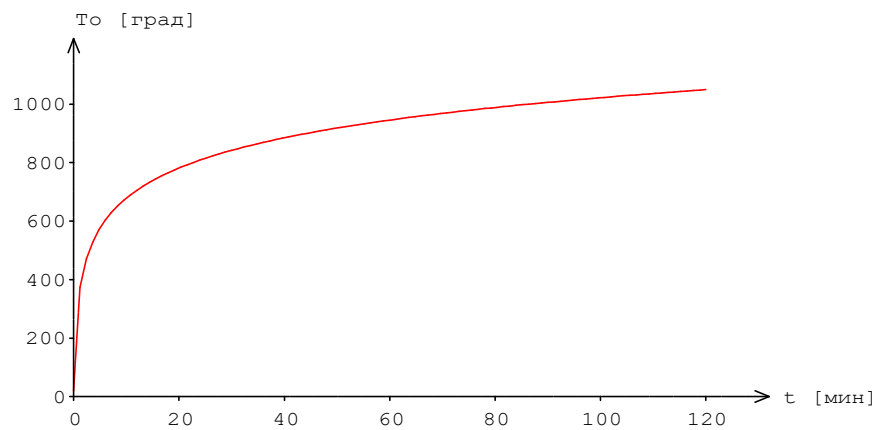
=

400

МПа

Проверка прочности при пожаре

Зависимость температуры среды от времени

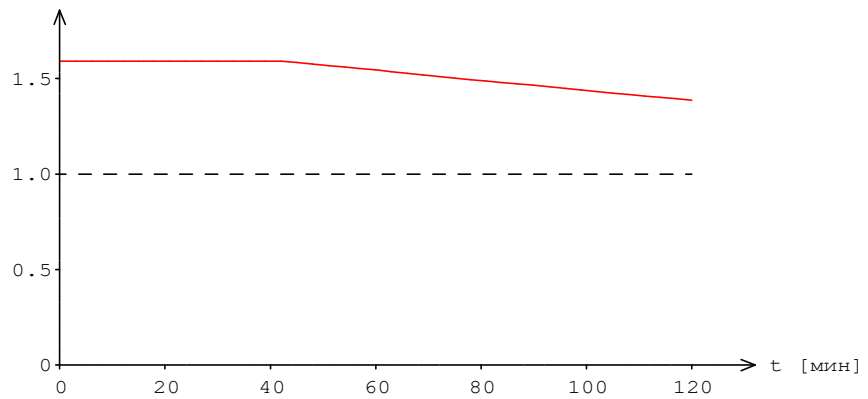


Нагрев нижней стороны сечения

Коэффициент
запаса прочности

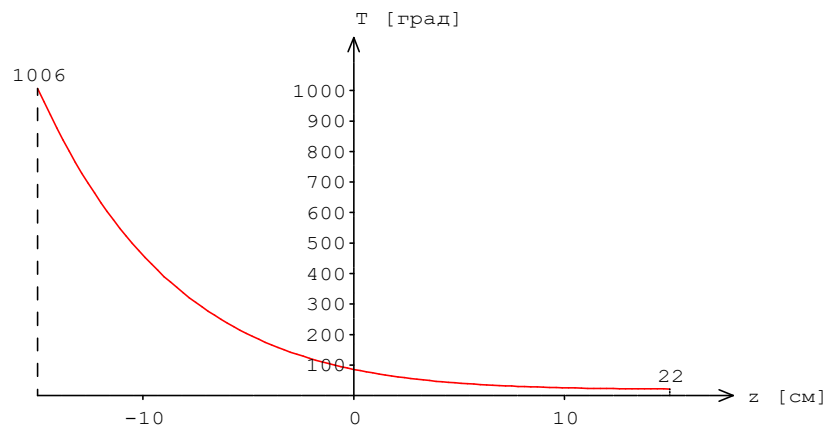
t [мин]	T среды [°C]	γ_u
0	20	1.591
3	502	1.591
6	603	1.591
9	663	1.591
12	705	1.591
15	739	1.591
18	766	1.591
21	789	1.591
24	809	1.591
27	826	1.591
30	842	1.591
33	856	1.591
36	869	1.591
39	881	1.591
42	892	1.591
45	902	1.582
48	912	1.574
51	921	1.567
54	930	1.559
57	938	1.552
60	945	1.545
63	953	1.536
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 γ_u



Температурное поле при $t = 120$ мин

Температура T на оси z



Проверка прочности для сочетания усилий 1

Условие прочности $\gamma_{xu} = N_{xu}/N_x = M_{xu}/M_x \geq 1$

N_x [кН/м]	M_x [кНм/м]	N_{xu} [кН/м]	M_{xu} [кНм/м]	γ_{xu}
0.0	50.0	0.0	112.3	2.245

Условие прочности $\gamma_{yu} = N_{yu}/N_y = M_{yu}/M_y \geq 1$

N_y [кН/м]	M_y [кНм/м]	N_{yu} [кН/м]	M_{yu} [кНм/м]	γ_{yu}
0.0	50.0	0.0	120.8	2.415

Условие прочности $\gamma_u = 1/[M_x/M_{xu} + M_y/M_{yu} - M_x M_y / (M_{xu} M_{yu}) + M_{xy}^2 / (M_{xu} M_{yu})] \geq 1$ 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]	γ_u
0.0	50.0	0.0	50.0	112.3	120.8	25.0	1.387

Условие прочности $\gamma_u = M_{bxy,u} / M_{xy} \geq 1$ согласно СП 63, (8.104)

$R_{bt, cp}$ [МПа]	$M_{bxy, u}$ [кНм/м]	M_{xy} [кНм/м]	γ_u
16.16	145.4	25.0	5.817

$R_{bt, cp}$ - среднее сопротивление бетона
 $M_{bxy, u} = 0.1 R_{bt, cp} h^2$

Условие прочности $\gamma_u = M_{sxy, u} / M_{xy} \geq 1$ согласно СП 63, (8.105)

T_v [°C]	T_n [°C]	$R_{st, v}$ [МПа]	$R_{st, n}$ [МПа]	h_0 [см]	$M_{sxy, u}$ [кНм/м]	M_{xy} [кНм/м]	γ_u
25	576	500.0	393.0	25.8	260.6	25.0	10.422

T_v, T_n - температура верхней и нижней арматуры
 $R_{st, v}, R_{st, n}$ - сопротивление верхней и нижней арматуры
 $M_{sxy, u} = 0.5 [R_{st, v} (A_{sx} + A_{sy})_v + R_{st, n} (A_{sx} + A_{sy})_n] h_0$

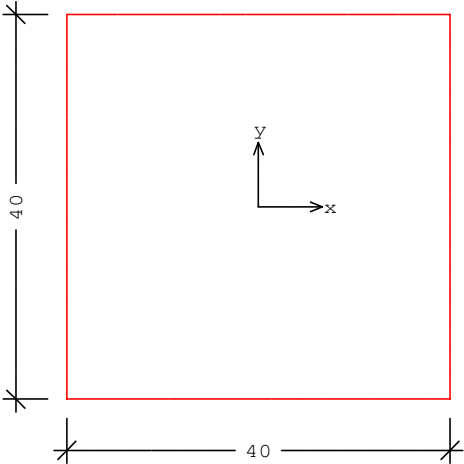
Огнестойкость плиты обеспечена

Расчет выполнен модулем 453 программы СТАТИКА 2026 © 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	M_x	M_y
		[кН]	[кНм]	[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 ρ = 2300 кг/м3
Бетон сухой

Сопротивление при нормальной температуре
 R_{btn} = 1.55 МПа

Коэффициент условий
работы бетона

№	T [°C]	γ_{btt}	№	T [°C]	γ_{btt}	№	T [°C]	γ_{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

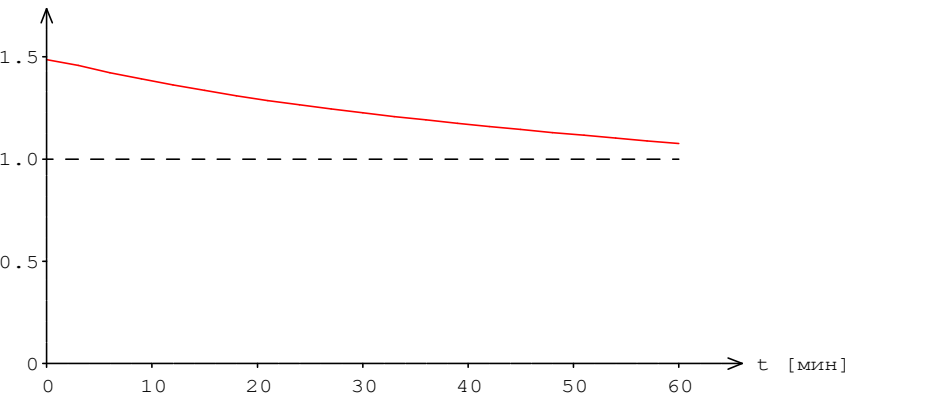
№	T [°C]	γ_{st}	№	T [°C]	γ_{st}	№	T [°C]	γ_{st}
1	100	1.00	2	200	1.00	3	300	1.00
4	400	0.85	5	500	0.60	6	600	0.37
7	700	0.22	8	800	0.10	9	900	0.00
10	1000	0.00	11	1100	0.00	12	1200	0.00

Проверка прочности плиты при пожаре

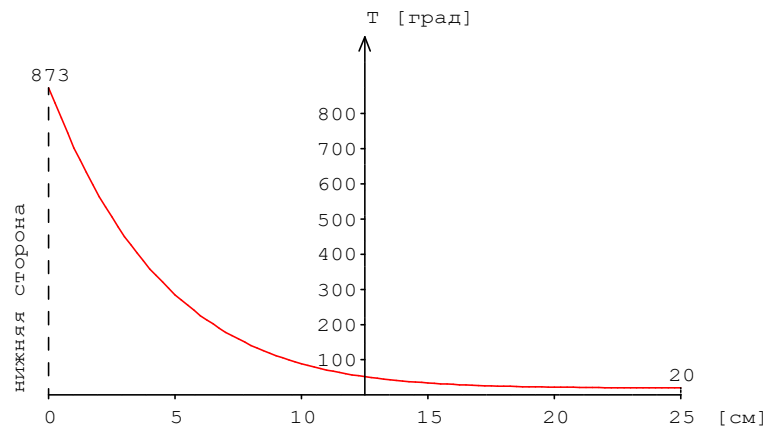
Коэффициент
запаса прочности

t [мин]	T среды [°C]	γ_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 γ_u

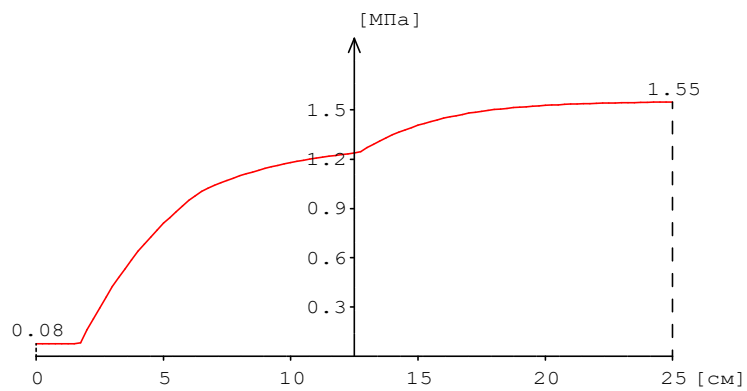


Температурное поле при $t = 60$ мин



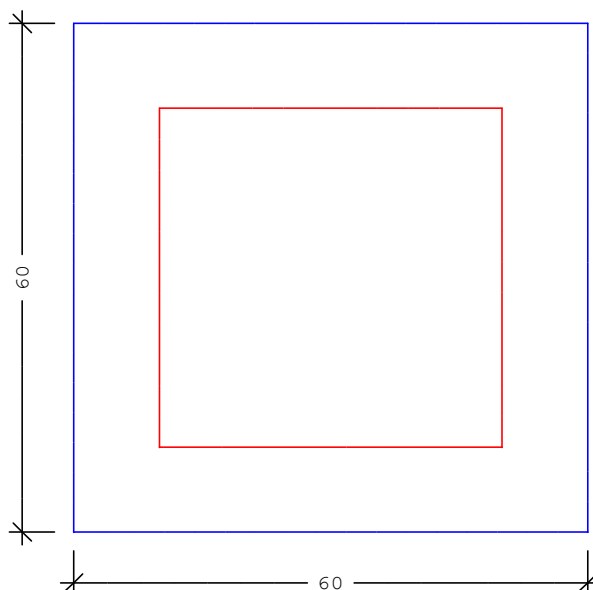
Расчет на продавливание при $t = 60$ мин

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						
Пределные усилия в бетоне	<table><tr><td>F_{b,ult} [кН]</td><td>M_{bx,ult} [кНм]</td><td>M_{by,ult} [кНм]</td></tr><tr><td>538.3</td><td>107.7</td><td>107.7</td></tr></table>								F _{b,ult} [кН]	M _{bx,ult} [кНм]	M _{by,ult} [кНм]	538.3	107.7	107.7
	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													
	γ _u = 1.077 -													
Огнестойкость плиты обеспечена														

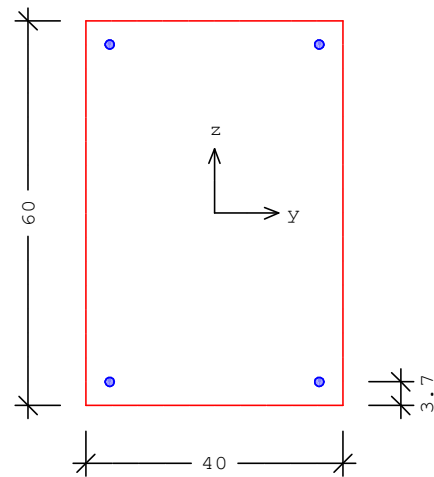
Расчет выполнен модулем 454 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

Поз. t455

Расчет по огнестойкости согласно СТО НИИЖБ

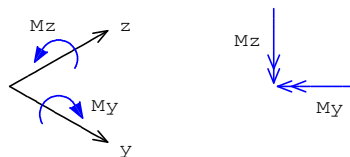
Сечение

Ширина	b	=	40.0	см
Высота	h	=	60.0	см
Диаметр стержней	d _s	=	14	мм
Толщина защитного слоя	a _з	=	30	мм



Усилия

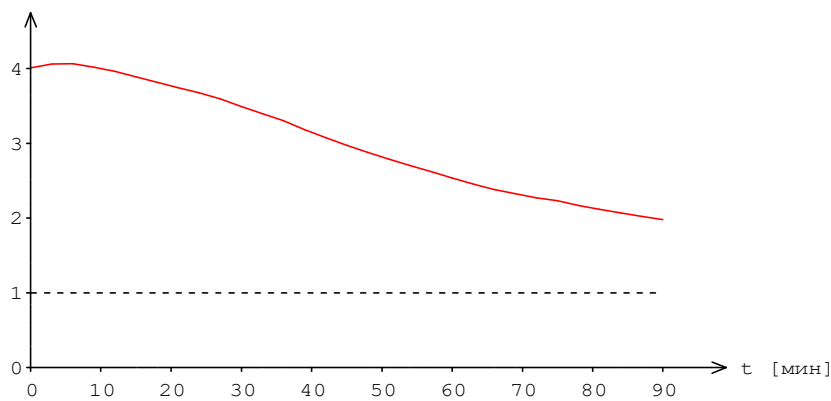
Относительно центральных осей бетонного сечения
Положительные направления моментов



K	N [кН]	M _y [кНм]	M _z [кНм]
1	500.0	100.0	

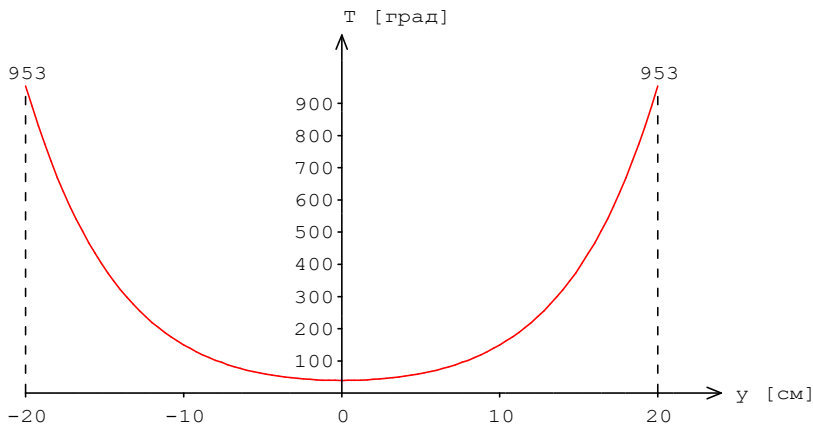
29	84	996	2.071
30	87	1001	2.023
31	90	1006	1.978

Коэффициент запаса прочности γ_u

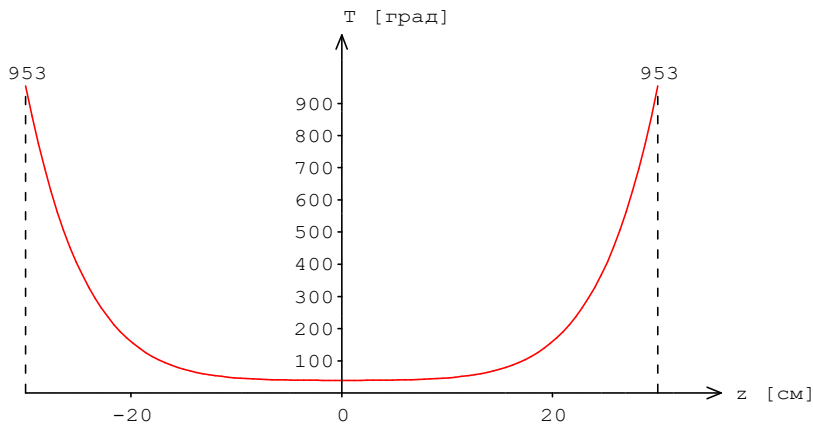


Температурное поле при $t = 90$ мин

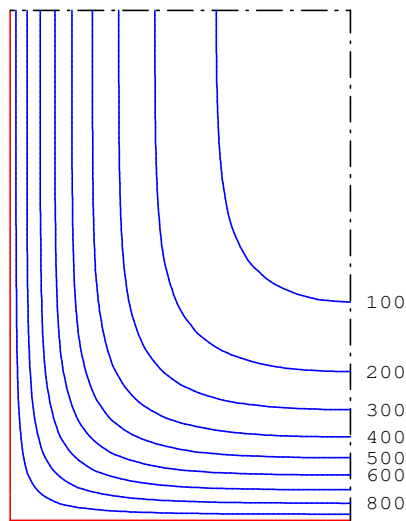
Температура T на оси y



Температура T на оси z



Изотермы



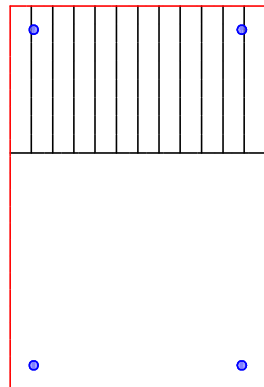
Расстояние от поверхности по y [мм] (Температура)		
121.1 (100)	85.0 (200)	63.8 (300)
48.3 (400)	36.4 (500)	26.3 (600)
17.7 (700)	10.0 (800)	3.5 (900)

Расстояние от поверхности по z [мм] (Температура)		
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

Пределъные усилия	N _u [кН]	M _{yu} [кНм]	M _{zu} [кНм]	γ _u
	988.9	197.77	0.00	1.978

Сжатая зона



Кривизны $\kappa_y / \kappa_z = -0.04154 / 0.00000$ 1/м

Максимальная деформация			Минимальная деформация		
ε	σ	T	ε	σ	T
[%.]	[МПа]	[град]	[%.]	[МПа]	[град]
15.37	0.00	990	-9.55	-0.53	990

Деформации стали	Максимальная деформация			Минимальная деформация		
	ε	σ	T	ε	σ	T
	[%.]	[МПа]	[град]	[%.]	[МПа]	[град]
	13.83	106.6	706	-8.02	-106.6	706

Огнестойкость сечения обеспечена

Расчет выполнен модулем 455 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

Поз. t462

База колонны двутаврового сечения

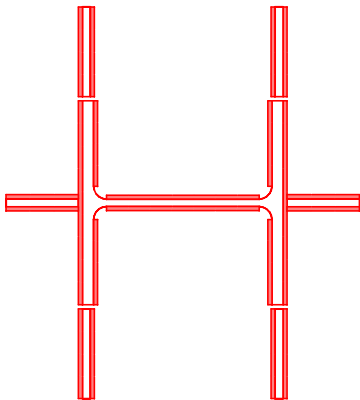
Сечение колонны	Двутавр 25К2			СТО АСЧМ 20-93	
	h [мм]	b [мм]	t _w [мм]	t _f [мм]	r [мм]
	250	250	9.0	14.0	16

Усилия	K	N	M _y	M _z	Q _y	Q _z
	[кН]		[кНм]	[кНм]	[кН]	[кН]
	1	500.0	50.0			

Расчет Согласно СП 16.13330.2017

Опорная плита	Сталь для колонны	C 255		
	Расчетное сопротивление	R _y	= 240	МПа
	Сталь для плиты	C 235		
	Расчетное сопротивление	R _y	= 230	МПа
	Коэффициент условий работы	γ _c	= 1.10	-
	Бетон для фундамента	B20		
	Коэффициент условий работы	γ _b	= 0.90	-
	Расчетное сопротивление	γ _b R _b	= 10.35	МПа
	Вид сварки		ручная сварка	
	Расчетное сопротивление	R _{wf}	= 200	МПа
Рёбра в пл. полок	Ширина по оси y	b _y	= 480	мм
	по оси z	b _z	= 440	мм
	Толщина	t _n	= 25	мм
Рёбра в пл. стенки	Ширина	b _p	= 115	мм
	Высота	h _p	= 115	мм
	Ширина	b _{pc}	= 95	мм
	Высота	h _{pc}	= 115	мм
	Толщина рёбер	t _p	= 10	мм

Сварные швы



Проверка прочности швов (случай $\beta_f R_{wf} \leq \beta_z R_{wz}$)

Характеристики сечения швов

A	I _y	I _z	A _y	A _z
[см2]	[см4]	[см4]	[см2]	[см2]
81.8	12124	11427	58.0	12.6

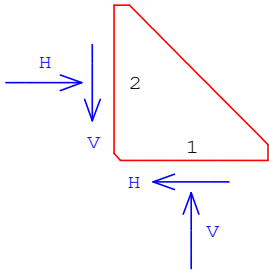
Примечание. Значения определены с учетом $\beta_f = 0.7$

Примечание. Расчетные длины швов уменьшены на 10мм

K	σ_w	τ_w	τ_f / R_{wf}	Условие прочности
	[МПа]	[МПа]		
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	H	σ_1	τ_1	σ_2	τ_2
	[кН]	[кН]	[МПа]	[МПа]	[МПа]	[МПа]
1	90.7	90.7	78.9	78.9	78.9	78.9

K	σ_{n1} / R_y	σ_{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

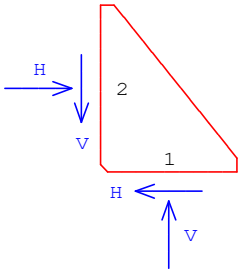
Рабочая толщина шва	t	=	10	мм
Расчетная длина шва	l _w	=	90	мм

Проверка прочности сварных швов

K	σ	τ	σ_n / R_{wy}	Условие прочности
	[МПа]	[МПа]		
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]	σ_1 [МПа]	τ_1 [МПа]	σ_2 [МПа]	τ_2 [МПа]
1	87.9	76.2	106.3	80.2	66.3	76.5

K	σ_{n1} / R_y	σ_{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 $\beta_f R_{wf} \leq \beta_z R_{wz}$)

K	σ_w [МПа]	τ_w [МПа]	τ_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 2026 © ООО Техсофт

Поз. t463

База колонны трубчатого сечения

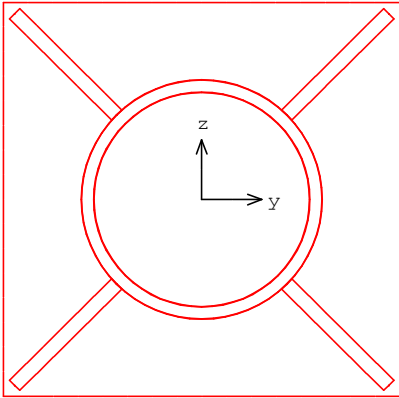
Сечение колонны

Диаметр	D	=	200	мм
Толщина стенки	t	=	10.0	мм

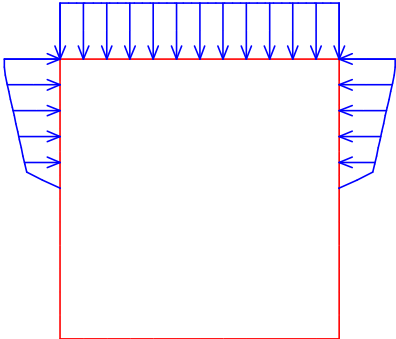
Усилия

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	C 255	
	Расчетное сопротивление	$R_y = 240$	МПа
	Сталь для плиты	C 235	
	Расчетное сопротивление	$R_y = 230$	МПа
	Коэффициент условий работы	$\gamma_c = 1.10$	-
	Сталь для рёбер	C 255	
	Расчетное сопротивление	$R_y = 250$	МПа
	Бетон для фундамента	B25	
	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 $K = 1$



Проверка прочности опорной плиты

Отпор фундамента	K	max σ_b [МПа]	min σ_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 φ = 0.01461 -

K	Тип плиты	p [МПа]	max M [кНм/м]	max σ / $R_{y\gamma_c}$	Условие прочности
1	3	13.05	66.2	196.2 / 231.0	выполнено

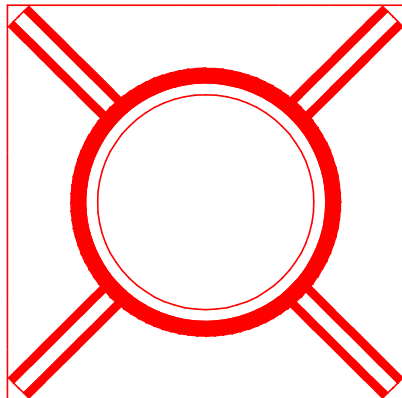
Тип 3 - плита, имеющая форму равнобокой трапеции

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 $\beta_f R_{wf} \leq \beta_z R_{wz}$)

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_{yk} [см2]	A_{yp} [см2]	A_{zk} [см2]		A_{zp} [см2]
26.39	23.28	26.39		23.28

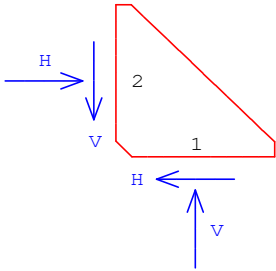
Примечание. Значения определены с учетом $\beta_f = 0.7$

Примечание. Расчетные длины швов уменьшены на 10мм

K	σ_w [МПа]	τ_w [МПа]	τ_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

K	V [кН]	H [кН]	σ_1 [МПа]	τ_1 [МПа]	σ_2 [МПа]	τ_2 [МПа]
1	139.8	156.5	118.2	108.7	113.4	101.3

K	σ_{n1} / R _y	σ_{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 $\beta_f R_{wf} \leq \beta_z R_{wz}$)

K	σ_w [МПа]	τ_w [МПа]	τ_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 2026 © 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		

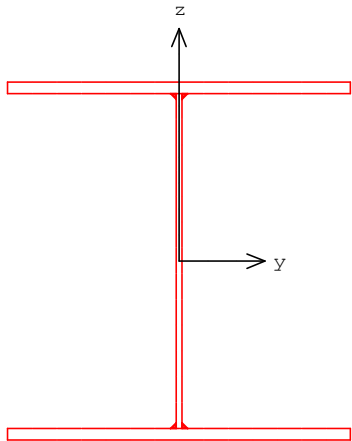
Расчет

Согласно СП 16.13330.2017

Сталь	С 255			
Коэффициент условий работы	γ _c	=	1.000	-
Расчетные сопротивления	R _y	=	240	МПа
	R _s	=	139	МПа

Сечение балки

Двутавр сварной



Размеры сечения

h	b	t _w	t _f
[мм]	[мм]	[мм]	[мм]
250	240	4.0	8.0

Поперечные ребра жесткости не требуются.

Катет поясных швов k_f = 4* мм

* Минимальное значение

A	I _y	I _z	W _y	W _z	S _y	I _t
[см2]	[см4]	[см4]	[см3]	[см3]	[см3]	[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

$$\begin{aligned} \sigma / R_y \gamma_c &= 206.6 / 240.0 = 0.861 \leq 1 \\ \tau / R_s \gamma_c &= 107.3 / 139.2 = 0.771 \leq 1 \end{aligned}$$

Проверка прочности стенки балки по напряжению σ_v

$$\sigma_v = (\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_z + \sigma_z^2 + 3 \tau_{xz}^2)^{1/2}$$

Напряжения в стенке	σ _x	=	193.3	МПа
	τ _{xz}	=	96.0	МПа
	σ _z	=	0.0	МПа

$$\sigma_v / 1.15 R_y \gamma_c = 255.0 / 276.0 = 0.924 \leq 1$$

Проверка устойчивости плоской формы изгиба балки в плоскости Z

Расчетная длина по п. 8.4.2 l_{ef} = 6.00 м

$$M_y / \varphi_b W_y R_y \gamma_c = 0.996 \leq 1$$

Коэффициенты

Нагруж. пояс	α	ψ	φ ₁	φ _b
Верхний	5.808	2.065	0.878	0.864

Проверка устойчивости стенки двутавра

Расчетная высота стенки h_{ef} = 234.0 мм

$$\lambda_w = h_{ef} / t_w * (R_y / E)^{1/2} - \text{условная гибкость стенки}$$

Расчетные напряжения	σ	=	193.3	МПа
	τ	=	106.8	МПа

Критические напряжения	β	δ	c_{cr}	σ_{cr} [МПа]	τ_{cr} [МПа]
	0.80	6.56	34.84	2097.3	359.6

Левая часть условия (80)

=

0.311

-

λ_w / λ_{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

λ_f / λ_{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

$T = Q_z b t_f (h - t_f) / 2 I_y = 383.9$ кН/м

Напряжения

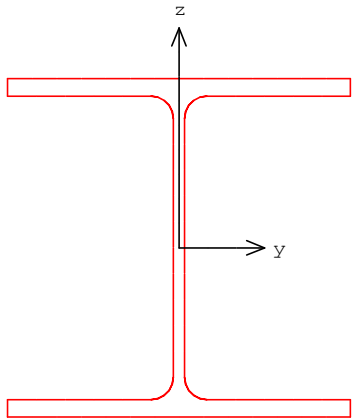
$\tau_f = T / 2 \beta_f k_f = 68.6$ МПа
 $\tau_z = T / 2 \beta_z k_f = 48.0$ МПа

$\tau_f / R_{wf} \gamma_c = 68.6 / 245.0 = 0.280$ <= 1
 $\tau_z / R_{wz} \gamma_c = 48.0 / 171.0 = 0.281$ <= 1

Несущая способность элемента обеспечена

Расчет выполнен модулем 465 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

Поз. t466	Подбор сечения стального элемента																		
Усилия	<table><tr><td>K</td><td>N</td><td>M_y</td><td>M_z</td><td>V_y</td><td>V_z</td></tr><tr><td></td><td>[кН]</td><td>[кНм]</td><td>[кНм]</td><td>[кН]</td><td>[кН]</td></tr><tr><td>1</td><td>100.0</td><td>40.0</td><td>30.0</td><td></td><td></td></tr></table>	K	N	M _y	M _z	V _y	V _z		[кН]	[кНм]	[кНм]	[кН]	[кН]	1	100.0	40.0	30.0		
K	N	M _y	M _z	V _y	V _z														
	[кН]	[кНм]	[кНм]	[кН]	[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	b	t _w	t _f	r
	[мм]	[мм]	[мм]	[мм]	[мм]
	196	199	6.5	10.0	13

Предел текучести f_y = 275 МПа

Сечение класса 1

Характеристики сечения	A	I _y	I _z	I _T	I _ω
	[см2]	[см4]	[см4]	[см4]	[см6]
	52.69	3846	1314	17.34	112100

Моменты сопротивления	W _{el,y}	W _{el,z}	W _{pl,y}	W _{pl,z}
	[см3]	[см3]	[см3]	[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}	M _{N,y,Rd}	M _{N,z,Rd}
	[кН]	[кНм]	[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

α = 2.00 -

β = 1.00 -

Проверка устойчивости элемента по условиям (6.61) , (6.62)

Предельные усилия	M _{pl,y,Rd}	M _{pl,z,Rd}	N _{Rk}	M _{y,Rk}	M _{z,Rk}
	[кНм]	[кНм]	[кН]	[кНм]	[кНм]
	119.0	55.0	1449.0	119.0	55.0

Критические силы и условные гибкости	L _{cr,y}	L _{cr,z}	N _{cr,y}	N _{cr,z}	N _{cr,T}	λ _y	λ _z
	[м]	[м]	[кН]	[кН]	[кН]		
	6.00	6.00	2214	757	2089	0.809	1.384

Критический момент и условная гибкость	L _{cr,LT}	M _{cr}	C ₁	λ _{LT}	λ _{0*}	λ ₀
	[м]	[кНм]				
	6.00	227.7	1.830	0.723	0.258	0.978

Примечание.Значение M_{cr} вычислено для заданного ψ_y

Кривая потери устойчивости в плоскости Z - b
в плоскости Y - c
из плоскости Z - a

Коэффициенты	<table><tr><td>χ_y</td><td>χ_z</td><td>χ_{LT}</td><td>μ_y</td><td>μ_z</td></tr><tr><td>0.719</td><td>0.355</td><td>0.837</td><td>0.987</td><td>0.911</td></tr></table>	χ_y	χ_z	χ_{LT}	μ_y	μ_z	0.719	0.355	0.837	0.987	0.911				
χ_y	χ_z	χ_{LT}	μ_y	μ_z											
0.719	0.355	0.837	0.987	0.911											
Коэффициенты	<table><tr><td>w_y</td><td>w_z</td><td>n_{pl}</td></tr><tr><td>1.103</td><td>1.500</td><td>0.069</td></tr></table>	w_y	w_z	n_{pl}	1.103	1.500	0.069								
w_y	w_z	n_{pl}													
1.103	1.500	0.069													
Коэффициенты	<table><tr><td>ψ_y</td><td>ψ_z</td><td>$C_{m,y,0}$</td><td>$C_{m,z,0}$</td><td>$C_{m,y}$</td><td>$C_{m,z}$</td><td>$C_{m,LT}$</td></tr><tr><td>0.00</td><td>0.00</td><td>0.785</td><td>0.774</td><td>0.935</td><td>0.774</td><td>1.000</td></tr></table>	ψ_y	ψ_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
ψ_y	ψ_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	<table><tr><td>a_{LT}</td><td>b_{LT}</td><td>c_{LT}</td><td>d_{LT}</td><td>e_{LT}</td></tr><tr><td>0.995</td><td>0.104</td><td>0.472</td><td>0.157</td><td>0.189</td></tr></table>	a_{LT}	b_{LT}	c_{LT}	d_{LT}	e_{LT}	0.995	0.104	0.472	0.157	0.189				
a_{LT}	b_{LT}	c_{LT}	d_{LT}	e_{LT}											
0.995	0.104	0.472	0.157	0.189											
Коэффициенты	<table><tr><td>C_{yy}</td><td>C_{yz}</td><td>C_{zy}</td><td>C_{zz}</td></tr><tr><td>0.974</td><td>0.760</td><td>0.896</td><td>0.990</td></tr></table>	C_{yy}	C_{yz}	C_{zy}	C_{zz}	0.974	0.760	0.896	0.990						
C_{yy}	C_{yz}	C_{zy}	C_{zz}												
0.974	0.760	0.896	0.990												
Коэффициенты	<table><tr><td>k_{yy}</td><td>k_{yz}</td><td>k_{zy}</td><td>k_{zz}</td></tr><tr><td>0.992</td><td>0.811</td><td>0.512</td><td>0.821</td></tr></table>	k_{yy}	k_{yz}	k_{zy}	k_{zz}	0.992	0.811	0.512	0.821						
k_{yy}	k_{yz}	k_{zy}	k_{zz}												
0.992	0.811	0.512	0.821												

$$(N_{Ed}/(\chi_y N_{Rk}) + k_{yy} M_{y,Ed}/(\chi_{LT} M_{y,Rk}) + k_{yz} M_{z,Ed}/M_{z,Rk}) \gamma_{M1} = 0.096 + 0.399 + 0.443 = \mathbf{0.937} \leq 1$$

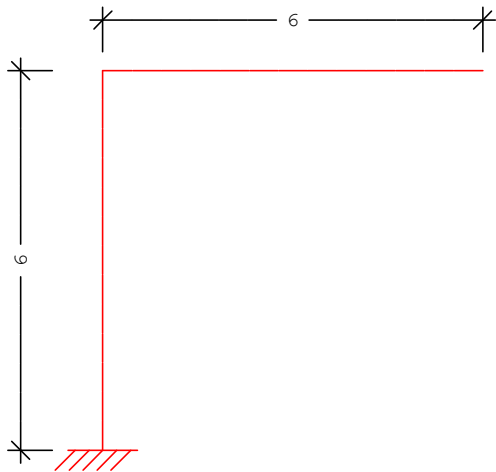
$$(N_{Ed}/(\chi_z N_{Rk}) + k_{zy} M_{y,Ed}/(\chi_{LT} M_{y,Rk}) + k_{zz} M_{z,Ed}/M_{z,Rk}) \gamma_{M1} = 0.194 + 0.206 + 0.448 = \mathbf{0.848} \leq 1$$

Несущая способность элемента обеспечена

Расчет выполнен модулем 466 программы СТАТИКА 2026 © 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	ρ не ограничено	n	=	1.000 -
	Коэффициент расчётной длины	μ	=	1.17 -
	Расчётная длина колонны	l _{ef}	=	7.02 м

Расчет выполнен модулем 467 программы СТАТИКА 2026 © 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	γ _f	Группа	Знак
	1	Постоянная	1.10		
Вертикальные силы	№	x	V	e _y	e _z
		[м]	[кН]	[см]	[см]
	1	6.00	200.0		

Жесткость сечения	в плоскости Z	EI_y	=	12.61	МНм2
	в плоскости Y	EI_z	=	2.03	МНм2

Усилия от нагрузки 1	x	N	M _y	M _z	Q _y	Q _z
	[м]	[кН]	[кНм]	[кНм]	[кН]	[кН]
	6.00	200.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	200.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Проверка прочности колонны по напряжениям σ и τ

Напряжение	Комби- нация	x	N	M _y	M _z	Q _y	Q _z
		[м]	[кН]	[кНм]	[кНм]	[кН]	[кН]
Нормальное	1	0.00	220.00	0.00	0.00	0.00	0.00

$$\begin{aligned} \sigma / R_y \gamma_c &= 39.1 / 240.0 = 0.163 \leq 1 \\ \tau / R_s \gamma_c &= 0.0 / 139.2 = 0.000 \leq 1 \end{aligned}$$

Проверка устойчивости колонны в плоскостях Z и Y

Расчетные усилия	Плос- кость	Комби- нация	x	N	M _y	M _z
			[м]	[кН]	[кНм]	[кНм]
	Z	1	0.00	220.00	0.00	
	Y	1	0.00	220.00		0.00

Расчетные длины и гибкость колонны	Плос- кость	N _{кр} /N	l _{ef}	Гибкость	Предельная гибкость
			[м]		
	Z	15.71	6.00	57.5	150.0
	Y	2.53	6.00	143.4	149.2

$$\begin{aligned} \text{В плоскости Z} \quad N / \varphi A R_y \gamma_c &= 0.196 \leq 1 \\ \text{В плоскости Y} \quad N / \varphi A R_y \gamma_c &= 0.514 \leq 1 \end{aligned}$$

Проверка устойчивости стенки двутавра

$$\begin{aligned} \text{Расчетная высота стенки} \quad h_{ef} &= 190.0 \text{ мм} \\ \lambda_w &= h_{ef} / t_w * (R_y / E)^{1/2} - \text{условная гибкость стенки} \\ \lambda_{uw} &\text{определяется по таблице 9 при } \lambda = 4.895 \\ \lambda_w / \lambda_{uw} &= 0.93 / 2.30 = 0.403 \leq 1 \end{aligned}$$

Проверка устойчивости полки двутавра

$$\begin{aligned} \text{Расчетная ширина свеса полки} \quad b_{ef} &= 68.0 \text{ мм} \\ \lambda_f &= b_{ef} / t_f * (R_y / E)^{1/2} - \text{условная гибкость свеса} \\ \lambda_f / \lambda_{uf} &= 0.21 / 0.76 = 0.278 \leq 1 \end{aligned}$$

Несущая способность колонны обеспечена

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

№	γ_{sup}	γ_{inf}	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Группа	Знак
1	1.35	1.00					

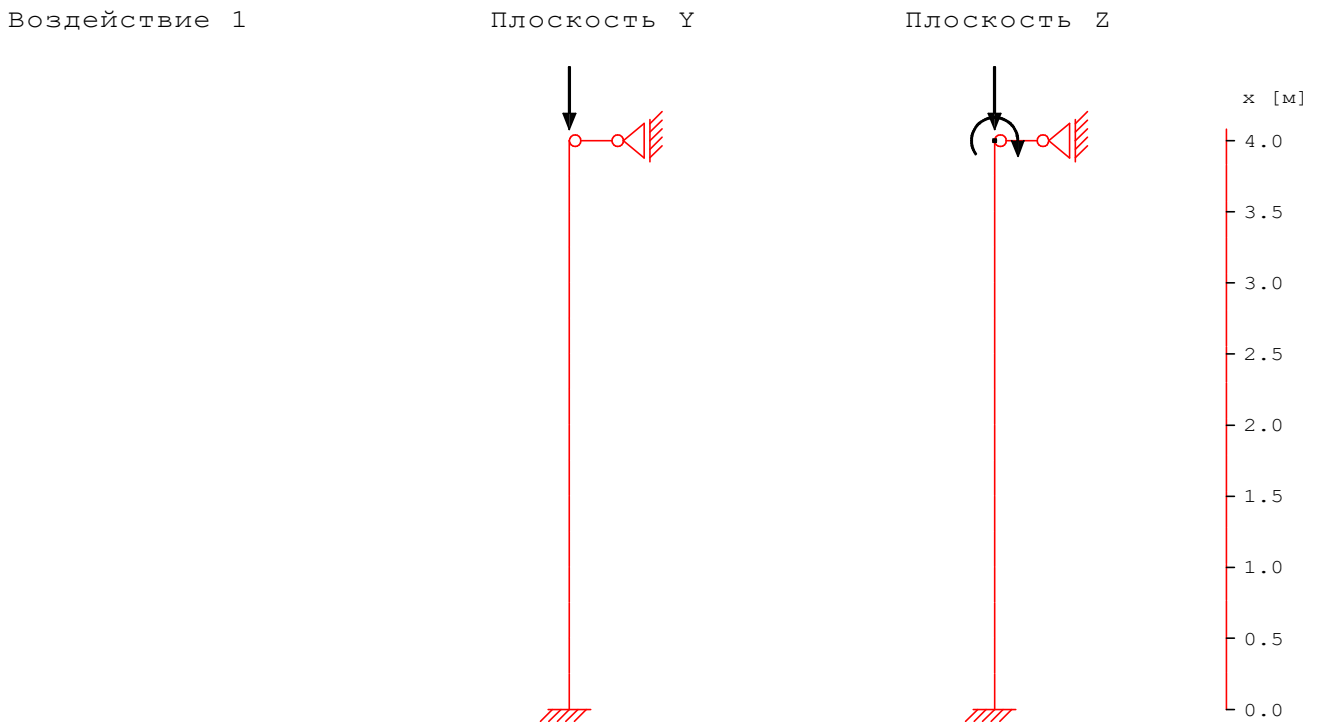
Нагрузки

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	



Расчет согласно ТКП EN 1993-1-1

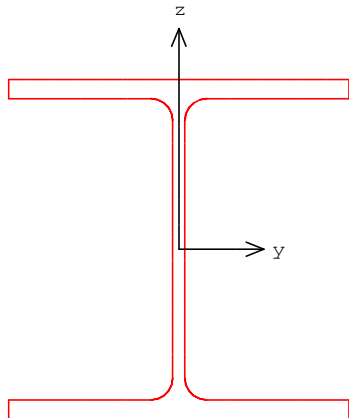
Сталь **S 275**

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	b	t _w	t _f	r
[мм]	[мм]	[мм]	[мм]	[мм]
250	250	9.0	14.0	16

Предел текучести $f_y = 275$ МПа

Сечение класса 1

Моменты инерции

A	I _y	I _z	I _T	I _ω
[см ²]	[см ⁴]	[см ⁴]	[см ⁴]	[см ⁶]
92.18	10830	3649	58.02	501000

Моменты
сопротивления

W _{el,y}	W _{el,z}	W _{pl,y}	W _{pl,z}
[см ³]	[см ³]	[см ³]	[см ³]
866.4	291.9	960.4	442.0

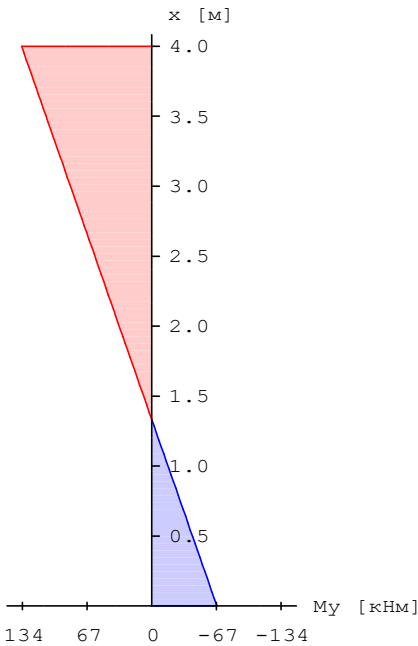
Проверка прочности колонны по условию для сечений классов 1 и 2

Комбинация

Номер воздействия (Коэффициент)
1 (1.35)

Усилия

x	N	M _y	M _z	V _y	V _z
[м]	[кН]	[кНм]	[кНм]	[кН]	[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]	My [кНм]	Mz [кНм]	Vy [кН]	Vz [кН]
4.00	1350.0	135.0	0.0	0.0	-50.6

Учет поперечной
силы

Плоскость изгиба	Av [см2]	Vp1,Rd [кН]	ρ
z	27.9	443.3	0.000

Предельные усилия

Np1,Rd [кН]	MV,y,Rd [кНм]	MV,z,Rd [кНм]	MN,y,Rd [кНм]	MN,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) $(M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd})\alpha + (M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd})\beta = 0.925 \leq 1$

$\alpha = 2.00$ –
 $\beta = 2.66$ –

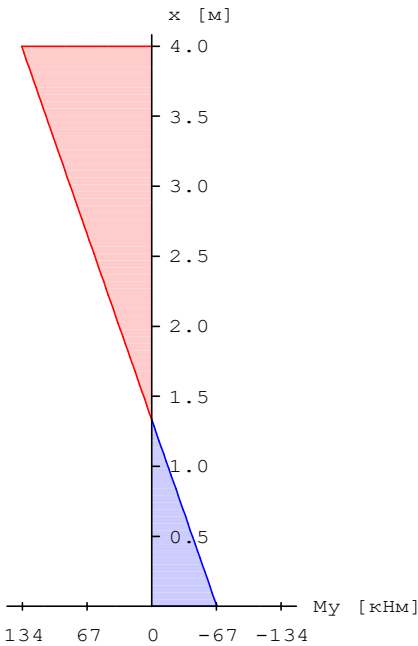
Проверка устойчивости колонны по условиям (6.61) , (6.62)

Комбинация

Номер воздействия (Коэффициент)
1 (1.35)

Усилия и прогибы

x [м]	N [кН]	My [кНм]	Mz [кНм]	Wy [мм]	Wz [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]	λ_y	λ_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	λ_{LT}	λ_{0*}	λ_0
	2370.9	726.8	2.582	0.334	0.300	0.603

$M_{cr,0}$ – критический момент при $M_y(x) = \text{const}$ и при шарнирном закреплении концов
 λ_{0*} – граничное значение λ_0 по таблице А.1

Кривая потери устойчивости в плоскости Z – b
 в плоскости Y – c
 из плоскости Z – a

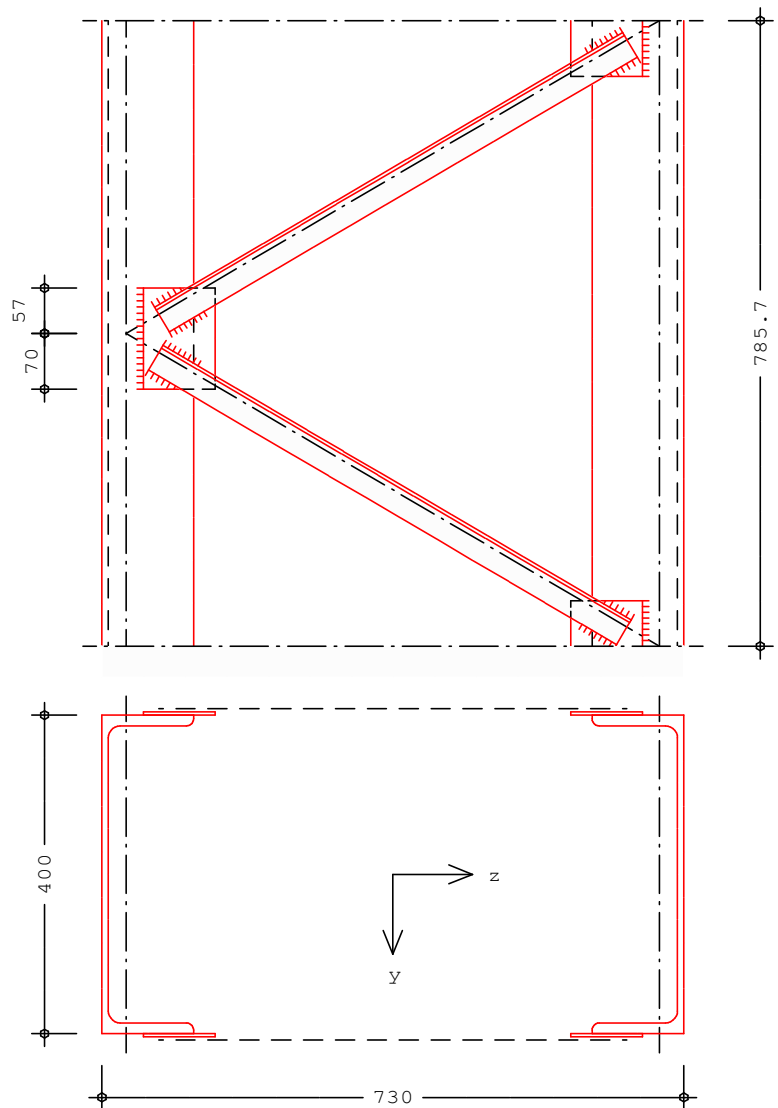
Коэффициенты	χ_y	χ_z	χ_{LT}	μ_y	μ_z
	0.965	0.836	0.969	0.998	0.974

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

Расчет	Согласно СП 16.13330.2017														
	Сталь	C 255													
	Коэффициент условий работы	γ_c	= 1.000 -												
	Расчетные сопротивления	R_y	= 240 МПа												
		R_s	= 139 МПа												
Сечение ветви	Швеллер 40П		ГОСТ 8240-97												
Размеры швеллера	<table> <tr> <th>h</th><th>b</th><th>t_w</th><th>t_f</th></tr> <tr> <th>[мм]</th><th>[мм]</th><th>[мм]</th><th>[мм]</th></tr> <tr> <td>400</td><td>115</td><td>8.0</td><td>13.5</td></tr> </table>			h	b	t _w	t _f	[мм]	[мм]	[мм]	[мм]	400	115	8.0	13.5
h	b	t _w	t _f												
[мм]	[мм]	[мм]	[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 36x4	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	α	= 59.6 град												
	Коэффициент условий работы раскосов	γ_{cp}	= 0.750 -												
	Примечание. Раскосы центрируются на оси ветвей														
	Для прикрепления раскосов применяются фасонки.														
	Ширина фасонки	b_{ϕ}	= 90 мм												
	Высота фасонки	h_{ϕ}	= 127 мм												
	Толщина фасонки	t_{ϕ}	= 4 мм												
	Расстояние от наружной грани ветви до края фасонки	a_{ϕ}	= 52 мм												
	Расстояние от узла до верхнего края фасонки	$a_{\phi 0}$	= 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 фасонки	$k_{f\phi}$	= 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	см ²
	Минимальный момент инерции	I_p	=	1.36	см ⁴
	Расстояние от наружной грани полки до центра тяжести	z_{0p}	=	10.4	мм
Характеристики сечения ветви	A_b	I_1	I_2	W_1	W_2
	[см ²]	[см ⁴]	[см ⁴]	[см ³]	[см ³]
Характеристики сечения колонны	A	I_y	I_z	W_y	W_z
	[см ²]	[см ⁴]	[см ⁴]	[см ³]	[см ³]
Жесткость сечения	в плоскости Z	EI_y	=	286.68	МНм ²
	в плоскости Y	EI_z	=	62.87	МНм ²

Проверка прочности колонны по напряжениям σ и τ

Напря- жение	Комби- нация	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

$$\begin{aligned} \sigma / R_y \gamma_c &= 219.2 / 240.0 = 0.913 \leq 1 \\ \tau / R_s \gamma_c &= 6.6 / 139.2 = 0.048 \leq 1 \end{aligned}$$

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 λ	Предельная гибкость
	Z	13.05	38.8	140.6
	Y	6.00	38.1	140.6

Гибкость в плоскости Z определена по формуле (15)

$$\begin{aligned} \alpha &= 26.56 \\ \lambda_y &= 17.8 \end{aligned}$$

В плоскости Z $N / \varphi_e A R_y \gamma_c = 0.657 \leq 1$
В плоскости Y $N / \varphi_e A R_y \gamma_c = 0.657 \leq 1$

Коэффициенты	Плоск.	m	η	m _{ef}	φ _e	φ
	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 λ	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) $N_b / \varphi A_b R_y \gamma_c = 0.637 \leq 1$

$\varphi = 0.934$ -

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) $N_b / c \varphi A_b R_y \gamma_c = 0.863 \leq 1$

Коэффициенты	m	α	β	c	φ
	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

λ_{uw} определяется согласно табл. 22 (тип сечения 3)

N_b [кН]	M_b [кНм]	Q_b [кН]	σ_1 [МПа]	σ_2 [МПа]	τ [МПа]	α
878.8	55.0	9.2	204.7	81.1	3.1	0.60

При $0.5 < \alpha < 1$ значение λ_{uw} определяется интерполяцией по значениям $\lambda_{uw0} = 1.260$ и $\lambda_{uw1} = 2.320$, принимаемым при $\alpha = 0.5$ и $\alpha = 1$
Значение λ_{uw0} определяется по таблице 9 при $\lambda = 1.300$.

$$\lambda_w / \lambda_{uw} = 1.46 / 1.48 = 0.989 \leq 1$$

Проверка устойчивости полок ветви

Расчетная ширина свеса полки $b_{ef} = 92.0$ мм

$\lambda_f = b_{ef}/t_f \cdot (R_y/E)^{1/2}$ – условная гибкость свеса

$$\lambda_f / \lambda_{uf} = 0.23 / 0.53 = 0.436 \leq 1$$

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 λ	Предельная гибкость
	0.613	87.2	158.4

Условная поперечная сила в колонне по формуле (18)
 $Q_{fic} = 12.7$ кН
при $\phi = 0.914$ –

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) $N_p / \phi_p A_p R_y \gamma_{cp} = 0.860 \leq 1$
 $\phi_p = 0.648$ –

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

$$\tau_{fo} / R_{wf} \gamma_c = 172.3 / 200.0 = 0.861 \leq 1$$

$$\tau_{zo} / R_{wz} \gamma_c = 120.6 / 166.5 = 0.724 \leq 1$$

$$\tau_{fn} / R_{wf} \gamma_c = 70.4 / 200.0 = 0.352 \leq 1$$

$$\tau_{zn} / R_{wz} \gamma_c = 49.3 / 166.5 = 0.296 \leq 1$$

Проверка прочности сварного соединения фасонки с полками ветвей

Расчетное усилие, действующее в одном шве фасонки

$$F = N_p \cos \alpha = 14.0 \text{ кН}$$

Расчетная длина шва

$$l_w = 117.0 \text{ мм}$$
$$\tau_f / R_{wf} \gamma_c = 42.6 / 200.0 = 0.213 \leq 1$$
$$\tau_z / R_{wz} \gamma_c = 29.8 / 166.5 = 0.179 \leq 1$$

Несущая способность колонны обеспечена

Расчет выполнен модулем 470 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

Поз. t476

Подбор сечения стального элемента (MSZ EN 1993)

Усилия

K	M _y [кНМ]	V _z [кН]
1	100.0	100.0

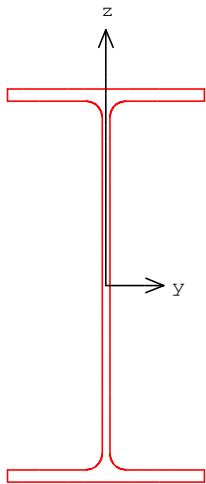
Расчет

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 [см ²]	I _y [см ⁴]	I _z [см ⁴]	I _T [см ⁴]	I _ω [см ⁶]
63.14	13560	984	22.35	279700

Моменты сопротивления

$$W_{el,y} = 774.9 \text{ см}^3$$
$$W_{pl,y} = 868.0 \text{ см}^3$$

Проверка прочности элемента по условию для сечений класса 3

Условие (6.1)

$$(\sigma^2 + 3\tau^2)^{1/2} / (f_y / \gamma_{M0}) = 129.1 / 275.0 = 0.469 \leq 1$$

$$\sigma = 129.1 \text{ МПа}$$

$$\tau = 0.0 \text{ МПа}$$

Проверка устойчивости элемента по условию (6.54)

Критический момент и условная гибкость	$L_{cr,LT}$	M_{cr}	λ_{LT}
	[м]	[кНм]	
	6.00	139.1	1.238

Примечание. Значение M_{cr} вычислено для $M_y(x)=const$

Кривая потери устойчивости из плоскости - а

Коэффициенты	k_c	f	χ_{LT}	$\chi_{LT,mod}$
	0.940	0.981	0.507	0.516

Несущая способность $M_{b,Rd} = 110.0$ кНм

Условие устойчивости

$$M_{y,Ed} / M_{b,Rd} = 0.909 \leq 1$$

Несущая способность элемента обеспечена

Расчет выполнен модулем 476 программы СТАТИКА 2026 © 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	№	γ_{sup}	γ_{inf}	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Группа	Знак
	1	1.35	1.00					

Нагрузки

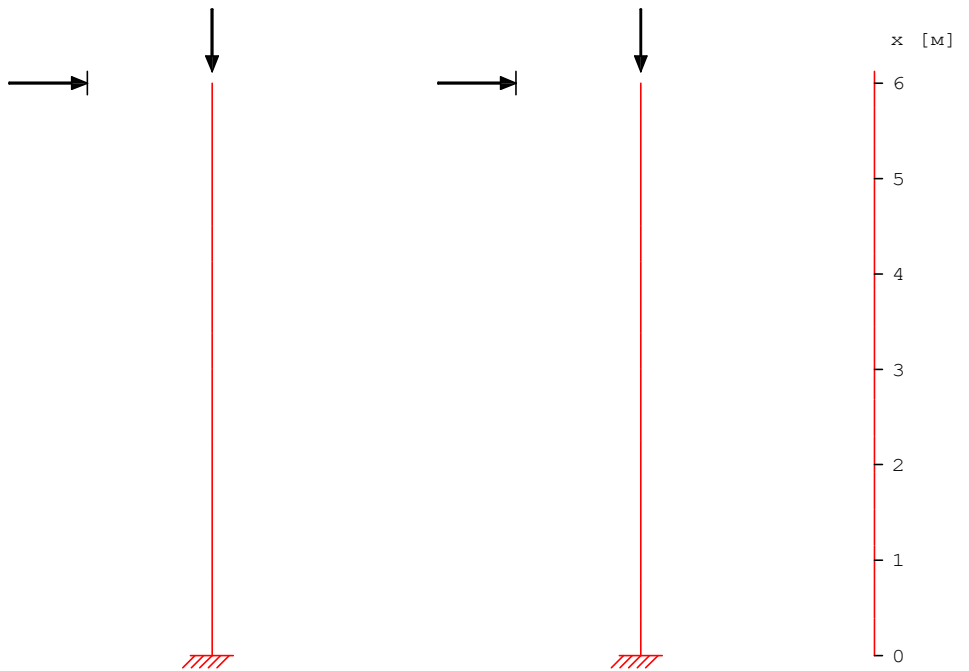
Вертикальные силы	№	x	V	e_y	e_z
		[м]	[кН]	[см]	[см]
	1	6.00	100.0		

Горизонтальные силы и моменты	№	x	H_y	H_z	M_y	M_z
		[м]	[кН]	[кН]	[кНм]	[кНм]
	1	6.00	5.0	5.0		

Воздействие 1

Плоскость Y

Плоскость Z



Расчет

согласно MSZ EN 1993-1-1

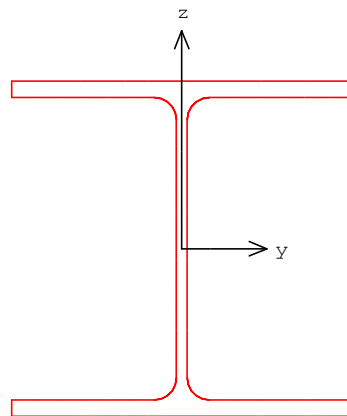
Сталь

S 275

Сечение

Двутавр 25К1

СТО АСЧМ 20-93



Размеры сечения

h	b	t _w	t _f	r
[мм]	[мм]	[мм]	[мм]	[мм]
246	249	8.0	12.0	16

Предел текучести $f_y = 275$ МПа

Сечение класса 2

Моменты инерции

A	I _y	I _z	I _T	I _ω
[см ²]	[см ⁴]	[см ⁴]	[см ⁴]	[см ⁶]
79.72	9171	3090	37.98	417300

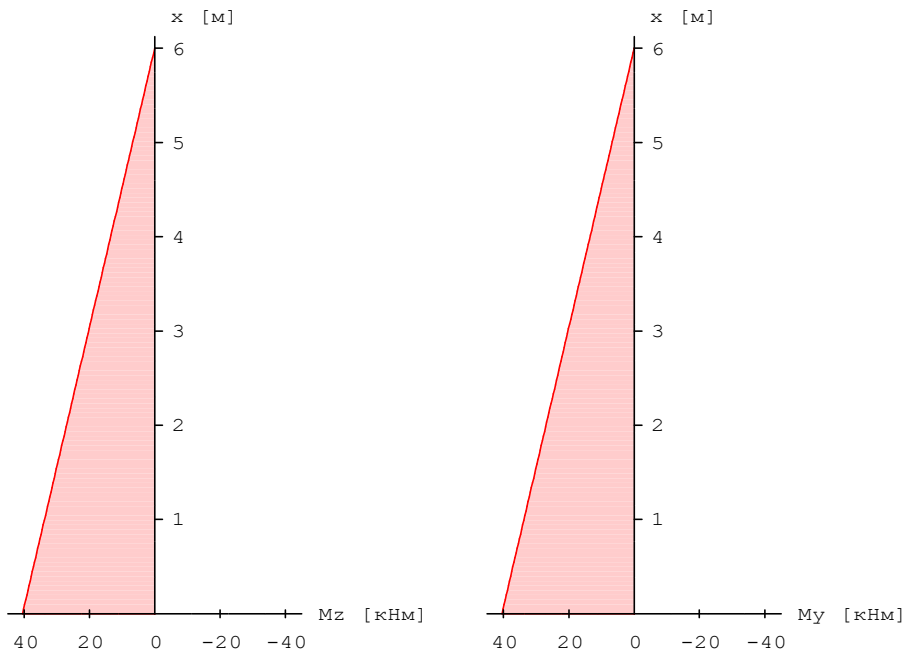
Моменты
сопротивления

W _{e1,y}	W _{e1,z}	W _{p1,y}	W _{p1,z}
[см ³]	[см ³]	[см ³]	[см ³]
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	N	M _y	M _z	V _y	V _z
	[м]	[кН]	[кНм]	[кНм]	[кН]	[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	N	M _y	M _z	V _y	V _z
	[м]	[кН]	[кНм]	[кНм]	[кН]	[кН]
	0.00	135.0	40.5	40.5	6.8	6.8

Учет поперечной силы	Плоскость изгиба	A _v [см ²]	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) $(M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd}) \alpha + (M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd}) \beta = 0.424 \leq 1$

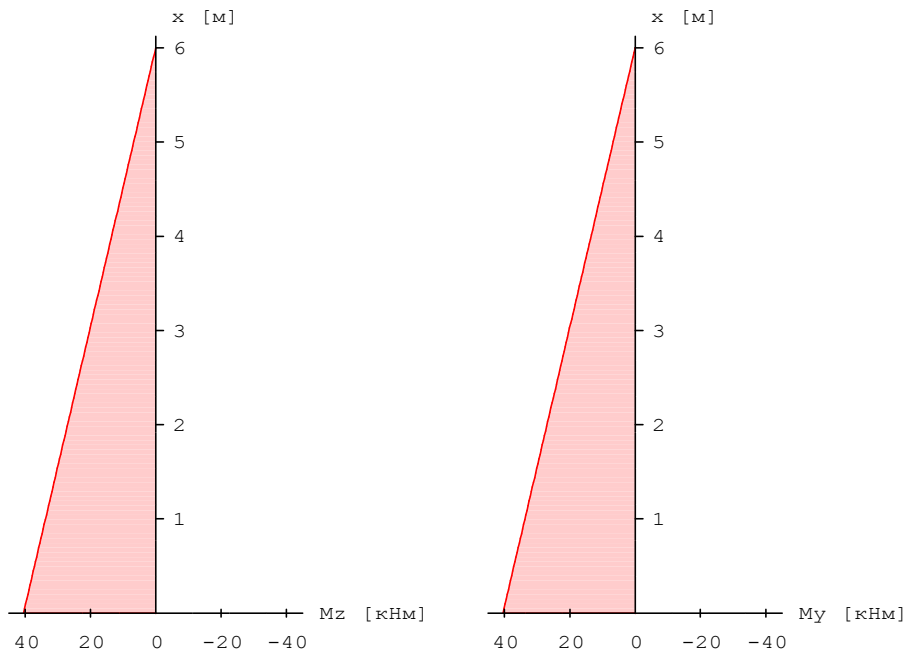
$\alpha = 2.00$ –
 $\beta = 1.00$ –

Проверка устойчивости колонны по условиям (6.61) , (6.62)

Комбинация	Номер воздействия (Коэффициент)	
	1 (1.35)	

Усилия и прогибы	x	N	M _y	M _z	W _y	W _z
	[м]	[кН]	[кНм]	[кНм]	[мм]	[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]	λ_y	λ_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	λ_{LT}	λ_0^*	λ_0
535.4	312.0	1.839	0.650	0.244	0.851

$M_{cr, 0}$ – критический момент при $M_y(x) = \text{const}$
и при шарнирном закреплении концов
 λ_0^* – граничное значение λ_0 по таблице А.1

Кривая потери устойчивости в плоскости Z – b
в плоскости Y – c
из плоскости Z – a

Коэффициенты

χ_y	χ_z	χ_{LT}	μ_y	μ_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	$a_{l,T}$	$b_{l,T}$	$c_{l,T}$	$d_{l,T}$	$e_{l,T}$
	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	

$$(N_{Ed}/(\chi_y N_{Rk}) + k_{yy} M_{y,Ed}/(\chi_{LT} M_{y,Rk}) + k_{yz} M_{z,Ed}/M_{z,Rk}) \gamma_{M1} = 0.142 + 0.216 + 0.319 = 0.678 \leq 1$$

$$(N_{Ed}/(\chi_z N_{Rk}) + k_{zy} M_{y,Ed}/(\chi_{LT} M_{y,Rk}) + k_{zz} M_{z,Ed}/M_{z,Rk}) \gamma_{M1} = 0.376 + 0.105 + 0.335 = 0.817 \leq 1$$

Несущая способность колонны обеспечена

Расчет выполнен модулем 479 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

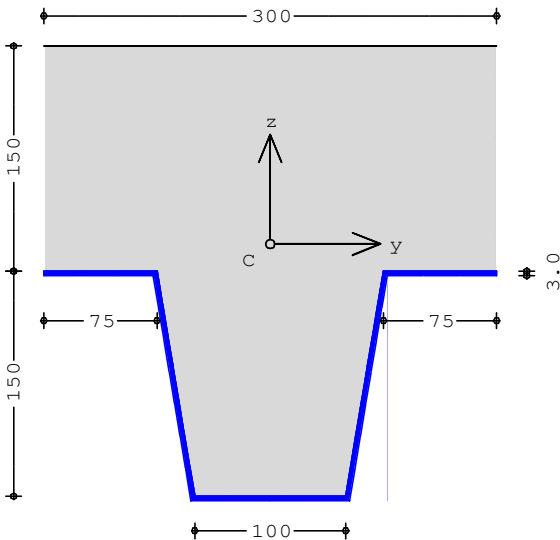
Поз. **t480**

Сталежелезобетонное сечение с профнастилом

Сечение

Поперечное сечение

М = 1 :5



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	$z_{c,n}$	= 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	W_y	= 237.8	см ³

на 1 м

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	γ_f	=	1.2	-
Нагрузка от веса настила	$q_с$	=	0.427	кПа
Коэффициент надёжности	γ_f	=	1.05	-
Монтажная нагрузка	$q_м$	=	0.500	кПа
Коэффициент надёжности	γ_f	=	1.3	-
Нормативная нагрузка на настил	q_n	=	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	ρ_b	=2500.0	кг/м ³
Профилированный настил	О 250		
Плотность стали	ρ_s	=7850.0	кг/м ³
Предел текучести стали	R_{yn}	= 250.0	МПа
Модуль упругости стали	E_{st}	= 206.0	ГПа
Соппротивление настила	R_y	= 245.0	МПа
Расчётное сопротивление сдвигу	R_s	= 142.1	МПа

Расчёт настила на жёсткость:

Условие жёсткости:	$f_n \leq 1/200$		
Прогиб настила	f_n	= 17.5	мм
Правая часть неравенства	$1/200$	= 30.0	мм

Жесткость настила обеспечена

Расчёт на устойчивость стенок гофров настила:

Условие устойчивости:	$Q \leq Q_{кр}$		
Поперечная сила	Q	= 10.115	кН
Поперечная критическая сила	$Q_{кр}$	= 30.583	кН

Устойчивость стенок настила обеспечена

Расчёт настила на прочность:

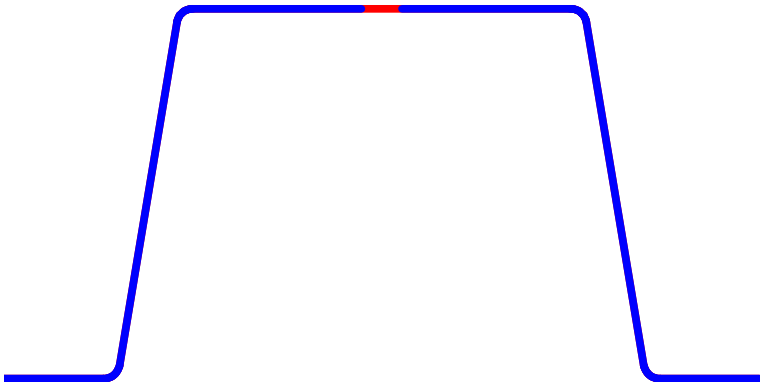
Условие прочности:	$M/W_y \leq R_y$		
Изгибающий момент от расчётных нагрузок на 1 м	M	= 28.320	кНм
Левая часть неравенства	M/W_y	= 119.094	МПа
Правая часть неравенства	R_y	= 245.0	МПа

Прочность настила обеспечена

Редуцирование

М = 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: $M/W_{y,ef} \leq R_y$

Изгибающий момент от расчётных М = 28.320 МПа
нагрузок на 1 м

Левая часть неравенства $M/W_{y,ef} = 132.707$ МПа

Правая часть неравенства $R_y = 245.0$ МПа

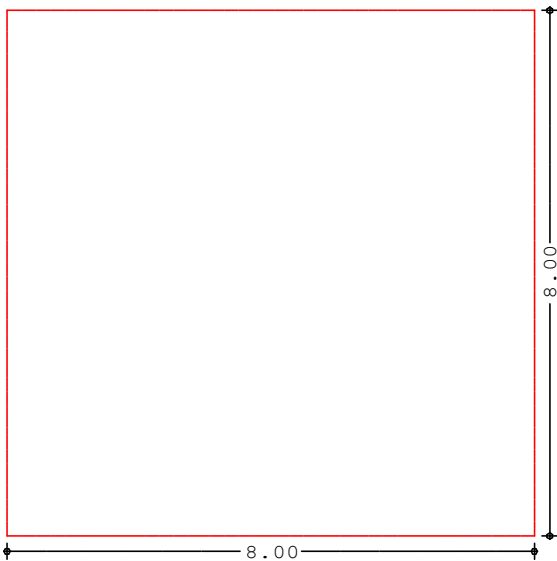
Прочность настила обеспечена

Расчет выполнен модулем 480 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

Поз. t500

Плитный фундамент

Расчетная схема
М = 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	γ f
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

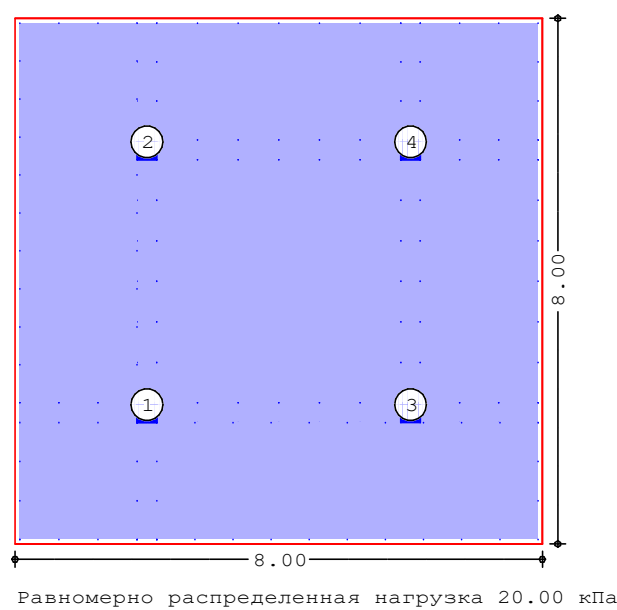
x, y - координаты центра

Равномерно распределённые нагрузки

Нагрузка	p [кПа]
1	20.00
2	20.00

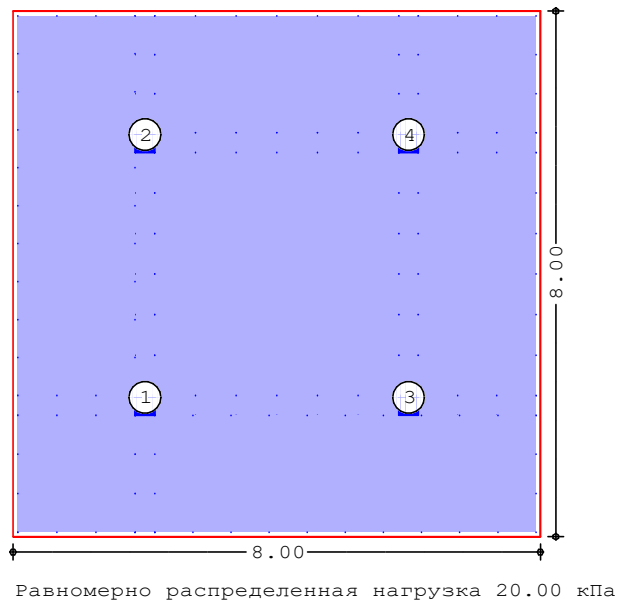
Нагрузка № 1
М = 1 :115

Постоянная нагрузка

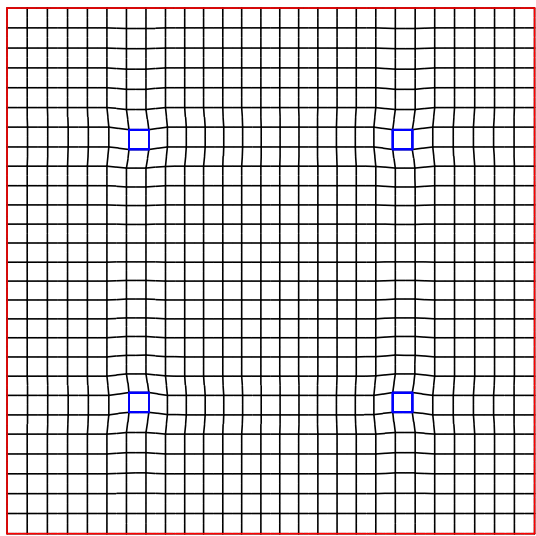


Нагрузка № 2
М = 1 :115

Длительная нагрузка



Расчёт усилий
КЭ-сетка
М = 1 :115



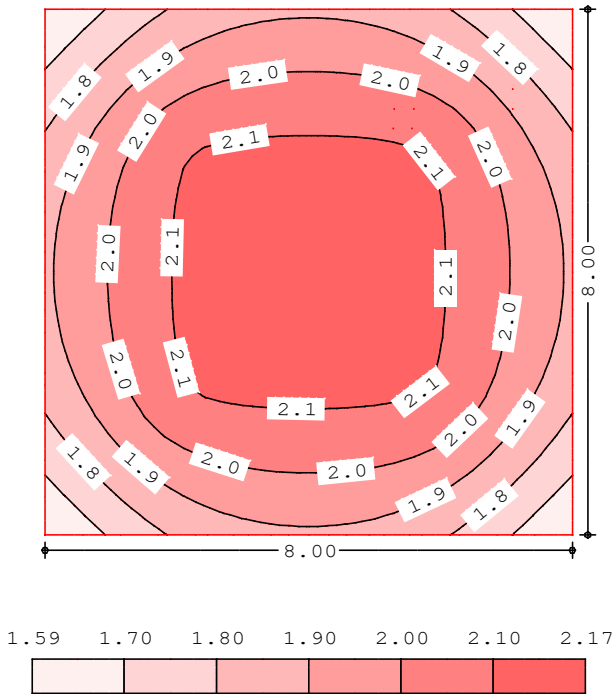
Характерный размер элемента сетки $l = 0.27$ м

Модуль упругости $E_b = 30000$ МПа

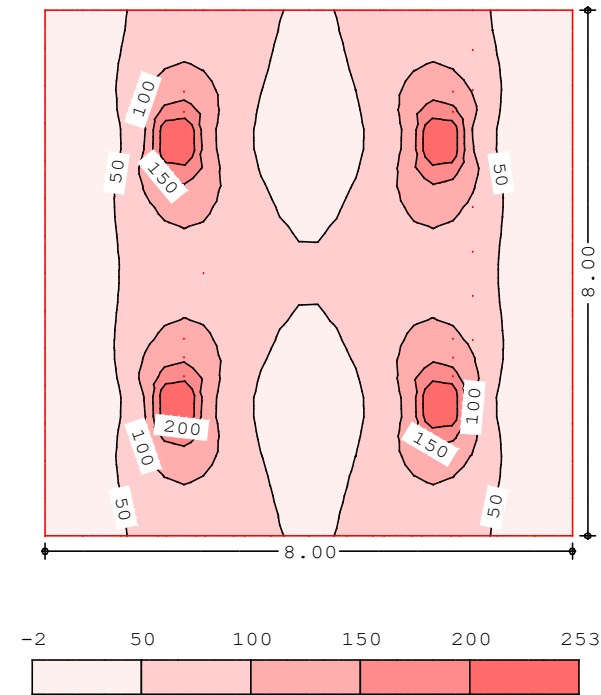
Коэффициент Пуассона $\nu = 0.20$

Нагрузка № 1
Осадка, см
М = 1 :115

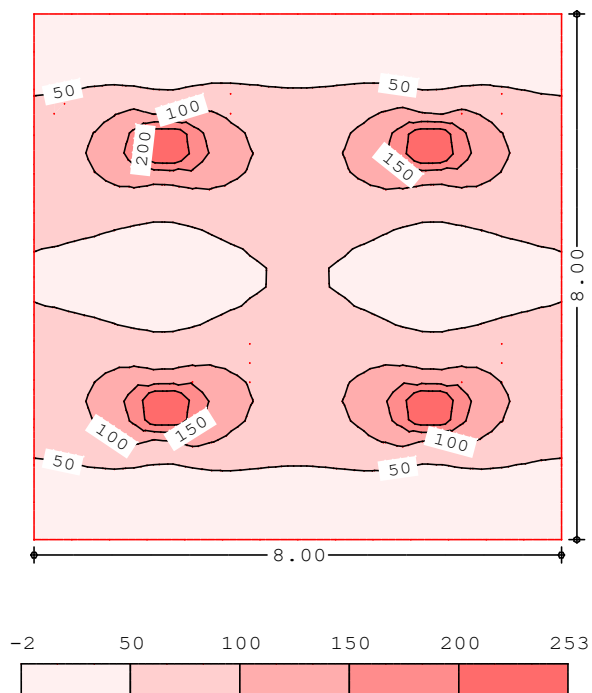
Постоянная нагрузка



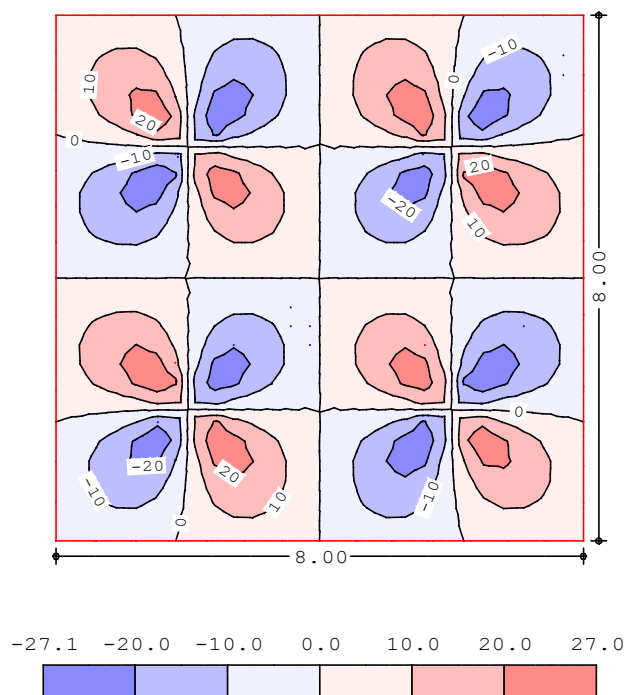
Момент Мх, кНм/м
М = 1 :115



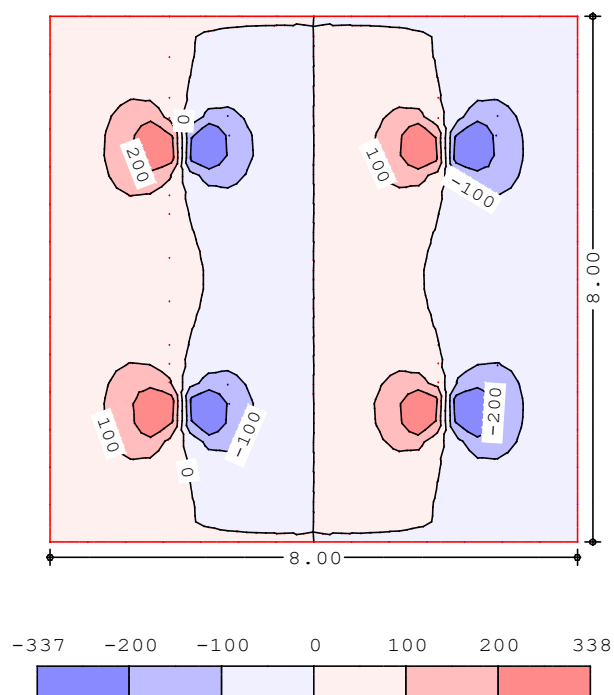
Момент M_y , кНм/м
 М = 1 :115



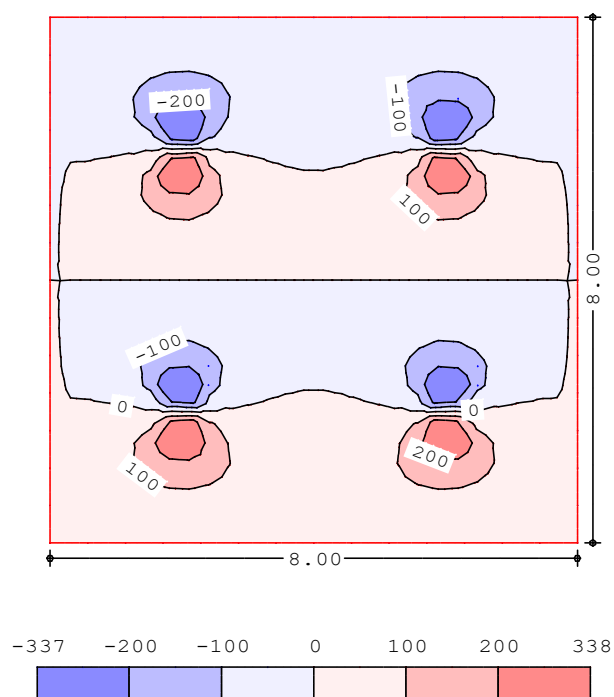
Момент M_{xy} , кНм/м
 М = 1 :115



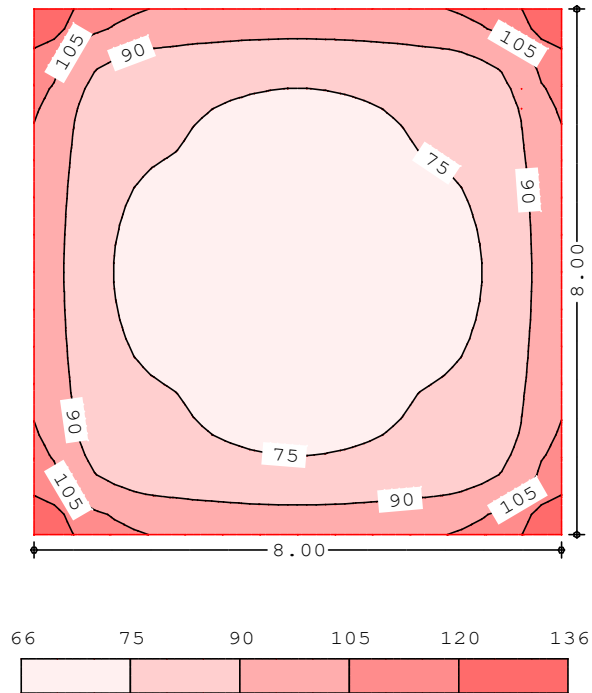
Поперечная сила Q_x , кН/м
 М = 1 :115



Поперечная сила Q_y , кН/м
 М = 1 :115

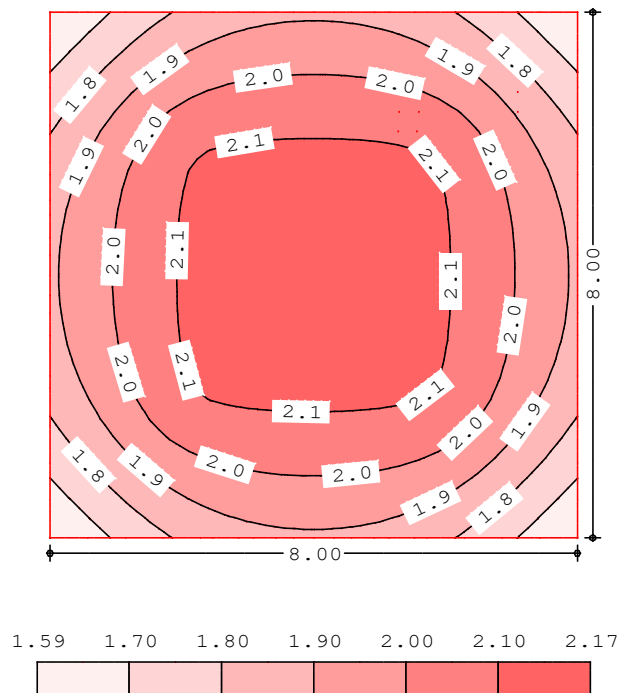


Давление, кПа
М = 1 :115

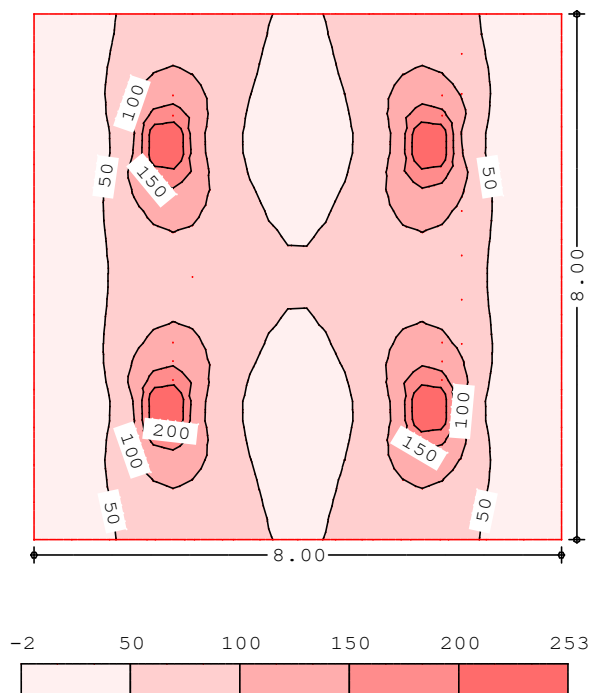


Нагрузка № 2
Осадка, см
М = 1 :115

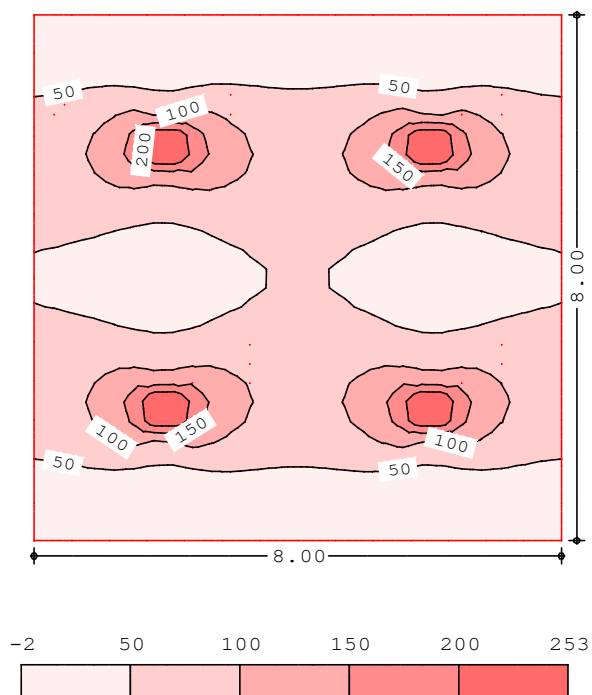
Длительная нагрузка



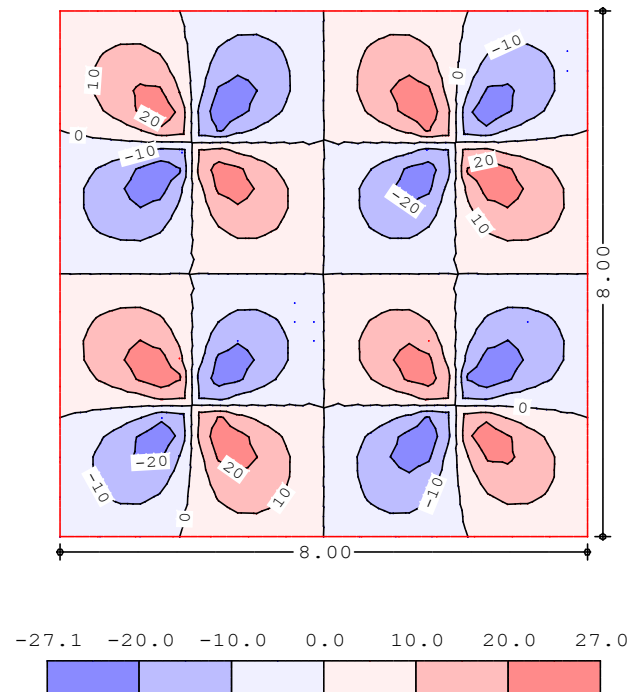
Момент M_x , кНм/м
М = 1 :115



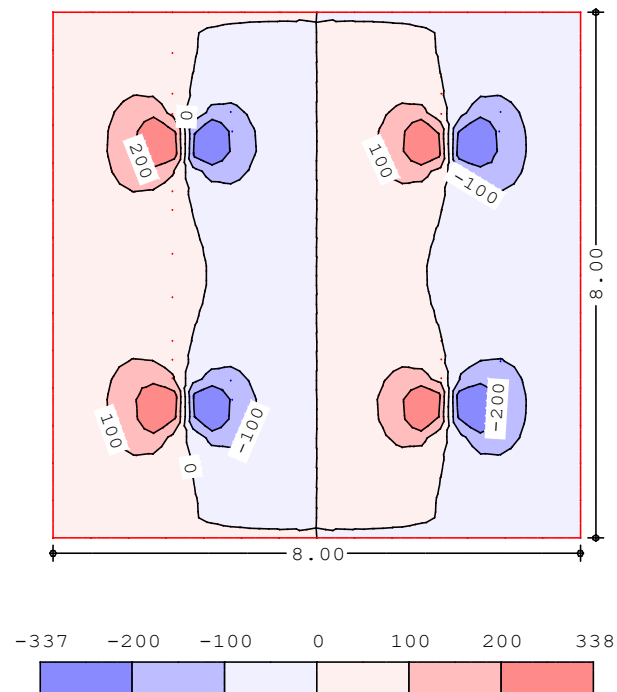
Момент M_y , кНм/м
М = 1 :115



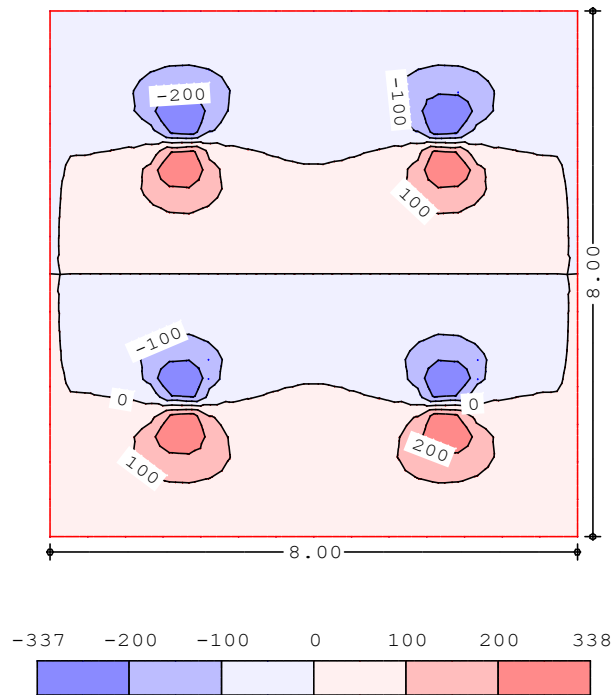
Момент M_{xy} , кНм/м
 М = 1 :115



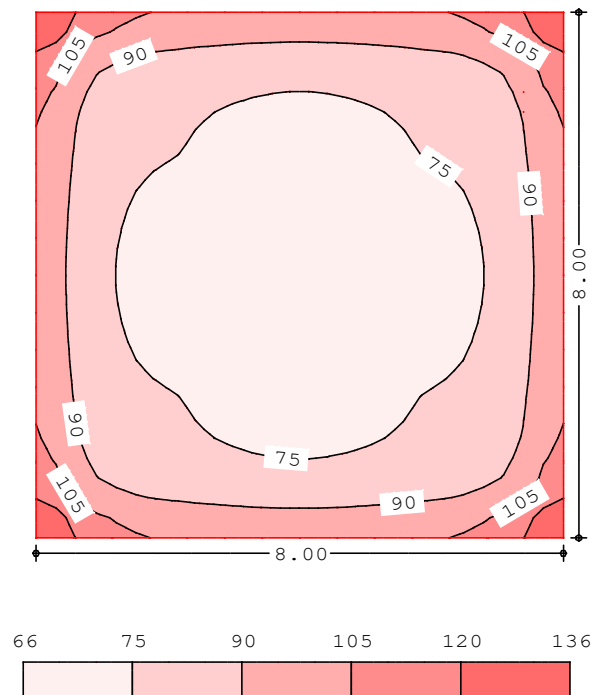
Поперечная сила Q_x , кН/м
 М = 1 :115



Поперечная сила Qy, кН/м
 М = 1 :115



Давление, кПа
 М = 1 :115

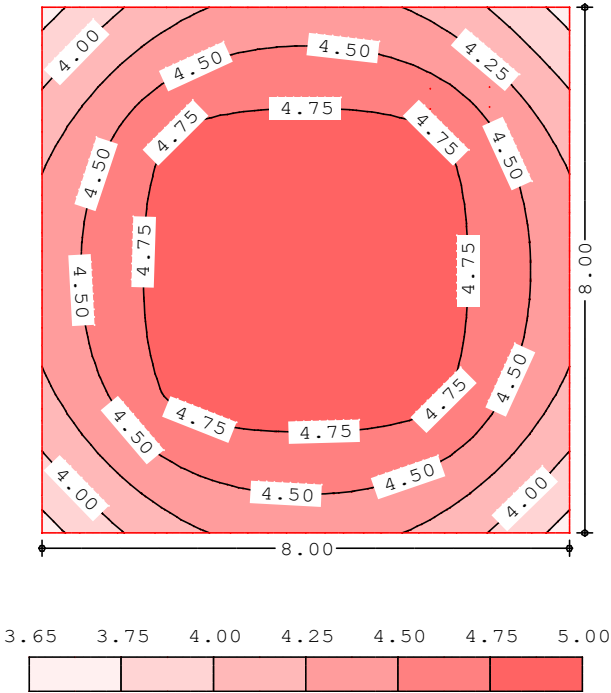


Осадка, давление

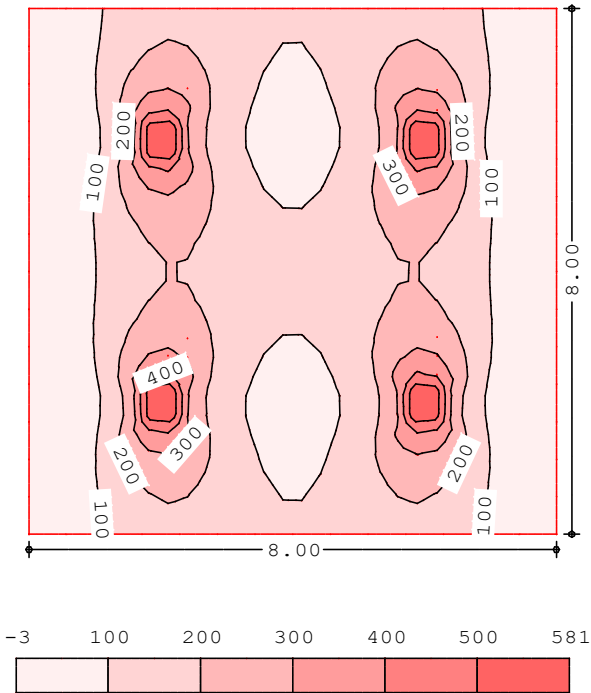
Нагрузка	max w [см]	min w [см]	max p [кПа]	min p [кПа]
1	2.17	1.59	136.1	65.8
2	2.17	1.59	136.1	65.8

Расч. сочет. усилий согласно СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия.

Максимальные значения осадки, см
М = 1 :115

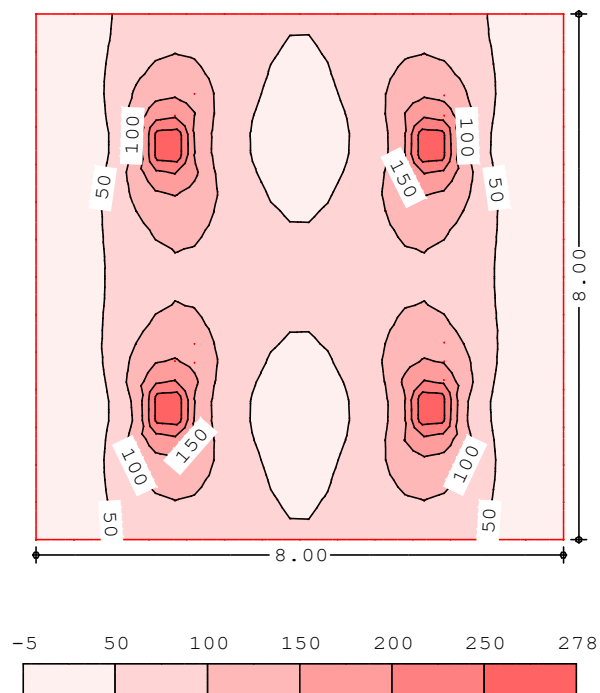


Максимальные значения момента Mx, кНм/м
М = 1 :115



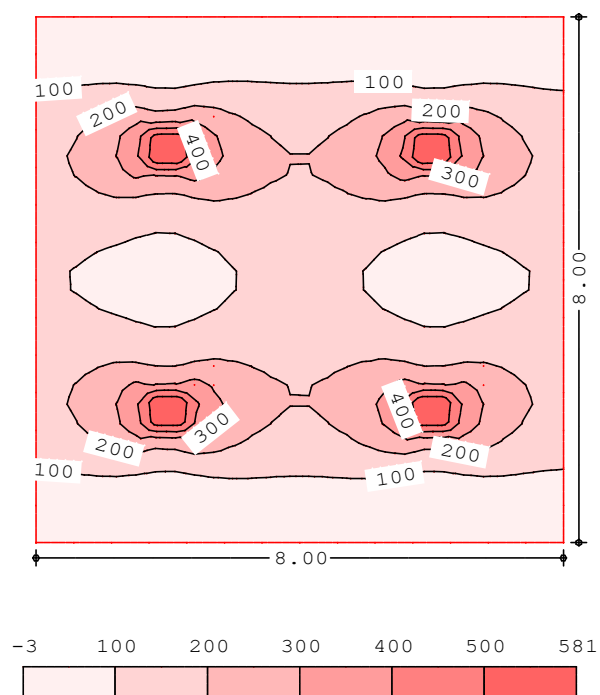
Минимальные значения момента M_x , кНм/м

$M = 1 : 115$

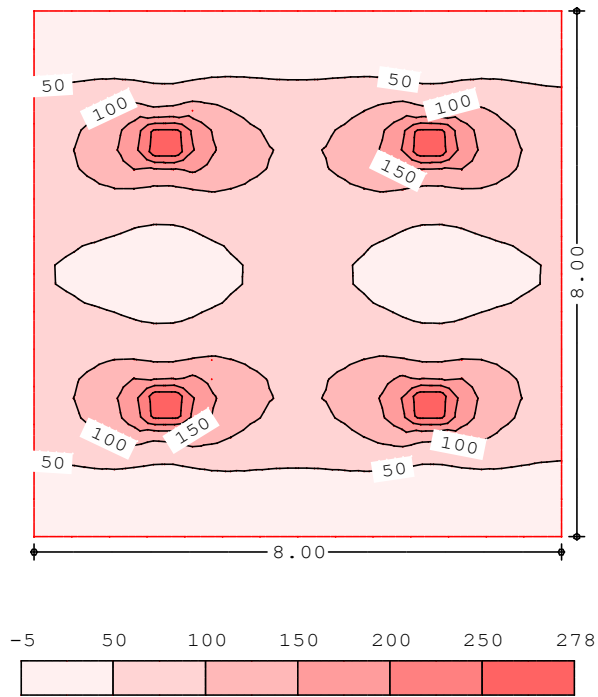


Максимальные значения момента M_y , кНм/м

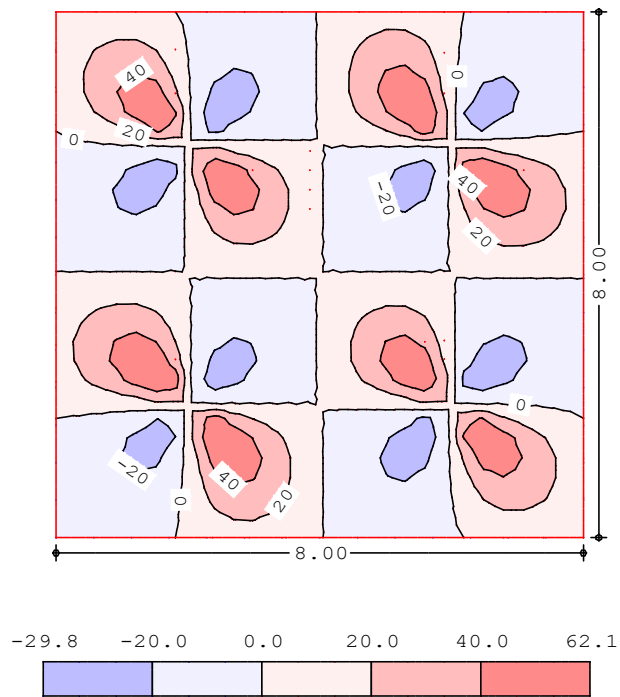
$M = 1 : 115$



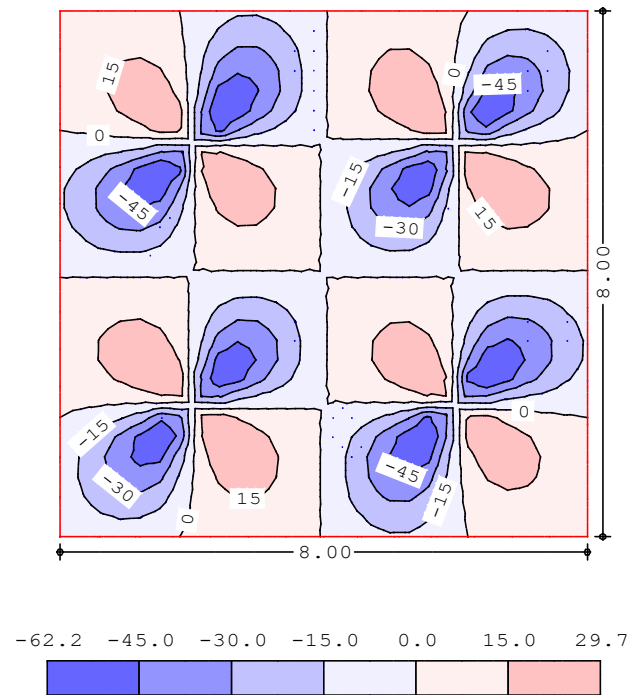
Минимальные значения момента M_y , кНм/м
М = 1 :115



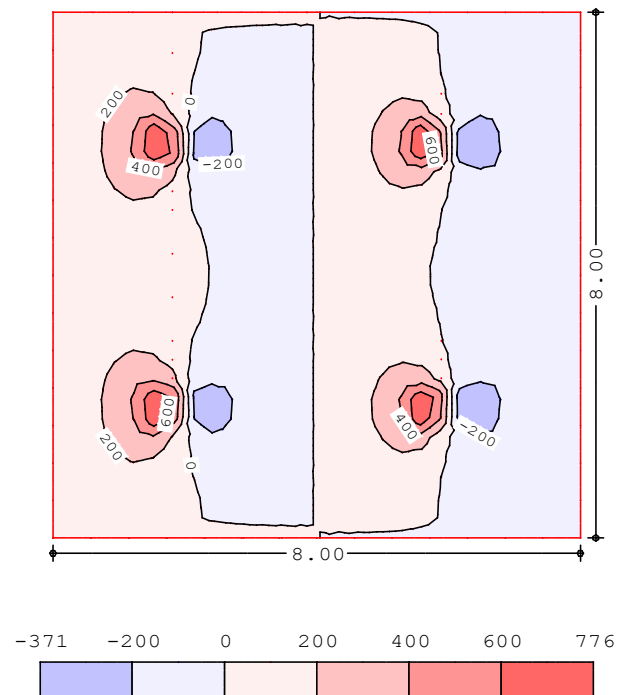
Максимальные значения момента M_{xy} , кНм/м
М = 1 :115



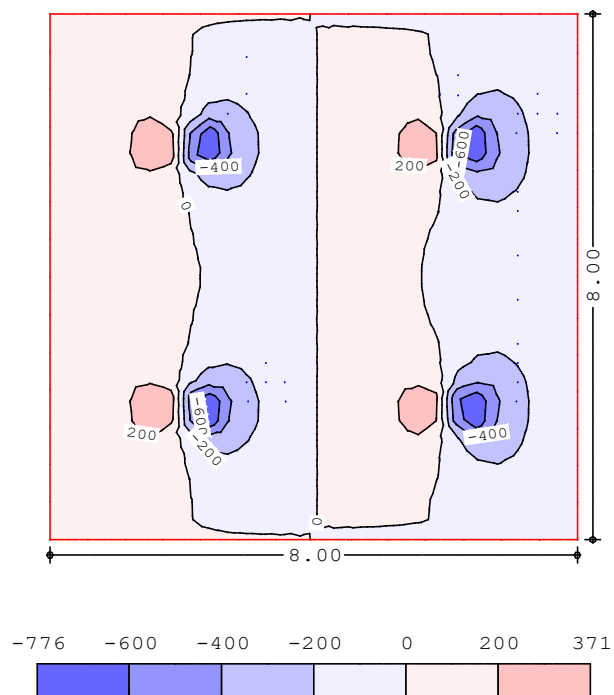
Минимальные значения момента M_{xy} , кНм/м
 $M = 1 : 115$



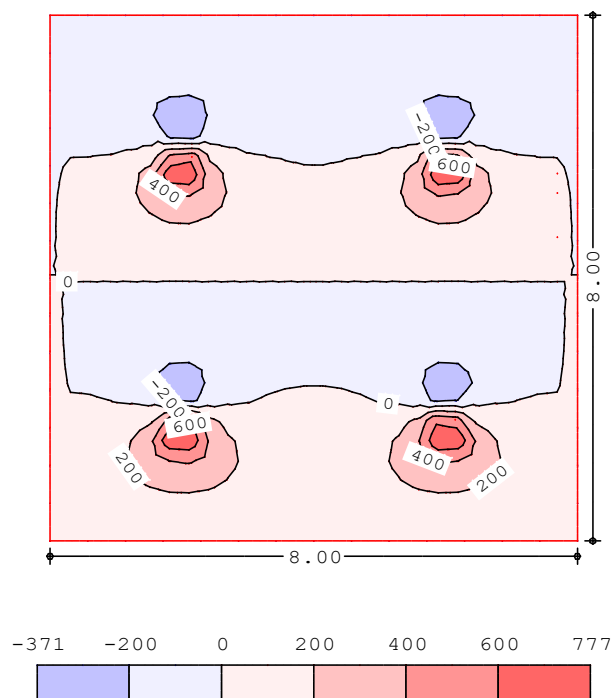
Максимальные значения поперечной силы Q_x , кН/м
 $M = 1 : 115$



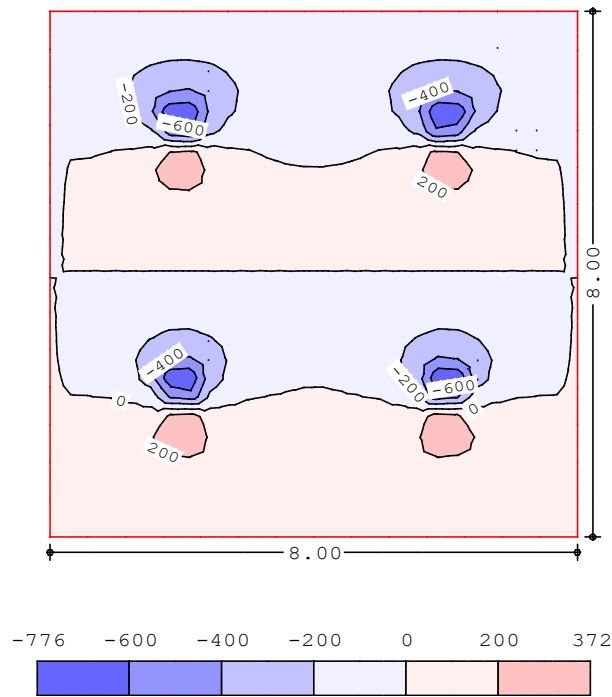
Минимальные значения поперечной силы Q_x , кН/м
 М = 1 :115



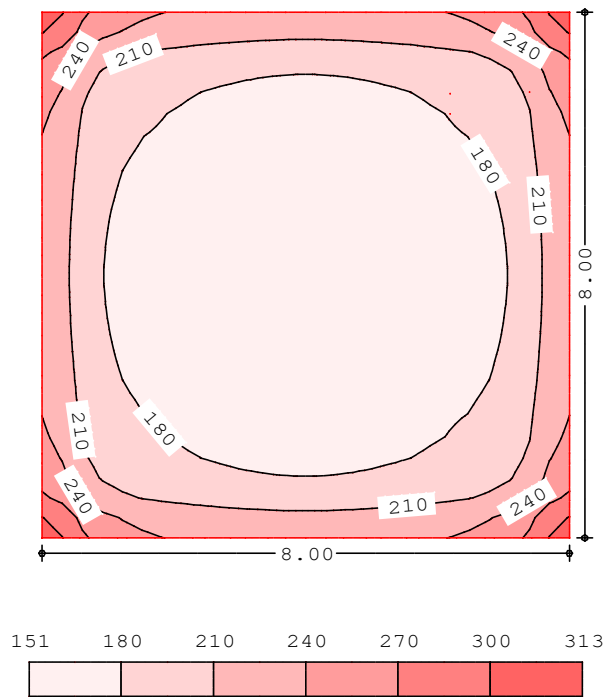
Максимальные значения поперечной силы Q_y , кН/м
 М = 1 :115



Минимальные значения поперечной силы Q_y , кН/м
М = 1 :115



Максимальные значения давления, кПа
М = 1 :115



Максимальная осадка
Максимальное давление

$w_{max} = 5.00$
 $p_{max} = 313.1$

см

кПа

Расчёт по прочности согласно СНиП 52-01-03. Бет. и железобет. констр.

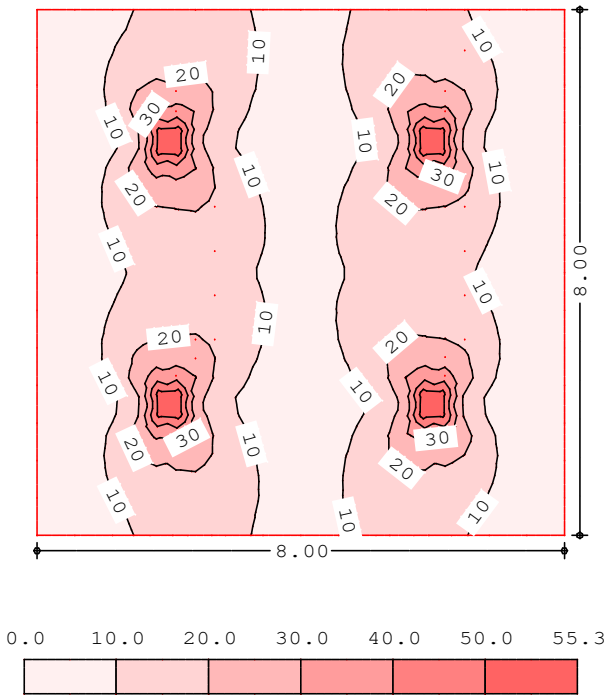
Бетон класса
Продольная арматура класса

В 25
А 500

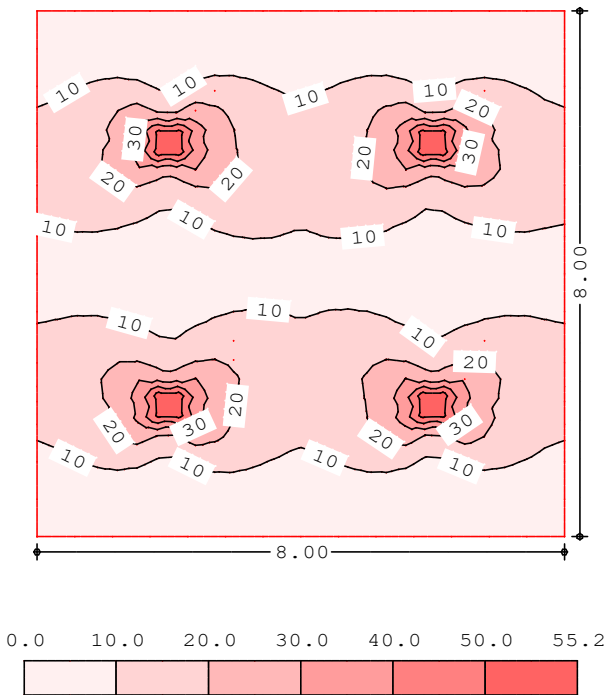
Расстояния до ц.т.
продольной арматуры

Верхняя арматура		Нижняя арматура	
ax[см]	ay[см]	ax[см]	ay[см]
5.0	5.0	5.0	5.0

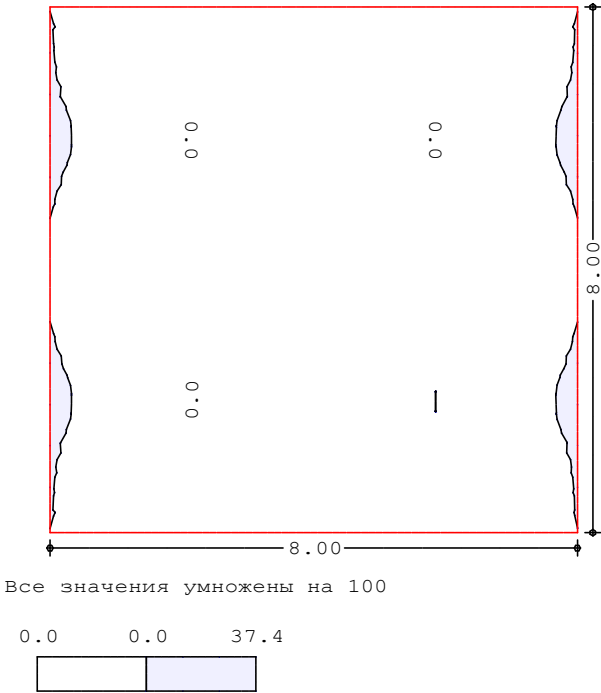
Нижняя арматура Asx, см²/м
М = 1 :115



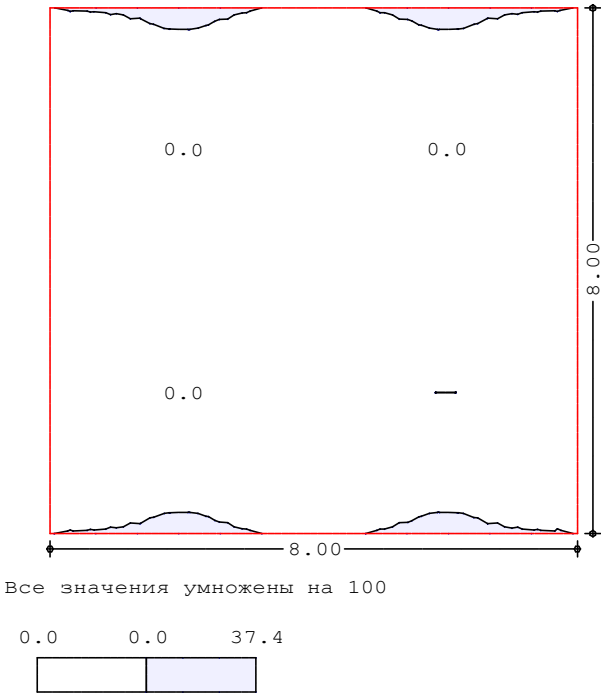
Нижняя арматура Asy, см²/м
М = 1 :115



Верхняя арматура A_{sx} , $\text{см}^2/\text{м}$
М = 1 :115



Верхняя арматура A_{sy} , $\text{см}^2/\text{м}$
М = 1 :115



Нижняя арматура

Мхн	Мун	A_{sx}	A_{sy}
[кНм/м]	[кНм/м]	[$\text{см}^2/\text{м}$]	[$\text{см}^2/\text{м}$]
613.16	613.11	55.25	55.25

Верхняя арматура

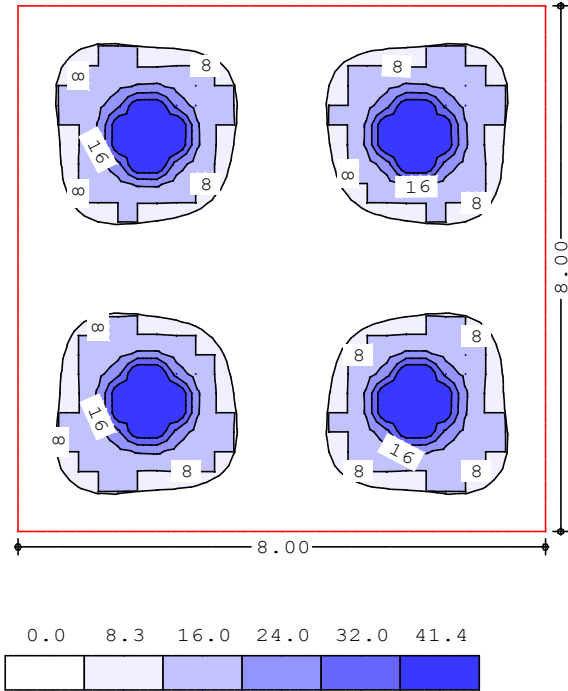
Мхв	Мув	Asx	Asy
[кНм/м]	[кНм/м]	[см ² /м]	[см ² /м]
-5.67	-5.67	0.37	0.37

Определение поперечной арматуры

Поперечная арматура класса

A 400

Поперечная арматура Asw, см²/м²
M = 1 :115



Поперечная арматура под нагрузками

Нагрузка	Тип	№	Q	Qb	Qmax	Asw
			[кН/м]	[кН/м]	[кН/м]	[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	Подобранная		
	As	Диаметр	Шаг	As
	[см ² /м]	[мм]	[мм]	[см ² /м]
x	55.25	12	20	56.55
y	55.25	12	20	56.55

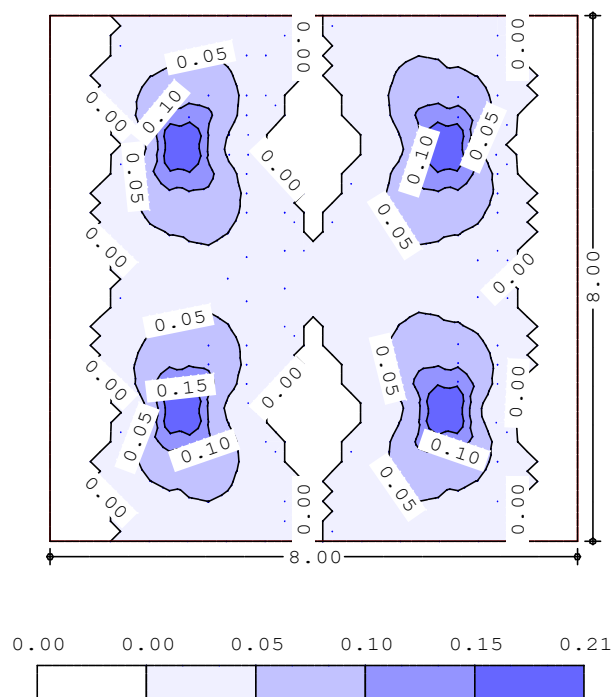
Верхняя арматура

Вдоль	Требуемая	Подобранная		
	As	Диаметр	Шаг	As
	[см ² /м]	[мм]	[мм]	[см ² /м]
x	0.37	12	300	3.77
y	0.37	12	300	3.77

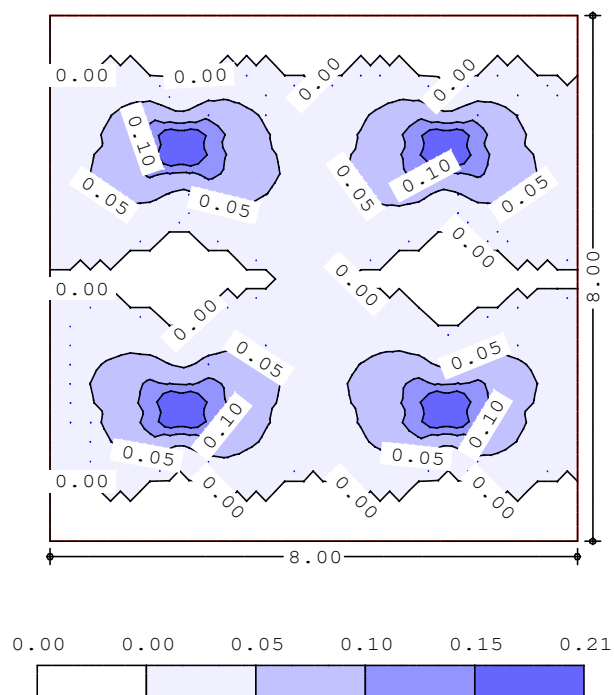
Трещиностойкость

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

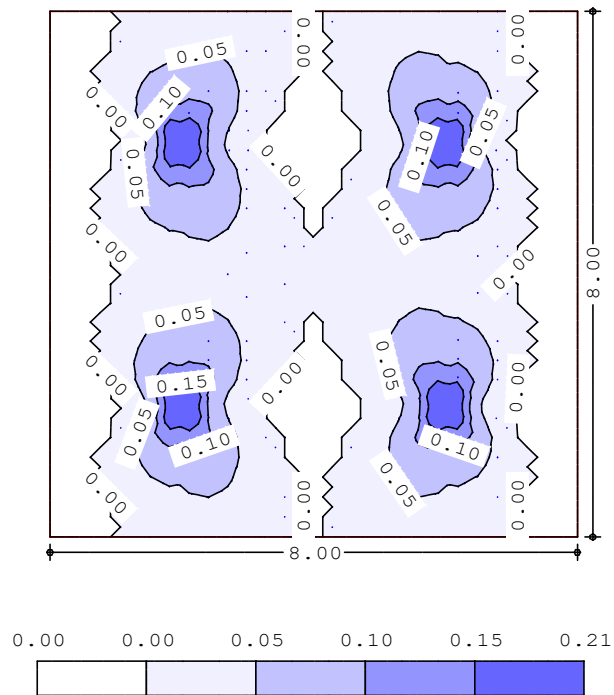
Ширина непродолжительного раскрытия трещин снизу по направл. x, [мм]
 М = 1 :115



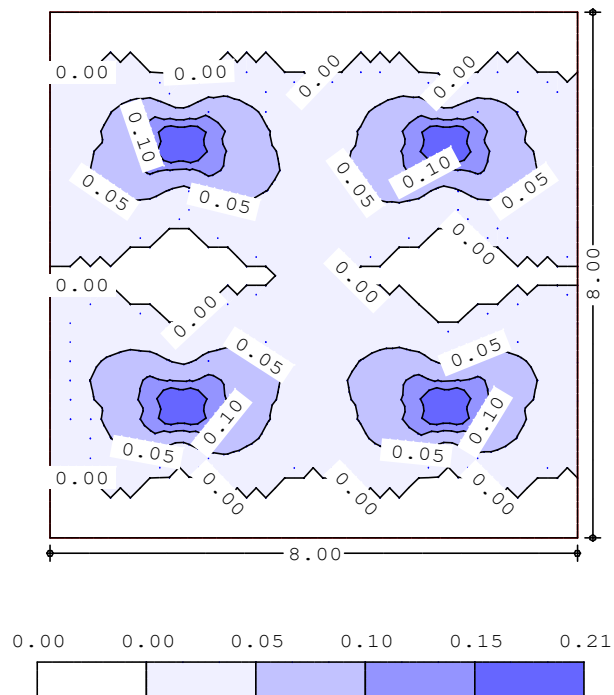
Ширина непродолжительного раскрытия трещин снизу по направл. y, [мм]
 М = 1 :115



Ширина продолжительного раскрытия трещин снизу по направлению x, [мм]
М = 1 :115



Ширина продолжительного раскрытия трещин снизу по направлению y, [мм]
М = 1 :115



Раскрытие трещин
снизу

От	М	Мl	Мсrс	асrс1	асrс2
	[кНм/м]	[кНм/м]	[кНм/м]	[мм]	[мм]
Мх	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	М [кНм/м]	Мl [кНм/м]	Мсгс [кНм/м]	асгс1 [мм]	асгс2 [мм]
Мх	3.6	3.6	0.0	нет трещин	
Му	3.6	3.6	0.0	нет трещин	

Трещиностойкость обеспечена

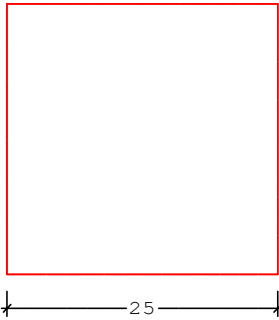
Расчет выполнен модулем 500 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

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

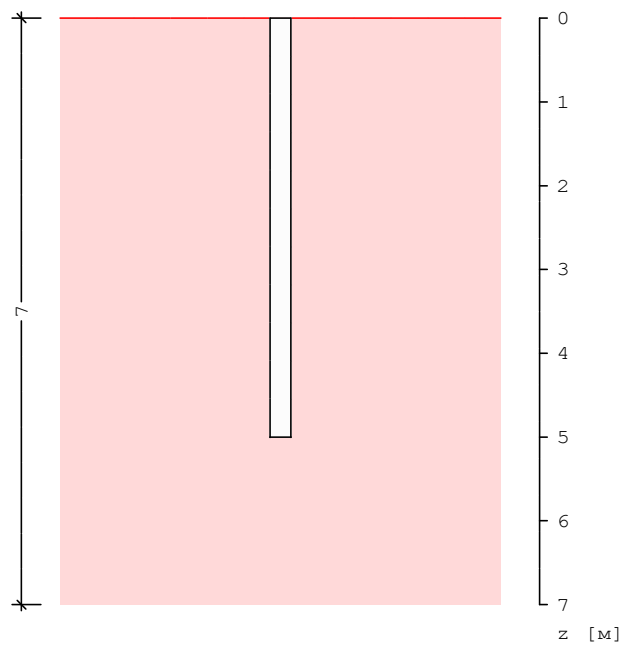
Удельный вес
грунта

Слой	W [%]	e [-]	S _r [-]	γ _s [кН/м3]	γ [кН/м3]
1	5.0	0.52	0.25	26.0	18.0

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

γ_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

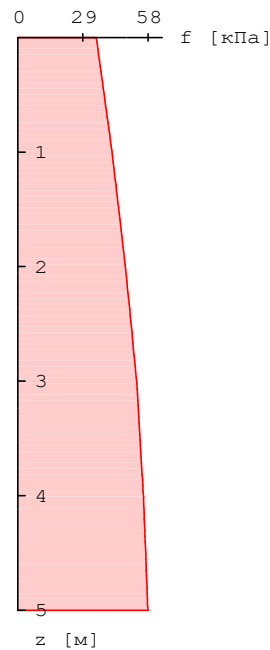
$\gamma_{R,R}$

=

1.00

-

Сопротивление грунта на боковой поверхности сваи f



Сопротивление на боковой поверхности	Слой	z_1	z_2	$\gamma_{R, f}$	f_1	f_2
		[м]	[м]	[-]	[кПа]	[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			γ_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 2026 © ООО Техсофт

Поз. t508

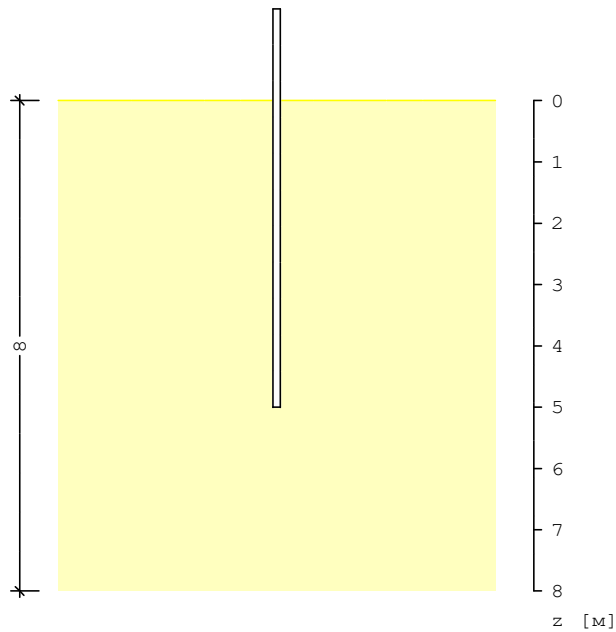
Винтовая свая

<u>Свая</u>	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	γ_s	γ
		[%]	[-]	[-]	[кН/м3]	[кН/м3]
	1	16.0	0.51	0.82	26.0	20.0
Коэффициенты надёжности	$\gamma_g (c)$					
	$\gamma_g (\phi)$					
	$\gamma_g (\gamma)$					
	1.50	1.10	1.10			
Характеристики грунта	Слой	c_{II}	ϕ_{II}	γ_{II}	c_I	ϕ_I
		[кПа]	[град]	[кН/м3]	[кПа]	[град]
	1	7.0	35.0	20.0	4.7	31.8
						γ_I
						[кН/м3]
						18.2

Схема геологического разреза



Рабочая зона лопасти сваи 4.20 <= z <= 5.00 м

Нагрузки

№	Вид нагрузки	γ_f	Группа	Знак
1	Постоянная	1.10		

№	N [кН]	H [кН]	M [кНм]
1	100.0		

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)
	110.0	1 (1.10)

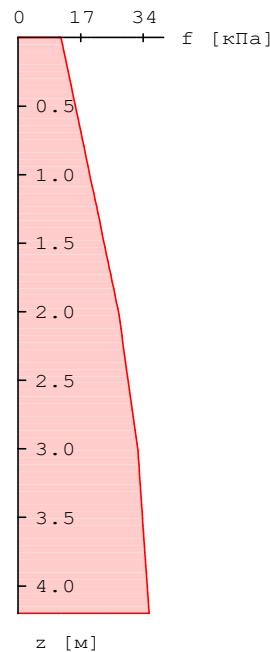
Несущая способность лопасти сваи по формуле (7.18)

$$F_{d0} = (\alpha_1 c_1 + \alpha_2 \gamma_1 h_1) A = 1271.58 \text{ кН}$$

Данные для расчета

α_1 [-]	c_1 [кПа]	α_2 [-]	γ_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



Соппротивление 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 $N \gamma_n \gamma_{c,g} / F_d =$
 $110.0 * 1.00 * 1.40 / 787.8 = 0.195 \leq 1$

Проверка прочности и устойчивости ствола сваи

Комбинация нагрузок	N [кН]	Нагрузка (Коэффициент)
	110.0	1 (1.10)

Условие прочности $\sigma / R_y \gamma_c = 31.8 / 250.0 = 0.127 \leq 1$

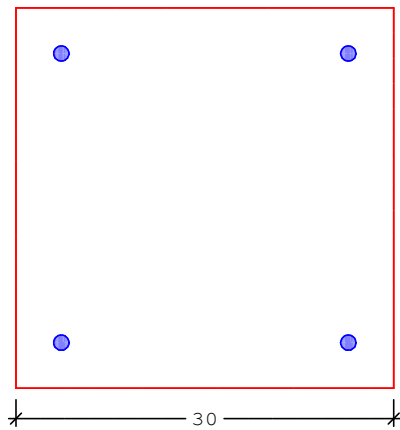
Длина стержня (7.1) $l_1 = l_0 + 2/\alpha_\epsilon = 3.16$ м
Расчетная длина $l_{ef} = 6.33$ м
Условная гибкость $\lambda = 5.646$ -

Условие устойчивости $N / \phi A R_y \gamma_c = 0.534 \leq 1$

Работоспособность сваи обеспечена

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 Ø12
Защитный слой:
a_з = 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

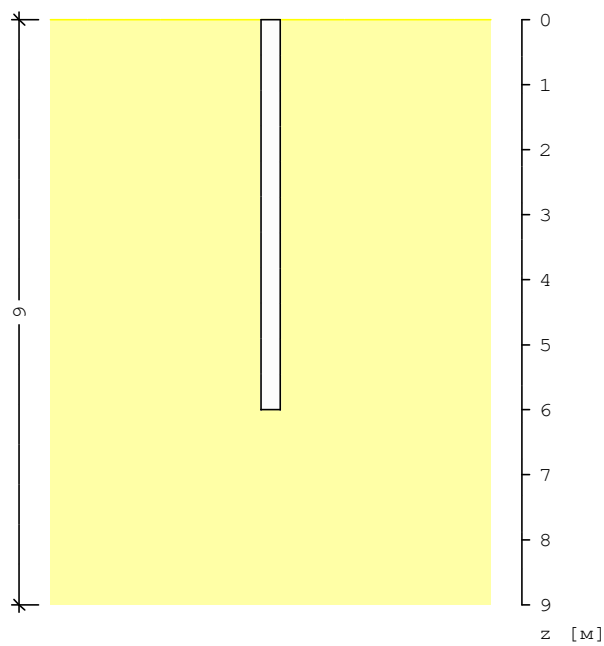
Удельный вес грунта выше уровня подошвы ростверка
расчетное значение $\gamma_0 = 18.0$ кН/м3

Удельный вес грунта	Слой	W [%]	e [-]	S _r [-]	γ_s [кН/м3]	γ [кН/м3]
	1	10.0	0.51	0.51	26.0	19.0

Коэффициенты надёжности	$\gamma_g(c)$	$\gamma_g(\phi)$	$\gamma_g(\gamma)$
	1.50	1.15	1.10

Характеристики грунта	Слой	c _{II} [кПа]	ϕ_{II} [град]	γ_{II} [кН/м3]	c _I [кПа]	ϕ_I [град]	γ_I [кН/м3]
	1	2.0	39.0	19.0	1.3	33.9	17.3

Схема геологического разреза



Нагрузки

№	Вид нагрузки	γ_f	Группа	Знак
1	Постоянная	1.10		

№	N [кН]	H ₁ [кН]	H ₂ [кН]	M ₁ [кНм]	M ₂ [кНм]
1	150.0				

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 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

η [кН/м2]	A [м2]	M [-]	E _d [кДж]	ε^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)
	165.0	1 (1.10)

Условие прочности $N_0 \gamma_n \gamma_{c, g} / F_d =$

$$179.8 * 1.00 * 1.20 / 248.6 = 0.868 \leq 1$$

Проверка прочности материала сваи

Комбинация нагрузок	N [кН]	Нагрузка (Коэффициент)
	165.0	1 (1.10)

Сжимающая сила $N_0 / N_{0u} = 179.8 / 1711 = 0.105 \leq 1$

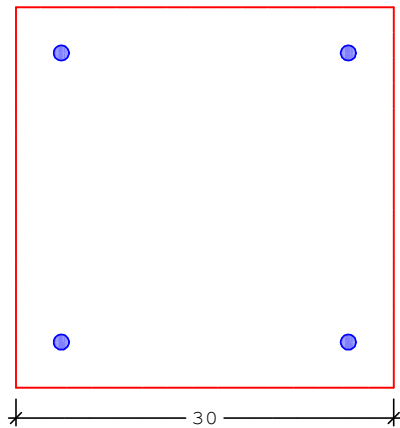
Работоспособность сваи обеспечена

Расчет выполнен модулем 509 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

Поз. t510

Подбор сваи

Свая	Вид сваи	висячая забивная железобетонная свая		
	Ширина сечения сваи	d	=	30 см
	Длина сваи	l	=	8.00 м
Арматура	Число стержней	n _s	=	4 -
	Диаметр стержней	d _s	=	12 мм
	Защитный слой бетона	a _з	=	30 мм



Стержни: 4 Ø12
Защитный слой:
a_з = 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	Название слоя	h [м]	Вид грунта
1	тиот	3.00	Суглинок просадочный
2		10.00	Глина полутвердая

Удельный вес грунта выше уровня подошвы

ростверка

нормативное значение

γ_{0n}

=

20.0

кН/м3

расчетное значение

γ_0

=

18.0

кН/м3

Удельный вес
грунта

Слой	W [%]	e [-]	S _r [-]	γ _s [кН/м3]	γ [кН/м3]	γ _{sat} [кН/м3]
1	4.0	0.50	0.21	26.0	18.0	20.7
2	15.0	0.66	0.59	26.0	18.0	

γ_{sat} - удельный вес водонасыщенного грунта

Консистенция
глинистого грунта

Слой	W _p [%]	W _L [%]	I _p [%]	I _L [-]	I _{Lsat} [-]
1	5.0	13.0	8.0	-0.12	1.55
2	10.0	30.0	20.0	0.25	

I_{Lsat} - показатель текучести водонасыщенного грунта

Примечание
Сопротивление просадочного грунта определяется при показателе текучести I_{Lsat}

Примечание
Сопротивление грунта при показателе текучести > 1 не учитывается

Коэффициенты
надёжности

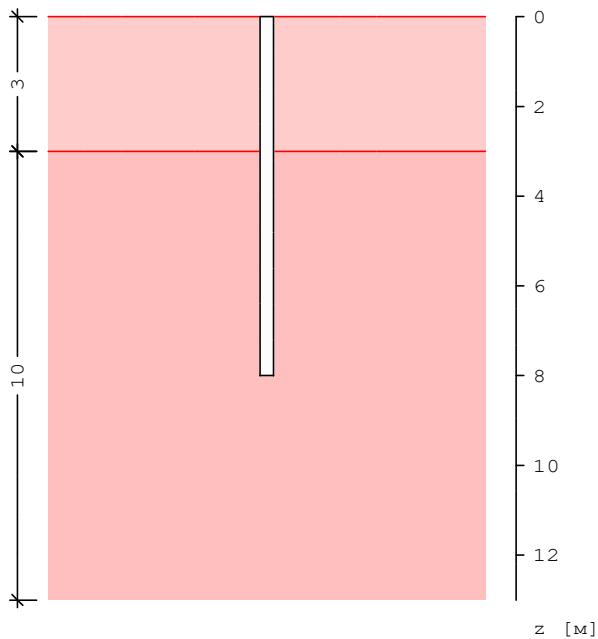
$\gamma_g(c)$	$\gamma_g(\phi)$	$\gamma_g(\gamma)$
1.50	1.15	1.10

Характеристики грунта

Слой	c _{II} [кПа]	φ _{II} [град]	γ _{II} [кН/м3]	c _I [кПа]	φ _I [град]	γ _I [кН/м3]	E [МПа]	ν [-]
1	5.0	20.0	20.7	3.3	17.4	18.8	29.0	0.35
2	15.0	25.0	18.0	10.0	21.7	16.4	20.0	0.30

Примечание
Значения c и φ для просадочного грунта задаются для состояния грунта при полном водонасыщении

Схема геологического разреза



Нагрузки

№	Вид нагрузки	γ_f	Группа	Знак
1	Постоянная	1.10		

№	N [кН]	H ₁ [кН]	H ₂ [кН]	M ₁ [кНм]	M ₂ [кНм]
1	300.0	10.0	10.0		

Вес сваи
 G
 =
 18.0
 кН

Коэффициент надежности
 γ_f
=
 1.10
 -

Расчет

Согласно СП 24.13330.2021, СП 63.13330.2018, СП 20.13330.2016

Бетон
 В 25 (тяжелый)

Коэффициент условий работы
 γ_b
=
 0.900
 -

Арматура
 А500

Сопротивление бетона
 $\gamma_b R_b$
=
 13.05
 МПа

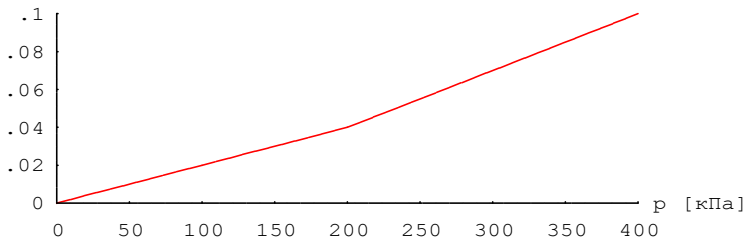
Сопротивление арматуры
 R_s
=
 435
 МПа

R_{sc}
=
 400
 МПа

Определение отрицательной силы трения просадочного грунта согласно СП 24.13330.2011

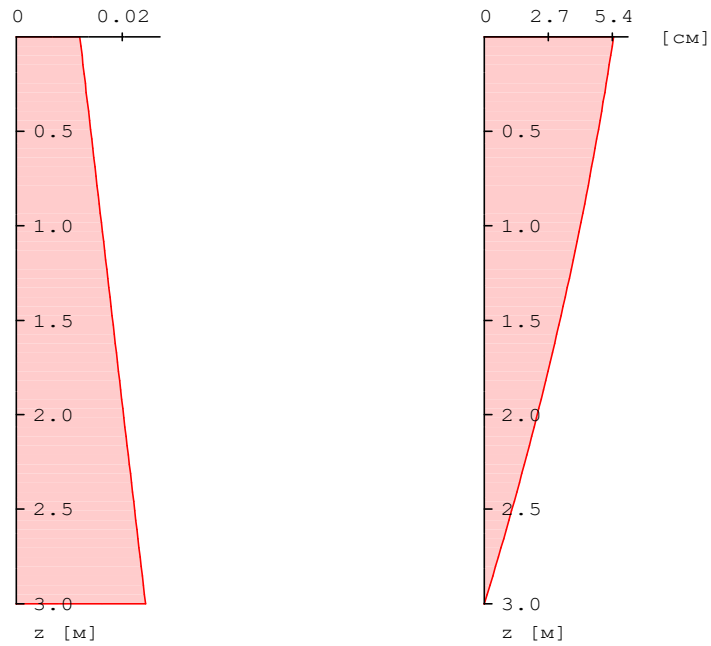
Слой	Относительная просадочность ε_{sl} (Давление p)		
1	0.020 (100.0)	0.040 (200.0)	0.100 (400.0)

График зависимости $\varepsilon_{sl} = f(p)$



Относительная просадочность ϵ_{s1}

Просадка s_{s1}



Тип грунтовых условий по просадочности

II тип

Просадка грунта

s_{s1}

=

5.5

см

Отрицательное трение грунта учитывается до глубины

h_{s1}

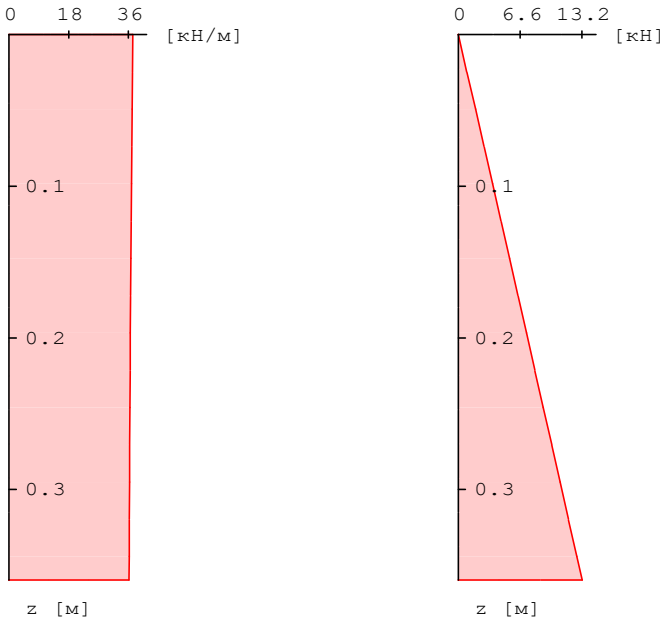
=

0.36

м

Погонная сила трения $u\tau$

Суммарная сила трения



Погонная
сила трения

Слой	z_1 [м]	z_2 [м]	ζ_1 [-]	ζ_2 [-]	$u\tau_1$ [кН/м]	$u\tau_2$ [кН/м]
1	0.00	0.36	1.65	1.41	37.4	36.2

Сила трения

$P_n = u\sum \tau_i h_i$

=

13.2

кН

при u

=

120.0

см

Коэффициент условий работы γ_c

=

0.03

-

$\gamma_c P_n = 0.4 \text{ кН}$

Примечание Значение γ_c определено при $s_u = 8.0 \text{ см}$

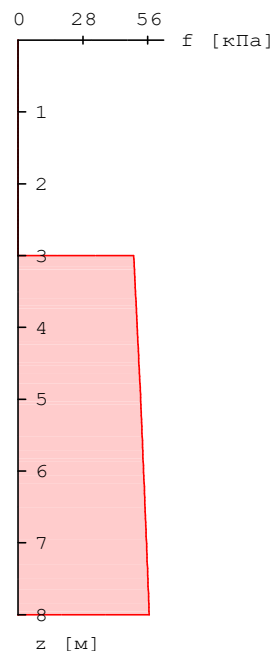
Проверка прочности грунта основания сваи при сжимающей нагрузке

Комбинация нагрузок	N [кН]	Нагрузка (Коэффициент)
	330.0	1 (1.10)

Сопротивление грунта под концом сваи
 $R = 4.36 \text{ МПа}$
при глубине заложения $h = 11.00 \text{ м}$

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]
	2	3.00	8.00	1.00	50.0	56.7

Примечание Значение f для просадочного грунта при глубине расположения слоя $> 5 \text{ м}$ принимается для глубины 5 м

Площадь опирания на грунт $A = 900.0 \text{ см}^2$
Периметр сечения сваи $u = 120.0 \text{ см}$

Коэффициент условий работы сваи при сжатии
 $\gamma_c = 1.00 -$

Несущая способность сваи
 $F_d = F_{dR} + F_{df} = 392.4 + 321.1 = 713.5 \text{ кН}$

Условие прочности $N_0 \gamma_n \gamma_{c,g} / F_d =$
 $350.2 * 1.00 * 1.40 / 713.5 = 0.687 \leq 1$

Проверка допустимости давления на грунт боковой поверхностью сваи

Комбинация нагрузок	N [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 [кН/м3]	
1	0.00	3.00	0	0	-
2	3.00	8.00	5000	15000	-

Примечание

Коэффициент постели $c_z = Kz$

Условная ширина сваи $b_p = 1.5d + 50 = 95.0$ см

Модуль упругости $E = 30.00$ ГПа

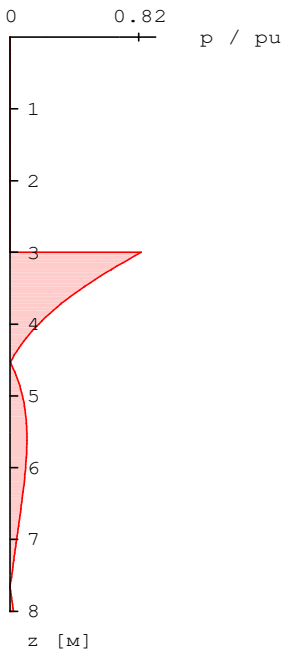
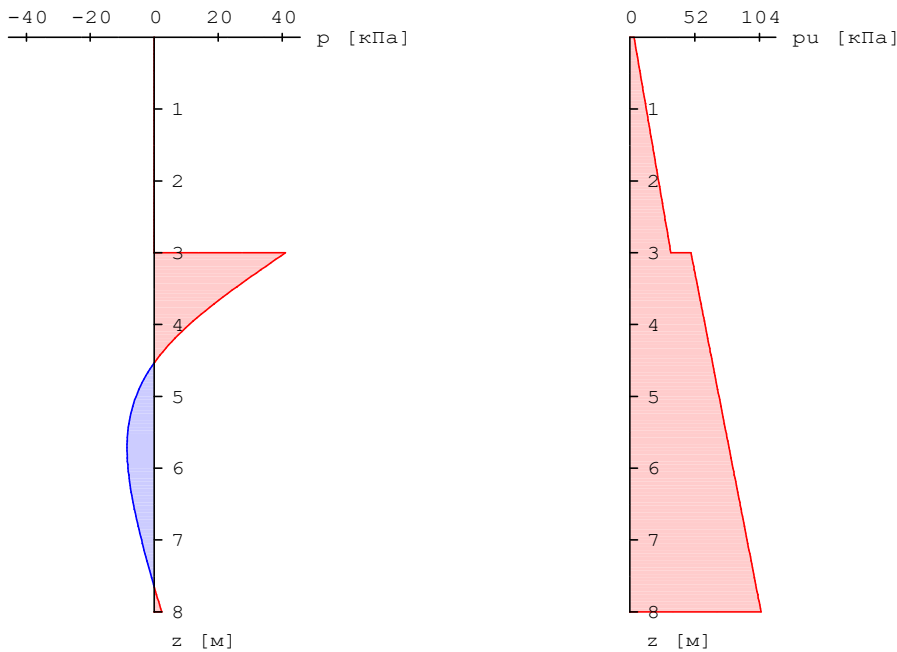
Жесткость сваи $EI = 20.25$ МНм²

Коэффициент деформации $\alpha_\epsilon = 0.748$ 1/м

при $K = 5000$ кН/м⁴

$(1 - 3.00) \alpha_\epsilon = 3.74$ -

Давление p Предельное давление p_u



Коэффициенты в условии допустимости давления (Б.8)
 $\eta_1 = 1.0$ $\eta_2 = 0.400$ $\xi = 0.6$

η_2 определяется по формуле (Б.9) приложения Б при
 $n = 2.50$ -
 $M_c = 62.4$ кНм $M_t = 0.0$ кНм

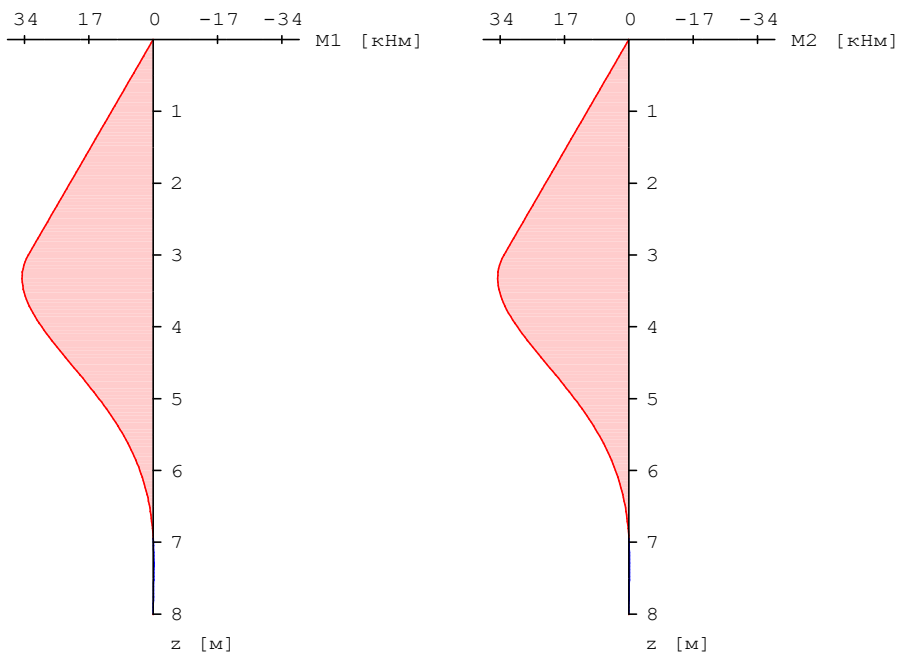
Условие допустимости $p / p_u = 7.7 / 61.8 = 0.125 \leq 1$
при $z = 3.00 + 0.85 / \alpha_\epsilon = 4.14$ м

Примечание Проверка проведена для глубины, указанной в нормах

Проверка прочности материала сваи

Комбинация нагрузок	N [кН]	Нагрузка (Коэффициент)
	330.0	1 (1.10)

Изгибающие моменты



Сжимающая сила $N_0 / N_{0u} = 330.0 / 334.7 = 0.986 \leq 1$

Момент M_1 $M_1 / M_{1u} = 34.7 / 35.2 = 0.986 \leq 1$

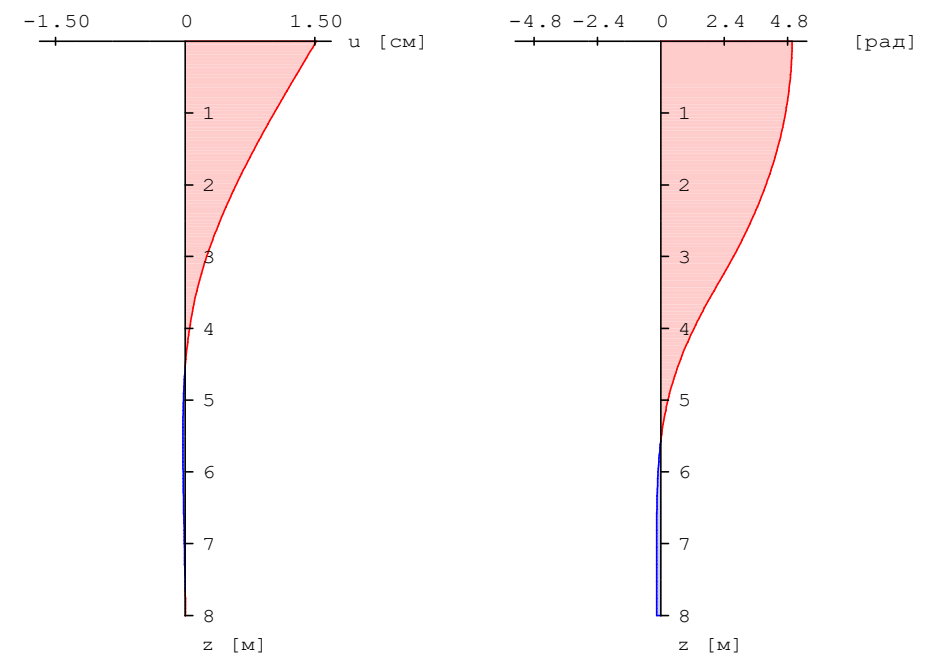
Момент M_2 $M_2 / M_{2u} = 34.7 / 35.2 = 0.986 \leq 1$

при $z = 3.33$ 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 $\psi \times 1000$



Перемещение

$u_0 / u_u = 1.52 / 3.00 = 0.506 \leq 1$

Угол поворота

$\psi_0 / \psi_u = 0.0050 / 0.0050 = 0.994 \leq 1$

Проверка трещиностойкости сваи

Комбинация нагрузок	Нагрузка (Коэффициент)						
	1 (1.00)						
Усилия в свае	z [м]	N [кН]	M ₁ [кНм]	M ₂ [кНм]	N _{дл} [кН]	M _{1,дл} [кНм]	M _{2,дл} [кНм]
	3.33	300.0	31.5	31.5	300.0	31.5	31.5
Расчет по образованию трещин	N _{crc} [кН]	M _{1,crc} [кНм]	M _{2,crc} [кНм]	Трещины			
	300.0	17.2	17.2	образуются			
Непродолж. раскрытие	a _{c1} / a _{c1,u} = 0.415 / 0.500 = 0.830 <= 1						
Продолж. раскрытие	a _{c2} / a _{c2,u} = 0.415 / 0.500 = 0.830 <= 1						

Проверка допустимости осадки сваи

Комбинация нагрузок	N [кН]		Нагрузка (Коэффициент)	
	300.0		1 (1.00)	
Расчетный диаметр сваи		d	=	33.9 см
Модули сдвига и коэфф. Пуассона	G ₁ [МПа]	ν ₁ [-]	G ₂ [МПа]	ν ₂ [-]
	8.84	0.32	7.69	0.30
Расчетная нагрузка		N	=	331.2 кН
Параметр		κ = G ₁ l/G ₂ d = 30.63 -		
Осадка сваи (7.34)		s = βN/G ₁ l = 0.36 см		
		β = 0.761 -		

Условие допустимости

$s / s_u = 0.36 / 8.0 = 0.045 \leq 1$

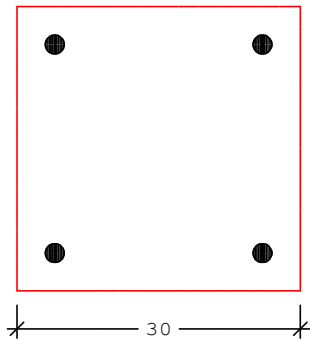
Работоспособность сваи обеспечена

Расчет выполнен модулем 510 программы СТАТИКА 2026 © 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



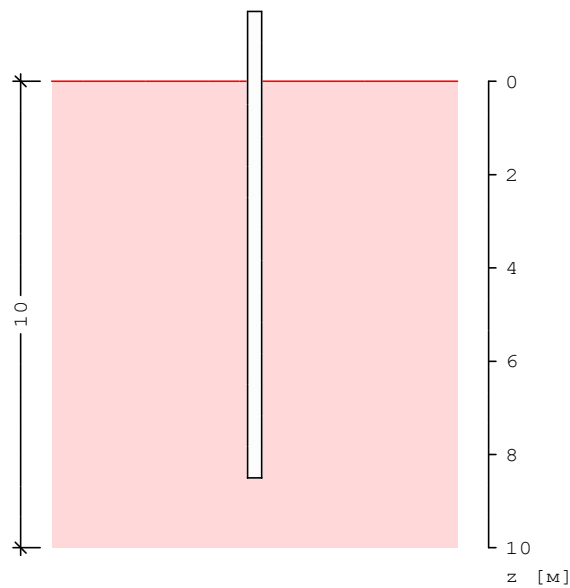
Стержни: 4 ϕ 20
Защитный слой:
a_з = 30 мм

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

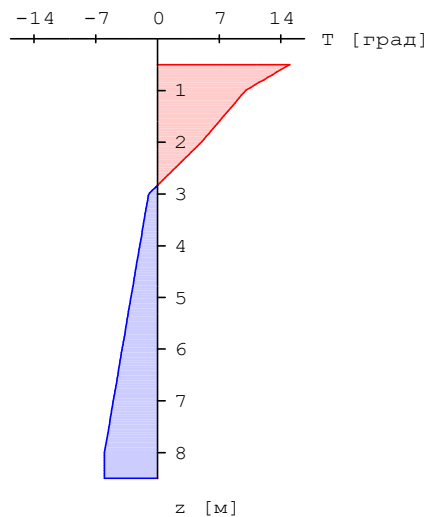


Характеристики грунта

Слой	ρ_s [кг/м3]	ρ [кг/м3]	ρ_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	γ_f	Группа
	1	Постоянная	1.10	

№	N	N ₁	N ₂	M ₁	M ₂
	[кН]	[кН]	[кН]	[кНм]	[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 **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

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 γ_t по формуле (П.1)

$$\gamma_t = 1.15(1 + v^2) - 1.61v[\ln(\tau/v)]^{1/2}$$

$$v = 0.45[(T_{bf} - T_0')/A]^{1/3} \sigma D_e / [T_{bf} - T_e - 0.24(T_{bf} - T_e)^{1/2}]$$

z'	$C_f \cdot 10^{-6}$	λ_f	T_{bf}	T_0'	D_e	T_e	v
[м]	[Дж/(м ³ °C)]	[Вт/(м°С)]	[°C]	[°C]	[-]	[°C]	[-]
5.64	1.781	1.338	-0.17	-5.00	0.640	-3.65	0.258

C_f, λ_f - средние по глубине характеристики грунта
 $T_0' = T_0 + \Delta T$ согласно (Д.1а), ΔT принимается по табл.Д.2
 $T_e = T_{ср}$

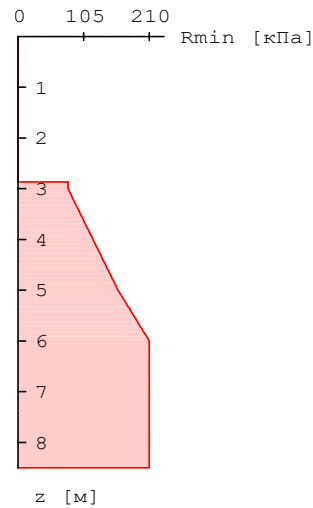
Температурный коэффициент $\gamma_t = 0.272$ -

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

Соппротивление сдвигу $R_{min} = \min(R_{af}, R_{sh})$



Соппротивление 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 соппротивления сдвигу

$$\sum R_{min,i} h_i = 1153.2 \quad \text{кН}$$

Коэффициент условий работы $\gamma_c = 1.00$ -

Несущая способность сваи

$$F_u = F_{uR} + F_{uRmin} = 33.7 + 313.9 = 347.6 \quad \text{кН}$$

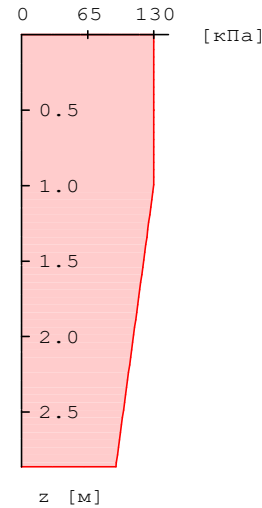
Условие прочности $F\gamma_n / F_u = 244.8 \cdot 1.10 / 347.6 = 0.775 \leq 1$

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 τ_{fh}



Силы пучения	Слой	z_1	z_2	I_L	S_r	$\tau_{fh,1}$	$\tau_{fh,2}$
		[м]	[м]	[-]	[-]	[кПа]	[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

$\gamma_n \cdot (F_{fh} - F) / F_r =$
0.178
<=
1

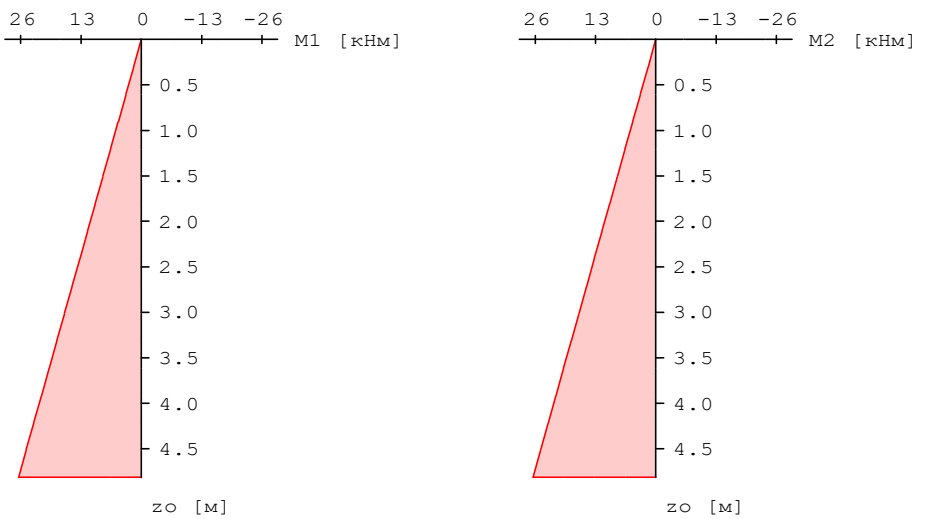
Проверка прочности материала сваи согласно СП 63

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	N	M_1	M_2	$N_{дл}$	$M_{1дл}$	$M_{2дл}$
	[м]	[кН]	[кНм]	[кНм]	[кН]	[кНм]	[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

$l_o =$
9.62
м

Жесткости

$E_b I =$
20.25
МНм²

$E_s I_s =$
3.04
МНм²

Расчетные моменты	Пл.	δ_e	φ_1	D	N_{cr}	η	$\eta \cdot M$
				[МНм ²]	[кН]		[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)

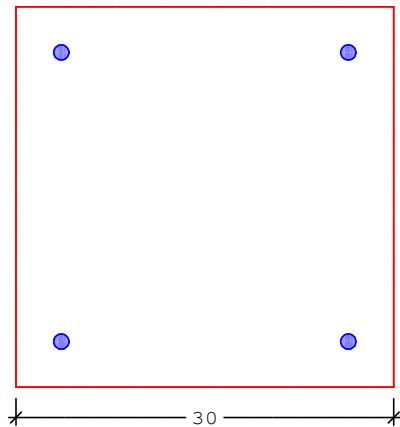
Усилия	<table><tr><td>z_0 [м]</td><td>N [кН]</td><td>M_1 [кНм]</td><td>M_2 [кНм]</td><td>$N_{дл}$ [кН]</td><td>$M_{1,дл}$ [кНм]</td><td>$M_{2,дл}$ [кНм]</td></tr><tr><td>4.81</td><td>200.0</td><td>24.1</td><td>24.1</td><td>200.0</td><td>24.1</td><td>24.1</td></tr></table>	z_0 [м]	N [кН]	M_1 [кНм]	M_2 [кНм]	$N_{дл}$ [кН]	$M_{1,дл}$ [кНм]	$M_{2,дл}$ [кНм]	4.81	200.0	24.1	24.1	200.0	24.1	24.1
z_0 [м]	N [кН]	M_1 [кНм]	M_2 [кНм]	$N_{дл}$ [кН]	$M_{1,дл}$ [кНм]	$M_{2,дл}$ [кНм]									
4.81	200.0	24.1	24.1	200.0	24.1	24.1									
Расчет по образованию трещин	<table><tr><td>$N_{срс}$ [кН]</td><td>$M_{1,срс}$ [кНм]</td><td>$M_{2,срс}$ [кНм]</td><td>Трещины</td></tr><tr><td>200.0</td><td>15.3</td><td>15.3</td><td>образуются</td></tr></table>	$N_{срс}$ [кН]	$M_{1,срс}$ [кНм]	$M_{2,срс}$ [кНм]	Трещины	200.0	15.3	15.3	образуются						
$N_{срс}$ [кН]	$M_{1,срс}$ [кНм]	$M_{2,срс}$ [кНм]	Трещины												
200.0	15.3	15.3	образуются												
Непродолж. раскрытие	$a_{c1} / a_{c1,u} = 0.118 / 0.300 = 0.395 \leq 1$														
Продолж. раскрытие	$a_{c2} / a_{c2,u} = 0.118 / 0.200 = 0.592 \leq 1$														
Работоспособность сваи обеспечена															

Расчет выполнен модулем 511 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

Поз. t512

Короткая железобетонная свая

Свая	Вид сваи	висячая забивная железобетонная свая		
	Ширина сечения сваи	d	=	30 см
	Длина сваи	l	=	2.00 м
Арматура	Число стержней	n_s	=	4 -
	Диаметр стержней	d_s	=	12 мм
	Защитный слой бетона	a_s	=	30 мм



Стержни: 4 Φ 12
Защитный слой:
 $a_s = 30$ мм

Свая погружается молотом

Принимается шарнирное сопряжение сваи с ростверком

Слой	h [м]	Вид грунта			
1	5.00	Глина полутвердая			

Слой	W [%]	e [-]	S _r [-]	γ _s [кН/м3]	γ [кН/м3]
1	15.0	0.66	0.59	26.0	18.0

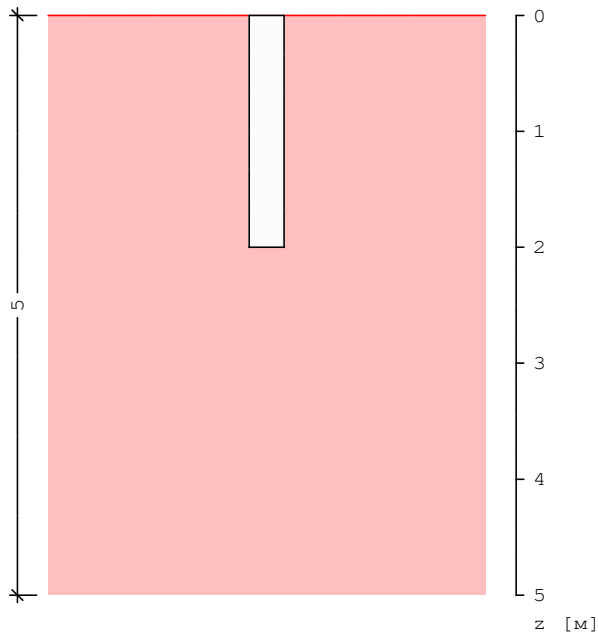
Слой	W _p [%]	W _L [%]	I _p [%]	I _L [-]
1	10.0	30.0	20.0	0.25

Коэффициенты надёжности	$\gamma_g (c)$	$\gamma_g (\varphi)$	$\gamma_g (\gamma)$
	1.50	1.15	1.10

Характеристики грунта

Слой	c_{II} [кПа]	φ_{II} [град]	γ_{II} [кН/м3]	c_I [кПа]	φ_I [град]	γ_I [кН/м3]	E [МПа]	ν [-]
1	15.0	25.0	18.0	10.0	21.7	16.4	20.0	0.30

Схема геологического разреза



Нагрузки

№	Вид нагрузки	γ_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 $G = 4.5$ 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 **A500**
Сопротивление бетона $\gamma_b R_b = 13.05$ МПа
Сопротивление арматуры $R_s = 435$ МПа
 $R_{sc} = 400$ МПа

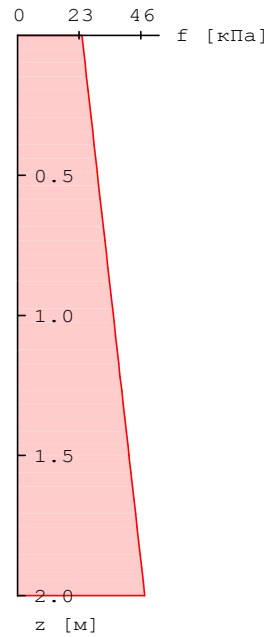
Проверка прочности грунта основания сваи при сжимающей нагрузке

Комбинация нагрузок	N [кН]	Нагрузка (Коэффициент)
	220.0	1 (1.10)

Сопротивление грунта под концом сваи по таблице 7.21 $R = 2.981$ 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	2.00	1.00	24.0	47.5

Коэффициент условий работы сваи при сжатии
 $\gamma_c = 1.00$ -
Несущая способность сваи
 $F_d = F_{dR} + F_{df} = 268.3 + 85.8 = 354.1$ кН

Условие прочности $N_0 \gamma_n \gamma_{c, g} / F_d =$
 $225.0 * 1.00 * 1.40 / 354.1 = 0.889 \leq 1$

Проверка устойчивости сваи при морозном пучении

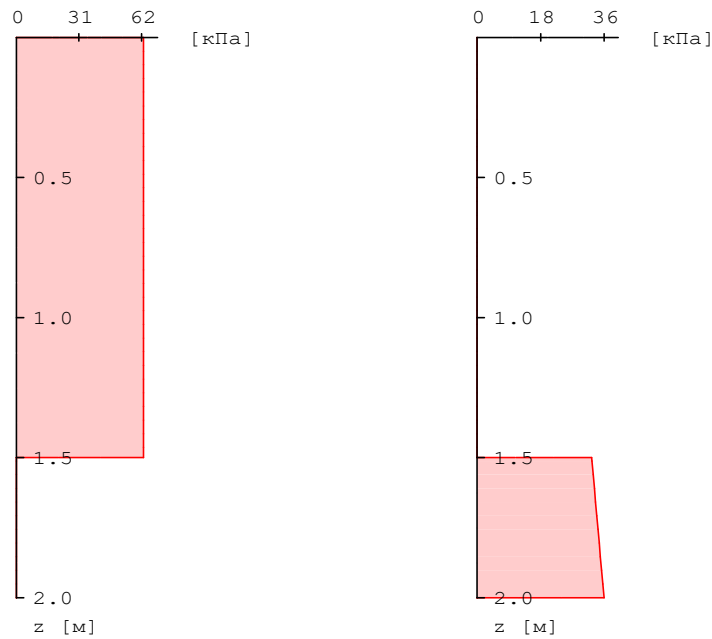
Глубина сезонного промерзания-оттаивания $d_{th} = 1.50$ м

Комбинация нагрузок	N [кН]	Нагрузка (Коэффициент)
	220.0	1 (1.10)

Расчетная нагрузка $F = 0.9 * (N + G) = 202.1$ кН

Силы пучения τ_{fh}

Удерживающие силы f



Силы пучения и удерживающие силы

Слой	z_1 [м]	z_2 [м]	τ_{fh1} [кПа]	τ_{fh2} [кПа]	f_1 [кПа]	f_2 [кПа]
1	0.00	1.50	63.0	63.0	0.0	0.0
	1.50	2.00	0.0	0.0	32.5	36.0

Коэффициент при определении τ_{fh}

= 0.900 -

Суммарная сила пучения F_{fh}

= 113.4 кН

Суммарная удерживающая сила F_{rf}

= 20.5 кН

Условие устойчивости $1.1 * (F_{fh} - F) / F_{rf} = -4.745 \leq 1$

Проверка прочности материала сваи

Комбинация нагрузок	N [кН]	Нагрузка (Коэффициент)
	220.0	1 (1.10)

Сжимающая сила $N_0 / N_{0u} = 225.0 / 1355 = 0.166 \leq 1$

Проверка допустимости осадки сваи

Комбинация нагрузок	N [кН]	Нагрузка (Коэффициент)
	200.0	1 (1.00)

Расчетный диаметр сваи $d = 33.9$ см

Модули сдвига и коэфф. Пуассона	G_1 [МПа]	ν_1 [-]	G_2 [МПа]	ν_2 [-]
	7.69	0.30	7.69	0.30

Расчетная нагрузка $N = 204.5$ кН

Параметр $\kappa = G_1 l / G_2 d = 6.67$ -

Осадка сваи (7.38) $s = \zeta' N / G_2 d = 0.57$ см

$\zeta' = 0.073$ -

Условие допустимости $s / s_u = 0.57 / 5.0 = 0.114 \leq 1$

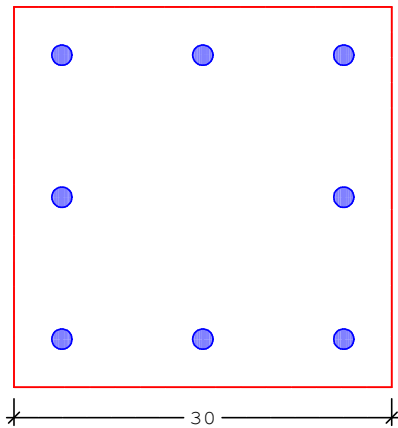
Работоспособность сваи обеспечена

Расчет выполнен модулем 512 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

Поз. t513

Свая опоры ЛЭП

	Опора ЛЭП			анкерная
Размеры сваи	Ширина сечения	d	=	30 см
	Длина	l	=	6.00 м
Арматура	Число стержней	n _s	=	8 -
	Диаметр стержней	d _s	=	16 мм
	Защитный слой бетона	аз	=	30 мм



Стержни: 8 Ø16
Защитный слой:
аз = 30 мм

Свая погружается молотом

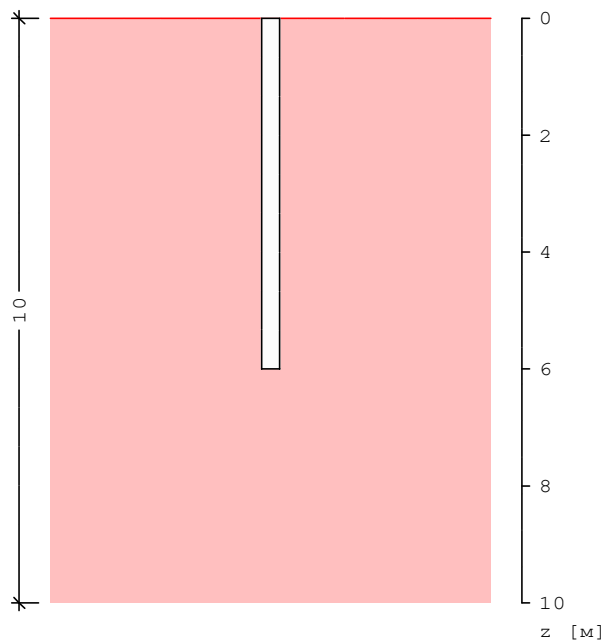
Принимается шарнирное сопряжение сваи с ростверком

Грунт	Слой	h [м]	Вид грунта		
	1	10.00	Глина полутвердая		
Удельный вес грунта	Слой	W [%]	e [-]	S _r [-]	γ _s [кН/м3]
	1	15.0	0.66	0.59	26.0
Консистенция глинистого грунта	Слой	W _p [%]	W _L [%]	I _p [%]	I _L [-]
	1	10.0	30.0	20.0	0.25
Коэфф. надежности	γ _g (с)		γ _g (φ)		γ _g (γ)
	1.50		1.15		1.10

Характеристики грунта

Слой	c _{II} [кПа]	φ _{II} [град]	γ _{II} [кН/м3]	c _I [кПа]	φ _I [град]	γ _I [кН/м3]	E [МПа]	ν [-]
1	15.0	25.0	18.0	10.0	21.7	16.4	20.0	0.30

Схема геологического разреза



Нагрузки

№	Вид нагрузки	γf	Группа	Знак
1	Постоянная	1.10		

№	N [кН]	N ₁ [кН]	N ₂ [кН]	M ₁ [кНм]	M ₂ [кНм]
1	100.0	20.0		20.0	

Вес сваи $G = 13.5$ кН
Коэффициент надежности $\gamma_f = 1.10$ -

Расчет

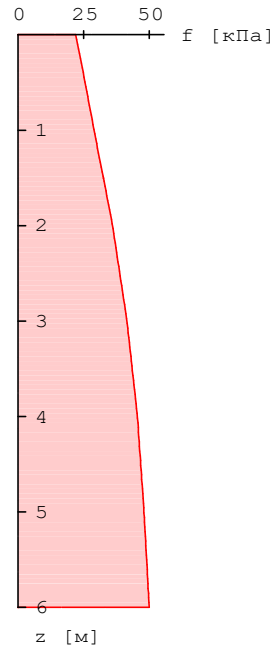
Согласно СП 24.13330.2021, СП 63.13330.2018, СП 20.13330.2016

Бетон **В 25 (тяжелый)**
Коэффициент условий работы $\gamma_b = 0.900$ -
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	N [кН]	Нагрузка (Коэффициент)
	110.0	1 (1.10)

Сопротивление грунта под концом сваи $R = 3.60$ МПа
Коэффициент условий работы $\gamma_{R,R} = 1.00$ -
Сопротивление грунта на боковой поверхности сваи f



Соппротивление 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	6.00	1.00	1.00	22.0	50.0

$\gamma_{R,f1}$ – дополнительный коэффициент условий работы

Коэффициент условий работы сваи при сжатии $\gamma_c = 1.00$ –

Несущая способность сваи

$$F_d = F_{dR} + F_{df} = 324.0 + 283.2 = 607.2 \text{ кН}$$

Условие прочности $N_0 \gamma_n \gamma_{c,g} / F_d = 124.9 * 1.00 * 1.40 / 607.2 = 0.288 \leq 1$

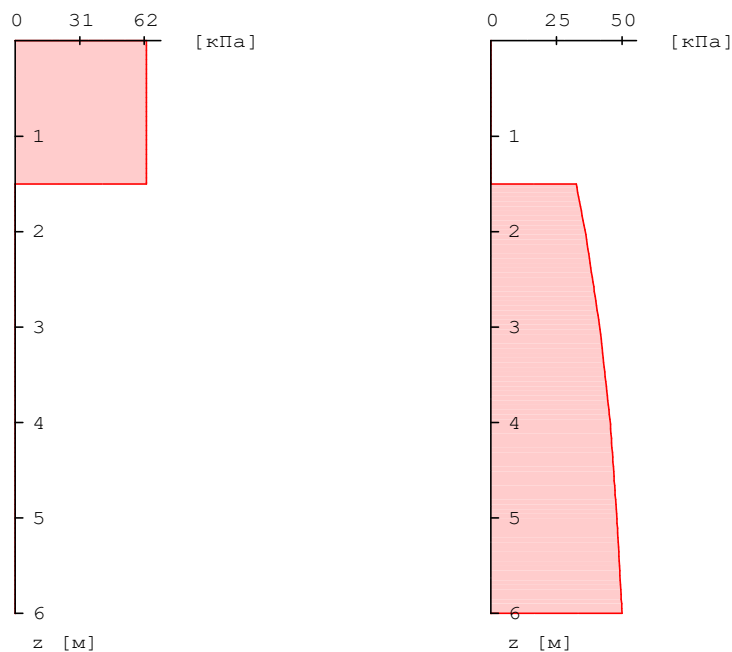
Проверка устойчивости сваи при морозном пучении

Глубина сезонного промерзания-оттаивания $d_{th} = 1.50 \text{ м}$

Комбинация нагрузок	N [кН]	Нагрузка (Коэффициент)
	110.0	1 (1.10)

Расчетная нагрузка $F = 0.9 * N = 99.0 \text{ кН}$

Силы пучения τ_{fh} Удерживающие силы f



Силы пучения и
удерживающие силы

Слой	z ₁ [м]	z ₂ [м]	τ _{fh1} [кПа]	τ _{fh2} [кПа]	f ₁ [кПа]	f ₂ [кПа]
1	0.00	1.50	63.0	63.0	0.0	0.0
1	1.50	6.00	0.0	0.0	32.5	50.0

Коэффициент при определении τ_{fh} = 0.900 -

Суммарная сила пучения F_{fh} = τ_{fh}A_{fh} = 113.4 кН
Суммарная удерживающая сила F_{rf} = 234.1 кН

Условие устойчивости 1.1 * (F_{fh} - F) / F_{rf} = 0.068 <= 1

Проверка допустимости давления на грунт боковой поверхностью свай

Комбинация нагрузок	H [кН]	M [кНм]	Нагрузка (Коэффициент)
	22.0	22.0	1 (1.10)

Коэффициент постели	Слой	от z [м]	до z [м]	K [кН/м ⁴]	C _z [кН/м ³]
	1	0.00	6.00	5000	0 - 30000

Примечание Коэффициент постели c_z = Kz

Условная ширина свай b_p = 1.5d + 50 = 95.0 см

Модуль упругости E = 30.00 ГПа

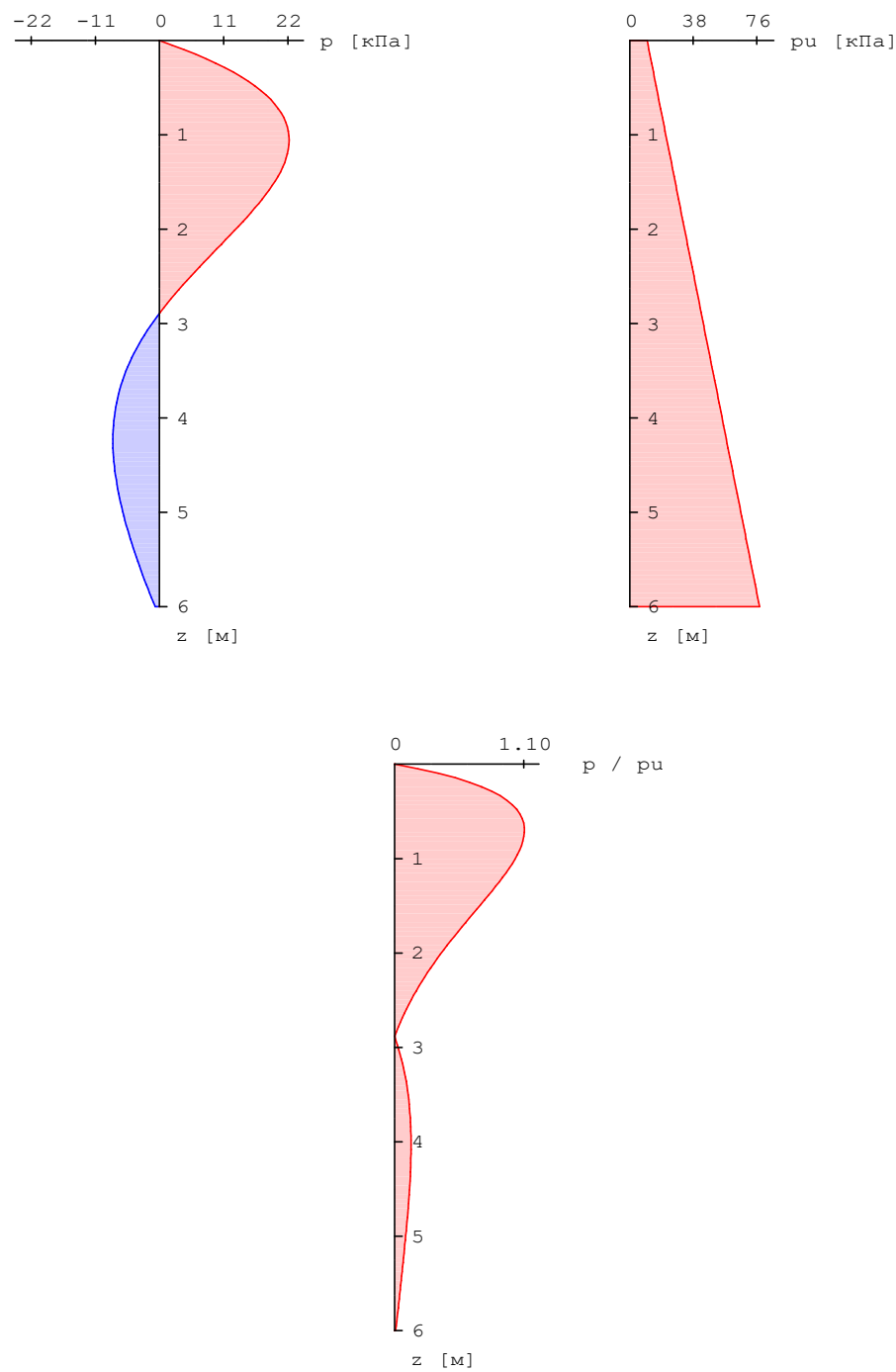
Жесткость свай EI = 20.25 МНм²

Коэффициент деформации α_ε = 0.748 1/м

при K = 5000 кН/м⁴

1α_ε = 4.49 -

Давление p Предельное давление p_u



Коэффициенты в условии допустимости давления (Б.8)
 $\eta_1 = 1.0$ $\eta_2 = 0.400$ $\xi = 0.6$

η_2 определяется по формуле (Б.9) приложения Б при
 $n = 2.50$ -
 $M_c = 80.8$ кНм $M_t = 0.0$ кНм

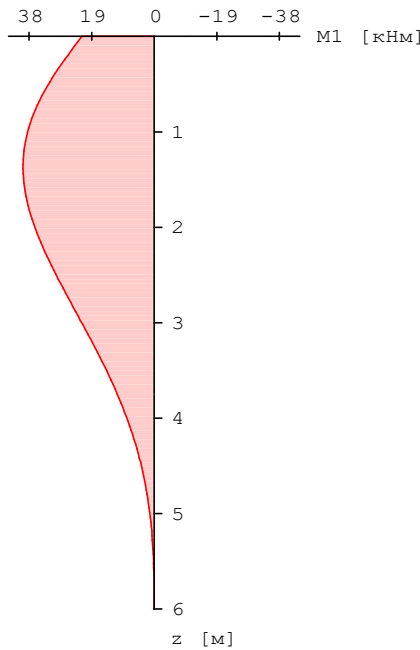
Условие допустимости $p / p_u = 22.2 / 23.1 = 0.959 \leq 1$
при $z = 0.85 / \alpha_\epsilon = 1.14$ м

Примечание Проверка проведена для глубины, указанной в нормах

Проверка прочности материала сваи

Комбинация нагрузок	N [кН]	Нагрузка (Коэффициент)
	110.0	1 (1.10)

Изгибающий момент



Сжимающая сила $N_0 / N_{0u} = 110.0 / 259.6 = 0.424 \leq 1$

Момент M_1 $M_1 / M_{1u} = 39.8 / 94.0 = 0.424 \leq 1$

при $z = 1.34$ м

Определение длины анкеровки арматуры в верхнем сечении сваи

Комбинация нагрузок	N [кН]	Нагрузка (Коэффициент)
	110.0	1 (1.10)

Изгибающие моменты в верхнем сечении сваи
 $M_1 = 22.0$ кНм $M_2 = 0.0$ кНм

Требуемая площадь арматуры $A_s = 1.43$ см²

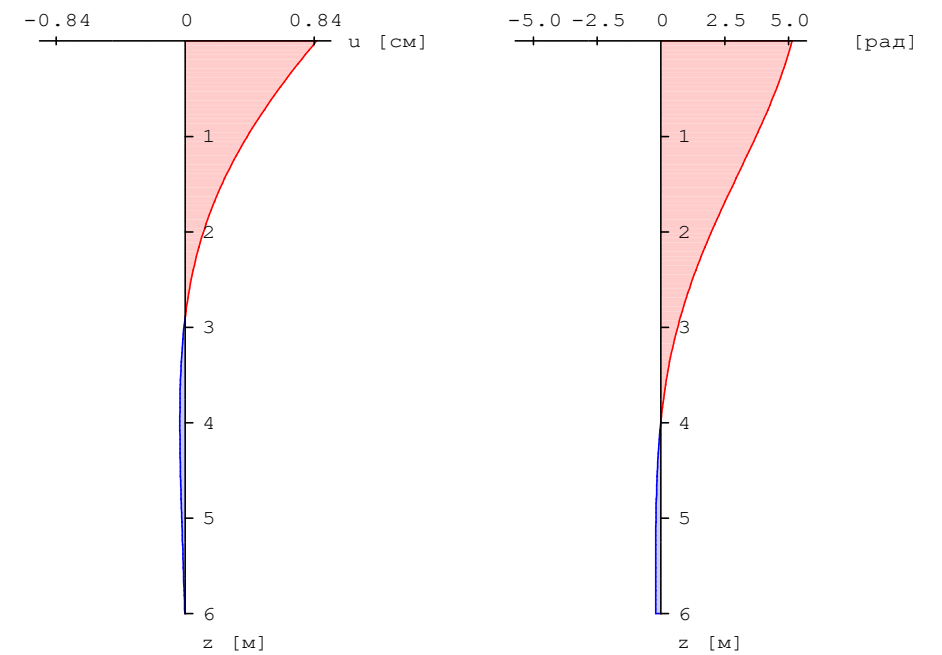
Длина анкеровки $l_{an} = 240$ мм

Примечание Значение l_{an} определено для растянутых стержней

Проверка допустимости перемещения и угла поворота головы сваи

Комбинация нагрузок	H [кН]	M [кНм]	Нагрузка (Коэффициент)
	20.0	20.0	1 (1.00)

Перемещение u
Угол поворота $\psi \times 1000$



Перемещение

$u_0 / u_u = 0.85 / 3.00 = 0.285 \leq 1$

Угол поворота

$\psi_0 / \psi_u = 0.0051 / 0.0100 = 0.514 \leq 1$

Проверка трещиностойкости сваи

Комбинация нагрузок	Нагрузка (Коэффициент)					
	1 (1.00)					

Усилия в свае	z	N	M ₁	M ₂	N _{дл}	M _{1дл}	M _{2дл}
	[м]	[кН]	[кНм]	[кНм]	[кН]	[кНм]	[кНм]
	1.34	100.0	36.2	0.0	100.0	36.2	0.0

Расчет по образованию трещин	N _{crc}	M _{1,crc}	M _{2,crc}	Трещины
	[кН]	[кНм]	[кНм]	
	100.0	21.3	0.0	образуются

Непродолж. раскрытие

$a_{c1} / a_{c1,u} = 0.147 / 0.300 = 0.489 \leq 1$

Продолж. раскрытие

$a_{c2} / a_{c2,u} = 0.147 / 0.200 = 0.734 \leq 1$

Проверка допустимости осадки сваи

Комбинация нагрузок	N [кН]	Нагрузка (Коэффициент)
	100.0	1 (1.00)

Расчетный диаметр сваи

$d = 33.9 \text{ см}$

Модули сдвига и коэфф. Пуассона	G ₁	ν_1	G ₂	ν_2
	[МПа]	[-]	[МПа]	[-]
	7.69	0.30	7.69	0.30

Расчетная нагрузка

$N = 113.5 \text{ кН}$

Параметр

$\kappa = G_1 l / G_2 d = 20.00 \text{ -}$

Осадка сваи (7.34)

$s = \beta N / G_1 l = 0.16 \text{ см}$
 $\beta = 0.647 \text{ -}$

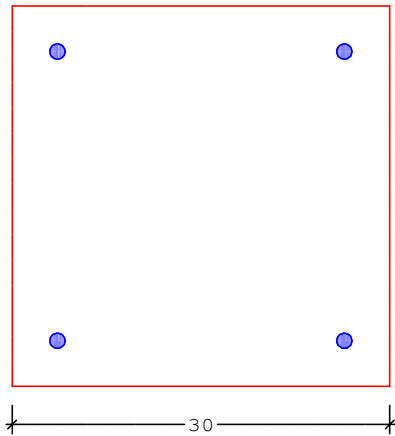
Условие допустимости $s / s_u = 0.16 / 5.0 = 0.032 \leq 1$

Работоспособность сваи обеспечена

Расчет выполнен модулем 513 программы СТАТИКА 2026 © 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 Φ 12
Защитный слой:
a_з = 30 мм

Свая погружается молотом
Принимается шарнирное сопряжение сваи с ростверком

Грунт

Слой	Название слоя	h [м]	Вид грунта
1	ИГЭ 921	10.00	Песок крупный средней плотности

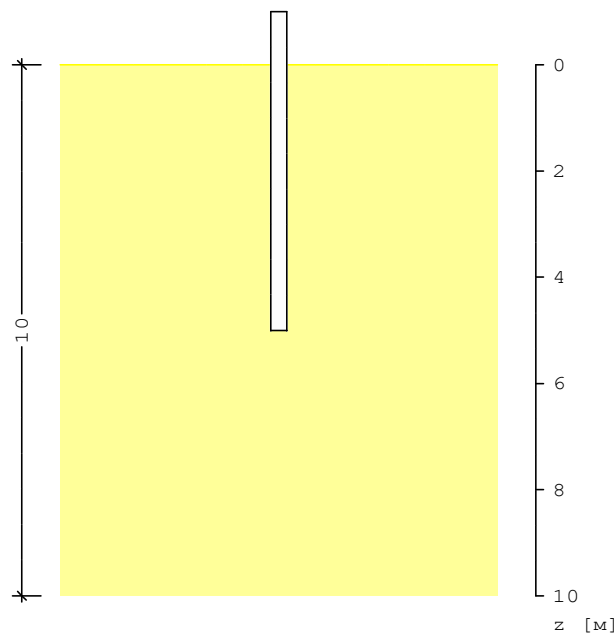
Удельный вес грунта	Слой	W [%]	e [-]	S _r [-]	γ _s [кН/м3]	γ [кН/м3]
	1	16.0	0.68	0.62	26.0	18.0

Коэфф. надежности	γ _{g(c)}	γ _{g(φ)}	γ _{g(γ)}
	1.50	1.10	1.10

Характеристики грунта

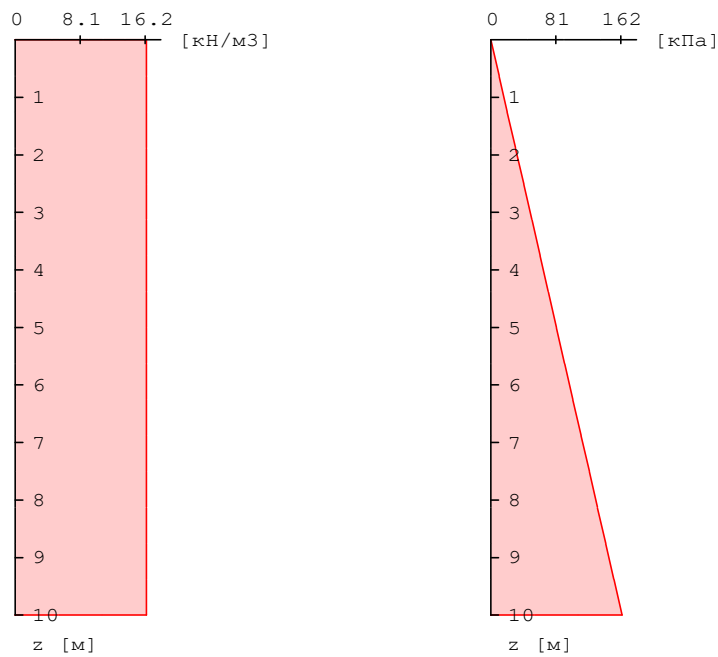
Слой	c _{II} [кПа]	φ _{II} [град]	γ _{II} [кН/м3]	c _I [кПа]	φ _I [град]	γ _I [кН/м3]	E [МПа]	v [-]
1	2.0	38.0	18.0	1.3	34.5	16.4	30.0	0.25

Схема геологического разреза



Удельный вес γ_I

Напряжение от веса σ_{zg}



Напряжение от веса грунта

Слой	z_1 [м]	z_2 [м]	σ_{zg1} [кПа]	σ_{zg2} [кПа]
1	0.00	10.00	0.0	163.6

Нагрузки

№	Вид нагрузки	γ_f	Группа	Знак
1	Постоянная	1.10		

№	N [кН]	H ₁ [кН]	H ₂ [кН]	M ₁ [кНм]	M ₂ [кНм]
1	100.0	10.0			

Вес сваи $G = 13.5$ кН
Кoeffициент надежности $\gamma_f = 1.10$ -

Комбинации нагрузок

K	Номера нагрузок и коэффициенты
1	1 (1.10)

Расчет

Согласно СП 24.13330.2021, СП 63.13330.2018, СП 20.13330.2016

Бетон **В 25 (тяжелый)**
Кoeffициент 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

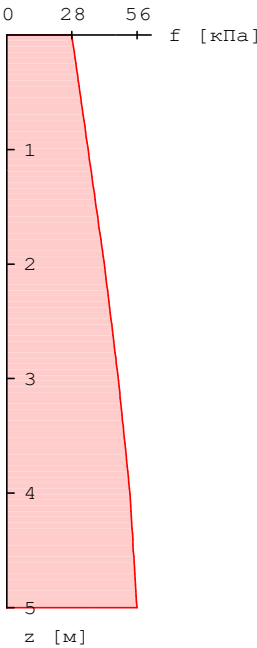
Комбинация нагрузок

N [кН]	Нагрузка (Кoeffициент)
110.0	1 (1.10)

Сопротивление грунта под концом сваи $R = 7.00$ МПа
при глубине заложения $h = 5.00$ м

Кoeffициент условий работы $\gamma_{R,R} = 1.00$ -

Сопротивление грунта на боковой поверхности сваи f



Сопротивление на боковой поверхности	Слой	z_1	z_2	$\gamma_{R, f}$	f_1	f_2
		[м]	[м]	[-]	[кПа]	[кПа]
	1	0.00	5.00	1.00	28.0	56.0

Коэффициент условий работы сваи при сжатии $\gamma_c = 1.00$ -

Несущая способность сваи $F_d = F_{dR} + F_{df} = 630.0 + 264.0 = 894.0$ кН

Условие прочности $N_0 \gamma_n \gamma_{c, g} / F_d = 124.9 * 1.00 * 1.40 / 894.0 = 0.196 \leq 1$

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	до z	K	c_z
		[м]	[м]	[кН/м4]	[кН/м3]
	1	0.00	5.00	6652	0 - 33259

Примечание Коэффициент постели $c_z = Kz$

Условная ширина сваи $b_p = 1.5d + 50 = 95.0$ см

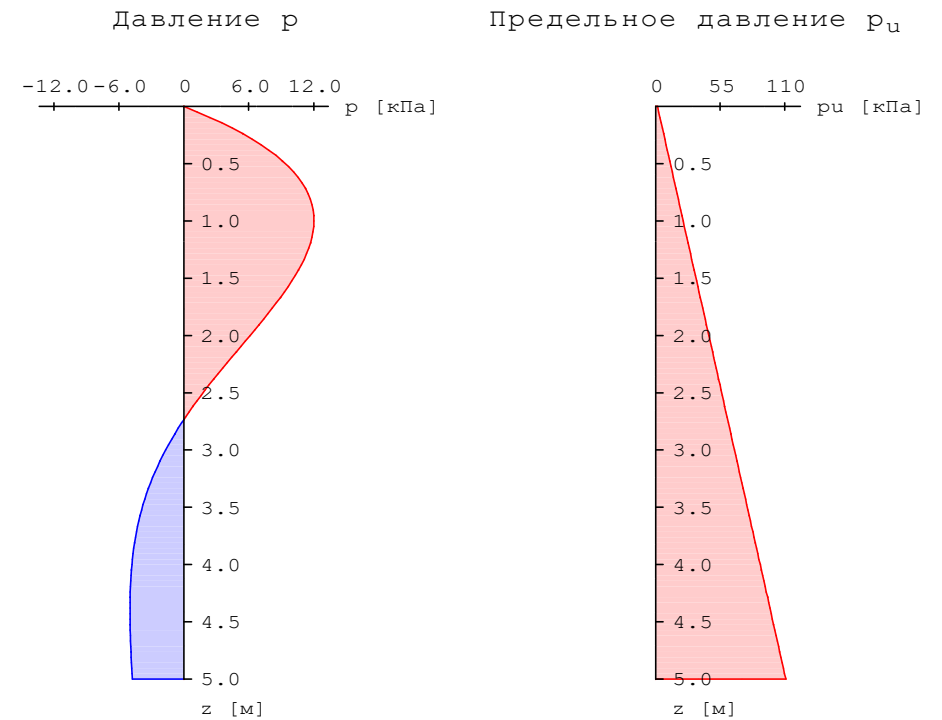
Модуль упругости $E = 30.00$ ГПа

Жесткость сваи $EI = 20.25$ МНм2

Коэффициент деформации $\alpha_\epsilon = 0.792$ 1/м

при K $= 6652$ кН/м4

$1\alpha_\epsilon = 3.96$ -



Коэффициенты в условии допустимости давления (Б.8)

$\eta_1 = 1.0$ $\eta_2 = 0.400$ $\xi = 0.6$

η_2 определяется по формуле (Б.9) приложения Б при

$n = 2.50$ -

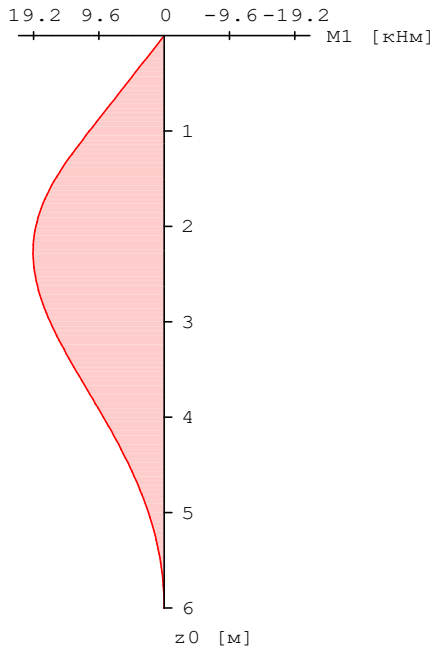
$M_c = 38.8$ кНм $M_t = 0.0$ кНм

Условие допустимости $p / p_u = 12.0 / 25.0 = 0.478 \leq 1$
при $z = 0.85 / \alpha_\epsilon = 1.07$ м

Проверка прочности материала сваи

Комбинация нагрузок	N [кН]	Нагрузка (Коэффициент)
	110.0	1 (1.10)

Изгибающий момент



Сжимающая сила $N_0 / N_{0u} = 110.0 / 323.1 = 0.340 \leq 1$

Момент M_1 $M_1 / M_{1u} = 19.3 / 56.6 = 0.340 \leq 1$

при $z_0 = 2.29$ м

Проверка допустимости перемещения и угла поворота головы сваи

Комбинация нагрузок	H [кН]	M [кНм]	Нагрузка (Коэффициент)
	10.0	0.0	1 (1.00)

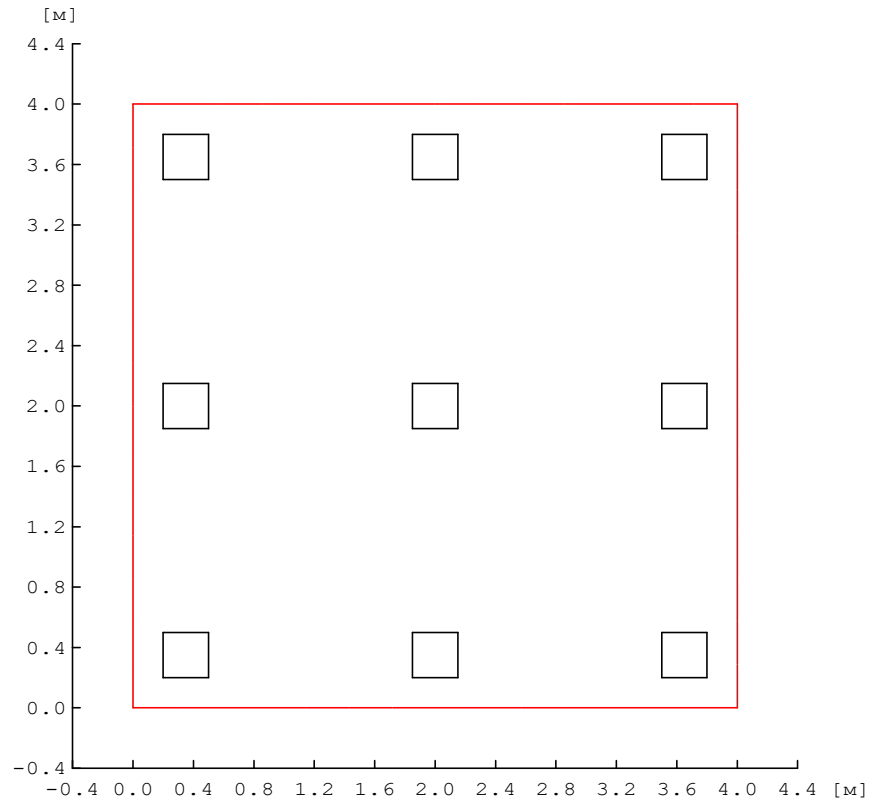
Расчет выполнен модулем 514 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

Поз. t515

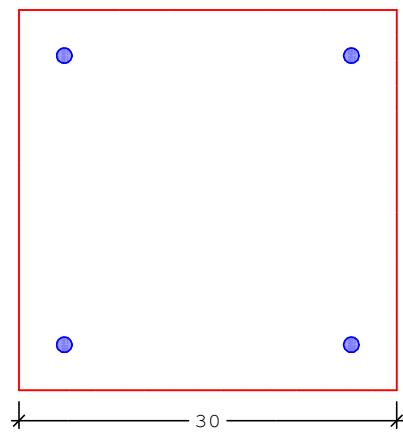
Свайный фундамент с плитным ростверком

Фундамент

Свайный куст



Размещение свай	Размеры ростверка в плане	l_x	=	4.00	м
		l_y	=	4.00	м
	Толщина ростверка	h	=	60	см
	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			
Арматура в свае	Ширина сечения сваи	d	=	30	см
	Длина сваи	l	=	7.00	м
	Число стержней	n_s	=	4	-
	Диаметр стержней	d_s	=	12	мм
	Защитный слой бетона	a_3	=	30	мм



Стержни: 4 Ø12
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	γ_{0n}	=	20.0	кН/м3
расчетное значение	γ_0	=	18.0	кН/м3

Удельный вес грунта	Слой	W [%]	e [-]	S_r [-]	γ_s [кН/м3]	γ [кН/м3]
	1	15.0	0.66	0.59	26.0	18.0

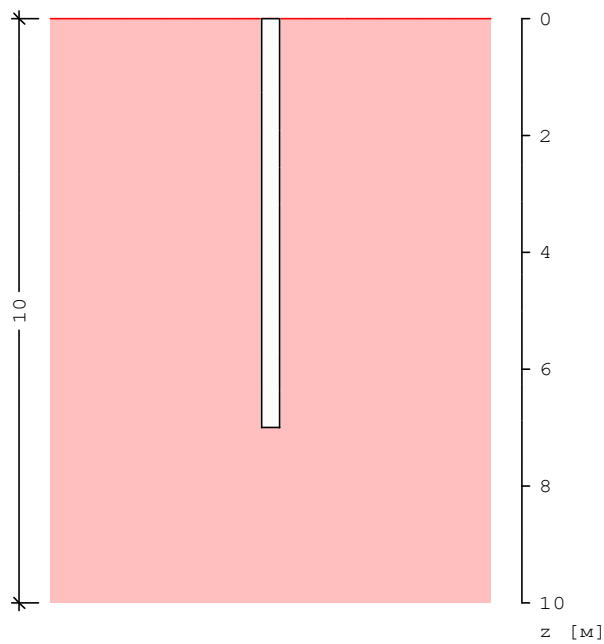
Консистенция глинистого грунта	Слой	W_p [%]	W_L [%]	I_p [%]	I_L [-]
	1	10.0	30.0	20.0	0.25

Кoeff. надежности	$\gamma_g(c)$	$\gamma_g(\phi)$	$\gamma_g(\gamma)$
	1.50	1.15	1.10

Характеристики грунта

Слой	c_{II} [кПа]	ϕ_{II} [°]	γ_{II} [кН/м3]	c_I [кПа]	ϕ_I [°]	γ_I [кН/м3]	E [МПа]	E_e [МПа]	ν [-]
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	γ_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	γ_f	=	1.10	-
Вес свай	G_c	=	15.8	кН
Коэффициент надежности	γ_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	γ_b	= 0.900 -

Материал свай

Бетон	В 20 (тяжелый)	
Коэффициент условий работы	γ_b	= 0.900 -
Арматура	A500	
Соппротивление бетона	$\gamma_b R_b$	= 10.35 МПа
Соппротивление арматуры	R_s	= 435 МПа
	R_{sc}	= 400 МПа

Проверка прочности

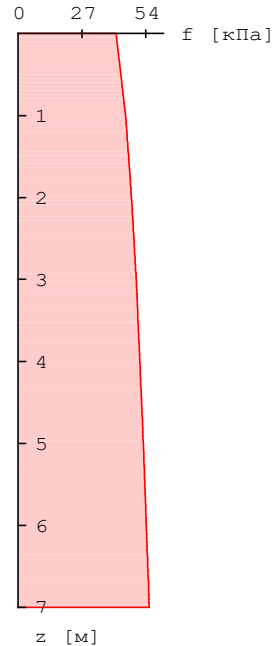
грунта основания свай при сжимающей нагрузке

Комбинация нагрузок

Номера нагрузок и коэффициенты
1 (1.10)

Нагрузка на куст свай	N	M _x	M _y
	[кН]	[кНм]	[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 γ_{R,R} = 1.00 -
 Сопротивление грунта на боковой поверхности сваи f



Сопротивление на боковой поверхности	Слой	z ₁	z ₂	γ _{R, f}	f ₁	f ₂
		[м]	[м]	[-]	[кПа]	[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 γ_c = 1.00 -

Несущая способность сваи F_d = F_{dR} + F_{df} = 382.5 + 420.9 = 803.4 кН

Условие прочности N₀γ_nγ_{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	до z	K	C _z
		[м]	[м]	[кН/м4]	[кН/м3]
	1	0.00	7.00	5000	0 - 35000

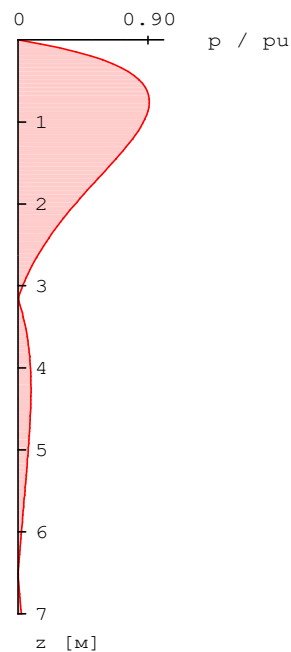
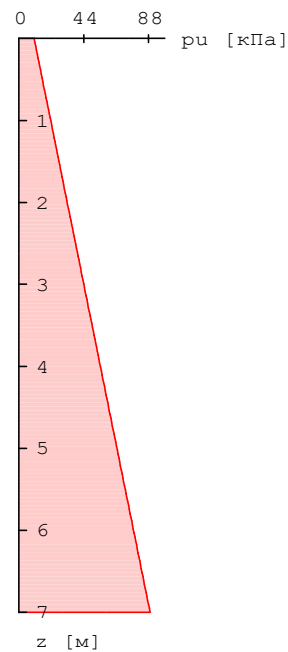
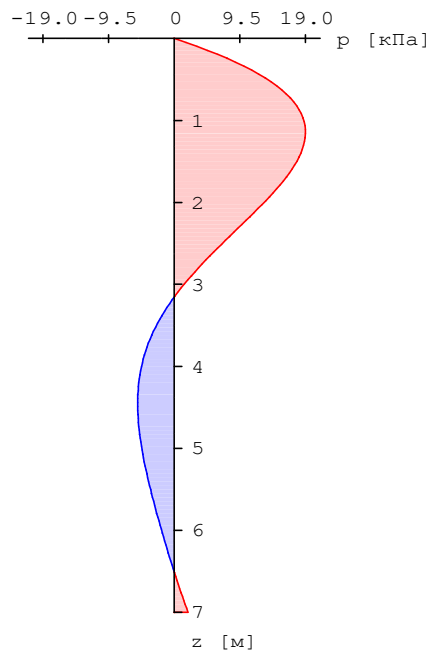
Примечание Коэффициент постели c_z = Kz

Условная ширина сваи b_p	$= 1.5d + 50$	$= 95.0$	см
Модуль упругости	E	$= 27.50$	ГПа
Жесткость сваи	EI	$= 18.56$	МНм ²

Коэффициент деформации	α_ε	$= 0.761$	1/м
	при K	$= 5000$	кН/м ⁴
	$1\alpha_\varepsilon$	$= 5.33$	-

Давление p

Предельное давление p_u



Коэффициенты в условии допустимости давления (Б.8)

η_1	$= 1.0$	η_2	$= 0.400$	ξ	$= 0.6$

η_2 определяется по формуле (Б.9) приложения Б	при	n	$= 2.50$	-	
M_c	$= 64.2$	кНм	M_t	$= 0.0$	кНм

Условие допустимости

$$p / p_u = 19.0 / 22.9 = 0.830 \leq 1$$
при $z = 0.85 / \alpha_e = 1.12$ м

Примечание

Проверка проведена для глубины, указанной в нормах

Проверка прочности

материала сваи

Комбинация нагрузок	Номера нагрузок и коэффициенты
	1 (1.10)

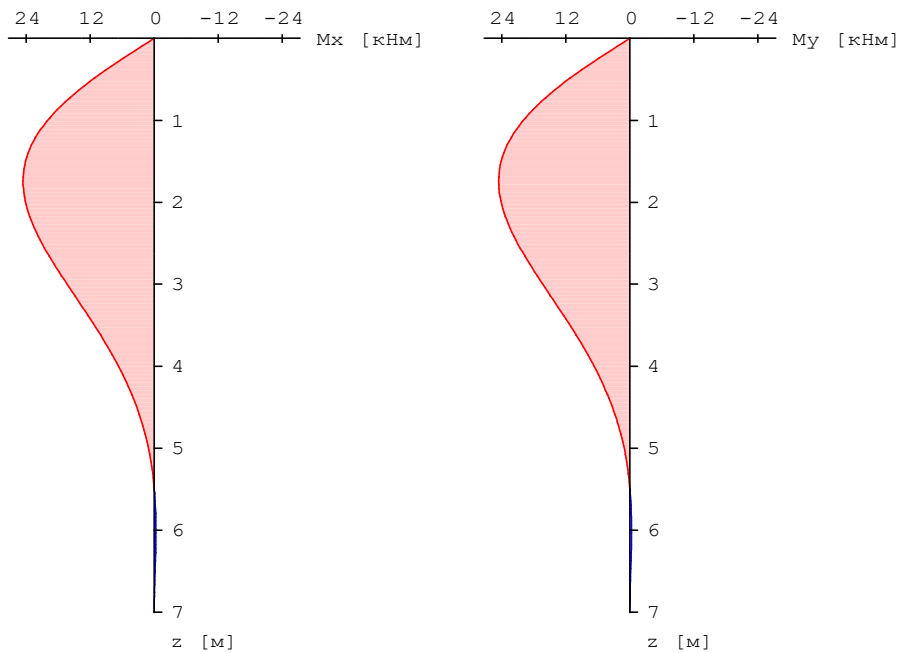
Нагрузка на куст свай	N [кН]	H _x [кН]	H _y [кН]	M _x [кНм]	M _y [кНм]
	4664.0	220.0	220.0	132.0	132.0

Нагрузки на сваи

N_{max} = 544.9 кН
H_x = 24.4 кН

N_{min} = 491.6 кН
H_y = 24.4 кН

Изгибающие моменты



Сжимающая сила

$$N_0 / N_{0u} = 544.9 / 619.3 = 0.880 \leq 1$$

Момент M_x

$$M_x / M_{xu} = 24.6 / 28.0 = 0.880 \leq 1$$

Момент M_y

$$M_y / M_{yu} = 24.6 / 28.0 = 0.880 \leq 1$$

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)

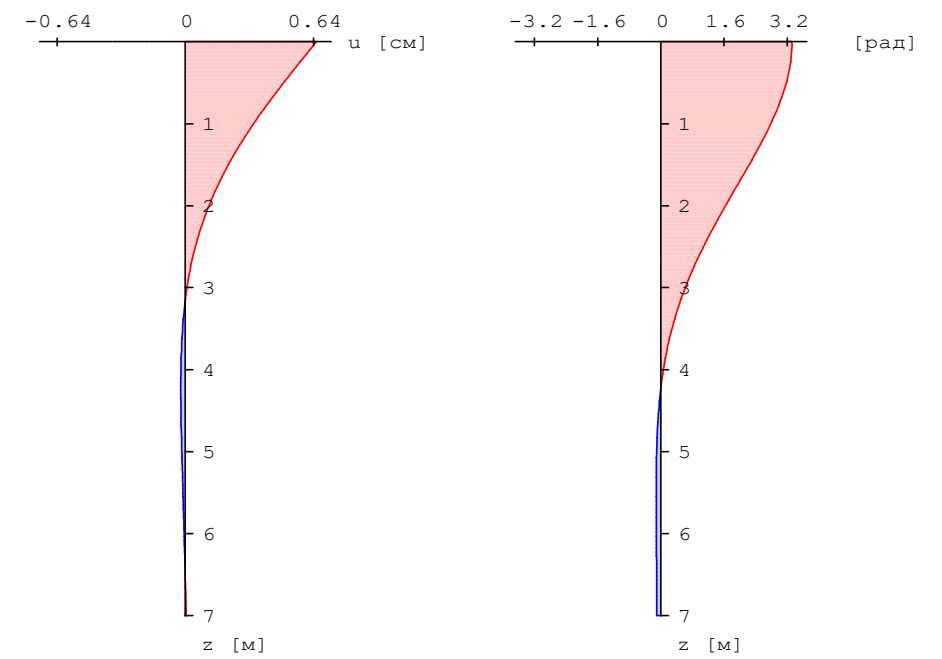
Нагрузка на сваю

H_x = 22.2 кН

H_y = 22.2 кН

Перемещение u

Угол поворота ψ x 1000



Перемещение

$u_0 / u_u = 0.65 / 3.00 = 0.218 \leq 1$

Угол поворота

$\psi_0 / \psi_u = 0.0033 / 0.0050 = 0.665 \leq 1$

Проверка трещиностойкости свай

Комбинация нагрузок	Номера нагрузок и коэффициенты				
	1 (1.00)				

Нагрузка на куст свай	N	H _x	H _y	M _x	M _y
	[кН]	[кН]	[кН]	[кНм]	[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	N	M _x	M _y	N _{дл}	M _{хдл}	M _{удл}
	[м]	[кН]	[кНм]	[кНм]	[кН]	[кНм]	[кНм]
	1.74	446.9	22.4	22.4	446.9	22.4	22.4

Расчет по образованию трещин	N _{crc}	M _{x, crc}	M _{y, crc}	Трещины
	[кН]	[кНм]	[кНм]	
	446.9	18.9	18.9	образуются

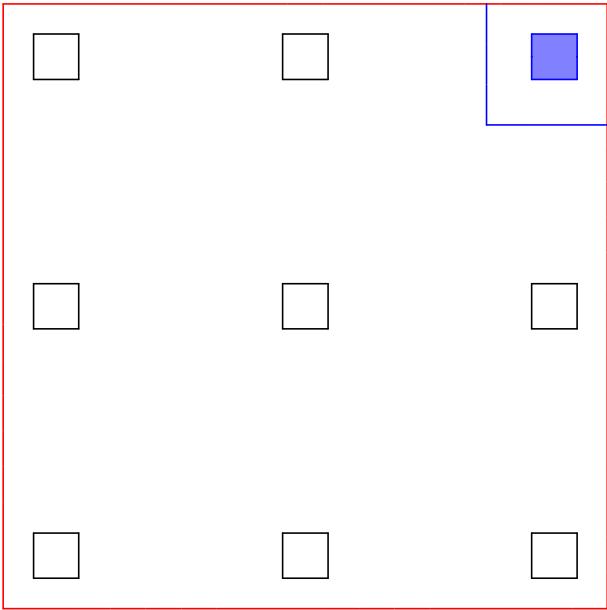
Непродолж. раскрытие

$a_{c1} / a_{c1,u} = 0.053 / 0.300 = 0.175 \leq 1$

Продолж. раскрытие

$a_{c2} / a_{c2,u} = 0.053 / 0.200 = 0.263 \leq 1$

Проверка прочности ростверка при продавливании свай

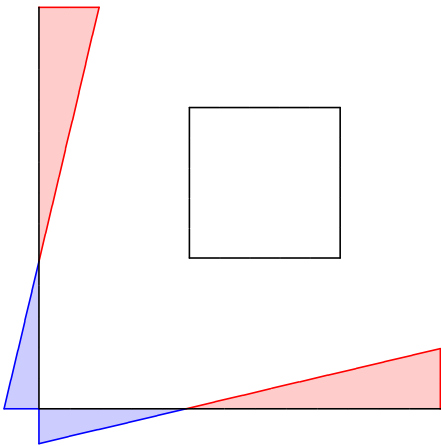


Периметр расчетного контура u = 160.0 см

Продавливающая сила F = 544.9 кН

$$\tau_F = F/uh = \quad 0.568 \quad \text{МПа}$$

Распределение напряжения τ в расчетном сечении



$$\tau_{\min} = -1.561 \quad \text{МПа} \qquad \tau_{\max} = \quad 2.696 \quad \text{МПа}$$

Условие прочности $\max|\tau| \, / \, \gamma_b R_{bt} = 0.851 \, / \, 0.945 = \quad 0.901 \leq 1$

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	M _x	M _y
	[кН]	[кНм]	[кНм]
	4240.0	120.0	120.0

Модули сдвига и коэфф. Пуассона	G ₁	ν ₁	G ₂	ν ₂
	[МПа]	[–]	[МПа]	[–]
	7.69	0.30	7.69	0.30

Осадка свай	Nº	x	y	N	s
		[м]	[м]	[кН]	[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 $s / s_u = 2.12 / 8.0 = 0.265 \leq 1$

Работоспособность фундамента обеспечена

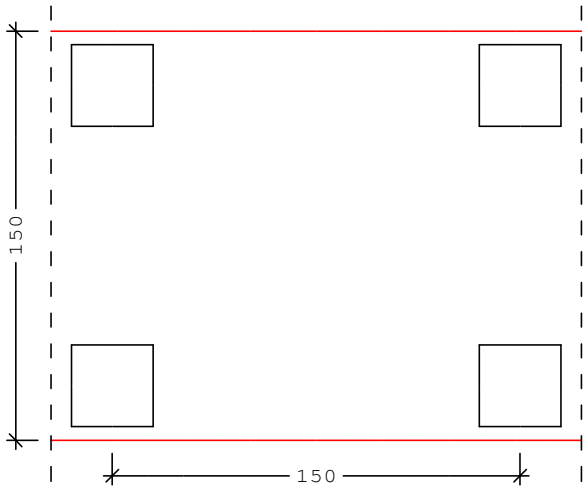
Расчет выполнен модулем 515 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

Поз. t516

Фундамент

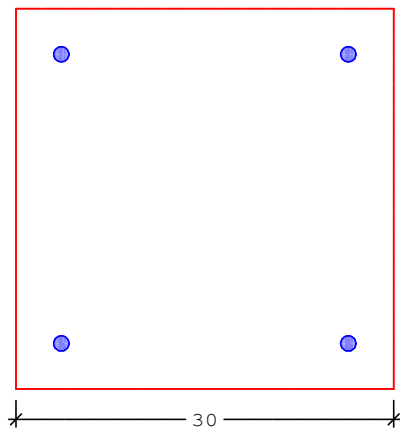
Свайный фундамент с ленточным ростверком

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

Арматура в свае	Вид свай	висячие забивные железобетонные сваи		
	Ширина сечения сваи	d	=	30 см
	Длина сваи	l	=	4.00 м
	Число стержней	n _s	=	4 -
	Диаметр стержней	d _s	=	12 мм
	Защитный слой бетона	a _з	=	30 мм



Стержни: 4 Ø12
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	γ _{0n}	=	20.0 кН/м3
	расчетное значение	γ ₀	=	18.0 кН/м3

Удельный вес грунта	Слой	W [%]	e [-]	S _r [-]	γ _s [кН/м3]	γ [кН/м3]
	1	15.0	0.66	0.59	26.0	18.0

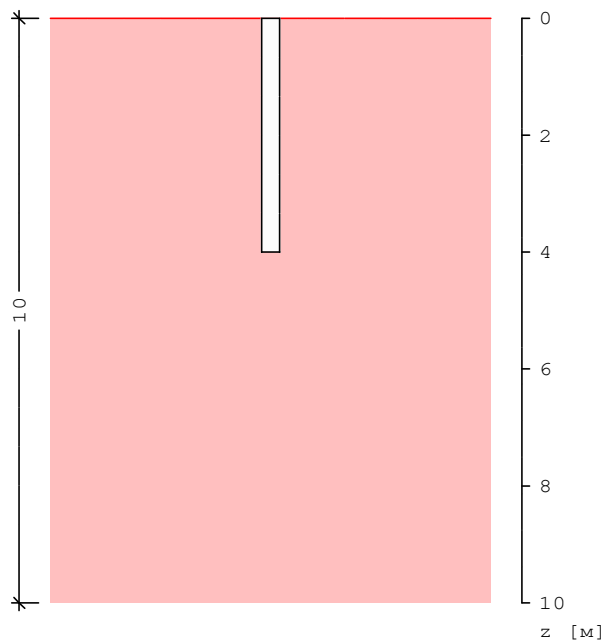
Консистенция глинистого грунта	Слой	W _p [%]	W _L [%]	I _p [%]	I _L [-]
	1	10.0	30.0	20.0	0.25

Кoeff. надежности	γ _{g(c)}		γ _{g(φ)}		γ _{g(γ)}
	1.50		1.15		1.10

Характеристики грунта

Слой	c _{II} [кПа]	φ _{II} [град]	γ _{II} [кН/м3]	c _I [кПа]	φ _I [град]	γ _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	γ_f	Группа	Знак
1	Постоянная	1.10		

Распределенные
силы и момент

№	N [кН/м]	H [кН/м]	M [кНм/м]
1	400.0	20.0	20.0

Погонный вес ростверка	G_p	=	18.8	кН/м
Коэффициент надежности	γ_f	=	1.10	-
Вес сваи	G_c	=	9.0	кН
Коэффициент надежности	γ_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	γ_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	γ_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)
440.0	22.0	22.0	1 (1.10)

Нагрузка на сваю	наибольшая сжимающая	N	=	390.5	кН

Соппротивление грунта под концом сваи

при глубине заложения

R

$=$

3.80

МПа

h

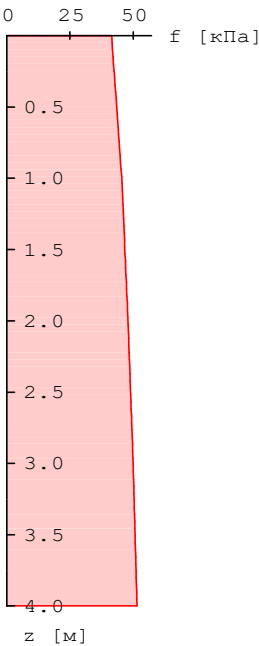
$=$

7.00

м

Кoeffициент условий работы $\gamma_{R,R} = 1.00$ -

Соппротивление грунта на боковой поверхности сваи f



Соппротивление на боковой поверхности

Слой	z_1 [м]	z_2 [м]	$\gamma_{R,f}$ [-]	f_1 [кПа]	f_2 [кПа]
1	0.00	4.00	1.00	41.5	51.5

Площадь опирания на грунт $A = 900.0$ см2

Периметр сечения сваи $u = 120.0$ см

Кoeffициент условий работы сваи при сжатии

$\gamma_c = 1.00$ -

Несущая способность сваи

$F_d = F_{dR} + F_{df} = 342.0 + 228.0 = 570.0$ кН

Условие прочности $N_0 \gamma_n \gamma_{c,g} / F_d =$

$400.4 * 1.00 * 1.40 / 570.0 = 0.983 \leq 1$

Проверка допустимости давления на грунт боковой поверхностью сваи

Комбинация нагрузок	H [кН/м]	Нагрузка (Кoeffициент)
	22.0	1 (1.10)

Нагрузка на сваю $H = 16.5$ кН

Слой	от z [м]	до z [м]	K [кН/м4]	c_z [кН/м3]
1	0.00	4.00	5000	0 - 20000

Примечание Кoeffициент 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

α_{ϵ}
при К
 $1\alpha_{\epsilon}$

=
=
=

0.761
5000
3.05

1/м
кН/м4
-

Давление p

Предельное давление p_u

-18.6-9.309.318.6

p [кПа]

0.51.01.52.02.53.03.54.0

z [м]

02754

p_u [кПа]

0.51.01.52.02.53.03.54.0

z [м]

00.68

p / p_u

0.51.01.52.02.53.03.54.0

z [м]

Коэффициенты в условии допустимости давления (Б.8)

η_1
 η_2

=
=

1.0
0.400

ξ
=

0.6

η_2 определяется по формуле (Б.9) приложения Б при

n

=

2.50

-

M_c

=

43.3

кНм

M_t

=

0.0

кНм

Условие допустимости

p / p_u

=

14.6 / 22.9

=

0.639

<= 1

при z = 0.85 / α_{ϵ}

=

1.12

м

Примечание

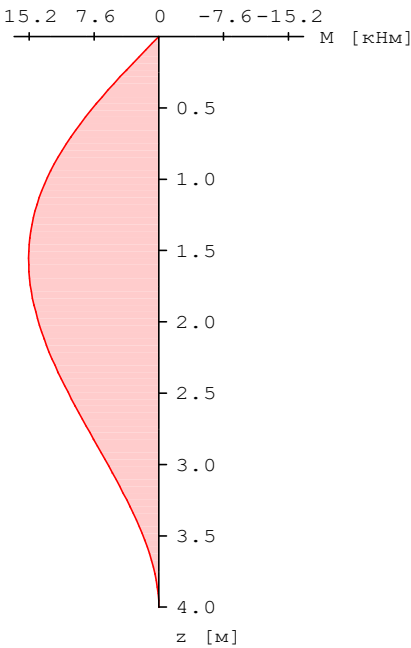
Проверка проведена для глубины, указанной в нормах

ООО Техсофт, Москва

Проверка прочности материала сваи

Комбинация нагрузок	N	H	M	Нагрузка (Коэффициент)	
	[кН/м]	[кН/м]	[кНм/м]		
	440.0	22.0	22.0	1 (1.10)	
Нагрузка на сваи	N _{max} = 390.5		кН	N _{min} = 300.5	кН
				H = 16.5	кН

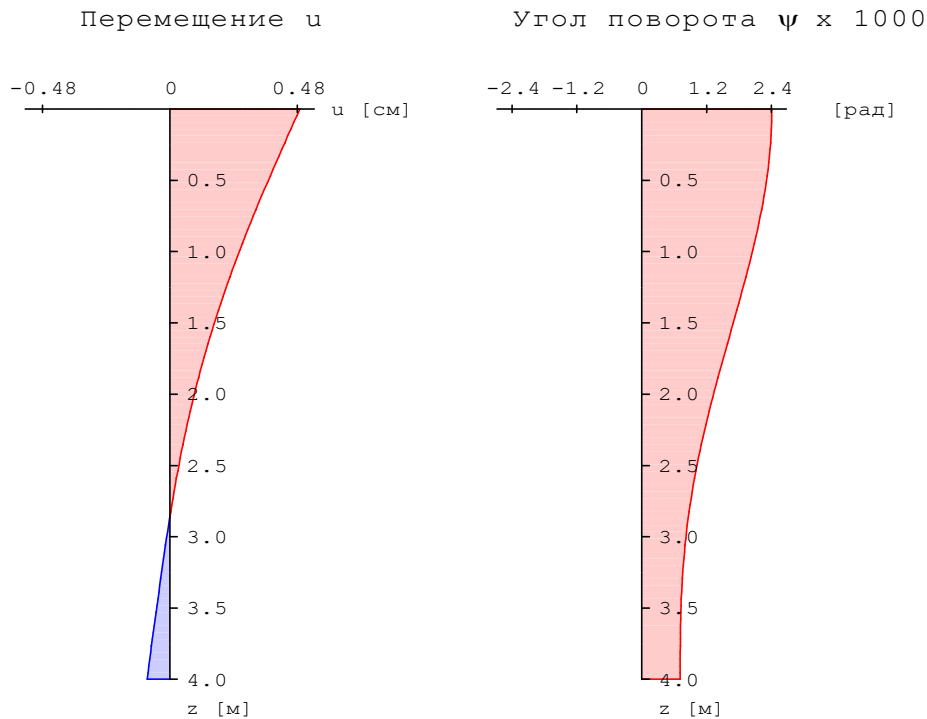
Изгибающий момент



Сжимающая сила	$N_0 / N_{0u} = 390.5 / 809.2 = 0.483 \leq 1$
Изгибающий момент	$M / M_u = 15.3 / 31.6 = 0.483 \leq 1$
	при $z = 1.55$ м

Проверка допустимости перемещения и угла поворота головы сваи

Комбинация нагрузок	H	Нагрузка (Коэффициент)
	[кН/м]	
	20.0	1 (1.00)
Нагрузка на сваю	H	= 15.0 кН



Перемещение

$u_0 / u_u = 0.49 / 3.00 = 0.163 \leq 1$

Угол поворота

$\psi_0 / \psi_u = 0.0024 / 0.0050 = 0.481 \leq 1$

Проверка трещиностойкости сваи

Проверка не требуется, так как отсутствует зона растяжения

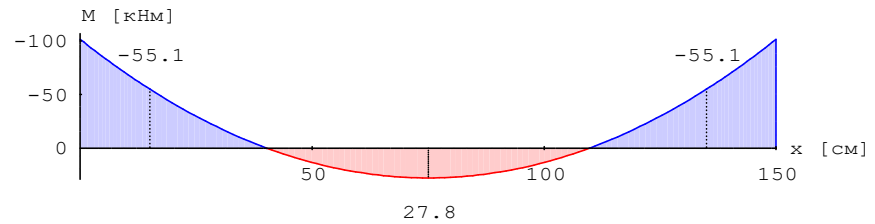
Проверка допустимости осадки свайной ленты

Комбинация нагрузок	N [кН/м]		Нагрузка (Коэффициент)	
	400.0		1 (1.00)	
Погонный вес фундамента		G_{ϕ}	=	30.8 кН/м
Ширина условного фундамента		b	=	2.00 м
Среднее давление		p	=	215.4 кПа
Глубина сжимаемой толщи		H_c	=	2.78 м
Напряжение при $z = H_c$		σ_{zp}	=	91.0 кПа
		$\sigma_{zp} / \sigma_{zg}$	=	0.50 -
Осадка условного фундамента		s	=	1.59 см
Условие допустимости		$s / s_u = 1.59 / 8.0 = 0.198 \leq 1$		

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)	
	440.0		1 (1.10)	
Изгибающий момент	q [кН/м]	M_o [кНм]	M_{Π} [кНм]	
	460.6	-55.1	27.8	



Требуемая площадь арматуры
верхней
нижней

$A_{св}$
 $A_{сн}$

=
=

2.73
1.37

см2
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

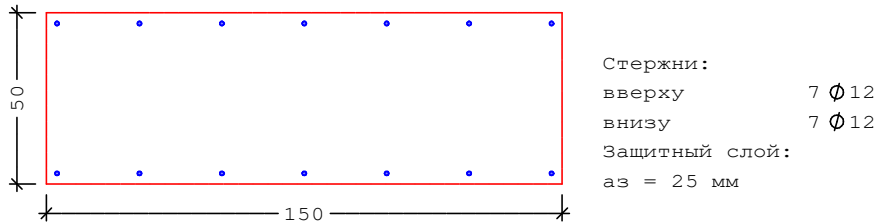
Процент содержания арматуры
верхней
нижней

$\mu_{св}$
 $\mu_{сн}$

=
=

0.11
0.11

%
%



Проверка прочности

ростверка

M_o / M_{u-}
 M_n / M_{u+}

=

55.1 / 157.9
27.8 / 157.9

=

0.349
0.176

<= 1
<= 1

Проверка трещиностойкости

ростверка

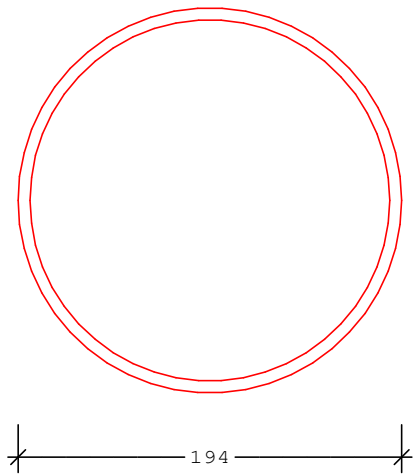
Комбинация нагрузок	N [кН/м]		Нагрузка (Коэффициент)	
	400.0		1 (1.00)	
Изгибающий момент	α [кН/м]	M_o [кНм]	$M_{п}$ [кНм]	
	418.8	-50.1	25.3	
Расчет по образованию трещин	M [кНм]	$M_{срс}$ [кНм]	M/ $M_{срс}$	Трещины
	-50.1	-169.4	0.296	не образуются
	25.3	169.4	0.149	не образуются

Работоспособность

фундамента

обеспечена

Поз. t517	Трубобетонная свая			
Свая	Вид сваи	висячая забивная трубобетонная свая		
	Сортамент	труба горячекатаная - ГОСТ 8732-78*		
	Диаметр трубы	d	= 194	мм
	Толщина трубы	t	= 6.0	мм
	Длины частей сваи	l ₀	= 2.00	м
		l	= 3.00	м



Фундамент с однорядным расположением свай

Грунт

Слой	Название слоя	h [м]	Вид грунта
1	ИГЭ 922	10.00	Песок средней крупности плотный

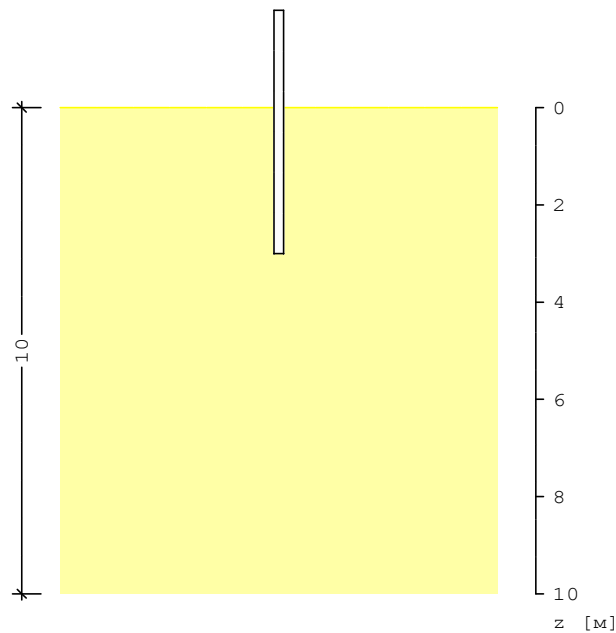
Удельный вес грунта	Слой	W [%]	e [-]	S _r [-]	γ _s [кН/м3]	γ [кН/м3]
	1	10.0	0.51	0.51	26.0	19.0

Коэфф. надежности	γ _{g(c)}	γ _{g(φ)}	γ _{g(γ)}
	1.50	1.15	1.10

Характеристики грунта

Слой	c _{II} [кПа]	φ _{II} [град]	γ _{II} [кН/м3]	c _I [кПа]	φ _I [град]	γ _I [кН/м3]	E [МПа]	ν [-]
1	2.0	39.0	19.0	1.3	33.9	17.3	45.0	0.25

Схема геологического разреза



Нагрузки

№	Вид нагрузки	γ_f	Группа	Знак
1	Постоянная	1.10		

№	N [кН]	H [кН]	M [кНм]
1	100.0		10.0

Вес свай $G = 4.6$ 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 $R_y = 250$ МПа
Коэффициент условий работы $\gamma_c = 1.000$ -
Предельная деформация стали $\epsilon_{lim} = 1.21$ %.

Примечание

Координата z_0 отсчитывается от подошвы ростверка
Координата z отсчитывается от поверхности грунта

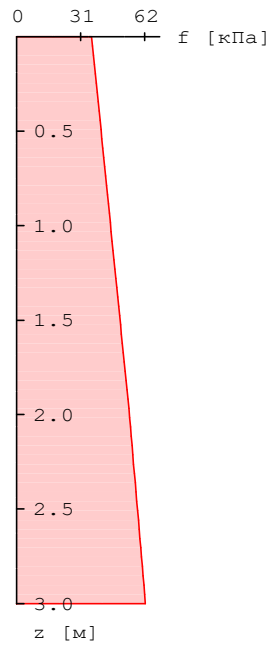
Проверка прочности грунта основания свай при сжимающей нагрузке

Комбинация нагрузок	N [кН]	Нагрузка (Коэффициент)
	110.0	1 (1.10)

Сопротивление грунта под концом свай $R = 4.96$ МПа
при глубине заложения $h = 3.00$ м
Коэффициент условий работы $\gamma_{R,R} = 1.00$ -

СТАТИКА/517

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	0.52	36.4	62.4

Коэффициент условий работы сваи при сжатии
 $\gamma_c = 1.00$ -
Несущая способность сваи
 $F_d = F_{dR} + F_{df} = 146.6 + 47.4 = 194.0$ кН

Условие прочности $N_0 \gamma_n \gamma_{c,g} / F_d =$
 $115.1 * 1.00 * 1.40 / 194.0 = 0.831 \leq 1$

Проверка допустимости давления на грунт боковой поверхностью сваи

Комбинация нагрузок

N [кН]	M [кНм]	Нагрузка (Коэффициент)
0.0	11.0	1 (1.10)

Коэффициент постели

Слой	от z [м]	до z [м]	K [кН/м4]	c_z [кН/м3]
1	0.00	3.00	6000	0 - 18000

Примечание

Коэффициент постели $c_z = K_z$
Условная ширина сваи $b_p = 1.5d + 50 = 79.1$ см
Жесткость сваи $EI = 4.84$ МНм2
Коэффициент деформации
при K $\alpha_\epsilon = 0.996$ 1/м
1 $\alpha_\epsilon = 2.99$ -
Давление p Предельное давление p_u

Условие допустимости $s / s_u = 0.12 / 3.0 = 0.041 \leq 1$

Работоспособность сваи обеспечена

Расчет выполнен модулем 517 программы СТАТИКА 2026 © 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

l₀ = 2.00 м

l = 5.00 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 [-]	γ _s [кН/м3]	γ [кН/м3]
1	16.0	0.51	0.82	26.0	20.0

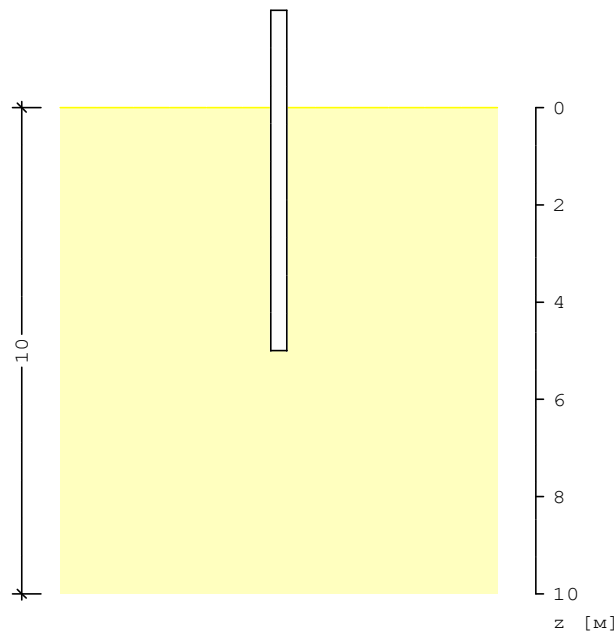
Коэфф. надежности

γ _g (с)	γ _g (φ)	γ _g (γ)
1.50	1.10	1.10

Характеристики грунта

Слой	c _{II} [кПа]	φ _{II} [град]	γ _{II} [кН/м3]	c _I [кПа]	φ _I [град]	γ _I [кН/м3]	E [МПа]	ν [-]
1	7.0	35.0	20.0	4.7	31.8	18.2	33.0	0.25

Схема геологического разреза



Нагрузки

№	Вид нагрузки	γ_f	Группа	Знак
1	Постоянная	1.10		

№	N [кН]	H [кН]	M [кНм]
1	100.0		10.0

Вес свай

$G = 4.4$ кН

Коэффициент надежности

$\gamma_f = 1.10$ -

Расчет

Согласно СП 24.13330.2021, СП 16.13330.2017, СП 20.13330.2016

Сталь

C 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 свай при сжимающей нагрузке

Предполагается формирование грунтовой пробки

Комбинация нагрузок

N [кН]	Нагрузка (Коэффициент)
110.0	1 (1.10)

Сопротивление грунта под концом свай

$R = 2.27$ МПа

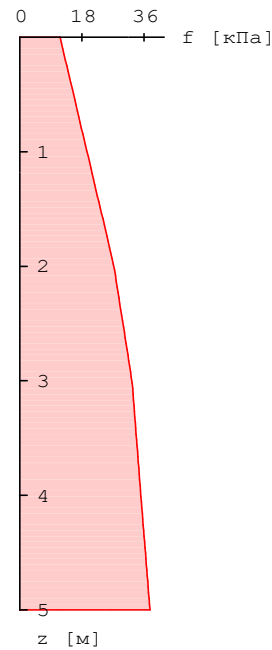
при глубине заложения

$h = 5.00$ м

Коэффициент условий работы

$\gamma_{R,R} = 0.50$ -

Сопротивление грунта на боковой поверхности свай f

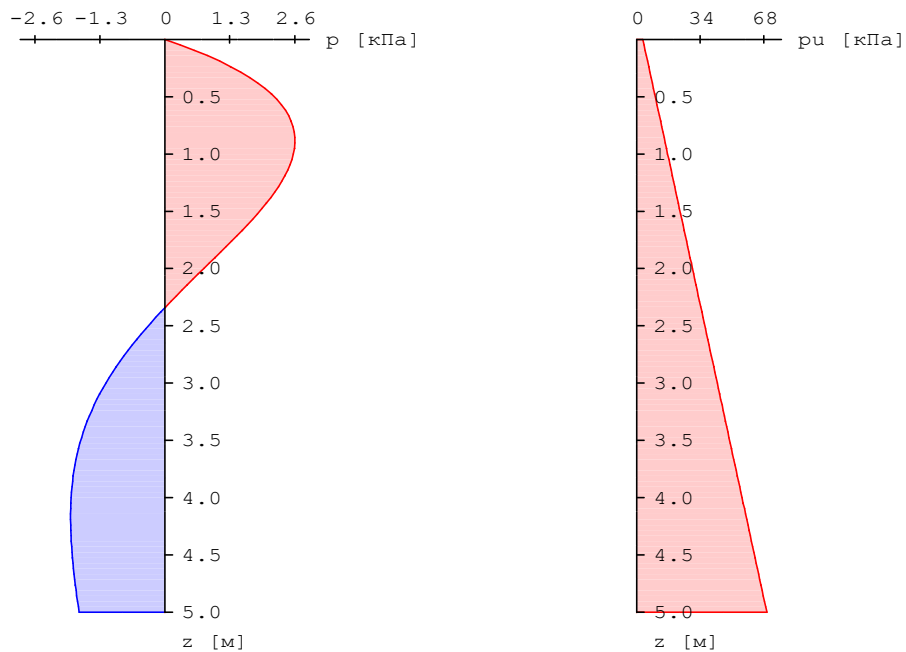


Сопротивление на боковой поверхности	Слой	z_1	z_2	$\gamma_{R,f}$	f_1	f_2
		[м]	[м]	[-]	[кПа]	[кПа]
	1	0.00	5.00	0.52	11.7	37.7
Коэффициент условий работы сваи при сжатии						
				γ_c	=	1.00 -
Несущая способность сваи						
				$F_d = F_{dR} + F_{df} =$	94.4 + 73.9 = 168.2	кН
Условие прочности $N_0 \gamma_n \gamma_{c,g} / F_d =$						
				114.8 * 1.00 * 1.40 /	168.2 =	0.956 <= 1

Проверка допустимости давления на грунт боковой поверхностью сваи

Комбинация нагрузок	H [кН]	M [кНм]	Нагрузка (Коэффициент)		
	0.0	11.0	1 (1.10)		
Коэффициент постели	Слой	от z	до z	K	C _z
		[м]	[м]	[кН/м4]	[кН/м3]
	1	0.00	5.00	4000	0 - 20000

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				
	α_ϵ = 0.718 1/м при K = 4000 кН/м4 $1\alpha_\epsilon$ = 3.59 -				
Давление p			Предельное давление p_u		



Коэффициенты в условии допустимости давления (Б.8)
 $\eta_1 = 1.0$ $\eta_2 = 0.250$ $\xi = 0.6$

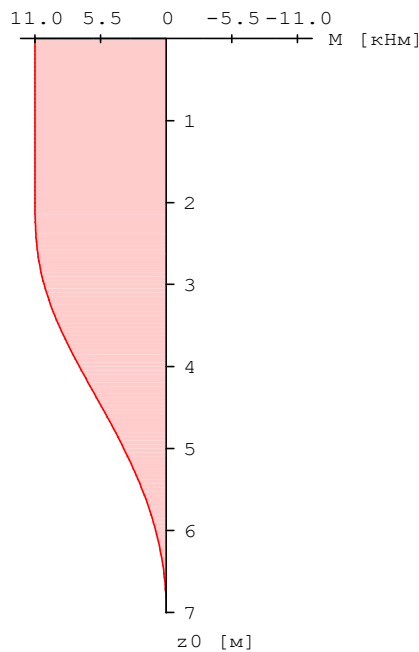
η_2 определяется по формуле (Б.9) приложения Б при
 $n = 4.00$ -
 $M_c = 11.0$ кНм $M_t = 0.0$ кНм

Условие допустимости $p / p_u = 2.4 / 19.0 = 0.127 \leq 1$
при $z = 0.85 / \alpha_\varepsilon = 1.18$ м

Проверка прочности и устойчивости свай

Комбинация нагрузок	N [кН]	Нагрузка (Коэффициент)
	110.0	1 (1.10)

Изгибающий момент



Изгибающий момент M = 11.0 кНм
при z_0 = 0.00 м

Условие прочности $\sigma / R_y \gamma_c = 31.7 / 240.0 = 0.132 \leq 1$

Длина стержня $l_1 = l_0 + 2 / \alpha_e = 4.78$ м
Расчетная длина $l_{ef} = 9.57$ м
Условная гибкость $\lambda = 2.913$ -

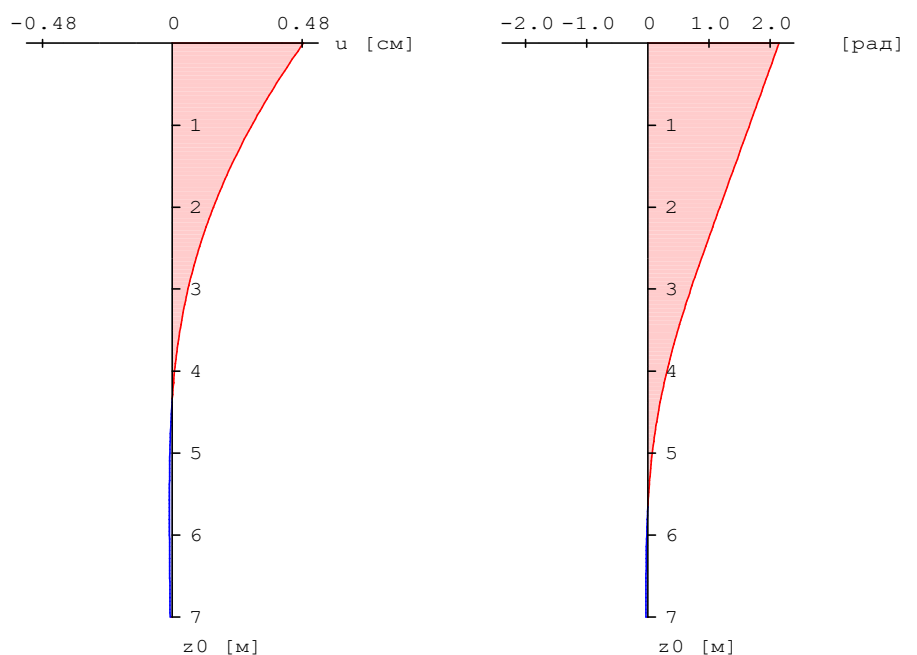
Условие устойчивости $N / \phi_e A R_y \gamma_c = 0.155 \leq 1$

Проверка допустимости перемещения и угла поворота головы сваи

Комбинация нагрузок	N [кН]	M [кНм]	Нагрузка (Коэффициент)
	0.0	10.0	1 (1.00)

Перемещение u

Угол поворота $\psi \times 1000$



Перемещение $u_0 / u_u = 0.49 / 3.00 = 0.162 \leq 1$

Угол поворота $\psi_0 / \psi_u = 0.0021 / 0.0100 = 0.215 \leq 1$

Проверка допустимости осадки сваи

Комбинация нагрузок	N [кН]	Нагрузка (Коэффициент)
	100.0	1 (1.00)

Модули сдвига и коэфф. Пуассона	G_1 [МПа]	ν_1 [-]	G_2 [МПа]	ν_2 [-]
	13.20	0.25	13.20	0.25

Расчетная нагрузка $N = 104.4$ кН

Параметр $\kappa = G_1 l / G_2 d = 15.38$ -

Осадка сваи (7.34) $s = \beta N / G_1 l = 0.11$ см
 $\beta = 0.666$ -

Условие допустимости $s / s_u = 0.11 / 3.0 = 0.035 \leq 1$

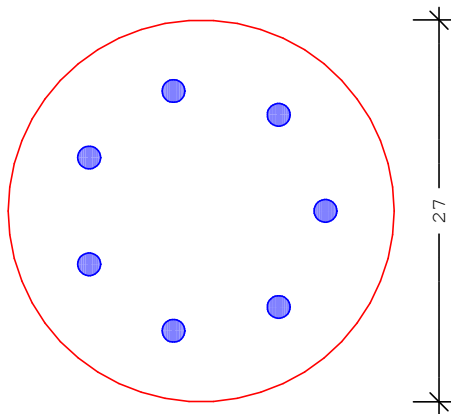
Работоспособность сваи обеспечена

Расчет выполнен модулем 518 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

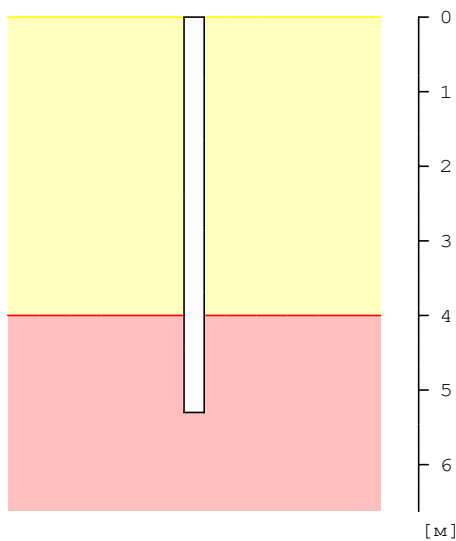
Поз. t519

Свая в полускальном грунте

Свая	Диаметр сваи	d	=	27.0	см
	Длина сваи	l	=	5.30	м
	Принимается шарнирное сопряжение сваи с ростверком				
Арматура	Число стержней	n _s	=	7	-
	Диаметр стержней	d _s	=	16	мм
	Защитный слой бетона	a _з	=	40	мм



Грунт	Глубина залегания скального грунта	h ₀	=	4.00	м



Нормативное и расчетное значения предела прочности при сжатии грунта в водонасыщенном состоянии

$R_{c,n}$	=	30.0	МПа
$R_c = R_{c,n} / \gamma_g$	=	21.4	МПа

	Коэффициент надежности	γ_g	=	1.4	-
	Показатель качества скальной породы	RQD	=	50	%
	Коэффициент снижения прочности скального грунта	K_s	=	0.32	-
Нагрузки	Вертикальная нагрузка	N	=	700.0	кН
	Горизонтальная нагрузка	H	=	5.0	кН
	Удельный вес свай	γ	=	25.00	кН/м3
	Коэффициент надежности	γ_f	=	1.10	-
	Вес свай	G	=	7.6	кН
Расчет	Согласно СП 24.13330.2021, СП 63.13330.2018				
	Бетон	В 25 (тяжелый)			
	Коэффициент условий работы	γ_b	=	0.765	-
	Арматура	A500			
	Сопротивление бетона	$\gamma_b R_b$	=	11.09	МПа
	Сопротивление арматуры	R_s	=	435	МПа
		R_{sc}	=	400	МПа
	Модуль упругости бетона	E_b	=	30.0	ГПа
	Модуль упругости арматуры	E_s	=	200.0	ГПа
	Для бетона применяется трехлинейная диаграмма				
	Для арматуры применяется двухлинейная диаграмма				
Проверка прочности	грунта основания свай при вдавливающей нагрузке				
	Сопротивление грунта под концом свай				
	$R = K_s R_c (1 + 0.4 l_d / d)$	=	20.06	МПа	
	$l_d = l - h_0$	=	1.30	м	
	Сопротивление грунта на боковой поверхности свай				
	$R_s = 0.63 (p_a R_c)^{1/2}$	=	0.92	МПа	
	p_a	=	100	кПа	
	Несущая способность свай при учете сопротивления под нижним концом свай				
	$F_{db} = R \pi d^2 / 4$	=	1149	кН	
	Несущая способность свай при учете сопротивления на боковой поверхности				
	$F_{ds} = R_s \pi d l_d$	=	1017	кН	
	Расчетная нагрузка	$N_0 = N + \gamma_f G$	=	708.3	кН
	Расчетная несущая способность свай				
	$F_d = \max(F_{db}, F_{ds})$	=	1149	кН	
Условие прочности	$N_0 \gamma_n \gamma_{c, g} / F_d =$				
	$708.3 * 1.10 * 1.40 / 1149 = 0.950 \leq 1$				
Проверка прочности	материала свай				
	Принимается, что свая защемлена на глубине h_0				
	Жесткость сечения бетона	$E I_b$	=	7.83	МНм2
	арматуры	$E I_s$	=	1.07	МНм2

Расчетный момент							
M_0	δ_e	φ_1	D	l_0	N_{cr}	η	$M=\eta M_0$
[кНм]	[-]	[-]	[МНм2]	[м]	[кН]	[-]	[кНм]
20.0	0.15	2.00	2.050	2.80	2588.2	1.37	27.4

$$D = 0.15 / [\varphi_1 (0.3 + \delta_e)] EI_b + 0.7 EI_s, \quad l_0 = \mu h_0, \quad \eta = 1 / (1 - N / N_{cr})$$

Условия прочности

$N / N_u = 700.0 / 736.0 = 0.951 \leq 1$
 $M / M_u = 27.4 / 28.8 = 0.951 \leq 1$

Несущая способность свай обеспечена

Расчет выполнен модулем 519 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

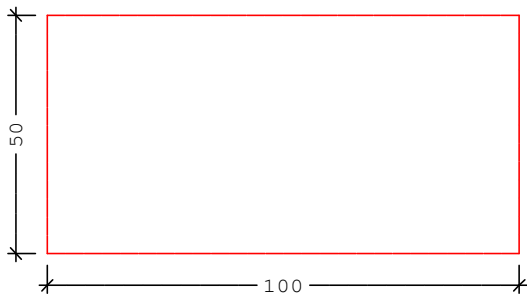
Поз. t520

Ленточный фундамент

Фундамент

l	b	h	b_f	h_{f1}	h_{f2}
[м]	[см]	[см]	[см]	[см]	[см]
10.00	100	50			

Сечение



Глубина заложения фундамента
от уровня планировки
от поверхности рельефа

$d = 3.00$
 $d_n = 3.00$

м
м

Конструктивная схема сооружения является гибкой

Колонны

№	x_k	h_k
	[м]	[см]
1	2.00	40
2	5.00	40
3	8.00	40

Грунт

Удельный вес грунта выше уровня подошвы фундамента
 $\gamma_0 = 18.0$

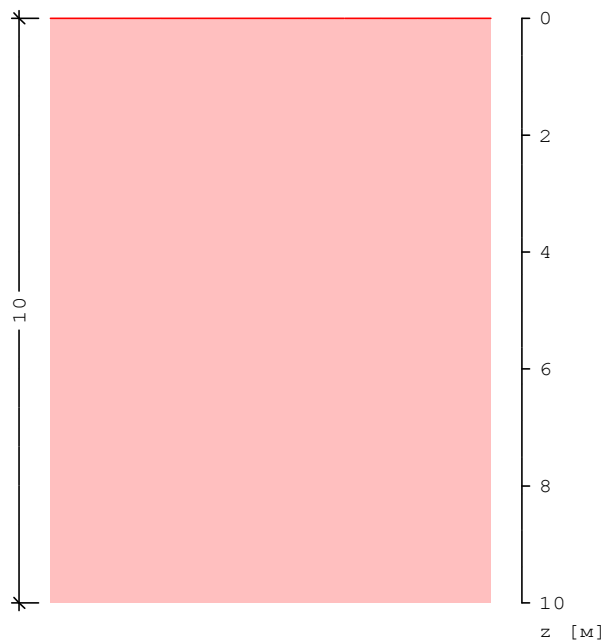
кН/м3

Слой	Название	h	Вид грунта	γ_s	γ	W	I_L
		[м]		[кН/м3]	[кН/м3]	[%]	[-]
1		10.00	Глина	26.0	18.0	3.0	0.25

Характеристики
грунта

Слой	c_{II}	φ_{II}	E	E_e
	[кПа]	[град]	[МПа]	[МПа]
1	15.0	25.0	20.0	100.0

Схема геологического разреза



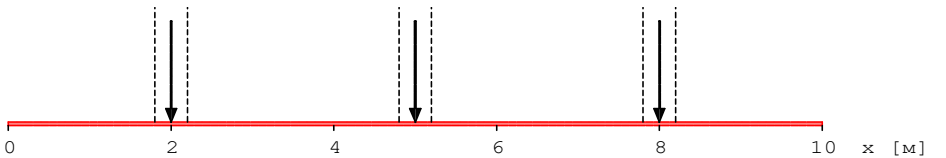
Нагрузки

№	Вид нагрузки	γ_f	Группа	Знак
1	Постоянная	1.10		

Силы и моменты

Нагрузка	Колонна	V [кН]	M [кНм]
1	1	1000.0	
	2	1000.0	
	3	1000.0	

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	В 25 (тяжелый)		
Продольная арматура	A500		
Поперечная арматура	A400		
Коэффициент условий работы	γ_b	=	0.900 -
Для бетона применяется	трехлинейная	диаграмма	
Для арматуры применяется	двухлинейная	диаграмма	
Расчетные 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

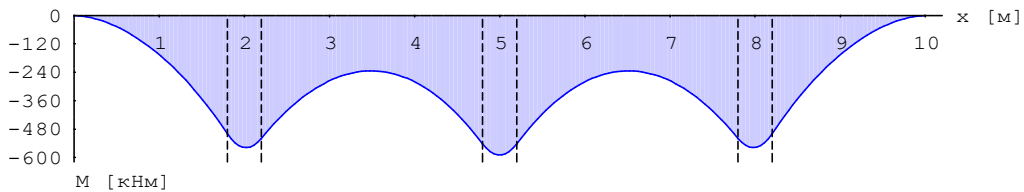
Комбинации нагрузок	К	Номер нагрузки (Коэффициент)
	1	1 (1.10)

Изгибная жесткость с учетом арматуры	$A_{св}$ [см ²]	$A_{ш}$ [см ²]	EI_c [МНм ²]	$EI_{прив}$ [МНм ²]
	4.69	29.99	312.50	344.48

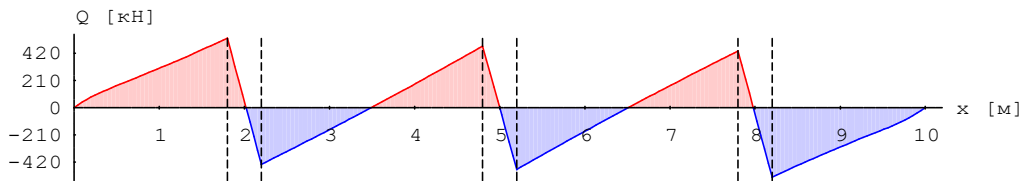
Расчет для комбинации нагрузок К = 1

К 1 Усилия, осадка, давление	х [м]	М [кНм]	Q [кН]	w [см]	p [кПа]
	0.00	0.0	0.0	1.72	442.6
	1.80	-499.6	536.7	2.47	309.0
	2.20	-519.4	-436.6	2.60	323.4
	4.80	-542.5	475.5	3.01	371.9
	5.20	-542.5	-475.5	3.01	371.9
	7.80	-519.4	436.6	2.60	323.4
	8.20	-499.6	-536.7	2.47	309.0
	10.00	0.0	0.0	1.72	442.6

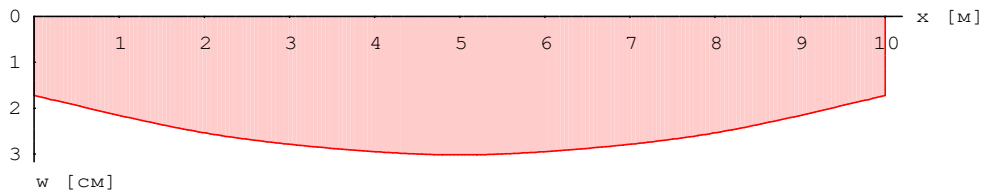
Изгибающий момент



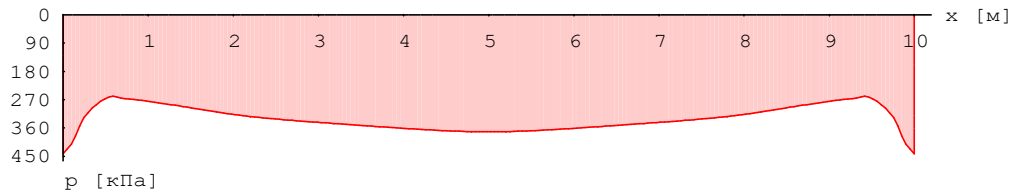
Поперечная сила



Осадка



Давление



Требуемая продольная арматура	$a_{\text{в}}$	$a_{\text{н}}$	$A_{\text{св}}$	$A_{\text{сн}}$	$\mu_{\text{св}}$	$\mu_{\text{сн}}$
	[см]	[см]	[см ²]	[см ²]	[%]	[%]
	3.10	3.30	4.69	30.05	*0.10	0.64
* Минимальная площадь арматуры						

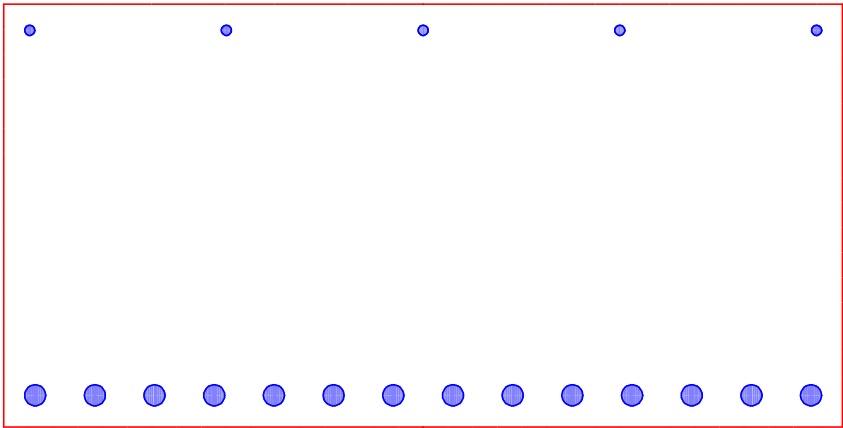
По расчету на действие поперечной силы для обеспечения прочности поперечная арматура не требуется.

Конструирование	Данные для подбора продольной арматуры				
	Место	d_{min}	d_{max}	n_{max}	a_{min}
		[мм]	[мм]		[мм]
	Вверху	12	28	15	25
	Внизу	12	28	15	25

Арматура подобрана по ограничению ширины трещин

Размещение стержней	Место	Ряд	n	d_s	a_z
				[мм]	[мм]
	Вверху		5	12	25
	Внизу		14	25	25

Подобранная продольная арматура	$A_{\text{св}}$	$A_{\text{сн}}$	$\mu_{\text{св}}$	$\mu_{\text{сн}}$
	[см ²]	[см ²]	[%]	[%]
	5.65	68.72	0.12	1.49



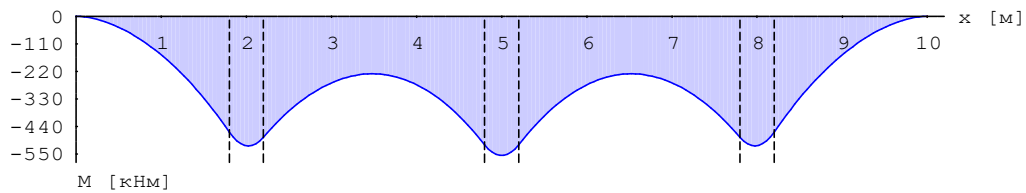
Стержни:
вверху 5 ϕ 12
внизу 14 ϕ 25
Защитный слой:
 $a_{\text{зв}}$ = 25 мм
 $a_{\text{зн}}$ = 25 мм

Трещиностойкость	Расчет по образованию и раскрытию трещин		
Предельная ширина раскрытия трещин	Непродолжительное раскрытие	$a_{\text{с1,u}}$ =	0.30 мм
	Продолжительное раскрытие	$a_{\text{с2,u}}$ =	0.20 мм
Комбинации нагрузок	К	Номер нагрузки (Коэффициент)	
	1	1 (1.00)	
Изгибная жесткость с учетом арматуры	$A_{\text{св}}$	$A_{\text{сн}}$	$EI_{\text{с}}$
	[см ²]	[см ²]	[МНм ²]
	5.65	68.72	312.50
			$EI_{\text{прив}}$
			[МНм ²]
			375.66

Расчет для комбинации нагрузок К = 1

К 1 Момент, осадка, давление	x	M	w	p
	[м]	[кНм]	[см]	[кПа]
	0.00	0.0	1.60	416.3
	1.80	-462.6	2.24	280.5
	2.20	-483.0	2.36	292.9
	4.80	-513.1	2.72	335.3
	5.20	-513.1	2.72	335.3
	7.80	-483.0	2.36	292.9
	8.20	-462.6	2.24	280.5
	10.00	0.0	1.60	416.3

Изгибающий момент



К 1 Ширина раскрытия трещин

x [м]	M [кНм]	M _l [кНм]	M _{crc} [кНм]	a _{crc1} [мм]	a _{crc2} [мм]
1.80	-462.6	-462.6	-166.6	0.165	0.165
2.20	-483.0	-483.0	-166.6	0.176	0.176
4.80	-513.1	-513.1	-166.6	0.192	0.192
5.20	-513.1	-513.1	-166.6	0.192	0.192
7.80	-483.0	-483.0	-166.6	0.176	0.176
8.20	-462.6	-462.6	-166.6	0.165	0.165

Осадка

Расчет осадки основания по формуле (5.16)

Вертикальная нагрузка
Среднее давление на грунт

V_{max} = 3000
p = 300.0

кН
кПа

Расчетное сопротивление грунта основания

R = 458.2

кПа

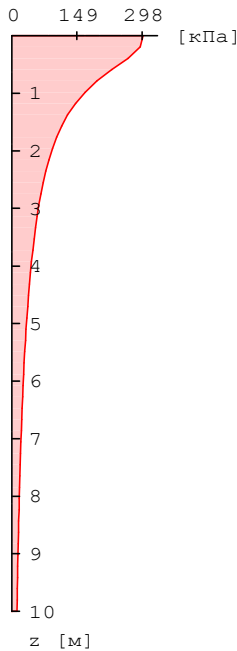
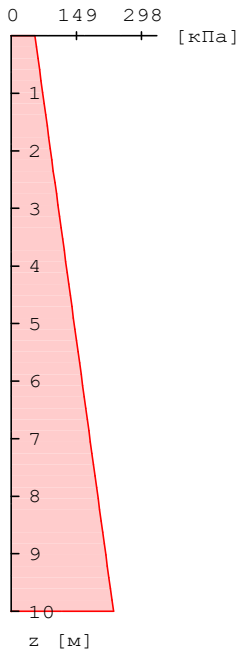
Примечание. Значение R увеличено на 20% по 5.6.24

Проверка допустимости давления на грунт

p / R = 300.0 / 458.2 = 0.655 <= 1

σ_{zg}

σ_{zp}



Глубина сжимаемой толщи
Напряжение при z = H_c
Осадка основания

H_c = 3.23
σ_{zp} / σ_{zg} = 56.1 / 0.500
s = 1.55

м
кПа
-
см

$s / s_u = 1.55 / 8.00 = 0.193 \leq 1$

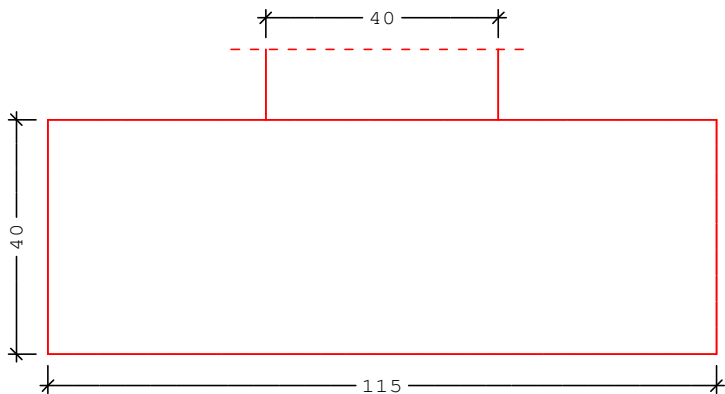
Расчет выполнен модулем 520 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

Поз. t521

Ленточный фундамент под стену

Фундамент

Толщина стены	b_c	=	40	см
Ширина сечения	b	=	115	см
Высота сечения	h	=	40	см



Глубина заложения фундамента от уровня планировки	d	=	3.00	м
от поверхности рельефа	d_n	=	3.00	м

Конструктивная схема сооружения является гибкой

Грунт

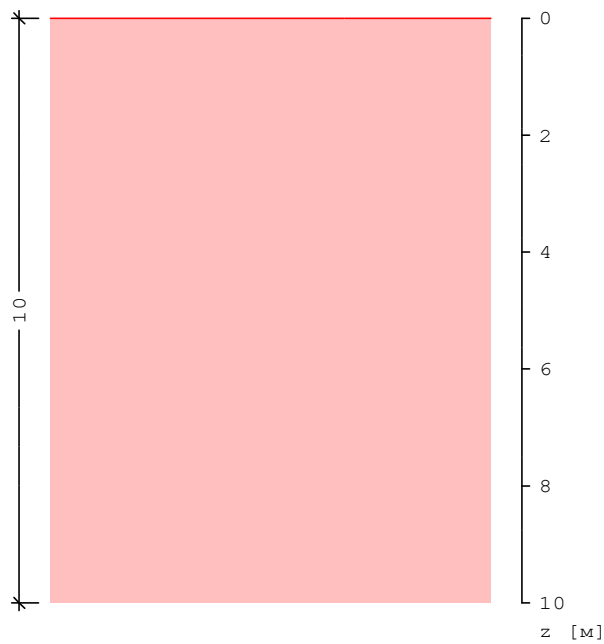
Удельный вес грунта выше уровня подошвы фундамента	γ_0	=	18.0	кН/м3

Слой	Название	h [м]	Вид грунта	γ_s [кН/м3]	γ [кН/м3]	W [%]	I_L [-]
1		10.00	Глина	26.0	18.0	3.0	0.25

Характеристики грунта

Слой	c_{II} [кПа]	φ_{II} [град]	E [МПа]	E_e [МПа]	ν [-]
1	15.0	25.0	20.0	100.0	0.30

Схема геологического разреза



Нагрузки

№	Вид нагрузки	γ_f	Группа	Знак
1	Постоянная	1.10		
2	Вес фундамента	1.10		

№	N [кН/м]	M [кНм/м]
1	500.0	10.0
2	11.5	

Расчет

СП 63.13330.2018, СП 20.13330.2016, СП 22.13330.2016

Бетон
 Арматура
 Коэффициент условий работы
 Для бетона применяется
 Для арматуры применяется

В 25 (тяжелый)
A500
 $\gamma_b = 0.900$ -
 трехлинейная диаграмма
 двухлинейная диаграмма

Расчетные сопротивления
 $\gamma_b R_b = 13.05$ МПа
 $\gamma_b R_{bt} = 0.95$ МПа
 $R_s = 435$ МПа
 $R_{sc} = 400$ МПа

Данные для определения расчетного сопротивления грунта основания R по формуле (5.7)

γ_{c1}	γ_{c2}	k	M_γ	M_q	M_c	k_z
1.25	1.00	1.10	0.780	4.110	6.670	1.00

b	d ₁	d _b	γ_{II}	γ'_{II}	φ_{II}	c_{II}
[м]	[м]	[м]	[кН/м3]	[кН/м3]	[град]	[кПа]
1.15	3.00	0.00	18.0	18.0	25.0	15.0

Учтено, что φ_{II} и c_{II} приняты по таблицам прилож.В

Значение по формуле (5.7) $R = 384.2$ кПа

Значение R увеличивается на 20% согласно 5.6.24

При $p = R$ $s = 2.46$ см < $0.4s_u = 3.20$ см

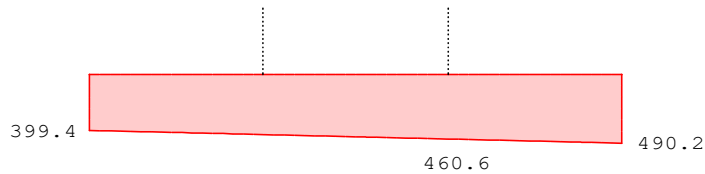
При $p = 1.20R$ $s = 3.13$ см < $0.8s_u = 6.40$ см

Расчетное сопротивление R = 461.1 кПа

Проверка допустимости давления на грунт от нормативных нагрузок

Комбинация нагрузок	N	M	Давление [кПа]		Нагрузка (Коэффициент)
	[кН/м]	[кНм/м]	max	min	
	511.5	10.0	490.2	399.4	1 (1.00)
					2 (1.00)

Давление на грунт



$$p_{min} / p_{max} = 0.815 -$$

$$\text{Среднее давление на грунт } p = 444.8 \text{ кПа}$$

$$p_{max} / 1.2R = 490.2 / 553.3 = 0.886 \leq 1$$

$$p / R = 444.8 / 461.1 = 0.965 \leq 1$$

Подбор арматуры поперечного направления

Комбинация нагрузок	N	M	Давление [кПа]		Нагрузка (Коэффициент)
	[кН/м]	[кНм/м]	max	min	
	562.6	11.0	539.2	439.4	1 (1.10)
					2 (1.10)

Вылет консоли фундамента	c	=	37.5	см
	c / h	=	0.94	-
Изгибающий момент	M ₀	=	37.1	кНм/м
Требуемая площадь арматуры	A _s	=	2.38	см ² /м

Данные для подбора арматуры	min d _s	max d _s	min s	max s
	[мм]	[мм]	[см]	[см]
	12	28	5	15

Подобранная арматура	d _s	s	A _s	μ	a _з
	[мм]	[см]	[см ² /м]	[%]	[мм]
	12	15	7.54	0.21	30

Примечание Учтен минимальный коэффициент армирования

Проверка прочности фундамента при действии поперечных сил

$$Q / Q_b = 196.1 / 860.0 = 0.228 \leq 1$$

Проверка трещиностойкости консолей фундамента

Комбинация нагрузок	N	M	N ₁	M ₁	Нагрузка (Коэффициент)
	[кН/м]	[кНм/м]	[кН/м]	[кНм/м]	
	511.5	10.0	511.5	10.0	1 (1.00)
					2 (1.00)

$$\text{Момент образования трещин } M_{cr c} = 73.5 \text{ кНм/м}$$

$$\text{Изгибающий момент } M_0 = 33.8 \text{ кНм/м}$$

Трещины не образуются

Расчет осадки основания по формуле (5.16)

Вертикальная нагрузка

N

= 511.5

кН/м

Глубина сжимаемой толщи

H_c

= 4.48

м

Напряжение при z = H_c

σ_{z p} / σ_{z g}

= 67.4

кПа

= 0.500

-

Осадка основания

s

= 2.99

см

s / s_u

= 2.99 / 8.00

= 0.373

<= 1

Расчет крена фундамента по формуле (5.24)

Моментная нагрузка

M

= 10.0

кНм/м

Коэффициент в формуле (5.24)

D · 10³

= 45.5

1/МПа

Коэффициент по табл. 5.9

k_e

= 0.070

-

Крен фундамента

i

= 0.00193

-

i / i_u

= 0.00193 / 0.005

= 0.385

<= 1

Расчет выполнен модулем 521 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

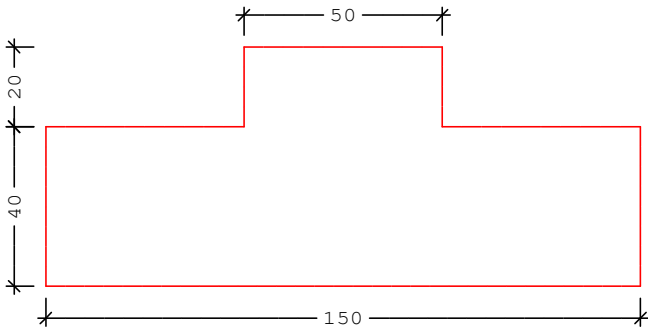
Поз. t522

Ленточный фундамент под колонны

Фундамент

l	b	h	b _f	h _{f1}	h _{f2}
[м]	[см]	[см]	[см]	[см]	[см]
10.00	50	60	150	40	40

Сечение



Колонны

№	x _k	h _k
	[м]	[см]
1	2.00	40
2	5.00	40
3	8.00	40

Глубина заложения фундамента

d

= 3.00

м

от уровня планировки

d_n

= 3.00

м

от поверхности рельефа

Грунт Удельный вес грунта выше уровня подошвы фундамента
 $\gamma_0 = 18.0 \text{ кН/м3}$

Слой	h [м]	γ_s [кН/м3]	e [-]	γ [кН/м3]	c [кПа]	ϕ [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)

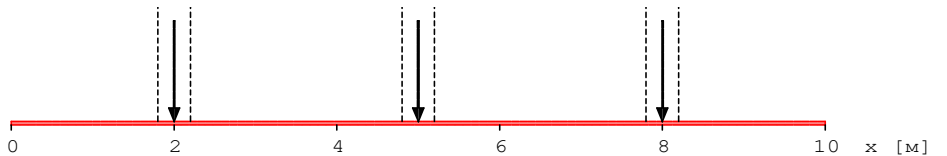
Коэффициенты

№	γ_{sup}	γ_{inf}	ψ_0	ψ_1	ψ_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

$A_{св}$ [см2]	$A_{сн}$ [см2]	EI_c [МНм2]	$EI_{прив}$ [МНм2]
0.00	41.83	497.48	523.83

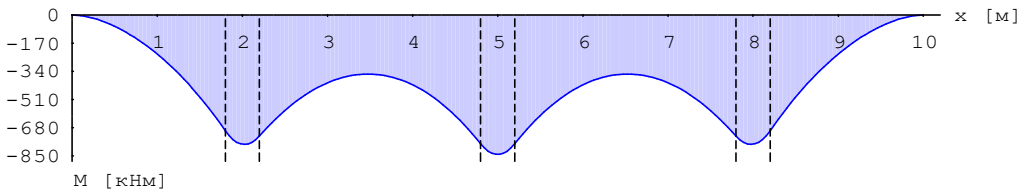
Расчет для комбинации воздействий K = 1

K 1 Усилия, осадка, давление

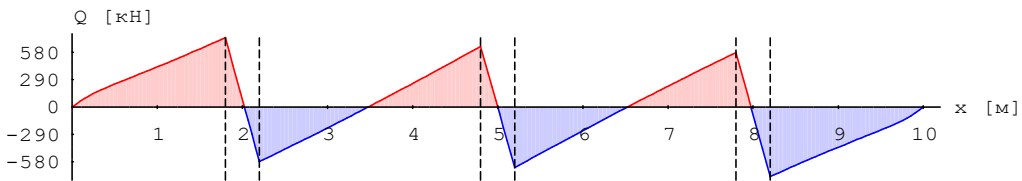
x [м]	M [кНм]	Q [кН]	w [см]	p [кПа]
0.00	0.0	0.0	1.68	441.1
1.80	-698.9	737.7	2.39	275.0
2.20	-730.6	-578.1	2.51	287.9
4.80	-777.6	642.8	2.91	331.6
5.20	-777.6	-642.8	2.91	331.6
7.80	-730.6	578.1	2.51	287.9

8.20	-698.9	-737.7	2.39	275.0
10.00	0.0	0.0	1.68	441.1

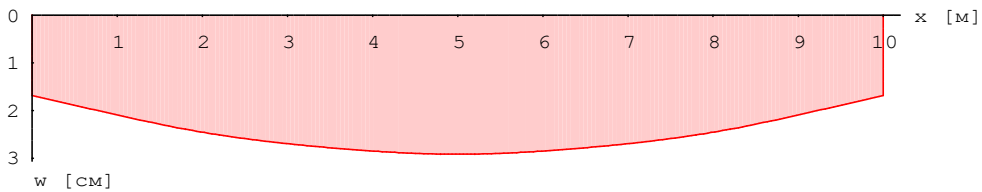
Изгибающий момент



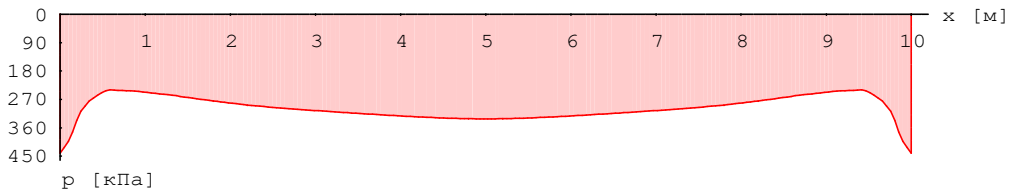
Поперечная сила



Осадка



Давление



К 1 Условие (6.5)

$$V_{Ed} / V_{Rd,max} = 738 / 1211 = 0.609 \leq 1$$

при x = 1.80 м

Требуемая продольная арматура

a_b [см]	a_n [см]	A_{sb} [см ²]	A_{sn} [см ²]	ρ_{sb} [%]	ρ_{sn} [%]
	6.20		41.88		1.56

Требуемая арматура в полке

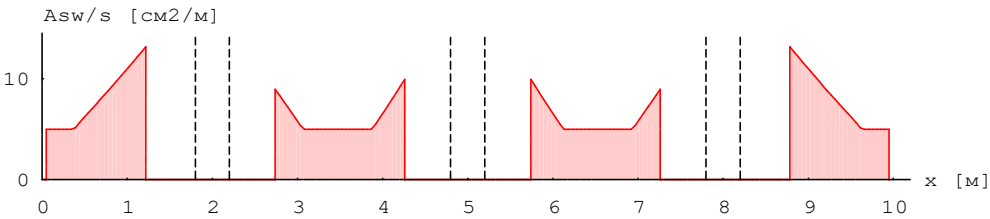
Свес [см]	p_{cp} [кПа]	M [кНм/м]	a_n [см]	A_s [см ² /м]
50.0	297.2	37.2	4.60	2.35

Требуемая поперечная арматура

x [м]	V_{Ed} [кН]	$V_{Rd,c}$ [кН]	z [см]	$\cot\theta$ [-]	$V_{Rd,s}$ [кН]	$V_{Rd,max}$ [кН]	A_{sw}/s [см ² /м]	ρ_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]	Рср [кПа]	Q [кН/м]	VRd,c [кН/м]	Q/VRd,c
35.4	297.2	43.4	259.9	0.167

d – расстояние от ребра до расчетного сечения

При расчете свеса VRd,c определяется по формуле (6.2а) с учетом указаний 6.2.2 (6)

Конструирование

Данные для подбора продольной арматуры				
Место	dmin [мм]	dmax [мм]	nmax	amin [мм]
Вверху	12	28	15	25
Внизу	12	28	15	25

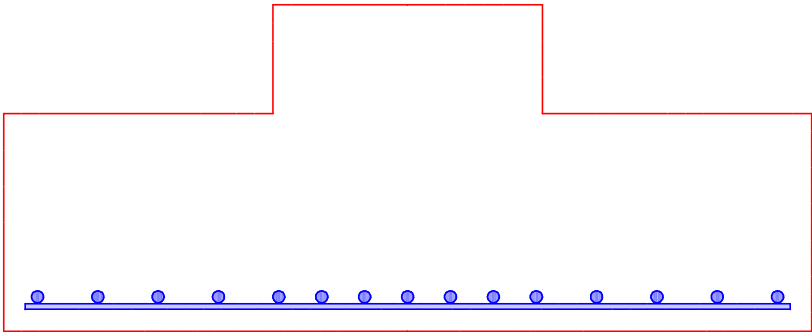
Арматура подобрана по ограничению ширины трещин

Размещение стержней

Место	Ряд	n	ds [мм]	сnom [мм]
Внизу		15	22	52

Подобранная продольная арматура

Asв [см2]	Asн [см2]	ρсв [%]	ρсн [%]
	57.02		2.12



Стержни: 15 Ø22
Защитный слой:
сnom n = 40 мм

Подобранная арматура в полке

ds [мм]	s [см]	As [см2/м]	ρs [%]	сnom [мм]
12	15	7.54	0.21	40

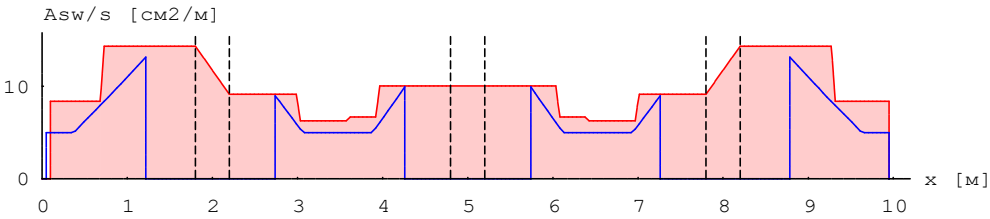
Данные для подбора поперечной арматуры

dsв [мм]	Число ветвей	smax [см]	Δs [см]	s1 [см]
8	2	30	5	s/2

Размещение хомутов

Колонна	Место	Участок	Длина [м]	Число хомутов	s [см]	Asw/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	Слева	2-й	0.320	2	16	6.28
		1-й	0.850	9	10	10.05
	Справа	2-й	0.300	2	15	6.70
		1-й	0.850	9	10	10.05
3	Слева	2-й	0.300	2	15	6.70
		1-й	0.825	8	11	9.14
	Справа	2-й	0.320	2	16	6.28
		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

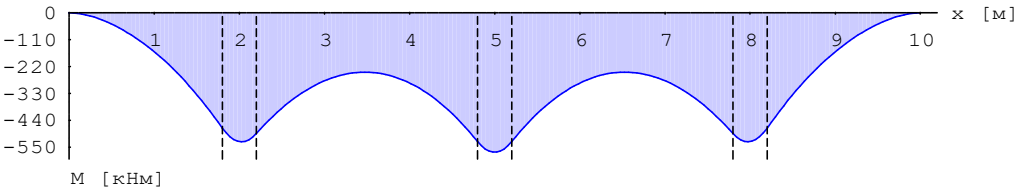
Постоян. комбинации	К	Номер воздействия (Коэффициент)
	1	1 (1.00)

Изгибная жесткость с учетом арматуры	$A_{св}$	$A_{сн}$	EI_c	$EI_{прив}$
	[см2]	[см2]	[МНм2]	[МНм2]
	0.00	57.02	497.48	532.52

Расчет для комбинации воздействий К = 1

К 1 Момент, осадка, давление	х	М	w	р
	[м]	[кНм]	[см]	[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	х	М	M_c	w_k
	[м]	[кНм]	[кНм]	[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

Напряжение при $z = H_c$

σ_{zp}
=
33.2
кПа

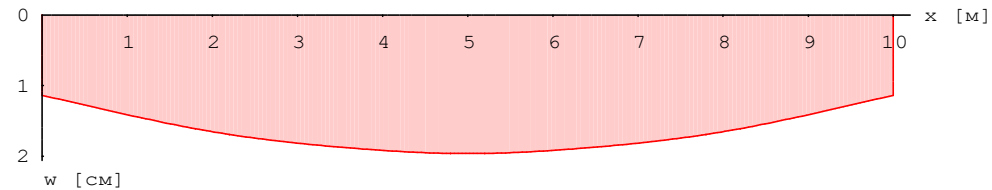
σ_{zg}
=
0.231
-

$\sigma_{zp} / \sigma_{zg}$
=
0.231
-

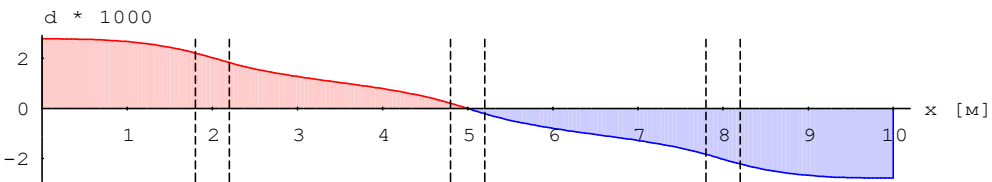
К 1 Осадка, крен,
давление

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

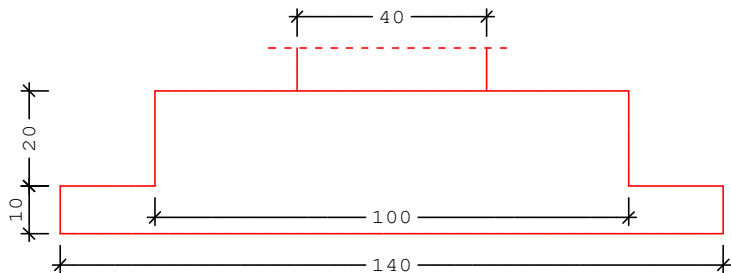
Расчет выполнен модулем 522 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

Поз. t523

Ленточный фундамент под стену (MSZ EN 1992)

Фундамент

Толщина стены	b_c	=	40	см
Ширина верхней ступени	b_B	=	100	см
Высота верхней ступени	h_B	=	20	см
Ширина нижней ступени	b_H	=	140	см
Высота нижней ступени	h_H	=	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]	γ_s [кН/м3]	e [-]	γ [кН/м3]	c [кПа]	φ [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

№	γ_{sup}	γ_{inf}	ψ_0	ψ_1	ψ_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

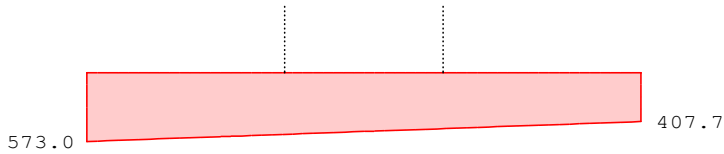
Предел прочности арматуры $f_{tk} = 525$ МПа

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]	γ [кН/м3]	$tg\varphi$ [-]
1.32	8.0	54.0	18.0	0.373

Коэффициенты

s_c	s_q	s_γ	N_c	N_q	N_γ
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	см ² /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	см ² /м

Подбор арматуры и проверка прочности при изгибе

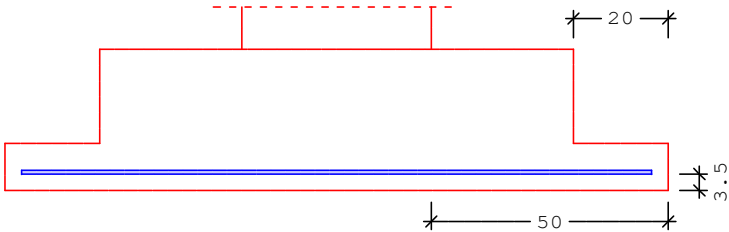
Данные для подбора арматуры

$min\ d_s$ [мм]	$max\ d_s$ [мм]	$min\ s$ [см]	$max\ s$ [см]
8	20	5	30

Подобранная арматура

d_s [мм]	s [см]	A_s [см ² /м]	ρ [%]	C_{nom} [мм]
8	7	7.18	0.28	35

Арматура подобрана по ограничению ширины трещин



Условия прочности

$$M_0 / M_{0u} = 69.2 / 81.7 = 0.846 \leq 1$$

$$M_1 / M_{1u} = 11.3 / 16.1 = 0.700 \leq 1$$

Проверка прочности при действии поперечной силы

Выбранная комбинация	V_d	M_d	Воздействие (Коэффициент)			
	[кН/м]	[кНм/м]	1	(1.35)	2	(1.35)
	686.5	27.0				
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 (6.2a) с учетом указаний 6.2.2 (6)

Проверка трещиностойкости

Предельная ширина трещин		w_{max}	=	0.30	мм
Выбранная комбинация	V_d	M_d	Воздействие (Коэффициент)		
	[кН/м]	[кНм/м]	1	(1.00)	2 (1.00)
	508.5	20.0			
Ширина раскрытия трещин	s	M	M_c	w_k	
	[см]	[кНм/м]	[кНм/м]	[мм]	
	50.0	51.2	38.1	0.243	
	20.0	8.4	4.1	0.146	

Проверка допустимости осадки основания

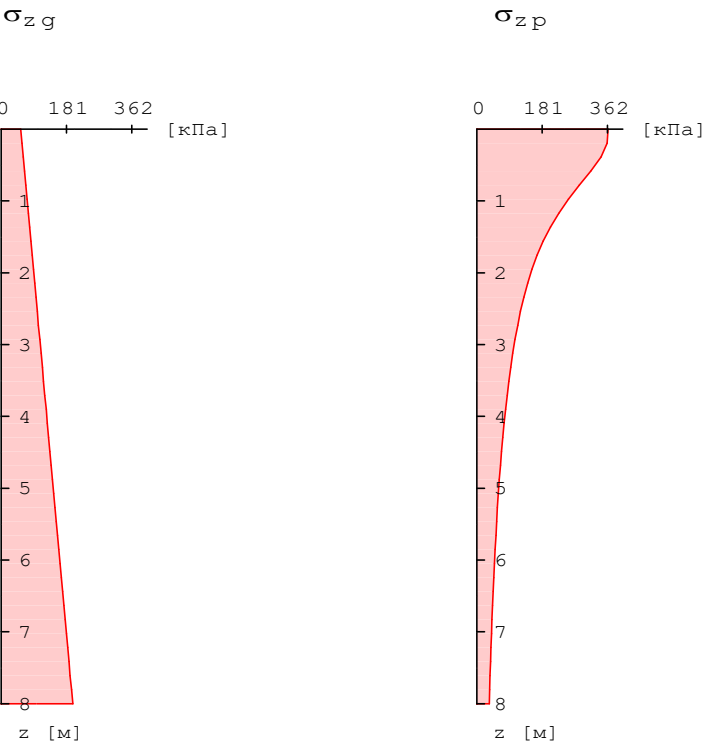
Рассматривается линейное распределение давления р
Определяется осадка в центре подошвы фундамента

Выбранная комбинация	V_d	M_d	Воздействие (Коэффициент)	
	[кН/м]	[кНм/м]	1	(1.00) 2 (1.00)
	508.5	20.0		
Напряжения в грунте	z	σ_{zg}	σ_{zp}	$\sigma_{zp} / \sigma_{zg}$
	[м]	[кПа]	[кПа]	
	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

σ_{zg} - напряжение от веса грунта
 σ_{zp} - напряжение от нагрузки

Напряжения в грунте



Глубина сжимаемой толщи	H_c	=	7.43	м
Напряжение при $z = H_c$	σ_{zp}	=	37.5	кПа
	$\sigma_{zp} / \sigma_{zg}$	=	0.200	-
Осадка основания	s	=	2.43	см

Условие допустимости
 $s / s_u = 2.43 / 5.00 = 0.486 \leq 1$

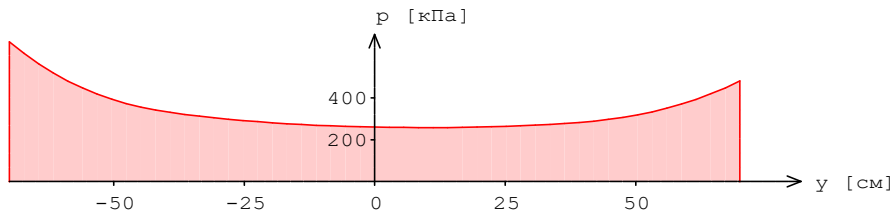
Проверка допустимости крена фундамента

Принимается линейное распределение осадки $s(y)$

Выбранная комбинация	V_d	M_d	Воздействие (Коэффициент)	
	[кН/м]	[кНм/м]		
	508.5	20.0	1 (1.00)	2 (1.00)

Применяется итерационный метод
 Итерационная погрешность $\epsilon = 0.68 \%$
 Осадка $s(y) = 2.03 - 0.00138 * y$

Давление на грунт p (y)



Условие допустимости $i / i_u = 0.00138 / 0.0020 = 0.691 \leq 1$

Работоспособность фундамента обеспечена

Расчет выполнен модулем 523 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

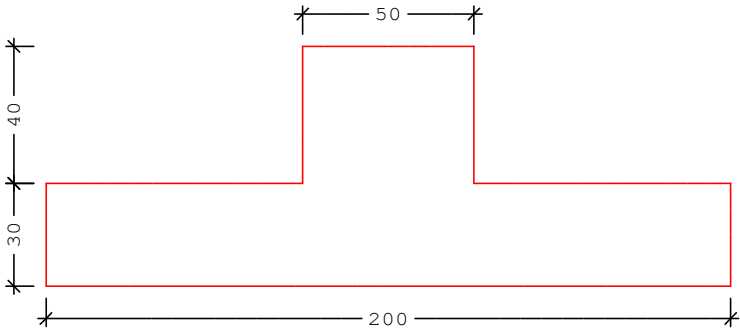
Поз. t524

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
 $\gamma_0 = 18.0 \text{ кН/м}^3$

Слой	h [м]	γ_s [кН/м3]	e [-]	γ [кН/м3]	c [кПа]	ϕ [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)

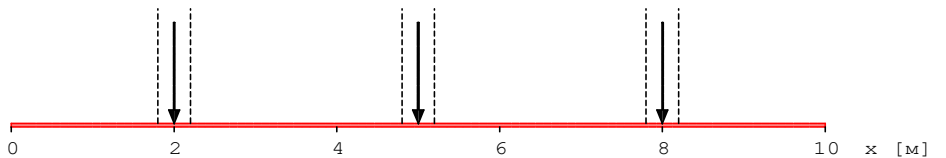
Коэффициенты

№	γ_{sup}	γ_{inf}	ψ_0	ψ_1	ψ_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

$A_{св}$ [см2]	$A_{сн}$ [см2]	EI_c [МНм2]	$EI_{прив}$ [МНм2]
0.00	37.81	766.25	791.89

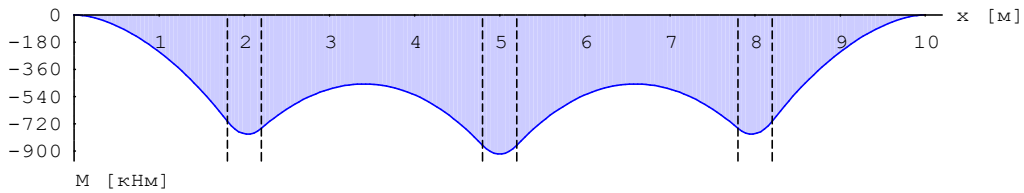
Расчет для комбинации воздействий K = 1

K 1 Усилия, осадка, давление

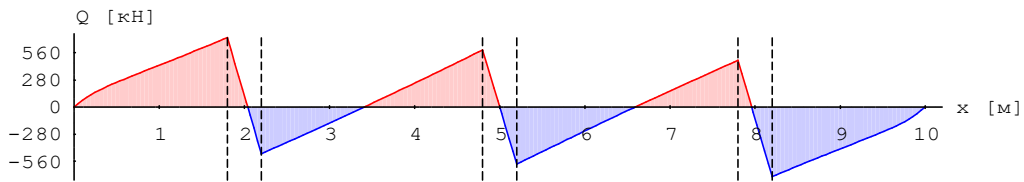
x [м]	M [кНм]	Q [кН]	w [см]	p [кПа]
0.00	0.0	0.0	1.69	349.7
0.30	-29.0	175.8	1.79	225.2
0.60	-99.9	291.7	1.88	177.1
0.90	-203.3	397.5	1.97	174.3
1.20	-338.1	501.3	2.06	176.8
1.50	-504.4	608.0	2.14	180.7

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

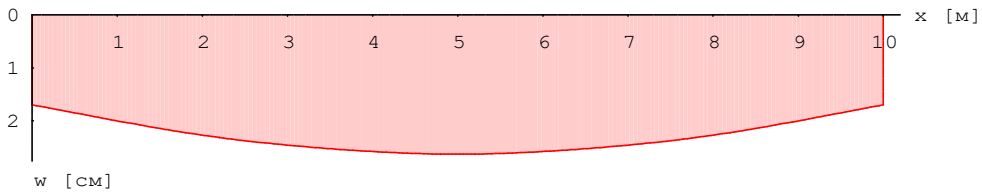
Изгибающий момент



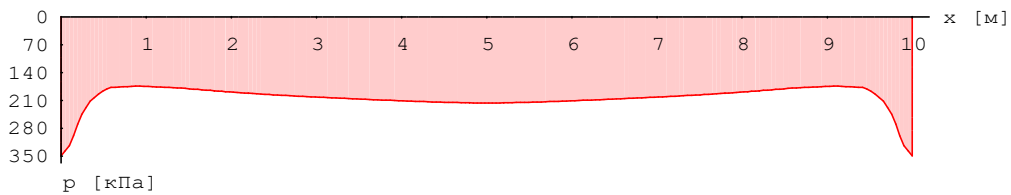
Поперечная сила



Осадка



Давление



К 1 Условие (6.5)

$V_{Ed} / V_{Rd,max} = 718 / 1195 = 0.601 \leq 1$
при $x = 1.80$ м

Требуемая продольная арматура

a_v [см]	a_n [см]	A_{sv} [см2]	A_{sn} [см2]	ρ_{sv} [%]	ρ_{sn} [%]
	5.05		37.84		1.17

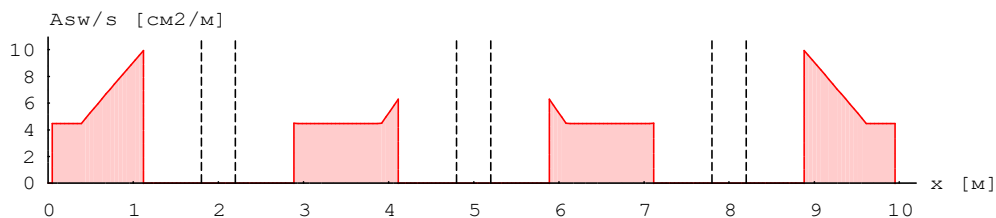
Требуемая арматура в полке

Свес [см]	p_{cp} [кПа]	M [кНм/м]	a_n [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]	$\cot\theta$ [-]	$V_{Rd,s}$ [кН]	$V_{Rd,max}$ [кН]	A_{sw}/s [см2/м]	ρ_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 (6.2a) 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

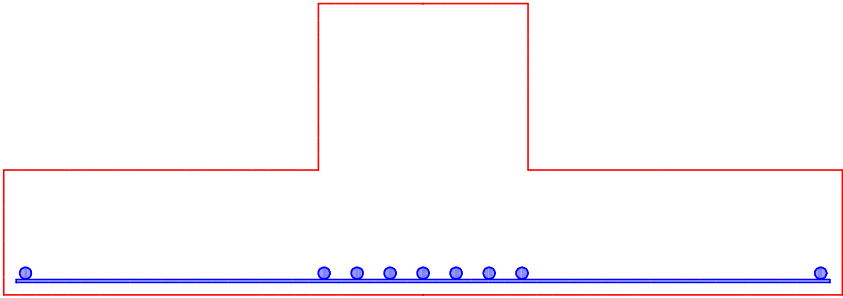
Арматура подобрана по ограничению ширины трещин

Размещение стержней

Место	Ряд	n	d_s [мм]	c_{nom} [мм]
Внизу		9	28	38

Подобранная продольная арматура

A_{sv} [см2]	A_{sn} [см2]	ρ_{sv} [%]	ρ_{sn} [%]
	55.42		1.71



Стержни: 9 Ø 28
Защитный слой:
спот н = 30 мм

Подобранная
арматура в полке

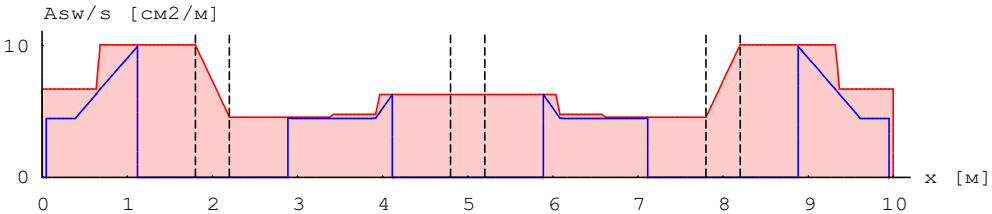
d_s [мм]	s [см]	A_s [см ² /м]	ρ_s [%]	C_{nom} [мм]
8	9	5.59	0.21	30

Данные для подбора
поперечной арматуры

d_{sw} [мм]	Число ветвей	s_{max} [см]	Δs [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
2	Справа		0.990	5	22	4.57
	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

$A_{св}$ [см ²]	$A_{сн}$ [см ²]	EI_c [МНм ²]	$EI_{прив}$ [МНм ²]
0.00	55.42	766.25	802.71

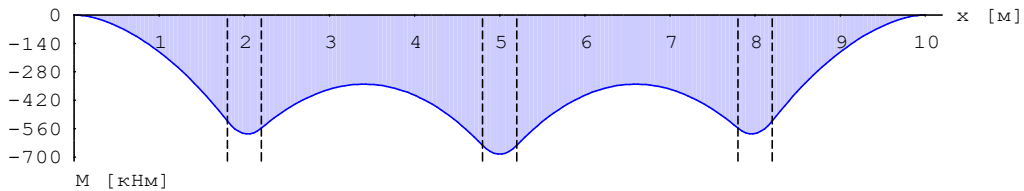
Расчет для комбинации воздействий **К = 1**

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

х [м]	М [кНм]	М _с [кНм]	w _к [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

Р _{ср} [кПа]	М [кНм/м]	М _с [кНм/м]	w _к [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 р = 202.5 кПа

Определение несущей способности грунта согласно EN 1997-1, Приложение D

Данные для формулы (D.2)	B'	c	q	γ	tgφ
	[м]	[кПа]	[кПа]	[кН/м3]	[-]
	2.00	8.0	54.0	18.0	0.462

Коэффициенты	s _c	s _q	s _γ	N _c	N _q	N _γ
	1.000	1.000	1.000	20.42	10.43	8.71

Предельное давление р_u = 883.4 кПа

Условие прочности р / р_u = 202.5 / 883.4 = **0.229** <= 1

Осадка Проверка допустимости осадки и крена колонн

Норматив. комбинация	K	Номер воздействия (Коэффициент)
	1	1 (1.00)

Расчет для комбинации воздействий K = 1

Вертикальная нагрузка V = 3000 кН
Среднее давление на грунт р = 150.0 кПа

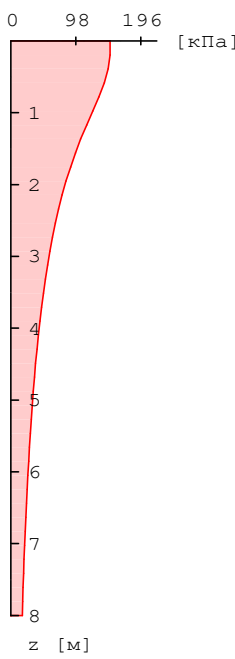
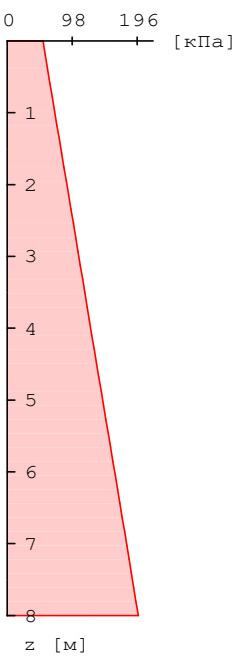
Напряжения в грунте	z	σ _{zg}	σ _{zp}	σ _{zp} /σ _{zg}
	[м]	[кПа]	[кПа]	
	0.00	54.0	150.0	2.778
	0.50	63.0	143.6	2.279
	1.00	72.0	122.6	1.703
	1.50	81.0	100.0	1.234
	2.00	90.0	81.8	0.909
	2.50	99.0	68.1	0.688
	3.00	108.0	57.6	0.533
	3.50	117.0	49.3	0.422
	4.00	126.0	42.7	0.339
	4.50	135.0	37.3	0.276
	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

σ_{zg} - напряжение от веса грунта
σ_{zp} - напряжение от нагрузки при x = 5.00 м

Напряжения в грунте

σ_{zg}

σ_{zp}

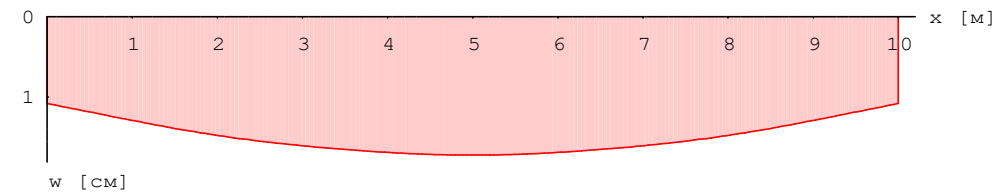


Глубина сжимаемой толщи H_c = 5.36 м
Напряжение при $z = H_c$ σ_{zp} = 30.1 кПа
 $\sigma_{zp} / \sigma_{zg}$ = 0.200 -

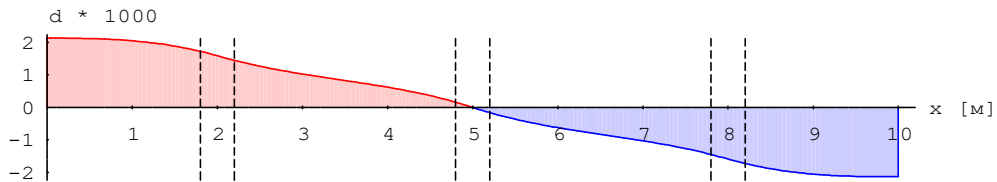
К 1 Осадка, крен,
давление

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

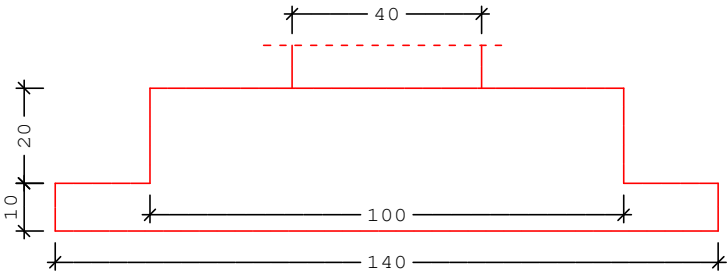
Расчет выполнен модулем 524 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

Поз. t525

Ленточный фундамент под стену (ТКП EN 1992)

Фундамент

Толщина стены	b_c	=	40	см
Ширина верхней ступени	b_B	=	100	см
Высота верхней ступени	h_B	=	20	см
Ширина нижней ступени	b_H	=	140	см
Высота нижней ступени	h_H	=	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
 $\gamma_0 = 18.0 \text{ кН/м}^3$

Слой	h [м]	γ_s [кН/м ³]	e [-]	γ [кН/м ³]	c [кПа]	ϕ [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

№	γ_{sup}	γ_{inf}	ψ_0	ψ_1	ψ_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

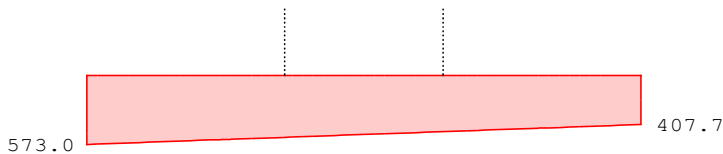
Проверка прочности грунта основания

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'	c	q	γ	tg ϕ
[м]	[кПа]	[кПа]	[кН/м ³]	[-]
1.32	8.0	54.0	18.0	0.373

Коэффициенты	s_c	s_d	s_γ	N_c	N_d	N_γ
	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

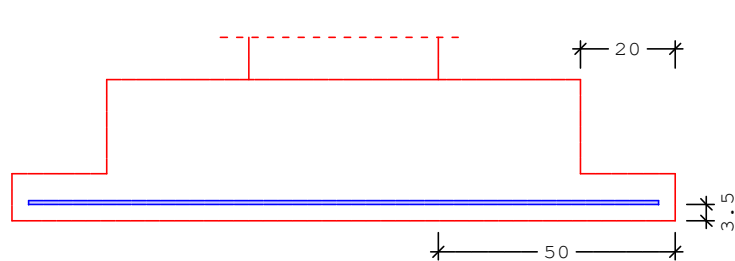
Выбранная комбинация	V_d	M_d	Воздействие (Коэффициент)			
	[кН/м]	[кНм/м]				
	686.5	27.0	1	(1.35)	2	(1.35)
Расстояние до ц.т. арматуры a = 3.90 см						
Вылет консоли фундамента c_0 = 50.0 см						
Изгибающий момент M_0 = 69.2 кНм/м						
Требуемая площадь арматуры A_{s0} = 6.09 см ² /м						
Вылет консоли нижней ступени c_1 = 20.0 см						
Изгибающий момент M_1 = 11.3 кНм/м						
Требуемая площадь арматуры A_{s1} = 4.87 см ² /м						

Подбор арматуры и проверка прочности при изгибе

Данные для подбора арматуры	$\min d_s$	$\max d_s$	$\min s$	$\max s$
	[mm]	[mm]	[cm]	[cm]
	8	20	5	30

Подобранная арматура	d_s	s	A_s	ρ	C_{nom}
	[mm]	[cm]	[cm ² /m]	[%]	[mm]
	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	M_d	Воздействие (Коэффициент)			
	[кН/м]	[кНм/м]				
	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

$$V_1 \, / \, V_{Rd,c} = 78.5 \, / \, 83.9 = 0.935 \leq 1$$

Примечание. Значение $V_{Rd,c}$ определяется по формуле (6.2а) с учетом указаний 6.2.2 (6)

Проверка трещиностойкости

Предельная ширина трещин

$$w_{max} = 0.30 \text{ мм}$$

Выбранная комбинация	V_d	M_d	Воздействие (Коэффициент)			
	[кН/м]	[кНм/м]				
	508.5	20.0	1	(1.00)	2	(1.00)

Ширина раскрытия трещин	s	M	M_c	w_k
	[см]	[кНм/м]	[кНм/м]	[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	M_d	Воздействие (Коэффициент)			
	[кН/м]	[кНм/м]				
	508.5	20.0	1	(1.00)	2	(1.00)

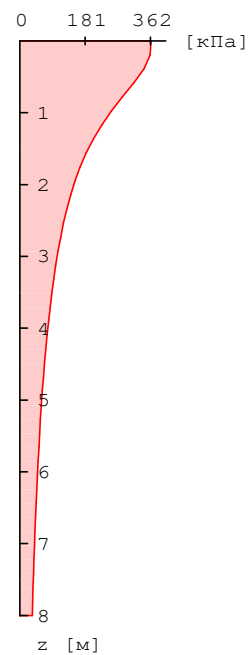
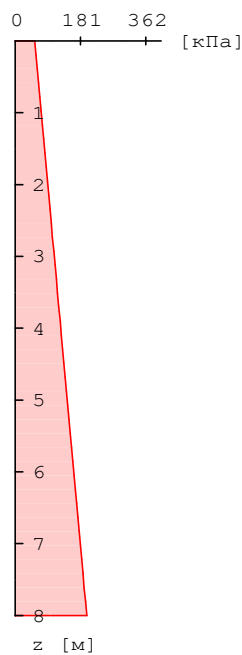
Напряжения в грунте	z	σ_{zg}	σ_{zp}	$\sigma_{zp} / \sigma_{zg}$
	[м]	[кПа]	[кПа]	
	0.00	54.0	363.2	6.726
	0.50	63.0	328.2	5.210
	1.00	72.0	250.0	3.472
	1.50	81.0	189.8	2.343
	2.00	90.0	149.8	1.664
	2.50	99.0	122.6	1.239
	3.00	108.0	103.2	0.956
	3.50	117.0	88.6	0.758
	4.00	126.0	77.4	0.614
	4.50	135.0	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

σ_{zg} - напряжение от веса грунта
 σ_{zp} - напряжение от нагрузки

Напряжения в грунте

σ_{zg}

σ_{zp}



Глубина сжимаемой толщи
 H_c
=
7.43
м

Напряжение при $z = H_c$
 $\sigma_{zp} / \sigma_{zg}$
=
37.5 / 0.200
кПа / -

Осадка основания
 s
=
2.43
см

Условие допустимости
 $s / s_u = 2.43 / 5.00 = 0.486 \leq 1$

Проверка допустимости крена фундамента

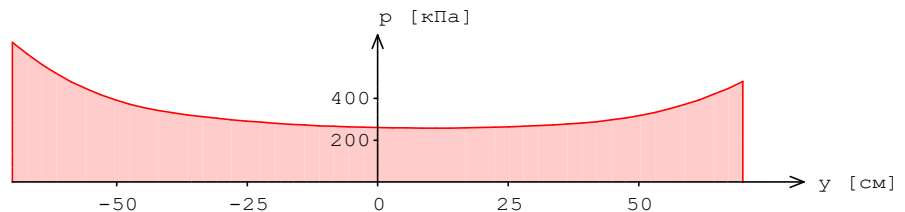
Принимается линейное распределение осадки $s(y)$

Выбранная комбинация	V_d	M_d	Воздействие (Коэффициент)			
	[кН/м]	[кНм/м]				
	508.5	20.0	1	(1.00)	2	(1.00)

Применяется итерационный метод
Итерационная погрешность
 ϵ
=
0.68
%

Осадка $s(y) = 2.03 - 0.00138 * y$

Давление на грунт $p(y)$



Условие допустимости $i / i_u = 0.00138 / 0.0020 = 0.691 \leq 1$

Работоспособность фундамента обеспечена

Расчет выполнен модулем 525 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

Поз. t526

Свая

Вид сваи

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

25

Стержни: 4 Ø12

Защитный слой:

аз = 25 мм

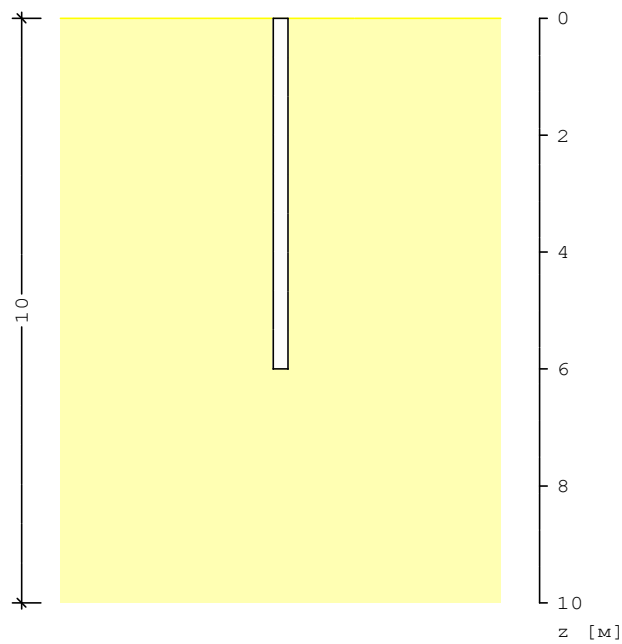
Грунт			
Слой	Название слоя	h [м]	Вид грунта
1	Грунт 1	10.00	Песок мелкий плотный

Удельный вес грунта	Слой	W	e	S _r	γ _s	γ
		[%]	[-]	[-]	[кН/м3]	[кН/м3]
	1	5.0	0.46	0.27	25.0	18.0

Коэфф. надежности	γ _{g(c)}	γ _{g(φ)}	γ _{g(γ)}
	1.50	1.10	1.10

Характеристики грунта	Слой	c _{II}	φ _{II}	γ _{II}	c _I	φ _I	γ _I
		[кПа]	[град]	[кН/м3]	[кПа]	[град]	[кН/м3]
	1	0.0	30.0	18.0	0.0	27.3	16.4

Схема геологического разреза



Нагрузки

№	Вид нагрузки	γ_f	N	H	M
			[кН]	[кН]	[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 γ_b = 0.900 -

Арматура **A500**

Комбинация нагрузок

N [кН]	Нагрузка (Коэффициент)
0.0	1 (1.10)

Результаты расчета при 3 итерациях

z	C	C*	w	M	p	p _u	p/p _u
[м]	[кН/м]	[кН/м]	[см]	[кНм]	[кПа]	[кПа]	[-]
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

Позиция	t526	Страница	553
Проект	СТАТИКА тест всех модулей	Дата	08.10.2025
Разраб.	Разработчик	Версия	2026.000
СТАТИКА/526			

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)

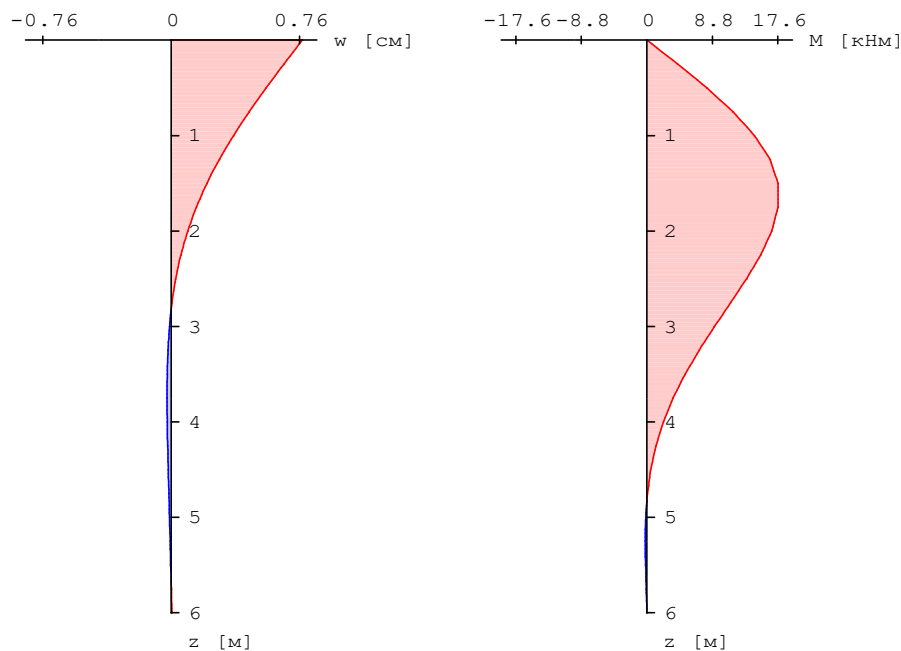
p - давление на грунт, определяемое по формуле $p = c_* w / (b_p h_*)$

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) $\alpha_\epsilon = 0.883$ 1/м
при $K = 6000$ кН/м⁴
 $\alpha_\epsilon 1 = 5.30$ -

Коэффициенты в условии допустимости давления (Б.8)
 $\eta_1 = 1.0$ $\eta_2 = 0.400$ $\xi = 0.6$

η_2 определяется по формуле (Б.9) приложения Б при $n = 2.50$ -
 $M_c = 37.4$ кНм $M_t = 0.0$ кНм

Условие проверки $(p / p_u)_{\max} = 18.73 / 18.98 = 0.987 \leq 1$
при $z = 1.25$ м

Проверка прочности материала сваи

Условие проверки $M / M_u = 17.63 / 20.00 = 0.882 \leq 1$
при $z = 1.75$ м

Проверка допустимости перемещения головы сваи от нормативной нагрузки

Условие проверки $u_0 / u_u = 0.71 / 5.00 = 0.141 \leq 1$

Работоспособность сваи обеспечена

Расчет выполнен модулем 526 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

Поз. 527

Свая ТИТАН

Свая

Тип буроинъекционной штанги ТИТАН 127/103

Диаметр буровой коронки d_k = 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

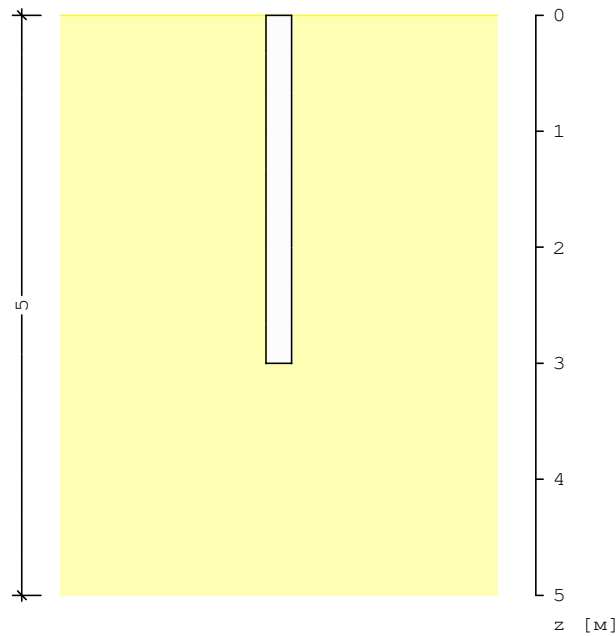
Грунт

Слой	h [м]	Вид грунта
1	5.00	Песок мелкий плотный

Удельный вес
грунта

Слой	W [%]	e [-]	S_r [-]	γ_s [кН/м3]	γ [кН/м3]
1	10.0	0.56	0.48	27.0	19.0

Схема геологического разреза



Нагрузка

Вдавливающая нагрузка

N

=

40.0

кН

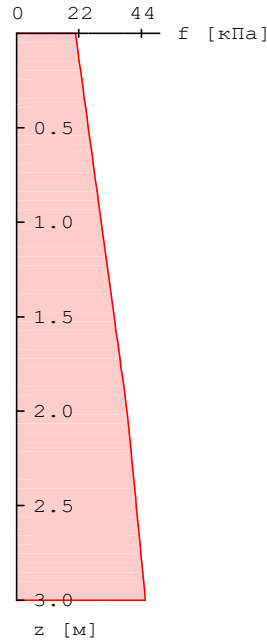
Расчет

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

γ_c

=

1.00

-

Несущая способность сваи

$F_d = \gamma_c u \sum \gamma_{R, f} f_i h_i$

=

63.5

кН

Условие прочности

$N \gamma_n \gamma_{c, g} / F_d$

=

$40.0 * 1.00 * 1.40 / 63.5$

=

0.882

<= 1

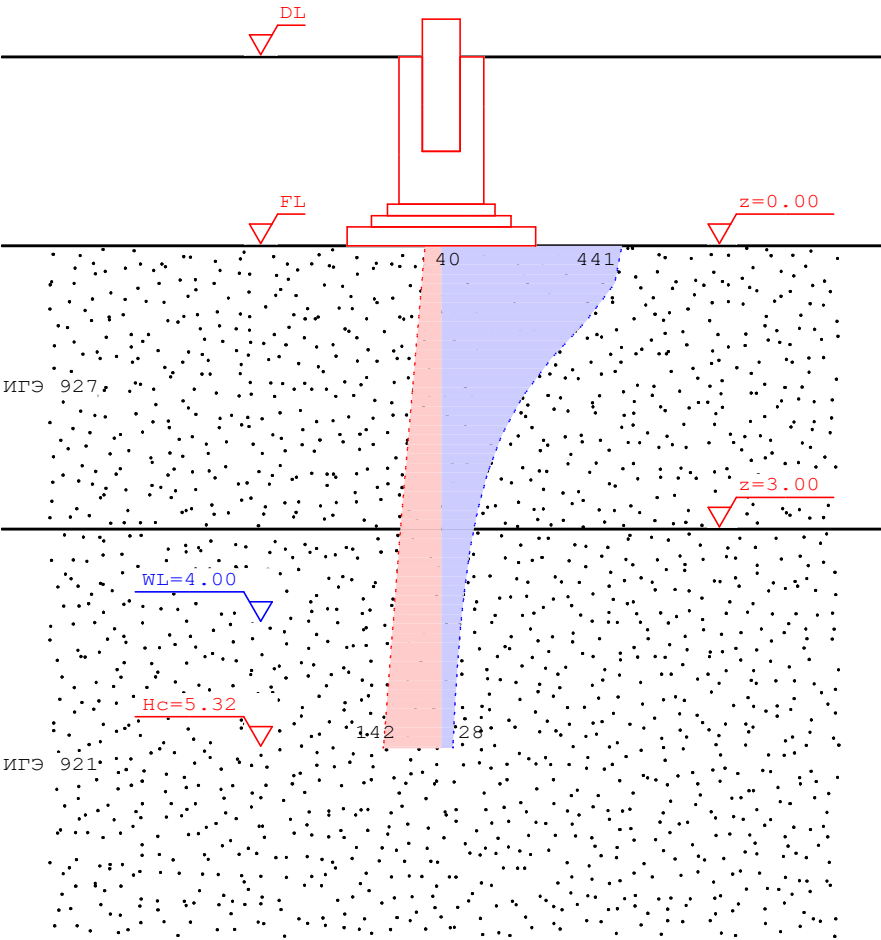
Работоспособность сваи обеспечена

Поз. t534 Столбчатый фундамент

Данные для расчета

Схема расположения слоев грунта

М = 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/м³]	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 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
2	Переменное	Категория А: жилые здания переменное Категория-А

Характеристики

№	γ_F	ξ	ψ_0	ψ_1	ψ_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	

PCY
Усилия и моменты

расчетные сочетания усилий по MSZ EN 1990:2011 для опасных PCY на высоте Н от подошвы фундамента.

N	Тип PCY	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

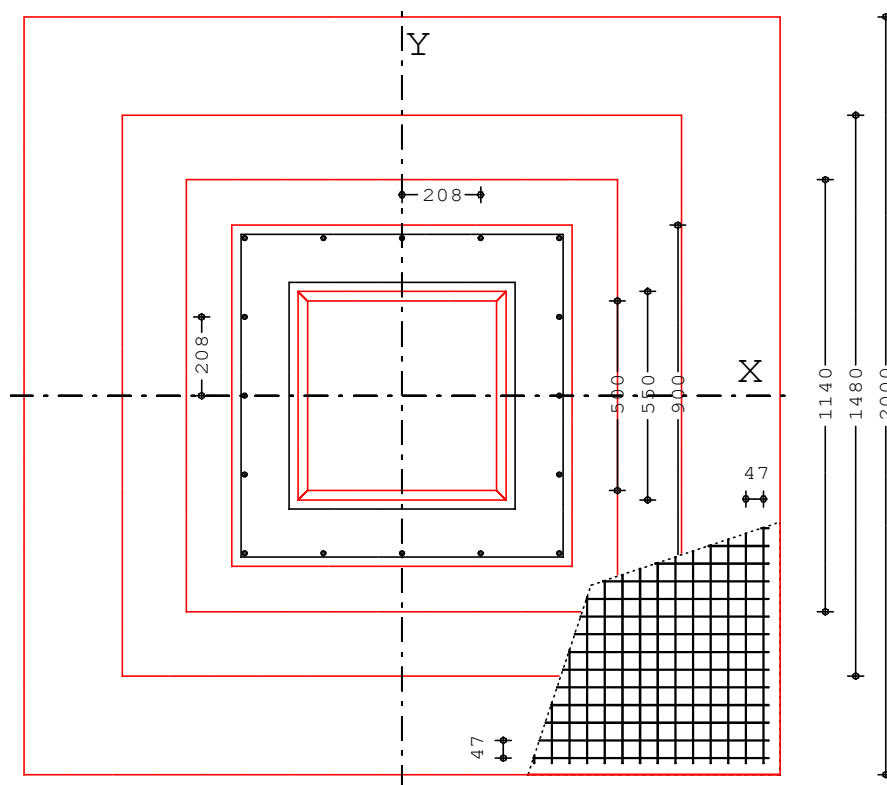
Наг- руж.	Коэффициенты PCY				Наг- руж.	Коэффициенты PCY			
	1	2	3	4		1	2	3	4
1	1.00	1.00	1.35	1.35	2	0.30	1.00	1.50	0.00

Результаты расчета

геометрических характеристик фундамента.

Объект	размеры по X и по Y		высота h
	[см]	[см]	[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 сверху
 М = 1 :20



Расчет основания

Схема линейно деформируемого полупространства.

Расчет по деформациям

Наибольшая осадка достигается при РСУ № 1.
 Глубина сжимаемой толщи $\sigma_{zg}=0.2 \cdot \sigma_{zp}$ $H_c=5.32$ 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, приведенного 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/м³ $\phi=36.3$ 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	PCY	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.

Сталь S500

Ось	Коорд.	PCY	$M_{изг}$ [кН*м]	h_0 [см]	A_s [см ²]	d [мм]	n
прутка	[м]						
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	PCY	p [кН/м]	A_s/s [см ² /м]	s [мм]	d [мм]	n
	[см]						
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 PCY №4 . Диаметр прутков 12мм. 16 прутков с шагом по оси X 208мм, по оси Y 208мм.

Трещиностойкость
Плита

допусимое раскрытие трещин $w_k=0.3мм$

Ось	Коорд.	PCY	$M_{изг}$ [кН*м]	$M_{сгс}$ [кН*м]	$a_{сгс}$ [мм]
	[м]				
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.
Плита

по п. 7.2 MSZ EN 1992-1-1:2010

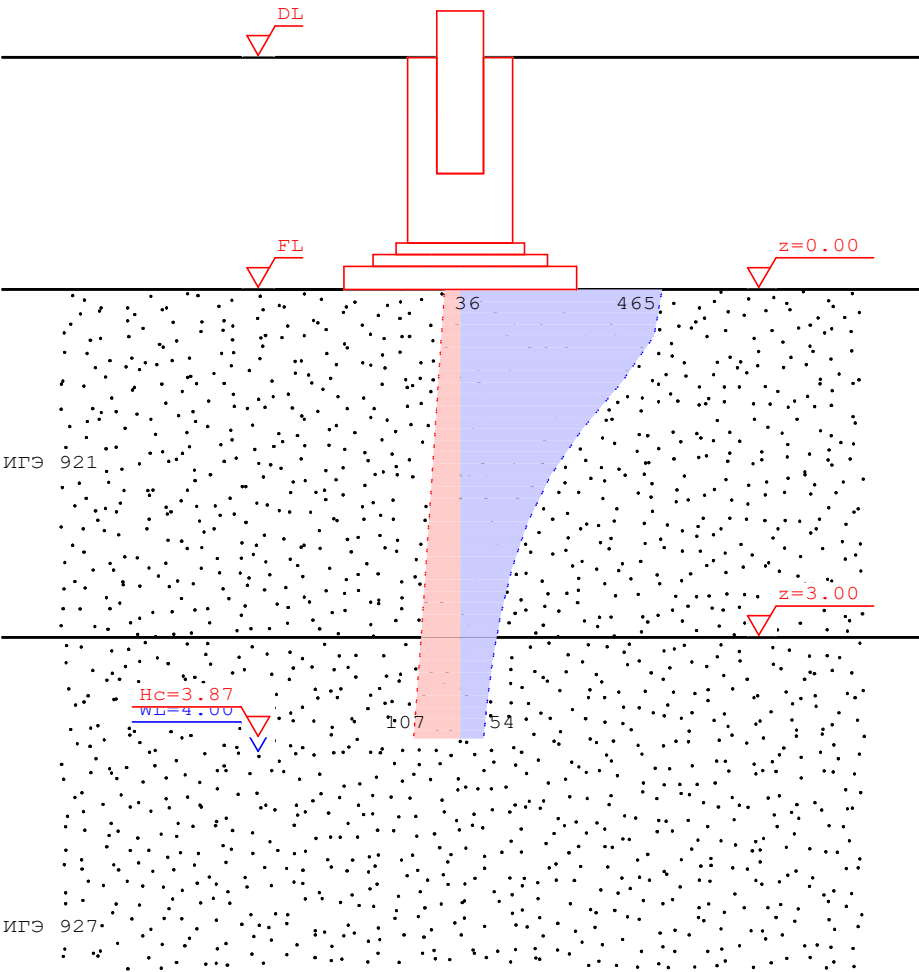
Ось	Коор.	PCY	M_p [кН*м]	$M_{кп}$ [кН*м]	$\sigma_{рс}$ [МПа]	$\sigma_{рб}$ [МПа]	$\sigma_{кпб}$ [МПа]
	[м]	p $кп$					
X	0.74	2 1	50.8	27.1	78.5	-5.9	-3.2
X	0.57	2 1	138.9	74.0	120.0	-7.6	-4.1
X	0.45	2 1	227.2	121.1	136.3	-8.1	-4.4
Y	0.74	2 1	50.8	27.1	72.6	-5.3	-2.8
Y	0.57	2 1	138.9	74.0	114.7	-7.1	-3.9
Y	0.45	2 1	227.2	121.1	132.1	-7.7	-4.2

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/м³]	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

№	γ_f	k_1	учет	группа	знак
			С	О	несоч.
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	Mx	My	Qx	Qy
		[кН]	[кН*м]	[кН*м]	[кН]	[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

PCY

Усилия и моменты

расчетные сочетания усилий по СП 20.13330.2016
для опасных PCY на высоте Н от подошвы фундамента.

N	Тип	табл.	N	Mx	My	Qx	Qy
	PCY	коэф.	[кН]	[кН*м]	[кН*м]	[кН]	[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 PCY				Наг- руж.	Коэффициенты PCY			
	1	2	3	4		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 и по Y		высота h
	[cm]	[cm]	[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

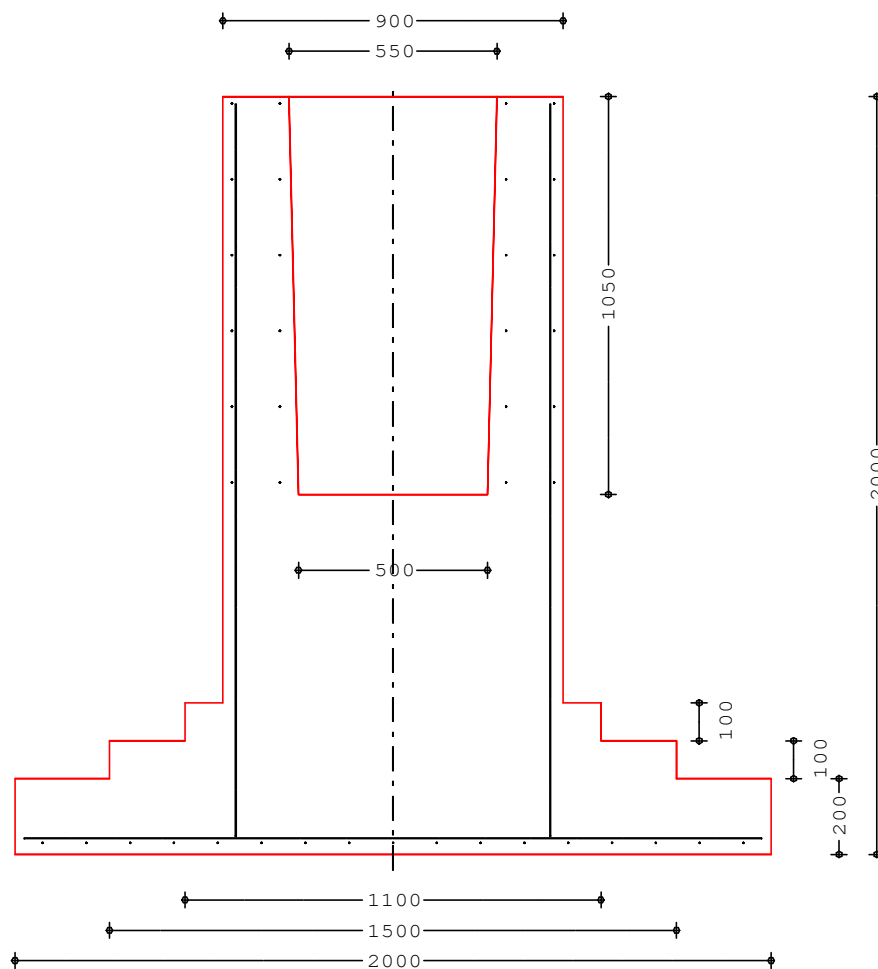
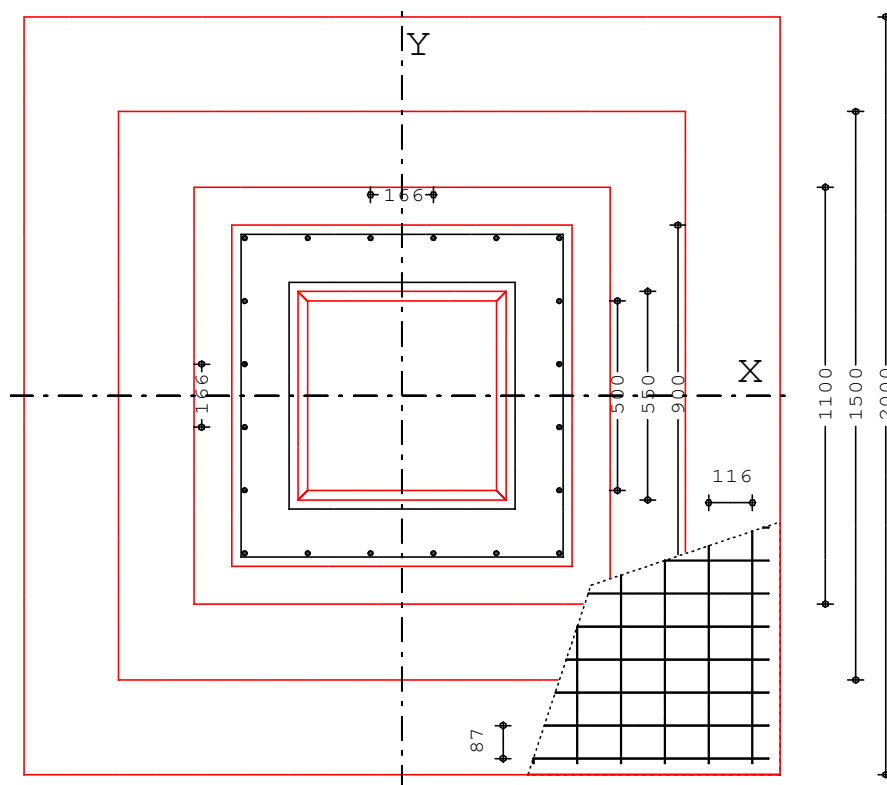


Схема фундамента вид сверху
 М = 1 :20



Расчет основания по СП 22.13330.2016

Расчет по деформациям

Схема линейно деформируемого полупространства.
 Наибольшая осадка достигается при РСУ № 2.
 Глубина сжимаемой толщи $H_c=3.87$ 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 $R_z=1051.9$ 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/м³ $\phi=33.6$ 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 В 25 (тяжелый)

Плита	ось	PCY	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 А500

Ось прутка	Коорд. [м]	PCY	M _{изг} [кН*м]	h ₀ [cm]	A _s [cm 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 А400

Ось	Z [cm]	PCY	p [кН/м]	A _s /s [cm 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 А500**

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 $a_{срс1}=0.4\text{мм}$ $a_{срс2}=0.3\text{мм}$

Плита

Ось	Коорд. [м]	PCY	Мизг2 [кН*м]	Мизг1 [кН*м]	Мсрс [кН*м]	асрс2 [мм]	асрс1 [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

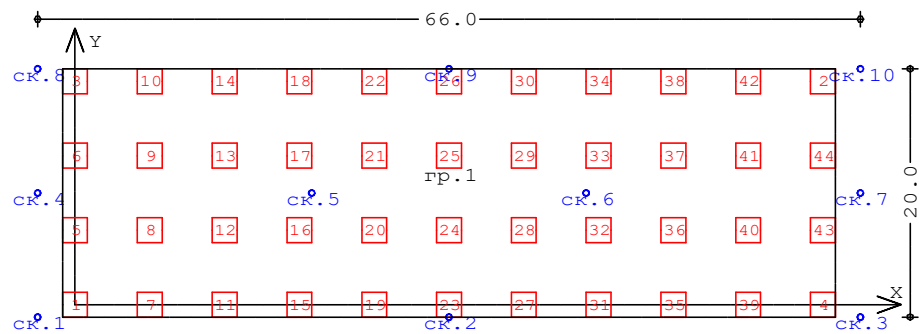
Поз. t536

Под прямоугольное здание

Данные для расчета

План площадки

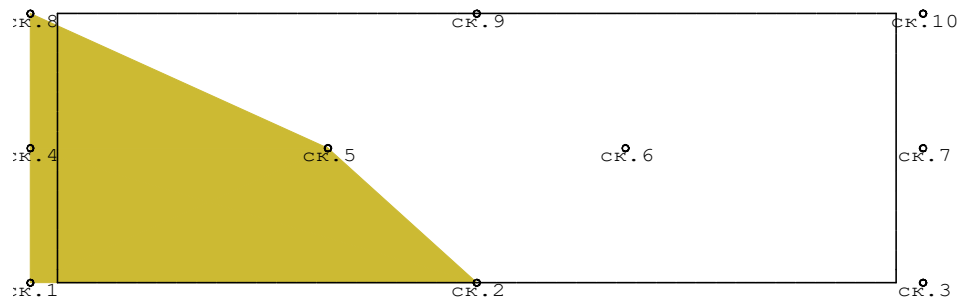
М = 1 : 605



План слоя №2

ИГЭ 927

М = 1 : 560



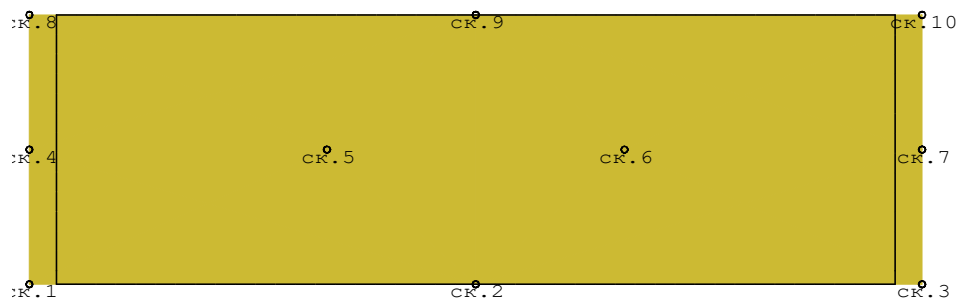
План слоя №3

ИГЭ 923

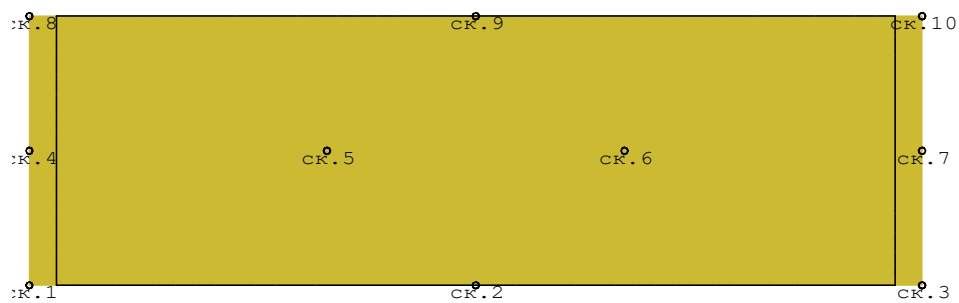
М = 1 : 560



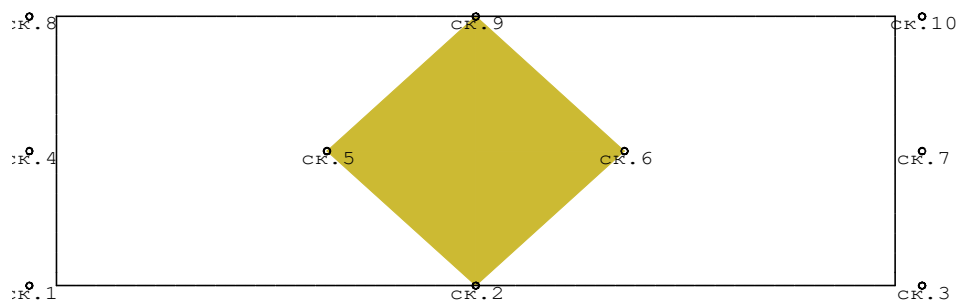
План слоя №4 ИГЭ 922
М = 1 :560



План слоя №5 ИГЭ 927
М = 1 :560



План слоя №1 ИГЭ 921
М = 1 :560



Колонны: положение
и нумерация

№ кол.	№ грп.	х [м]	у [м]	угол грд.	№ кол.	№ грп.	х [м]	у [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

№трн	1	3	4	5

10	x=63.00м y=19.00м			
	z [м]	0.00	5.00	10.00
№трн	3	4	5	

Уровень грунтовых вод WL=5.00 м

Нагрузки

№	№	N	Mx	My	Qx	Qy
нагр.	колонны	[кН]	[кН*м]	[кН*м]	[кН]	[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				Наг- руж.	Коэффициенты РСУ			
	1	2	3	4		1	2	3	4
1	1.00	1.10			2	1.00	1.30		

Существенные РСУ

№	№	№	N	Mx	My	Qx	Qy
	коэф.	фунд.	[кН]	[кНм]	[кНм]	[кН]	[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 №6
для фундамента №3 .
Сила предельного сопротивления грунта Nu=3693 кН
Сила, действующая на фундамент N =2579 кН

Исходные данные
Размеры

и результаты расчета

Объект	размеры по X и по Y		высота/глубина h/dc
	[см]	[см]	[см]
плита	120.0	120.0	40.0
подколонник	80.0	80.0	210.0
колонна	40.0	40.0	100.0

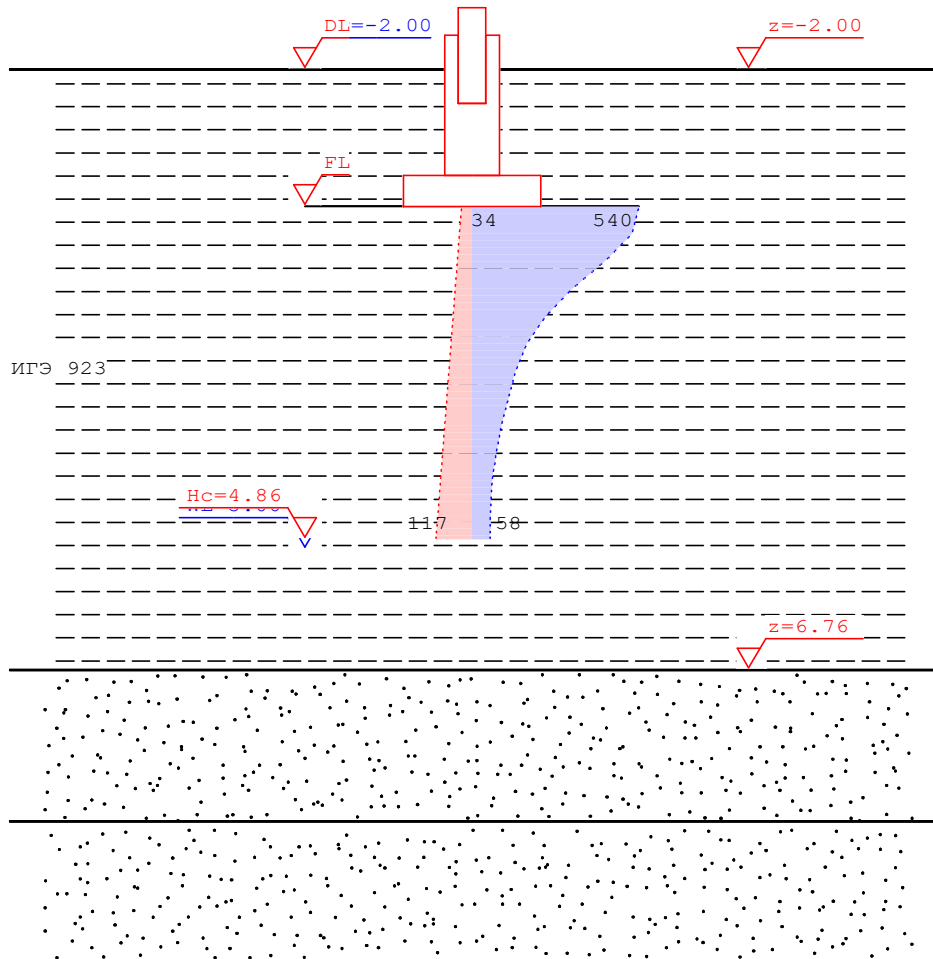
Высота фундамента от подошвы 250.0 см

Результаты расчета геометрических характеристик фундамента.

Объект	размеры по X и по Y		высота h
	[см]	[см]	[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 рху=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
Напряжения на глубине z=6.8 м sigma=217.4 кПа
Сопротивление на глубине z=9.0 м Rz=669.5 кПа
Напряжения 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	$z_m=1.92$	м
	Кэф. 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 вид сбоку
 М = 1 : 20

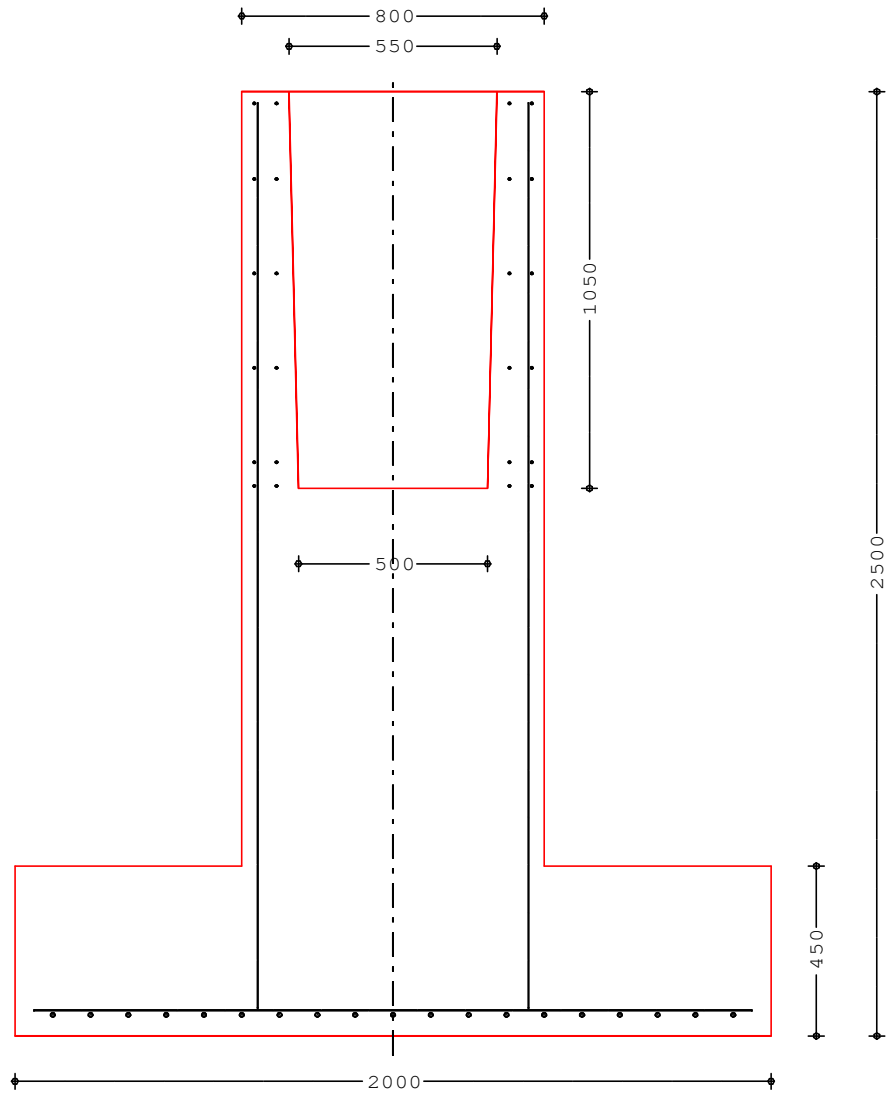
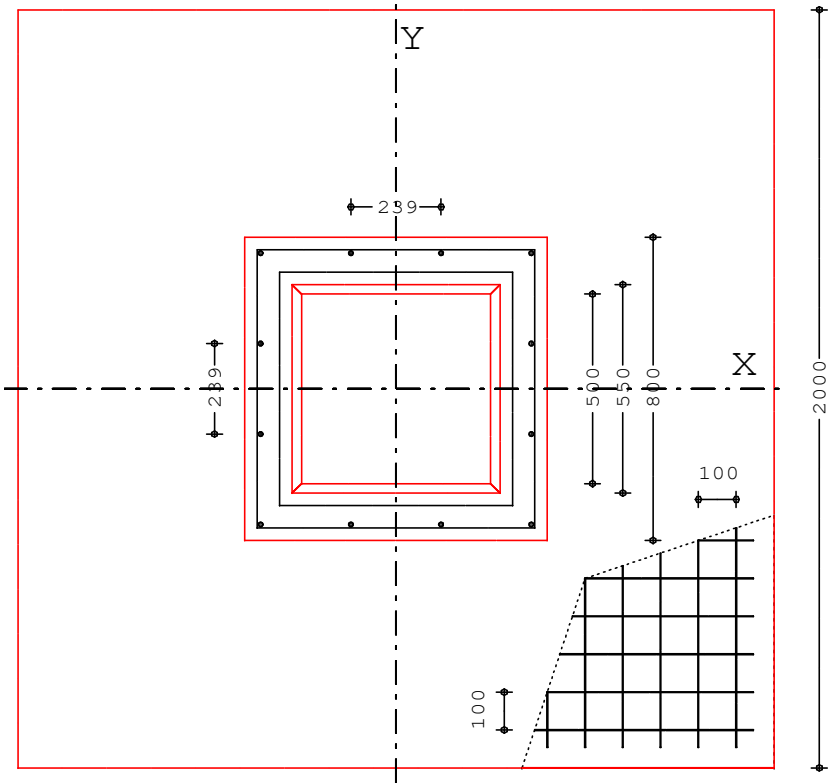


Схема фундамента вид сверху
М = 1 :20



Осадка и крен

№ кол.	осадка [мм]	PCY	крен [x100]	PCY	№ кол.	осадка [мм]	PCY	крен [x100]	PCY
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 В 25 (тяжелый)

Плита	ось	PCY	h0	Lx	Ly	eta
			[см]	[см]	[см]	
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 А500

Ось	Коорд.	PCY	Мизг	h	As	d	n
прутка	[м]		[кН*м]	[см]	[см2]	[мм]	
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 А240

Ось	Z	PCY	p	As/s	s	d	n
	[см]		[кН/м]	[см2/м]	[мм]	[мм]	
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 А500**

Наиболее опасное PCY 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 асrc1=0.4мм асrc2=0.3мм

Плита

Ось	Коорд.	PCY	Мизг2	Мизг1	Мсrc	асrc2	асrc1
	[м]	2	1	[кН*м]	[кН*м]	[кН*м]	[мм]
X	0.40	1	1	190.4	190.4	186.1	0.08
Y	0.40	2	2	190.4	190.4	187.5	0.07

Расчет выполнен модулем 536 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

Поз. t537

Несимметричный столбчатый фундамент

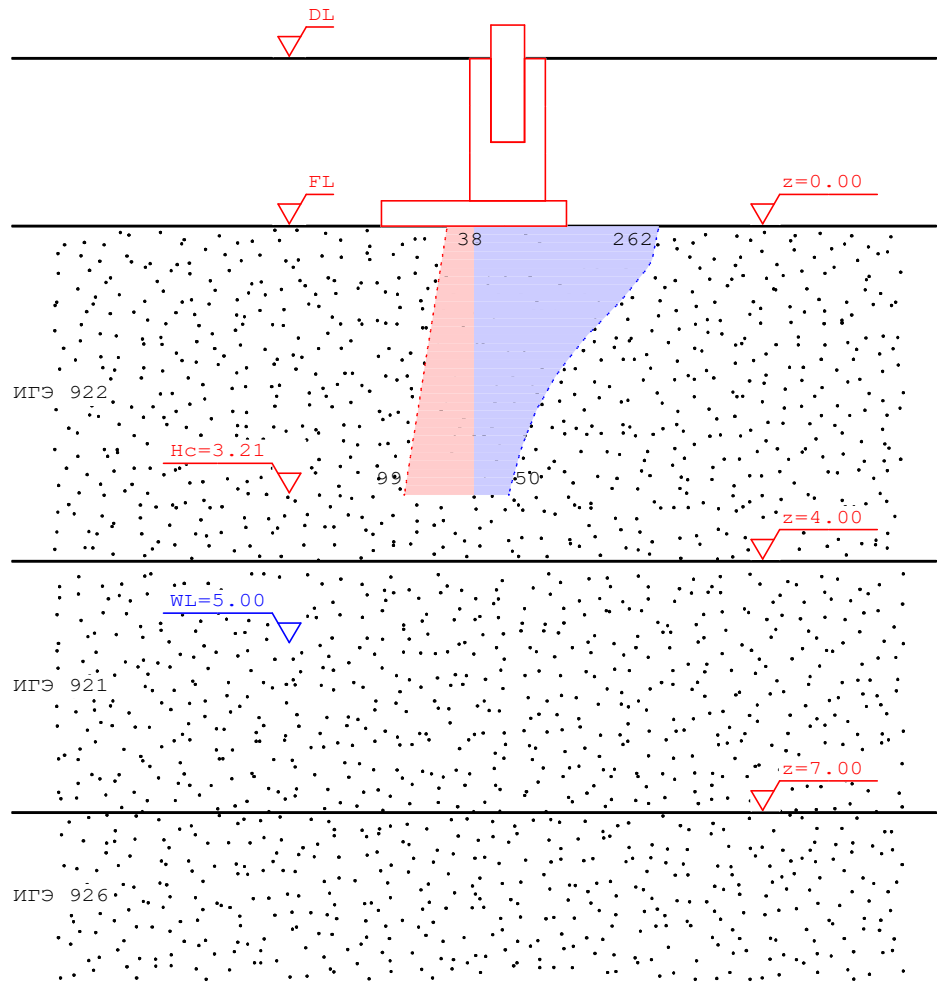
ПРЕДУПРЕЖДЕНИЕ

Данные для расчета

Не выполняется проверка на продавливание.

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/м³]	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

PCY
Усилия и моменты

расчетные сочетания усилий по СП 20.13330.2016 для опасных PCY на высоте Н от подошвы фундамента.

N	Тип PCY	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 PCY				Наг-руж.	Коэффициенты PCY			
	1	2	3	4		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 и по Y [cm]		высота h [cm]
плита 1	220.0	220.0	30.0
подколонник	90.0	90.0	170.0

Схема фундамента
М = 1 :20

вид сбоку

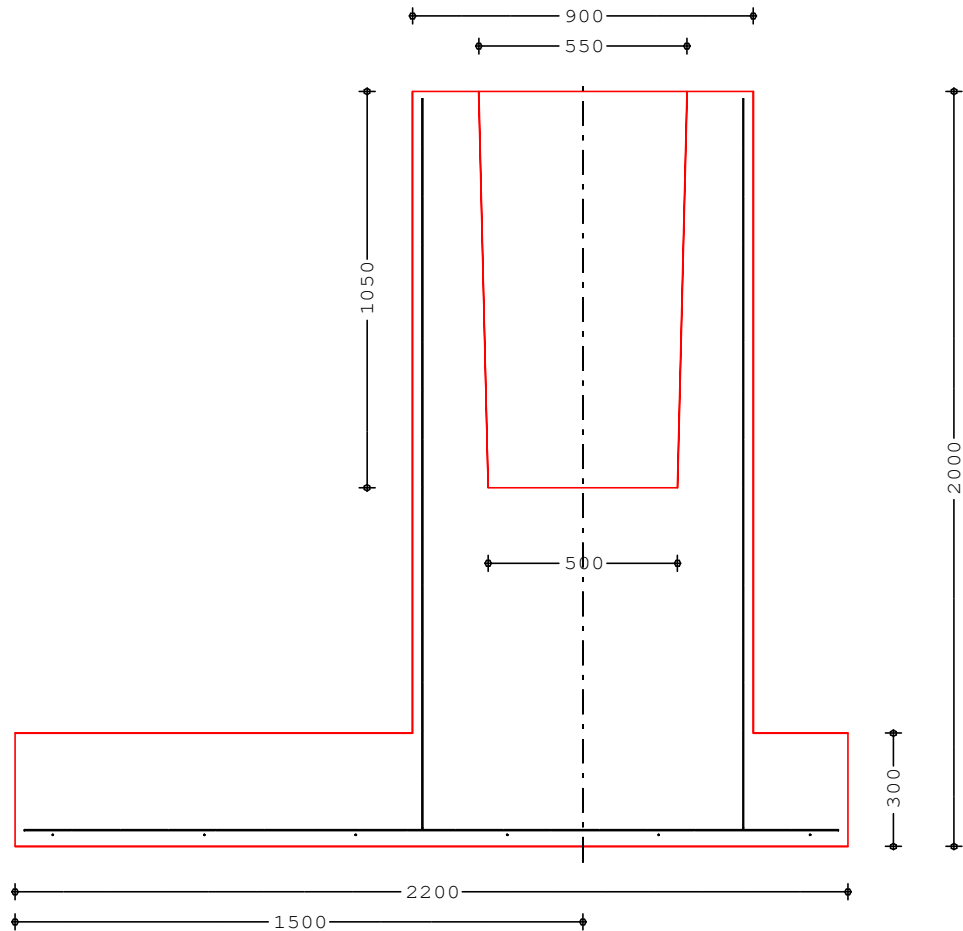
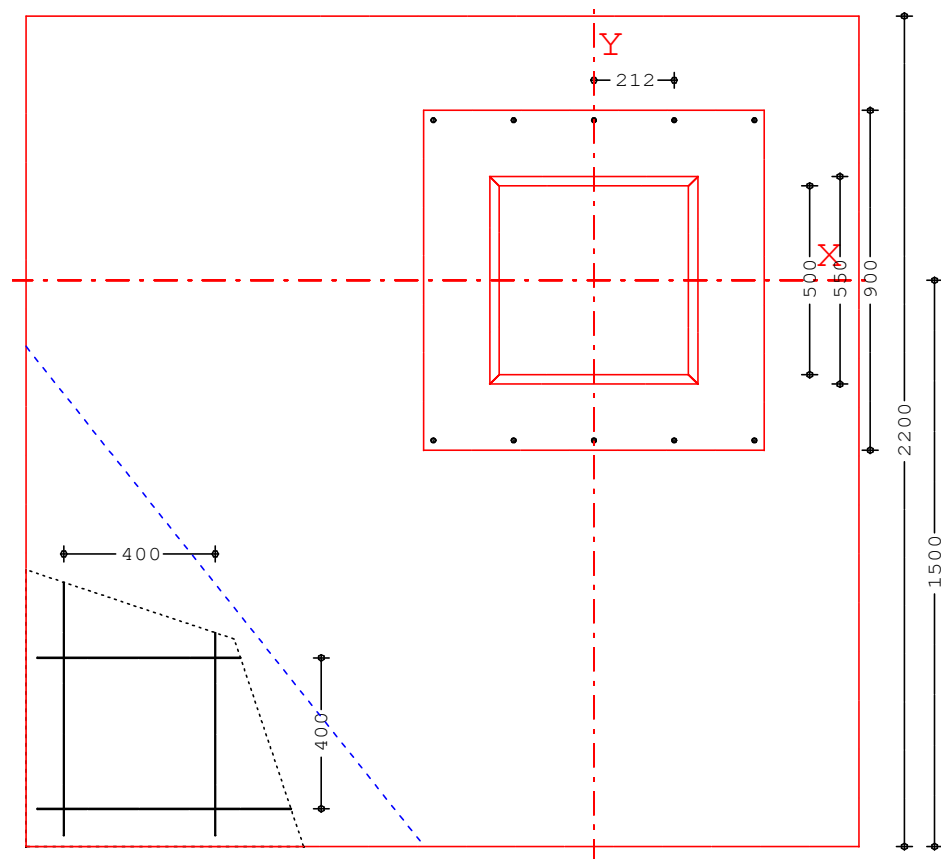


Схема фундамента вид сверху
 М = 1 : 20



Расчет основания

по СП 22.13330.2016

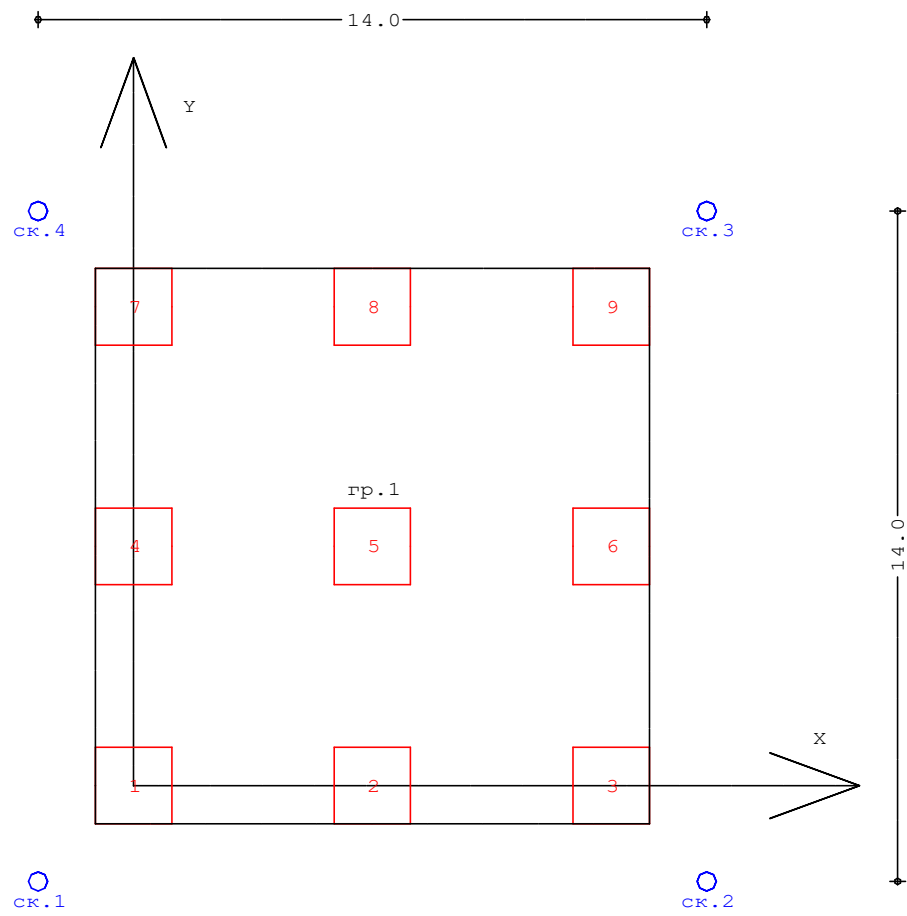
Расчет по деформациям

Схема линейно деформируемого полупространства.
 Наибольшая осадка достигается при РСУ № 2.
 Глубина сжимаемой толщи $H_c = 3.21$ 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

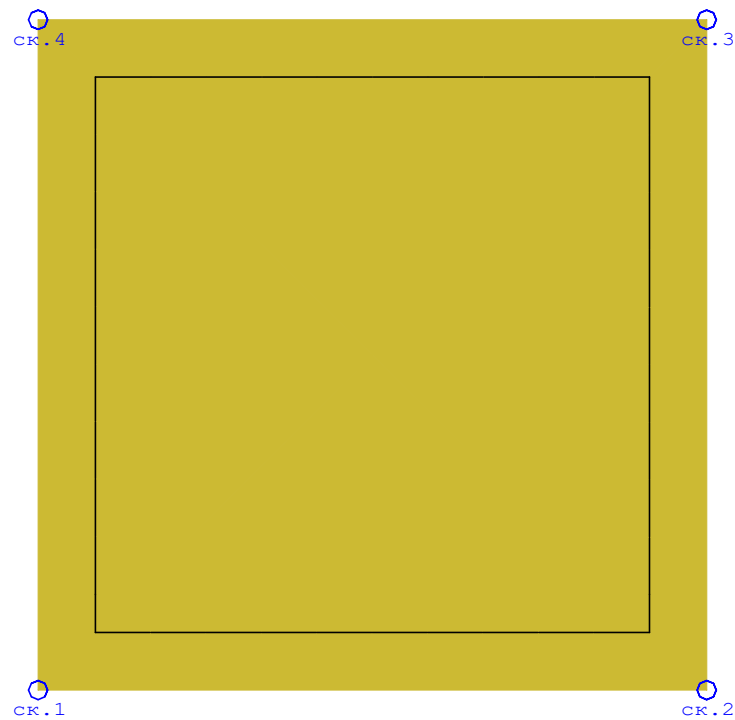
План площадки
М = 1 :158



План слоя 1

игэ 1

М = 1 :158



Колонны: положение
и нумерация

№ кол.	№ грп.	х [м]	у [м]	№ кол.	№ грп.	х [м]	у [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]	Е [МПа]	φ [град]	с [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
	z [м]	0.00
	№гр.	1
2	x=12.00м	y=-2.00м
	z [м]	0.00
	№гр.	1
3	x=12.00м	y=12.00м
	z [м]	0.00
	№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

№	№	N	Mx	My	Qx	Qy
нагр.	колонны	[кН]	[кНм]	[кНм]	[кН]	[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

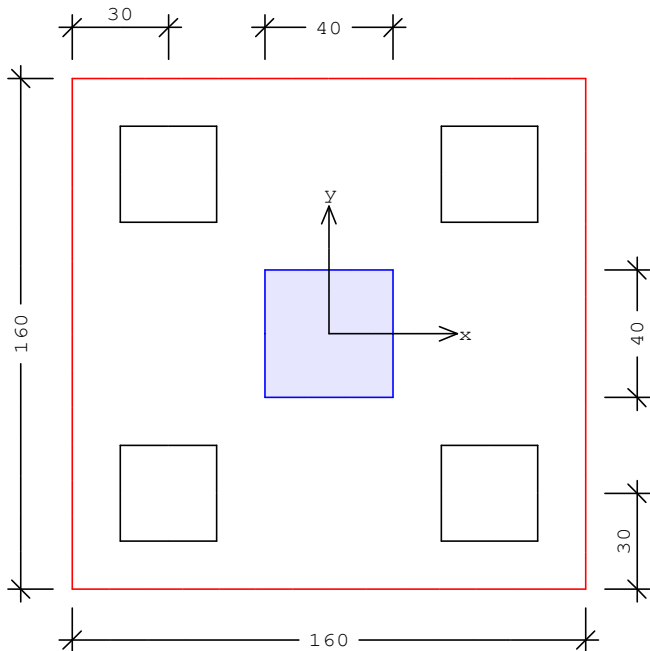
Принимается шарнирное сопряжение сваи с ростверком

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	γ_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	γ_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

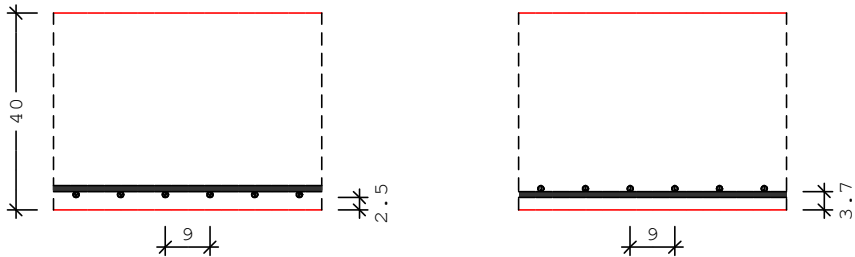


Размеры сечения колонны	c_x	= 40	см
	c_y	= 40	см
Размеры ростверка	l_x	= 160	см
	l_y	= 160	см
Толщина ростверка	h	= 40	см
Число свай	n	= 4	-
Расстояние от грани ростверка до осей крайних свай	по оси x	a_x	= 30.0 см
	по оси y	a_y	= 30.0 см
Ширина сечения свай	d	= 30	см
Наименьшее расстояние между осями свай	a_{min}	= 100	см
Длина свай	l	= 3.50	м

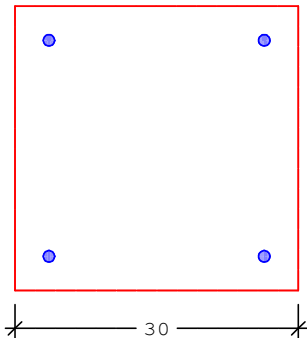
Арматура в ростверке по осям x и y

Ось	Арматура	d_s [мм]	Шаг [см]	Число стерж.	A_s [см ²]	a_s [мм]	h_0 [см]	μ [%]
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_z	=	30	мм



Стержни: 4 ϕ 12
Защитный слой:
 $a_z = 30$ мм

Вес ростверка и сваи не учитывается.

Проверка прочности грунта основания сваи при сжимающей нагрузке

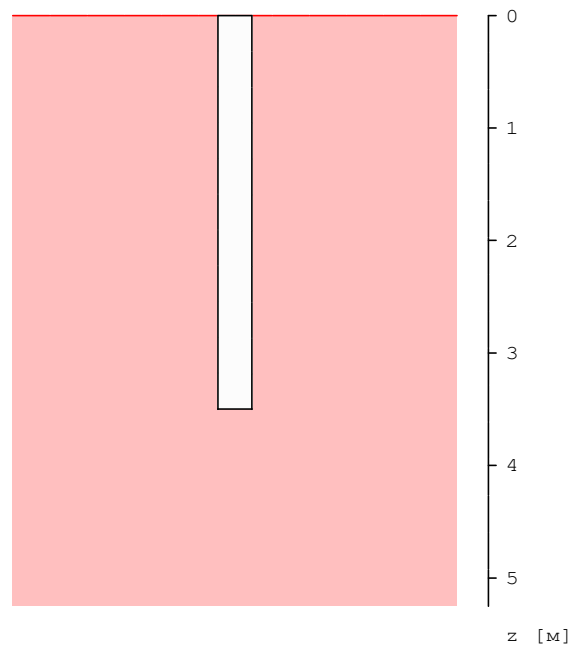
Колонна 1

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	H _x	H _y	M _x	M _y
	[кН]	[кН]	[кН]	[кНм]	[кНм]
	1310.0	-42.0	-42.0	-31.5	-31.5

Условие прочности $N_0 \gamma_n \gamma_c, g / F_d =$

$375.8 * 1.00 * 1.40 / 530.3 = 0.992 \leq 1$

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	H _x	H _y	M _x	M _y
	[кН]	[кН]	[кН]	[кНм]	[кНм]
	1323.0		68.0	-7.5	

Условие допустимости $p / p_u = 17.0 / 59.9 = 0.283 \leq 1$

Проверка прочности материала сваи

Колонна 1

Комбинация нагрузок	Номер нагрузки (Коэффициент)		
	1 (1.10)	2 (1.30)	3 (1.05)

Нагрузка на фундамент	N	H _x	H _y	M _x	M _y
	[кН]	[кН]	[кН]	[кНм]	[кНм]
	1323.0	-16.0	-55.0	-12.0	-12.0

Сжимающая сила $N_0 / N_{0u} = 375.8 / 996.0 = 0.377 \leq 1$

Момент M_x $M_x / M_{xu} = 9.0 / 23.7 = 0.377 \leq 1$

Позиция	t538	Страница	584
Проект	СТАТИКА тест всех модулей	Дата	08.10.2025
Разраб.	Разработчик	Версия	2026.000
СТАТИКА/538			

Момент M_y $M_y / M_{yu} = 9.0 / 23.7 = 0.377 \leq 1$

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 $u_0 / u_u = 0.55 / 3.00 = 0.183 \leq 1$

Угол поворота $\psi_0 / \psi_u = 0.0027 / 0.0050 = 0.533 \leq 1$

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 $s / s_u = 1.26 / 8.0 = 0.157 \leq 1$

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]	$M/M_u \leq 1$
	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	H _x	H _y	M _x	M _y
	[кН]	[кН]	[кН]	[кНм]	[кНм]
	1200.0	-40.0	-40.0	-30.0	-30.0

Ширина раскрытия трещин	Ось	M	M _l	M _{crc}	a _{c1}	a _{c2}
		[кНм]	[кНм]	[кНм]	[мм]	[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	H _x	H _y	M _x	M _y
	[кН]	[кН]	[кН]	[кНм]	[кНм]
	1310.0	-42.0	-42.0	-31.5	-31.5

Условия прочности

$$Q_x / Q_{bx} = 703 / 1395 = 0.504 \leq 1$$

$$Q_y / Q_{by} = 703 / 1349 = 0.521 \leq 1$$

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	H _x	H _y	M _x	M _y
	[кН]	[кН]	[кН]	[кНм]	[кНм]
	1323.0	-16.0	-55.0	-12.0	-12.0

Условие прочности

$$N / N_b = 1323 / 3758 = 0.352 \leq 1$$

Проверка прочности ростверка на продавливание колонной

Колонна 1

Комбинация нагрузок	Номер нагрузки (Коэффициент)			
	1	(1.10)	3	(1.05)

Нагрузка на фундамент	N	H _x	H _y	M _x	M _y
	[кН]	[кН]	[кН]	[кНм]	[кНм]
	1310.0	-42.0	-42.0	-31.5	-31.5

Условие прочности

$$F / F_{ult} + M_x / M_{x,ult} + M_y / M_{y,ult} = 0.7173 + 0.0941 + 0.0941 = 0.905 \leq 1$$

Проверка прочности ростверка на продавливание угловой сваей

Колонна 1

Комбинация нагрузок	Номер нагрузки (Коэффициент)			
	1	(1.10)	3	(1.05)

Нагрузка на фундамент	N	H _x	H _y	M _x	M _y
	[кН]	[кН]	[кН]	[кНм]	[кНм]
	1310.0	-42.0	-42.0	-31.5	-31.5

Условие прочности

$$F / F_{ult} + M_x / M_{x,ult} + M_y / M_{y,ult} = 0.3752 + 0.0938 + 0.0938 = 0.563 \leq 1$$

Работоспособность фундамента обеспечена

Расчет выполнен модулем 538 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

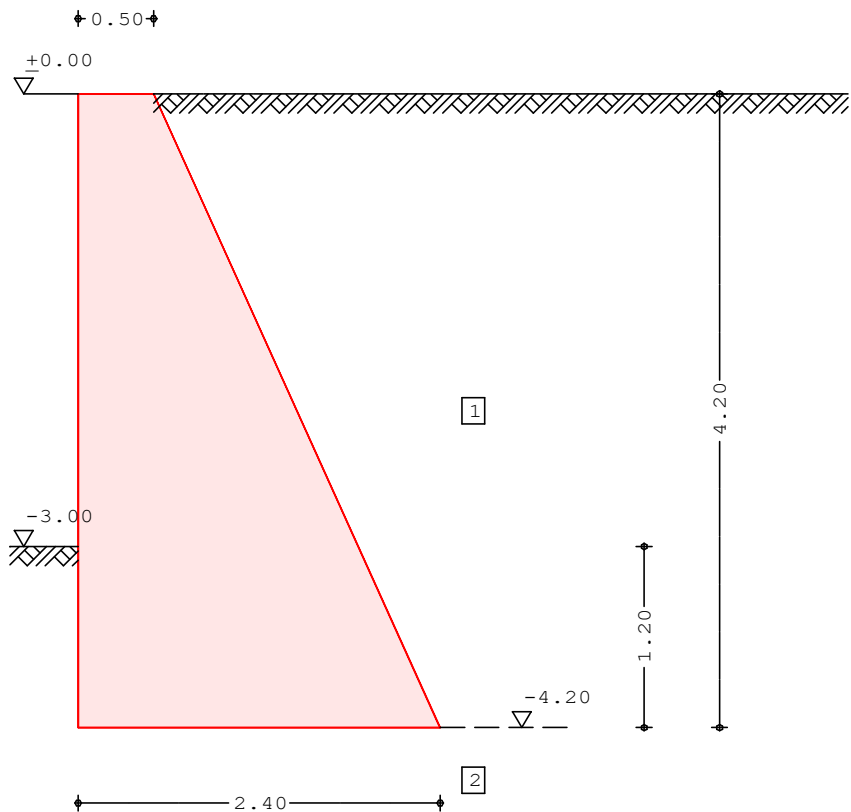
Поз. t542

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				

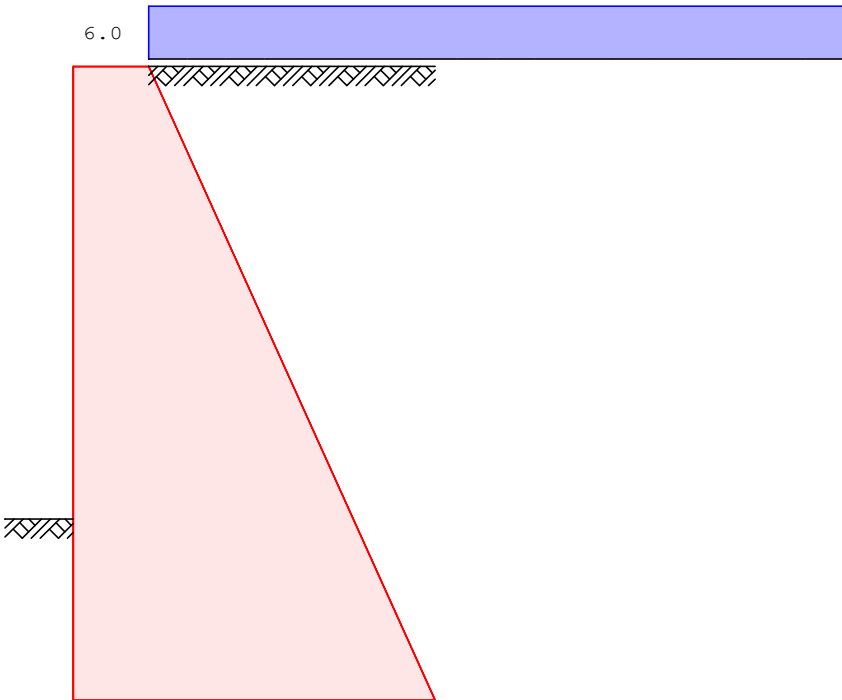
Характерист. слоев	слой	выс.	уд.вес	φ	δ _a	δ _p	c
	N	[м]	[кН/м3]	[°]	[°]	[°]	[кН/м2]
	1	4.20	18.00	26.00	26.00	0.00	0.00
	2	10.00	18.9/11.2	22.73	15.15	-16.67	8.00

Угол трения подошвы δ_{sf} = φ

Нагружение

М = 1 :50

Нагрузки



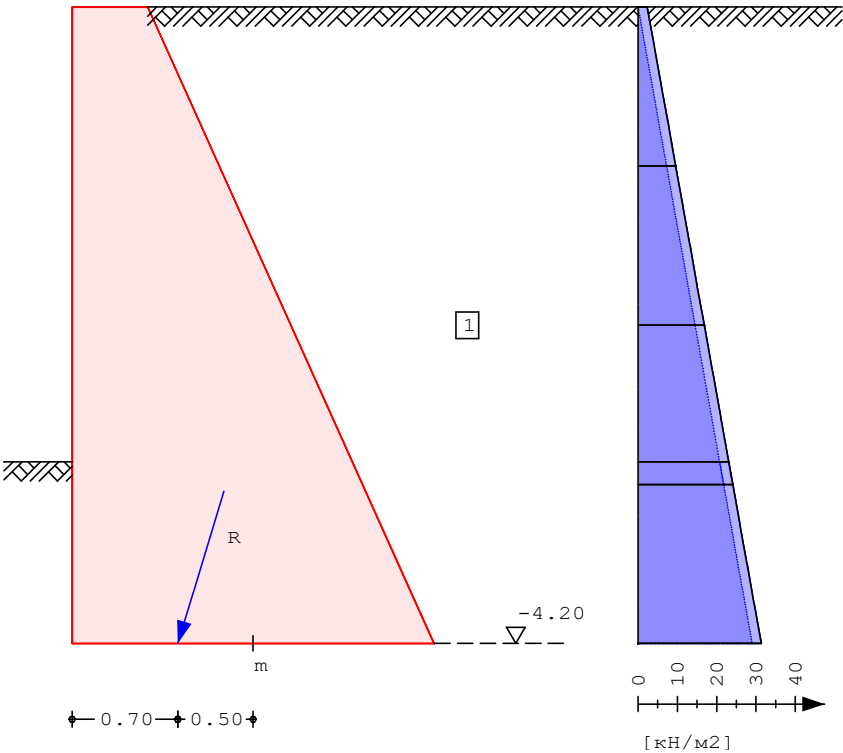
Вид нагрузки	место прилож.	a [м]	s [м]	p [кН/м2]	P [кН/м]
равномерн.	на пов.			6.00	

Уровень воды	расст. от верха стены справа	wг	=	12.00	м
	расст. от верха стены справа	wл	=	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	
нижн.	-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]
1а нижн.	-1.05	3.81	2.42	0.00	6.23
1b нижн.	-2.10	15.24	4.84	0.00	20.07
1с 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.	δ _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

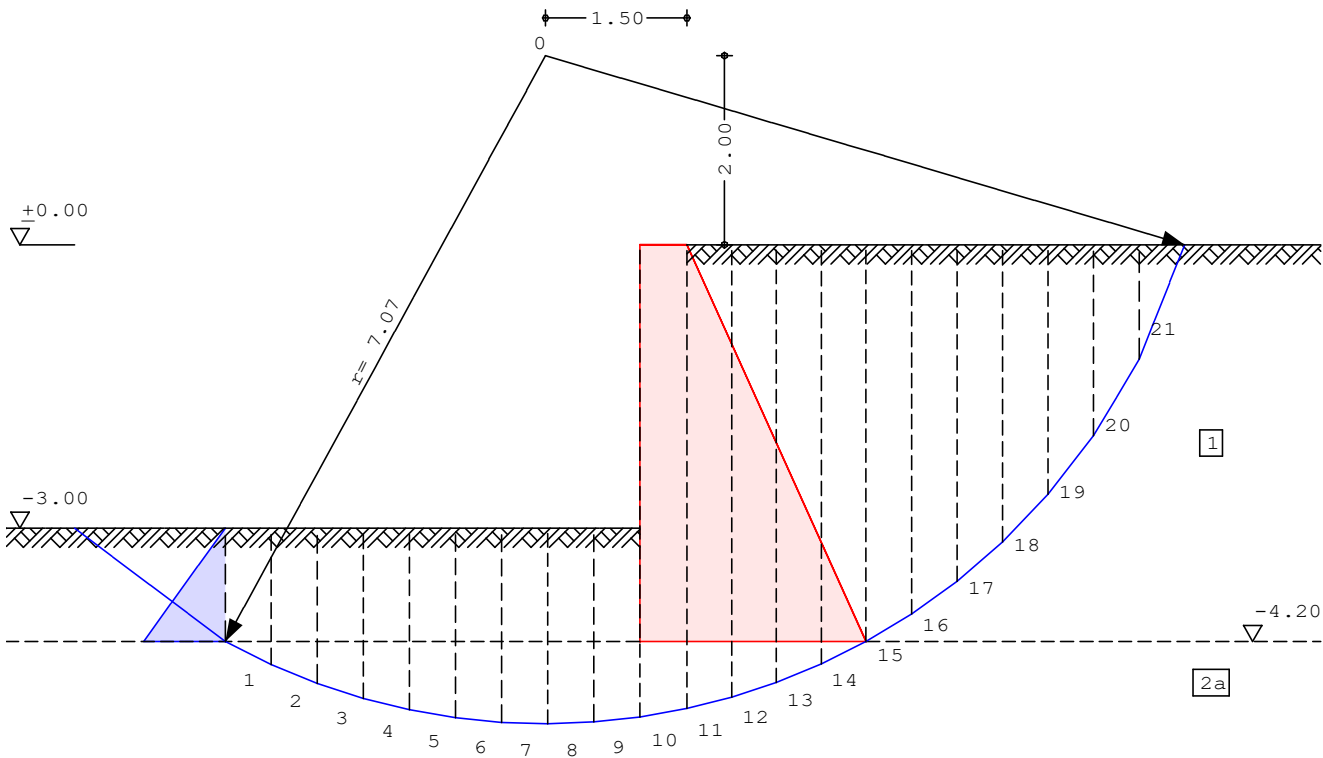
Момент опрокидывающих сил $M_k = 105.63$ кН/м
Момент удерживающих сил $M_s = 238.28$ кН/м
 $M_k = 105.6 < (0.90/1.10)M_s = 195.0$ **Условие выполнено**
Предельное сопротивл. грунта $N_u = 271.58$ кН/м
 $F_v = 189.3 < (0.90/1.10)N_u = 222.2$ **Условие выполнено**
Наименьшая удерживающая сила $F_{sr} = 104.26$ кН/м
реализуется при угле $\beta = 0.00^\circ$
Пассивное сопротивление $E_r = 12.96$ кН/м
 $F_{sa} = 70.62 < (0.90/1.10)F_{sr} = 85.30$ **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 высота [м]	gam=18.0 g [кН/м2]	Слой2а высота [м]	gam=18.9 g [кН/м2]	Слой2б высота [м]	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 gam=17.1	
	высота	g
	[м]	[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	Ширина	Собств.	Нагруз.	G	theta
	[кН/м2]	[м]	[кН/м]	[кН/м]	[кН/м]	[°]
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)	phi	c	T
	[кН/м]	[°]	[кН/м2]	[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 $r \cdot ST_i = 2169.65$ кНм/м
от собственн. веса и нагруз. $r \cdot SG_i = 1143.27$ кНм/м
 $M_{сдв} = 1143.3 < (0.90 / 1.10) M_{соп} = 1775.17$
Условие выполнено

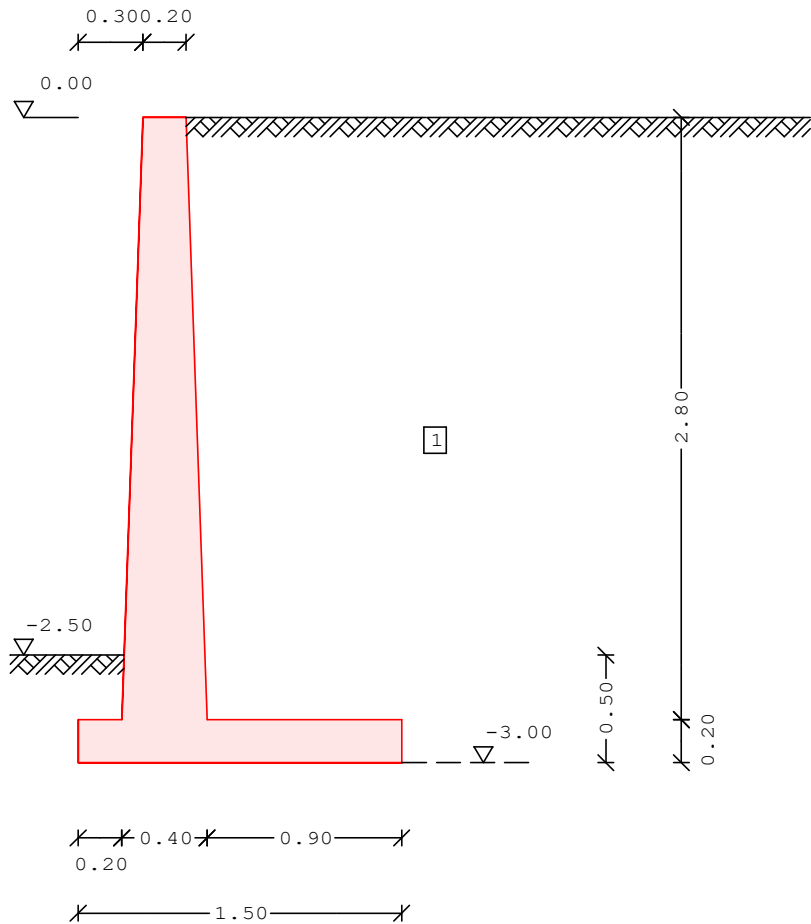
Расчет выполнен модулем 542 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

Поз. t543

Подпорная стенка на сваях

Расчётная схема

Размеры стенки

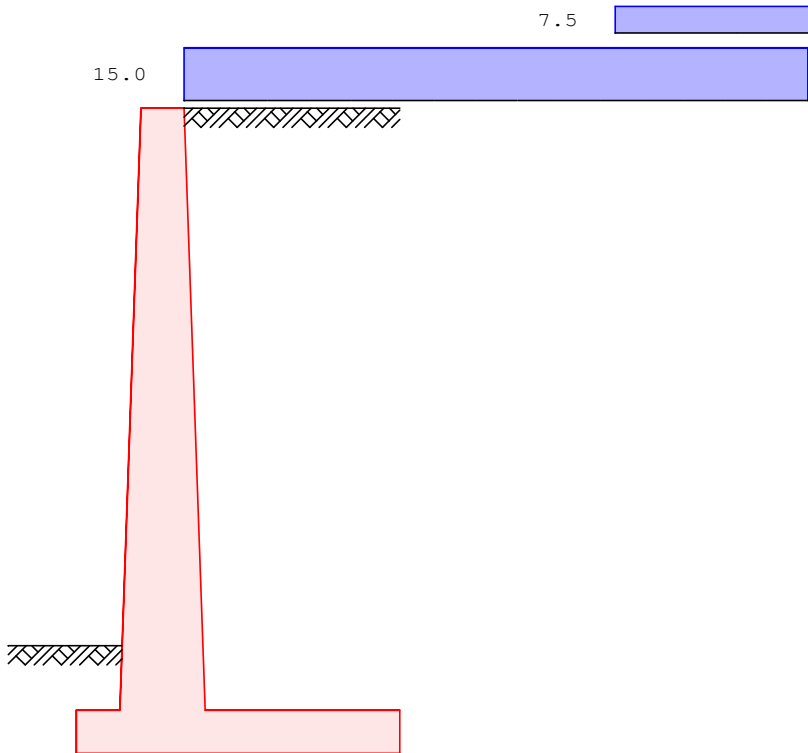


Высота стенки	h_s	=	3.00	м
Длина передней консоли	l_v	=	0.20	м

	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	α'	=	2.00	°
	Наклон задней грани	α	=	2.00	°
	Удельный вес стенки	γ	=	25.0	кН/м ³
Поверхность	слева:	глубина заложения стенки	h_0	=	0.50 м
	справа:	горизонтальная			

Расчетные значения грунт засыпки	толщ.	уд.вес	ϕ	δ_a	δ_p	c
	[м]	[кН/м ³]	[°]	[°]	[°]	[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	θ'	=	71.57	°
	Наклон 2-й поверхн. сдвига	θ	=	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			λ_{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

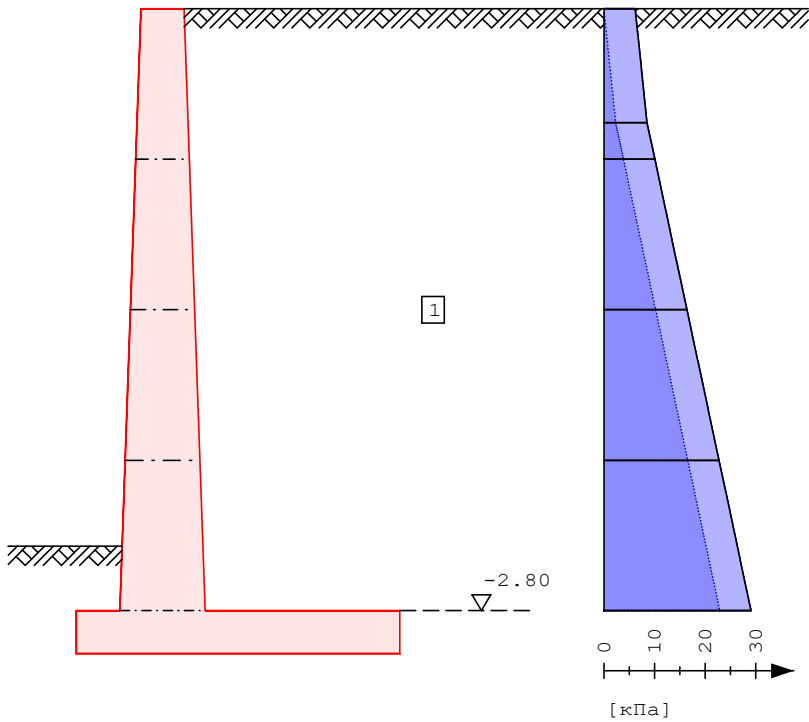
Сумма вертикальных сил	V	=	106.44	кН/м
Гориз. состав. акт. давления	E _{ah}	=	53.00	кН/м

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 _{a gh} [кПа]	e _{a ph} [кПа]	p _h [кПа]	e _{a h} [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 В 25 (тяжелый)

γ_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

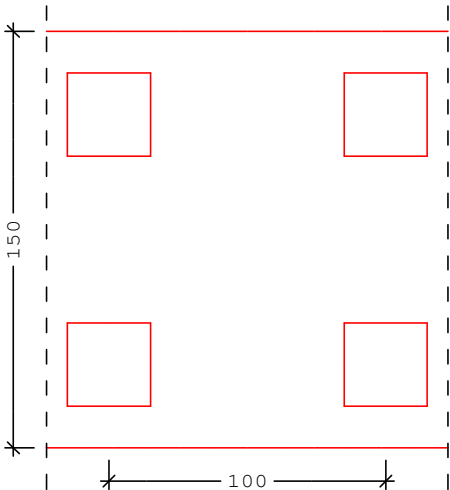
сверху d=12мм с шагом 250мм

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

s

=

100

см

Шаг свай в ряду

a

=

30.0

см

Расстояние от грани ростверка до осей свай

a

=

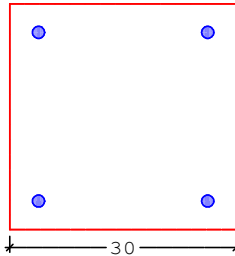
30.0

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: 4 Φ 16
Защитный слой:
аз = 30 мм

Грунт

Слой	Название слоя	h [м]	Вид грунта
1	bbb	3.00	Суглинок просадочный
2	sss	10.00	Песок крупный средней плотности

Удельный вес грунта	Слой	W [%]	e [-]	S _r [-]	γ _s [кН/м3]	γ [кН/м3]	γ _{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	

γ_{sat} - 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 Соппротивление просадочного грунта определяется при показателе текучести I_{Lsat}

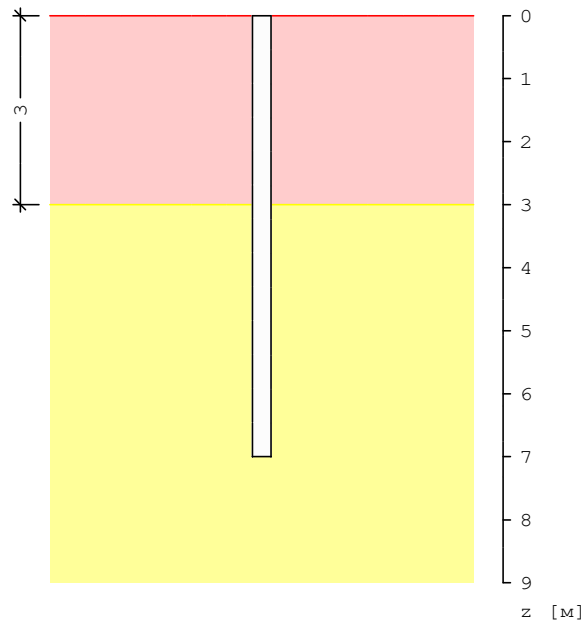
Примечание При определении сопротивления просадочного грунта значение I_{Lsat}принимается не менее 0.4

Коефф. надежности	Слой	γ _g (с)	γ _g (φ)	γ _g (γ)
	1	1.50	1.15	1.10
	2	1.50	1.10	1.10

Характеристики грунта	Слой	c _{II} [кПа]	φ _{II} [град]	γ _{II} [кН/м3]	c _I [кПа]	φ _I [град]	γ _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

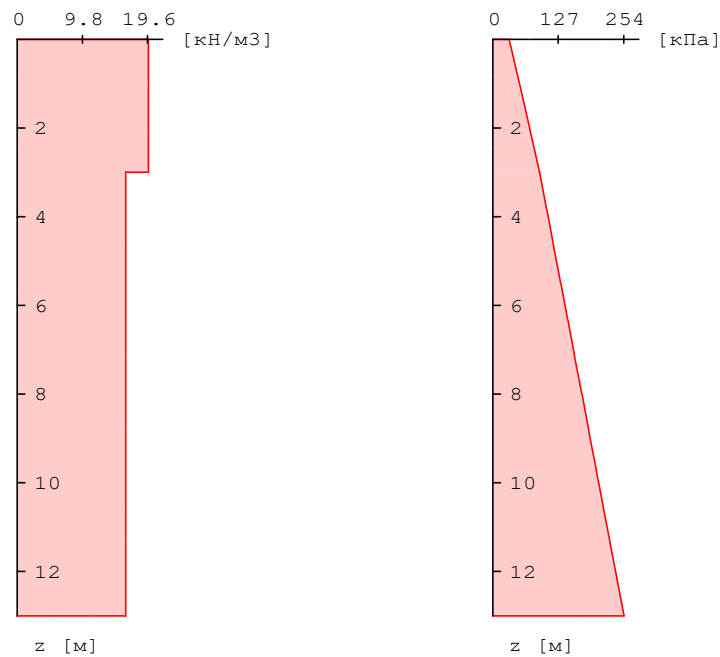
Примечание Значения с и φ для просадочного грунта задаются для состояния грунта при полном водонасыщении

Схема геологического разреза



Удельный вес γ_I

Напряжение от веса σ_{zg}



Напряжение
от веса грунта

Слой	z_1 [м]	z_2 [м]	σ_{zg1} [кПа]	σ_{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
Коэффициент надежности

G_c
 γ_f

=
=

15.75
1.10

кН
-

Нагрузка на сваю

N_{max}

=

102.73

кН

$$\begin{array}{rcl} N_{\min} & = & 3.70 \quad \text{кН} \\ H & = & 26.50 \quad \text{кН} \end{array}$$

Коэффициент нормативной нагрузки = 0.70 -

Расчет Согласно СП 24.13330.2021, СП 63.13330.2018

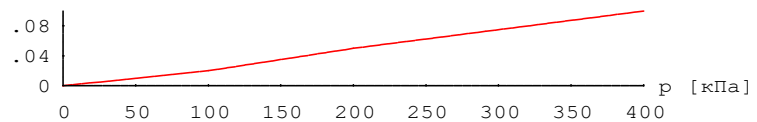
Материал	ростверка	Бетон	В 25 (тяжелый)	
		Коэффициент условий работы	γ_b	= 0.900 -
		Арматура	A500	

Материал сваи	Бетон	В 25 (тяжелый)	
	Коэффициент условий работы	γ_b	= 0.900 -
	Арматура	A500	

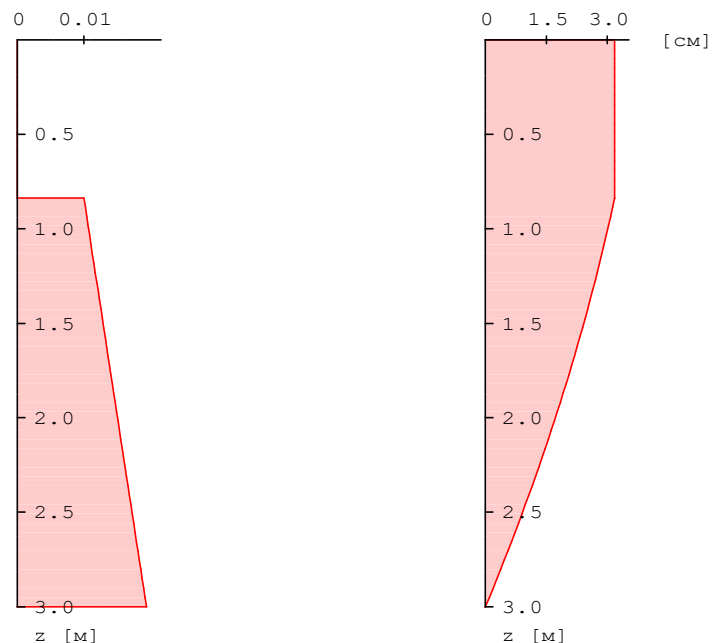
Определение отрицательной силы трения просадочного грунта

Слой	Относительная просадочность ε_{sl} (Давление p)			
1	0.020 (100.0)	0.050 (200.0)	0.100 (400.0)	

График зависимости $\varepsilon_{s1} = f(p)$



Относительная просадочность ε_{s1}	Просадка s_{s1}
0,00	0,00
0,01	0,01
0,02	0,02
0,03	0,03
0,04	0,04
0,05	0,05
0,06	0,06
0,07	0,07
0,08	0,08
0,09	0,09
0,10	0,10
0,11	0,11
0,12	0,12
0,13	0,13
0,14	0,14
0,15	0,15
0,16	0,16
0,17	0,17
0,18	0,18
0,19	0,19
0,20	0,20
0,21	0,21
0,22	0,22
0,23	0,23
0,24	0,24
0,25	0,25
0,26	0,26
0,27	0,27
0,28	0,28
0,29	0,29
0,30	0,30
0,31	0,31
0,32	0,32
0,33	0,33
0,34	0,34
0,35	0,35
0,36	0,36
0,37	0,37
0,38	0,38
0,39	0,39
0,40	0,40
0,41	0,41
0,42	0,42
0,43	0,43
0,44	0,44
0,45	0,45
0,46	0,46
0,47	0,47
0,48	0,48
0,49	0,49
0,50	0,50
0,51	0,51
0,52	0,52
0,53	0,53
0,54	0,54
0,55	0,55
0,56	0,56
0,57	0,57
0,58	0,58
0,59	0,59
0,60	0,60
0,61	0,61
0,62	0,62
0,63	0,63
0,64	0,64
0,65	0,65
0,66	0,66
0,67	0,67
0,68	0,68
0,69	0,69
0,70	0,70
0,71	0,71
0,72	0,72
0,73	0,73
0,74	0,74
0,75	0,75
0,76	0,76
0,77	0,77
0,78	0,78
0,79	0,79
0,80	0,80
0,81	0,81
0,82	0,82
0,83	0,83
0,84	0,84
0,85	0,85
0,86	0,86
0,87	0,87
0,88	0,88
0,89	0,89
0,90	0,90
0,91	0,91
0,92	0,92
0,93	0,93
0,94	0,94
0,95	0,95
0,96	0,96
0,97	0,97
0,98	0,98
0,99	0,99
1,00	1,00



Тип грунтовых условий по просадочности I тип

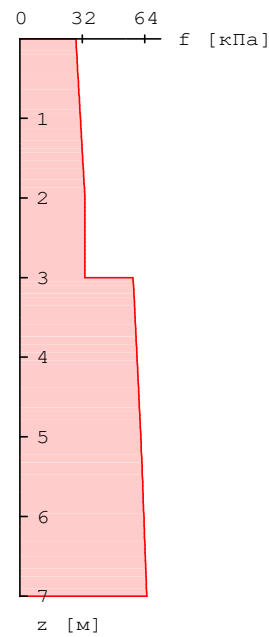
Отрицательная сила трения принимается равной нулю

Проверка прочности грунта основания свай 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	z_2	$\gamma_{R,f}$	f_1	f_2
	[м]	[м]	[-]	[кПа]	[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 γ_c = 1.00 -

Несущая способность сваи $F_d = F_{dR} + F_{df} = 693 + 411 = 1104$ кН

Условие прочности $N_0 \gamma_n \gamma_{c,g} / F_d =$

$120.1 * 1.00 * 1.40 / 1104 = 0.152 \leq 1$

Проверка допустимости давления на грунт боковой поверхностью сваи

Коэффициент постели	от z	до z	K	c_z
	[м]	[м]	[кН/м ⁴]	[кН/м ³]
	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

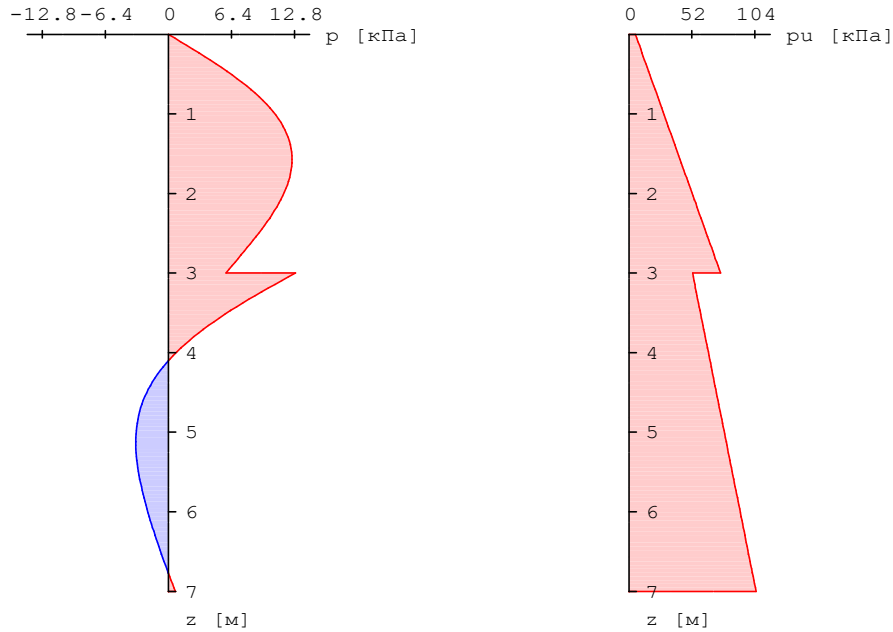
Жесткость сваи $EI = 20.25$ МНм²

Коэффициент деформации $\alpha_\epsilon = 0.729$ 1/м

при $K = 4400$ кН/м⁴

$1\alpha_\epsilon = 5.11$ -

Давление p Предельное давление p_u

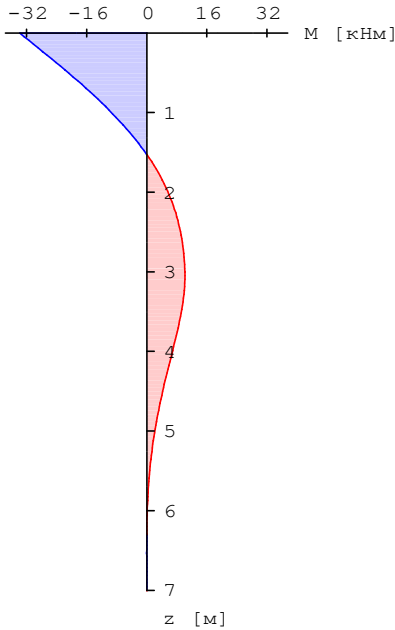


Коэффициенты в условии допустимости давления (Б.8)
 $\eta_1 = 1.0$ $\eta_2 = 0.400$ $\xi = 0.6$
 η_2 определяется по формуле (Б.9) приложения Б при
 $n = 2.50$ -

Условие допустимости $p / p_u = 11.7 / 32.7 = 0.357 \leq 1$
при $z = 0.85 / \alpha_\varepsilon = 1.17$ м

Проверка прочности материала сваи

Изгибающий момент



Сжимающая сила $N_0 / N_{0u} = 3.7 / 4.6 = 0.797 \leq 1$
Изгибающий момент $M / M_u = 33.8 / 42.4 = 0.797 \leq 1$

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

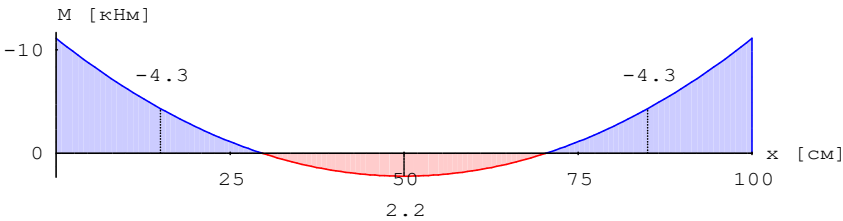
N	M	N _{crc}	M _{crc}	Трещины
[кН]	[кНм]	[кН]	[кНм]	
2.6	-23.7	1.5	-13.7	образуются

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	M _o	M _п
[кН/м]	[кНм]	[кНм]
106.4	-4.3	2.2



Требуемая площадь арматуры
верхней
 A_{SV}
=
0.61
см2

нижней
 A_{SH}
=
0.31
см2

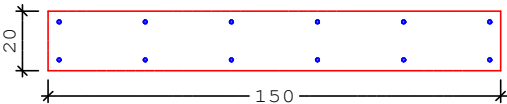
Подобранная
арматура

Арматура	n _s	d _s	a _з	A _s
		[мм]	[мм]	[см2]
верхняя	6	12	30	6.79
нижняя	6	12	30	6.79

Примечание
Учтено ограничение расстояния между осями стержней

Процент содержания арматуры
верхней
 μ_{SV}
=
0.28
%

нижней
 μ_{SH}
=
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

М [кНм]	М _{срс} [кНм]	а _{срс} / а _{срс,у}
-3.0	-27.4	Трещины не образуются
1.5	27.4	Трещины не образуются

Работоспособность фундамента обеспечена

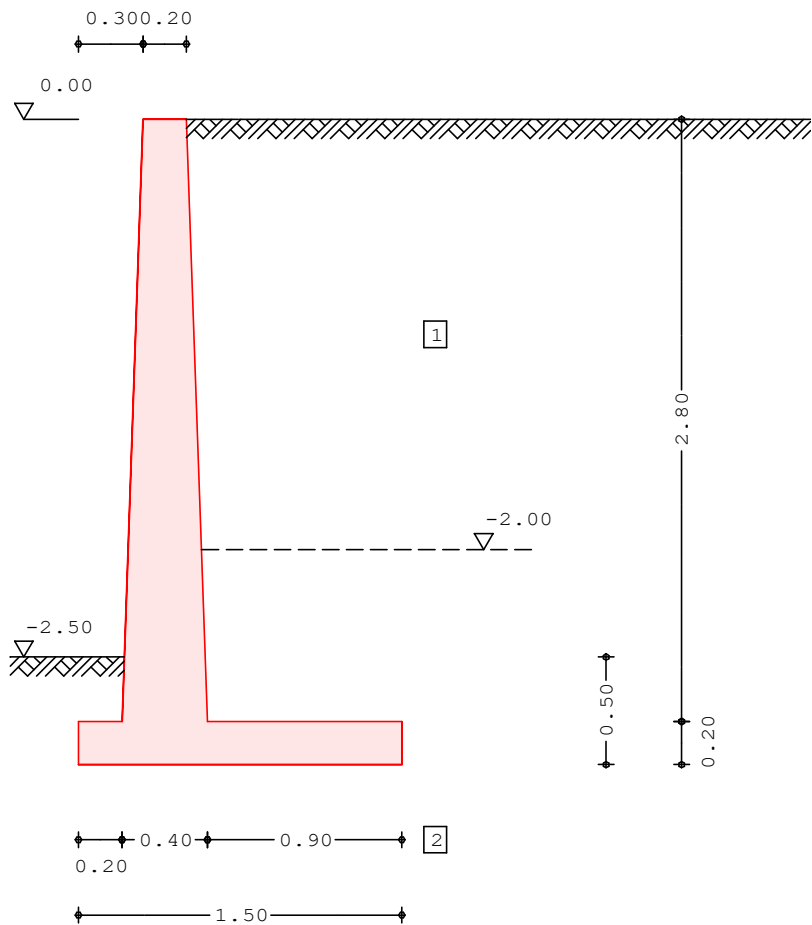
Расчет выполнен модулем 543 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

Поз. t544 Подпорная стенка на сваях

Расчётная схема

Размеры стенки

М = 1 :35



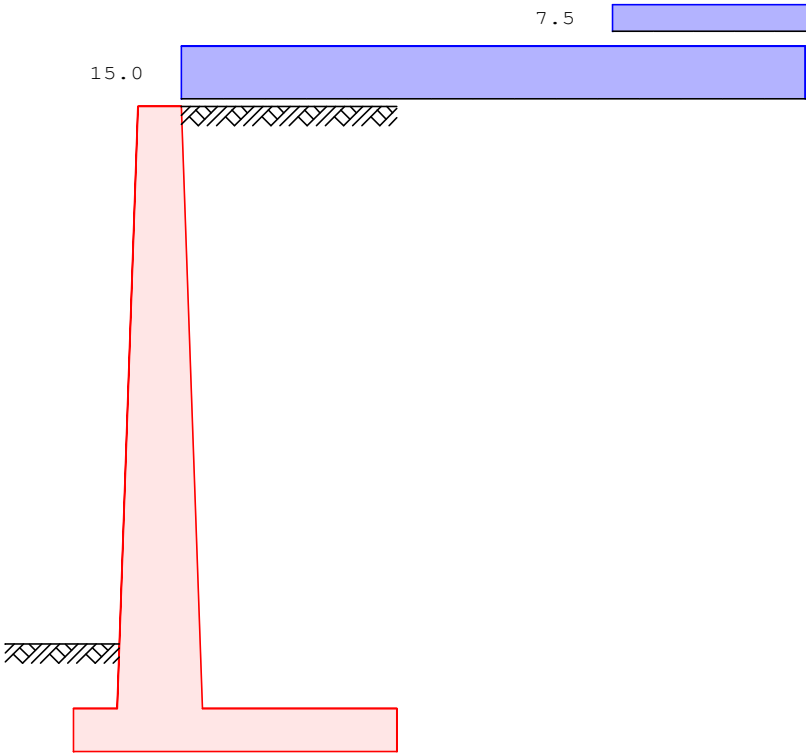
Высота стенки	h _s	=	3.00	м
Длина передней консоли	l _v	=	0.20	м
Длина задней консоли	l _r	=	0.90	м
Толщина ростверка	h _r	=	0.20	м
Толщина стенки вверху	d _o	=	0.20	м
Толщина стенки внизу	d _u	=	0.40	м
Наклон передней грани	α'	=	2.00	°
Наклон задней грани	α	=	2.00	°
Удельный вес стенки	γ	=	25.0	кН/м ³
Поверхность слева: глубина заложения стенки	h ₀	=	0.50	м
справа: горизонтальная				

Расчетные значения
характерист. слоев

Слой №	толщ. [м]	уд.вес [кН/м³]	φ [°]	δ _а [°]	δ _р [°]	с [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.	а [м]	s [м]	р [кПа]	Р [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 етаp = 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]	Р _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 λ_{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

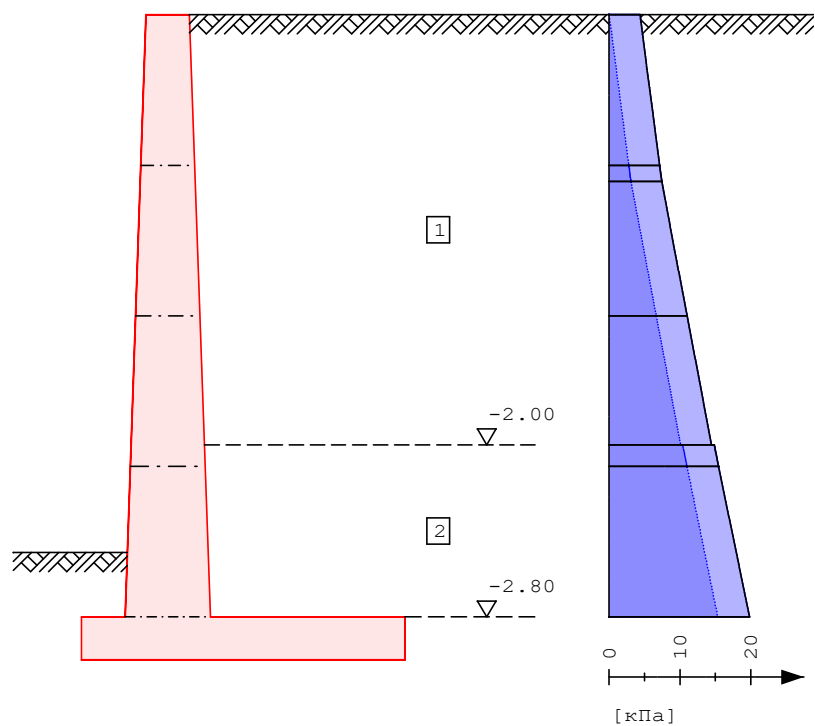
Сумма вертикальных сил	V	=	97.40	кН/м
Гориз. состав. акт. давления	E _{ah}	=	35.50	кН/м
Гориз. состав. пас. давления	E _{phr}	=	-6.14	кН/м

Сумма горизонтальных сил	H	=	29.35	кН/м
Сумма моментов	M	=	-24.53	кНм/м

Расчет прочности

М = 1 :35

стенки
Давление грунта на стенку



Давление на стенку

Граница слоя	отметка [м]	e _{agh} [кПа]	e _{aph} [кПа]	p _n [кПа]	e _{ah} [кПа]
1a верх *	-0.00	0.00	4.33	0.00	4.33
1a низ *	-0.70	2.77	4.35	0.00	7.12
1b верх *	-0.70	2.77	4.34	0.00	7.12
1b * низ	-0.78	3.07	4.34	0.00	7.42
1c верх	-1.40	6.65	4.34	0.00	11.00
1c низ	-2.00	10.09	4.34	0.00	14.44
2a верх	-2.00	10.37	4.46	0.00	14.83
2a низ	-2.10	10.99	4.46	0.00	15.45
2b верх	-2.10	10.99	4.46	0.00	15.45
2b низ	-2.80	15.34	4.46	0.00	19.79

Усилия в сечении

Сечение [м]	объект	М [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) γ_b = 0.900
Арматура: продольн./попер. А500/А400

Продольная арматура

Сечение [м]	М [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
 сверху d=12мм с шагом 330мм

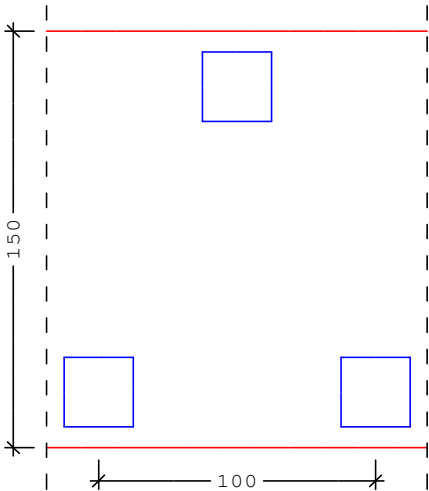
Арматура плиты

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

Арматура в свае	Ширина сечения сваи	d	=	25	см
	Длина сваи	l	=	4.00	м
	Число стержней	n _s	=	4	-
	Диаметр стержней	d _s	=	12	мм
	Защитный слой бетона	a _з	=	30	мм



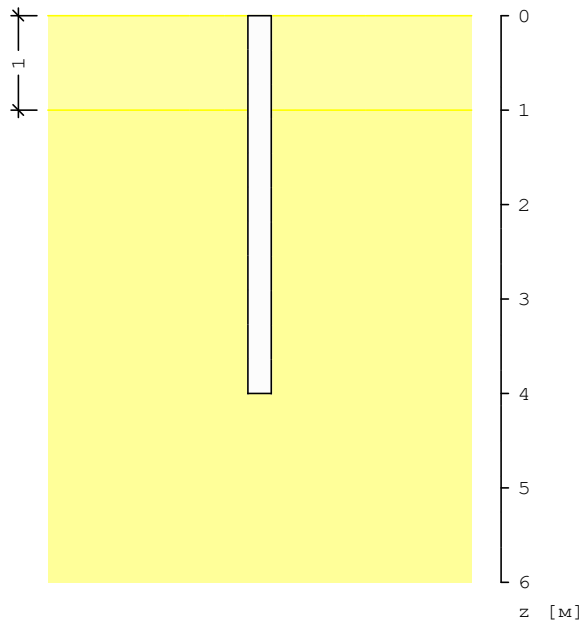
Удельный вес
грунта

от z [м]	до z [м]	W [%]	e [-]	S _r [-]	γ _s [кН/м3]	γ [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

Характеристики грунта

от z [м]	до z [м]	c _{II} [кПа]	φ _{II} [град]	γ _{II} [кН/м3]	c _I [кПа]	φ _I [град]	γ _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	γ _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	γ_b	= 0.900 -
	Арматура	A500	

Материал сваи	Бетон	В 25 (тяжелый)	
	Коэффициент условий работы	γ_b	= 0.900 -
	Арматура	A500	

Проверка прочности	грунта основания сваи при сжимающей нагрузке			
Соппротивление грунта под концом сваи				
	R	=	7.30	МПа
	при глубине заложения h	=	7.00	м
	Коэффициент условий работы	$\gamma_{R,R}$	=	1.00 -
	Соппротивление грунта на боковой поверхности сваи f			



Соппротивление на боковой поверхности	z_1	z_2	$\gamma_{R,f}$	f_1	f_2
	[м]	[м]	[-]	[кПа]	[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	γ_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	до z	K	C _z	
	[м]	[м]	[кН/м ⁴]	[кН/м ³]	
	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

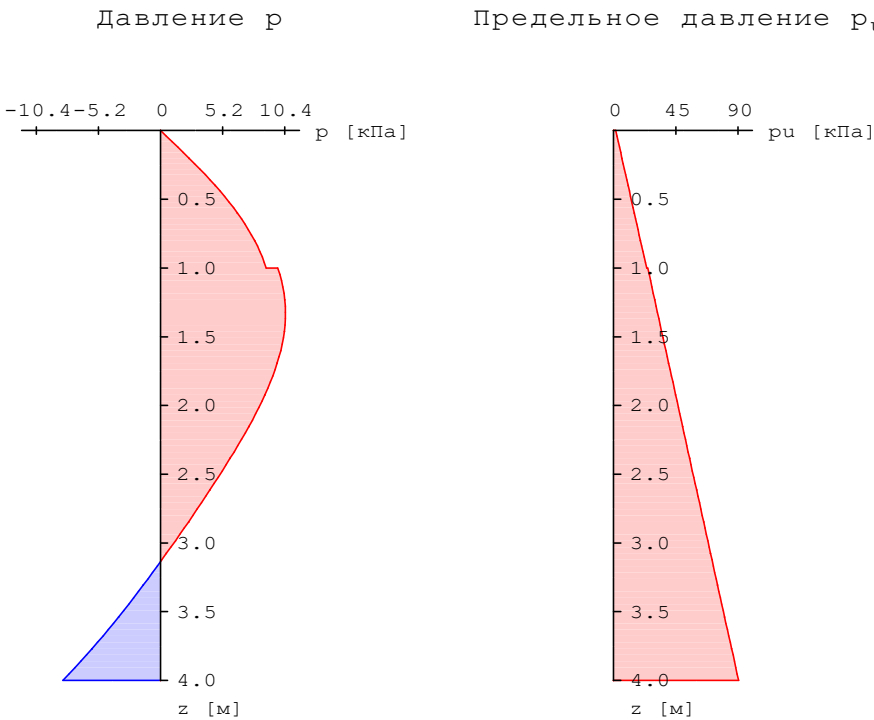
Коэффициент деформации $\alpha_\epsilon = 0.890$ 1/м

при $K = 6218$ кН/м⁴

$1\alpha_\epsilon = 3.56$ -

Примечание

Значение K определено по (Д.5) СП 50-102-2003 при $l_K = 2.38$ м



Коэффициенты в условии допустимости давления (Б.8)

$\eta_1 = 1.0$ $\eta_2 = 0.400$ $\xi = 0.6$

η_2 определяется по формуле (Б.9) приложения Б при $n = 2.50$ -

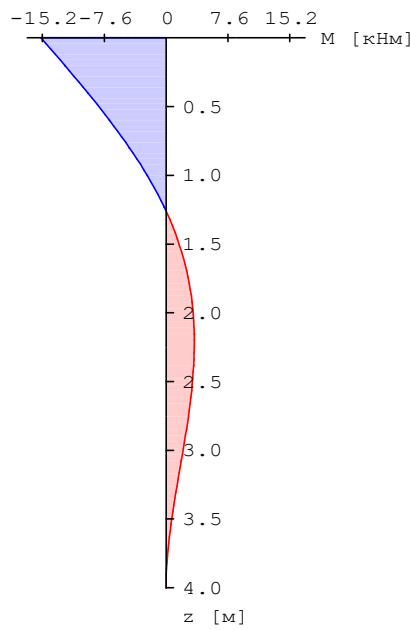
Условие допустимости

$p / p_u = 8.7 / 22.9 = 0.378 \leq 1$

при $z = 0.85 / \alpha_\epsilon = 0.96$ м

Проверка прочности материала сваи

Изгибающий момент



Сжимающая сила $N_0 / N_{0u} = 26.4 / 39.7 = 0.665 \leq 1$

Изгибающий момент $M / M_u = 15.4 / 23.1 = 0.665 \leq 1$

Определение длины анкеровки арматуры в верхнем сечении сваи

Требуемая площадь арматуры $A_s = 2.85 \text{ см}^2$

Длина анкеровки $l_{an} = 348 \text{ мм}$

Примечание Значение l_{an} определено для растянутых стержней

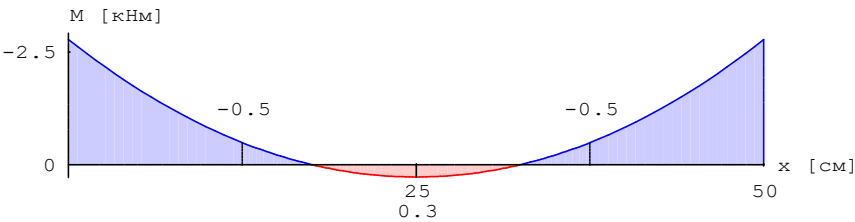
Проверка трещиностойкости сваи

Расчет по образованию трещин	N	M	N_{crc}	M_{crc}	Трещины
	[кН]	[кНм]	[кН]	[кНм]	
	18.5	-10.8	14.4	-8.4	образуются

Условие трещиностойкости $a_{crc} / a_{crc,u} = 0.104 / 0.200 = 0.521 \leq 1$

Расчет ростверка как многопролетной балки с учетом ширины опор

Изгибающий момент	q	M_o	M_{Π}
	[кН/м]	[кНм]	[кНм]
	97.4	-0.5	0.3



Требуемая площадь арматуры

верхней $A_{св} = 0.07 \text{ см}^2$

нижней $A_{сн} = 0.04 \text{ см}^2$

Подобранная арматура	Арматура	n_s	d_s [мм]	a_s [мм]	A_s [см ²]
	верхняя	6	12	42	6.79
	нижняя	6	12	30	6.79

Примечание Учтено ограничение расстояния между осями стержней

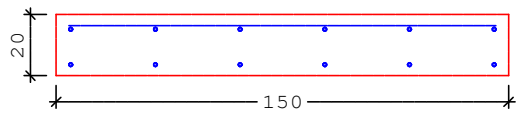
Процент содержания арматуры
верхней
нижней

$\mu_{св}$
 $\mu_{сн}$

=
=

0.30
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	$M_{срс}$	$a_{срс}$ / $a_{срс,u}$
	[кНм]	[кНм]	
	-0.3	-27.0	Трещины не образуются
	0.2	27.3	Трещины не образуются

Работоспособность фундамента обеспечена

Расчет выполнен модулем 544 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

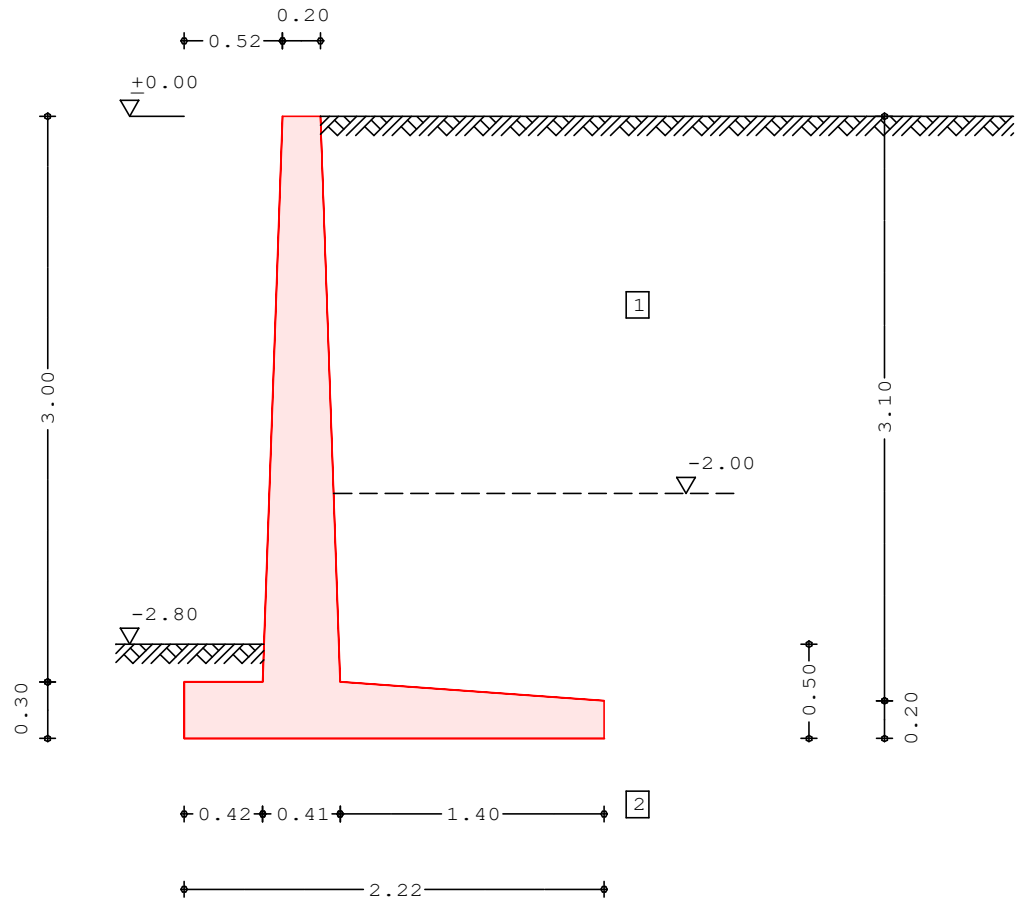
Поз. **t545**

Подпорная стенка

Расчётная схема

Размеры стенки и грунт

М = 1 : 40



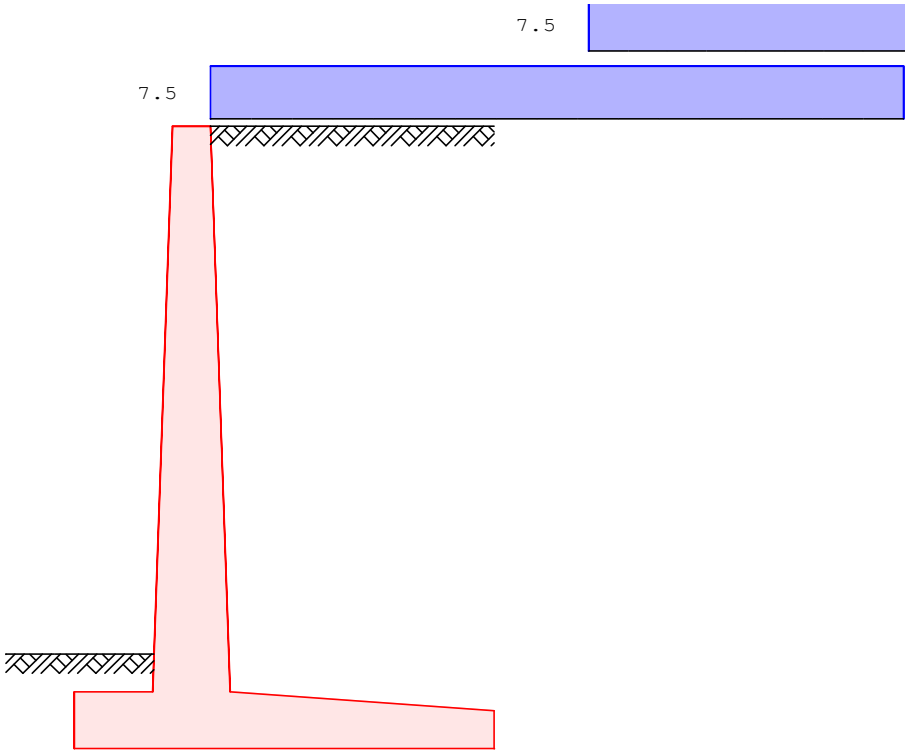
Геометрия	Высота стенки	h	=	3.00	м
	Длина передней консоли	lv	=	0.42	м
	Толщина передней консоли	hv	=	0.30	м
	Длина задней консоли	lr	=	1.40	м
	Толщина задней консоли	hr	=	0.20	м
	Толщина консоли у стенки	hra	=	0.30	м
	Толщина стенки вверху	do	=	0.20	м
	Толщина стенки внизу	du	=	0.41	м
	Наклон передней поверхности	alpha'	=	2.00	°
	Наклон задней поверхности	alpha	=	-2.00	°
Поверхность	слева:	Удельный вес стенки	gamma	=	24.53 кН/м3
	справа:	глубина заложения стенки	h0	=	0.50 м
		горизонтальна			

Характерист. слоев	слой	выс.	уд.вес	phi	delta_a	delta_p	c
	N	[м]	[кН/м3]	[°]	[°]	[°]	[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	°

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 λ _{agh} = 0.20					

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

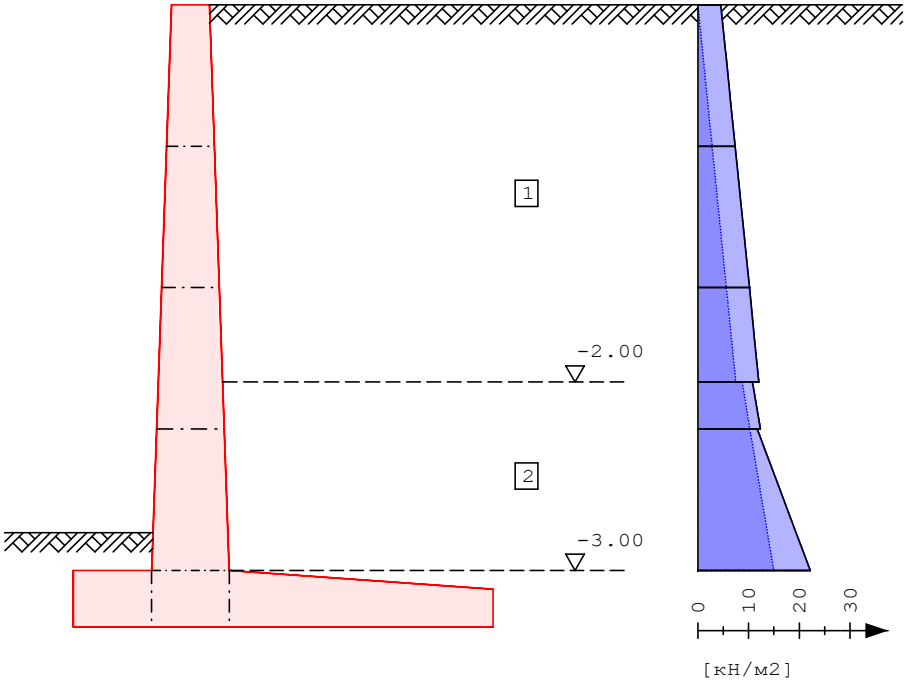
Сумма горизонтальных сил	H	=	40.56	кН/м

	Сумма моментов	Mm	=	28.08	кНм/м
Подошва стенки	Равнодействующая	R	=	137.04	кН/м
	Угол наклона равнодейств.	deltaR	=	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	beta	=	0.00	°
	Пассивное сопротивление	Er	=	2.61	кН/м
	Fsa=40.56~(0.50/1.00)Fsr=40.57				Условие выполнено

Расчет прочности

M = 1 :40

железобетонной стенки
 Давление грунта на стенку



Давление на стенку

Граница слоя		отметка [м]	eagh [кН/м2]	earh [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 ас=4.0 см, подошве ап=4.0 см

Бетон В 25 (тяжелый)

Арматурная сталь: продольн./попер. А500/А400

Продольная арматура

Сечение [м]	M [кНм/м]	N [кН/м]	h0 [см]	As [см2/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 [см2/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 2026 © ООО Техсофт

Поз. t546

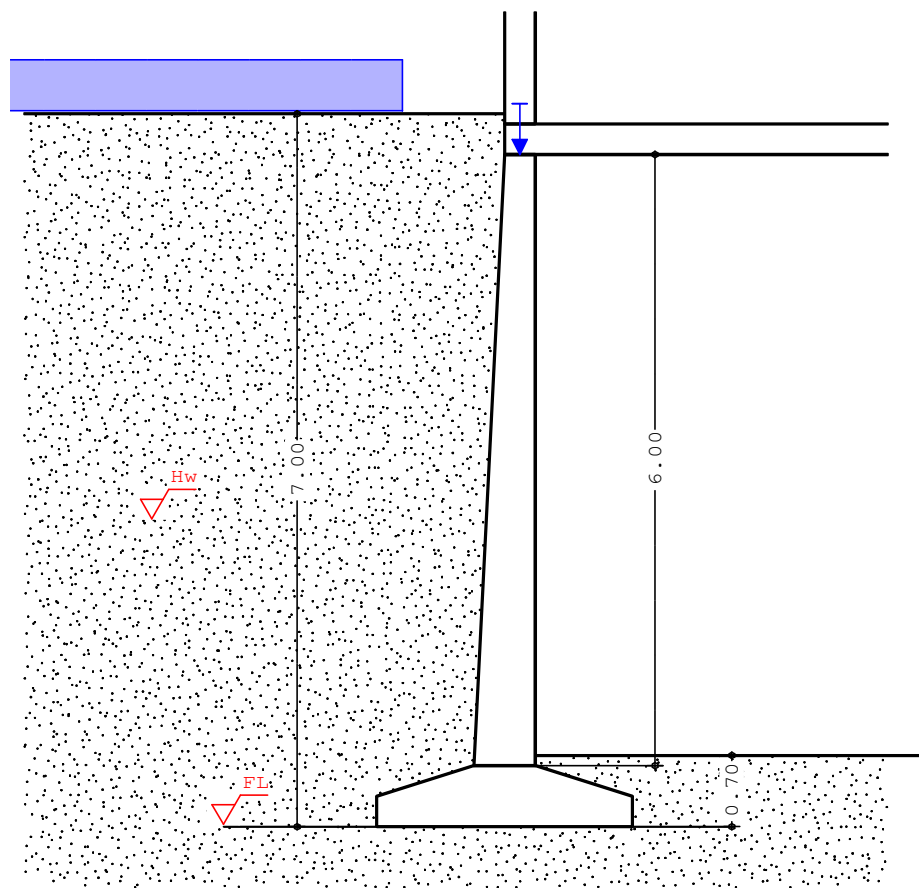
Подвальная стенка

Комментарий

Расчётная схема

Расчетная схема стенки и нагрузки

М = 1 : 74



Высота стенки	h	=	6.00	м
Толщина стенки сверху	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 _г	=	7.00	м
Высота пола подвала от FL	h ₁	=	0.70	м
Уровень грунтовых вод от FL	h _в	=	3.00	м
Сейсмичность района - 7 баллов.				
Коэффициент условий работы	γ _с	=	0.90	
Коэфф. надёжности по ответс.	γ _н	=	1.20	

Грунт

Характеристики грунта						
тип	γ [кН/м³]	W [%]	φ [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	δ	=	0.00	град
Коэффициенты надёжности	γ _{г (φ)}	=	1.00	
	γ _{г (c)}	=	1.00	

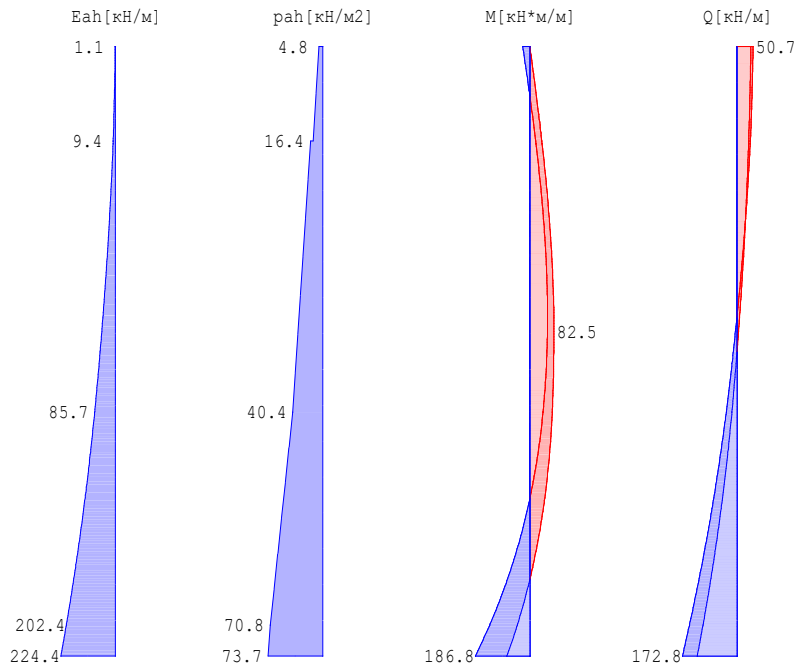
Нагружение

Длительн. нагрузка на стенку	N_1	=	10.00	кН/м
коэффициент надежности	γ_{N1}	=	1.10	
Кратковр. нагрузка на стенку	N_t	=	10.00	кН/м
коэффициент надежности	γ_{Nt}	=	1.20	
Длительн. нагрузка на грунт	p_1	=	10.00	кН/м ²
коэффициент надежности	γ_{p1}	=	1.00	
Кратковр. нагрузка на грунт	p_t	=	10.00	кН/м ²
коэффициент надежности	γ_{pt}	=	1.20	
расстояние от стенки	a_t	=	1.00	м
протяженность	s_t	=	4.00	м

Давление грунта

M = 1 :102

Давление на стенку и усилия в сечениях



z [м]	симметричное			одностороннее		
	E_{ah} [кН/м]	θ [град]	p_{ah} [кПа]	E_{ah} [кН/м]	θ [град]	p_{ah} [кПа]
0.00	1.1	58.24	4.84	0.0	58.24	0.0
0.93	9.4	59.25	12.89	0.0	59.25	0.0
2.81	48.8	59.47	29.12	7.6	56.95	4.3
3.60	74.6	59.50	35.98	11.1	57.71	4.4
5.70	182.0	59.58	66.37	20.4	58.64	4.5
6.00	202.9	59.58	70.77	21.5	59.97	2.9
6.60	248.0	59.59	79.43	22.3	62.33	0.0

Реакции в верхней опоре от давления грунта:
симметричного R_1 = 47.53 кН/м
одностороннего R_2 = 3.12 кН/м

Усилия в сечении

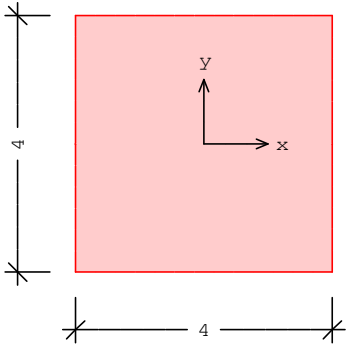
z [м]	N_{min} [кН/м]	N_{max} [кН/м]	Q_{min} [кН/м]	Q_{max} [кН/м]	M_{min} [кН]	M_{max} [кН]
0.00	9.1	23.1	-50.7	-43.7	0.0	24.0
0.93	16.3	31.7	-42.4	-37.0	-41.0	-19.9
2.81	34.7	54.4	-4.8	4.7	-82.5	-60.1
3.60	44.0	65.9	16.3	34.1	-76.8	-45.1
5.70	74.0	102.4	108.0	150.8	42.9	137.5
6.00	79.0	108.5	126.3	172.8	78.6	186.8

Расчет арматуры	по СП 63.13330.2018. Бетон В 25 (тяжелый) арматурная сталь А500			
	толщина защитного слоя	a_{Σ}	=	40.00 мм
Внутр. поверхность	расчет по прочности, сечение	z	=	2.66 м
	изгибающий момент	M_I	=	60.48 кН
	продольная сила	N_I	=	33.42 кН/м
	расчетная арматура	A_s	=	3.23 см ² /м
	5 арматурных стержней Ø10мм на метр длины стенки			
	расчет по образованию трещин	z	=	2.86 м
	продольная сила	N_{II}	=	38.11 кН/м
	изгибающий момент	M_{II}	=	62.97 кН
	момент образования трещин	$M_{cr,c}$	=	87.85 кН
Наруж. поверхность	расчет по прочности, момент	M_I	=	186.82 кН
	продольная сила	N_I	=	70.45 кН/м
	расчетная арматура	A_s	=	7.10 см ² /м
	10 арматурных стержней Ø10мм на метр длины стенки			
	расчет по образованию трещин	M_{II}	=	125.22 кН
	продольная сила	N_{II}	=	77.50 кН/м
	момент образования трещин	$M_{cr,c}$	=	174.29 кН
<u>Устойчивость</u>	1. На сдвиг по контакту подошвы с основанием:			
	сила давления грунта	E_a	=	270.29 кН/м
	сдвигающая сила	F_{sa}	=	219.63 кН/м
	сумма вертикальных сил	F_v	=	170.38 кН/м
	пассивное сопротивл. грунта	E_p	=	270.29 кН/м
	удерживающая сила	F_{sr}	=	332.92 кН/м
	$F_{sa} = 219.6 < (\gamma_c / \gamma_n) * F_{sr} = 249.7$			УСЛОВИЕ ВЫПОЛНЕНО
	2. Устойчивость основания под подошвой фундамента:			
	расчетная вертикальная сила	F_v	=	206.22 кН/м
	эксцентриситет приложения	e'	=	90.6 см
	приведенная ширина фундамен.	b'	=	68.8 см
	предельное сопрот. основания	F_u	=	260.87 кН/м
	$F_v = 206.2 > (\gamma_c / \gamma_n) * N_u = 195.6$			УСЛОВИЕ НЕ ВЫПОЛНЕНО

Расчет выполнен модулем 546 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

Поз. t550

Расчет оснований

<u>Фундамент</u>	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

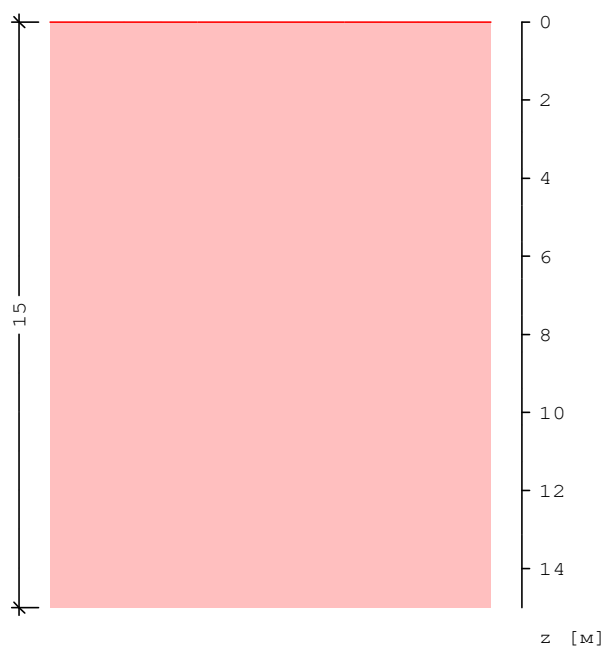
Удельный вес грунта выше уровня подошвы фундамента
нормативное значение $\gamma_0 = 20.0$ кН/м3

Слой	Название	h [м]	Вид грунта	γ_s [кН/м3]	γ [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]	φ_{II} [град]	E [МПа]	E_e [МПа]	ν [-]
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)

γ_{c1}	γ_{c2}	k	M_γ	M_α	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]	γ_{II} [кН/м3]	γ'_{II} [кН/м3]	φ_{II} [град]	c_{II} [кПа]
4.00	3.00	0.00	18.0	20.0	25.0	15.0

Примечание

Учтено, что φ_{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

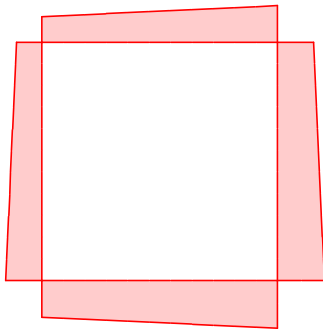
При $p = R$ $s = 5.37$ см < $0.7s_u = 5.60$ см

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

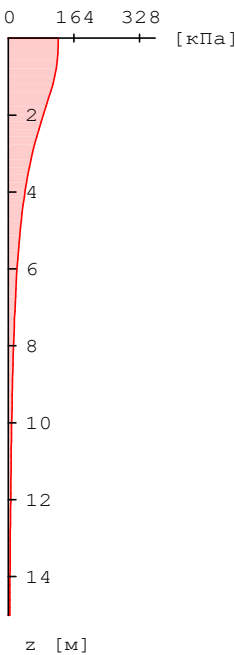
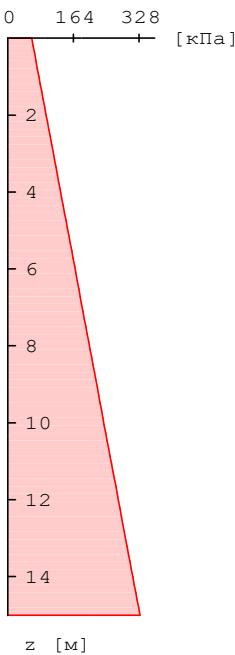
Напряжения в грунте

z [м]	σ_{zg} [кПа]	σ_{zy} [кПа]	σ_{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

σ_{zg}

σ_{zp}



Глубина сжимаемой толщи	H_c	=	3.11	м
Напряжение при $z = H_c$	σ_{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 2026 © ООО Техсофт

Поз. t551

Расчет оснований (MSZ EN 1997)

Фундамент

Размеры фундамента

l_x

=

1.80

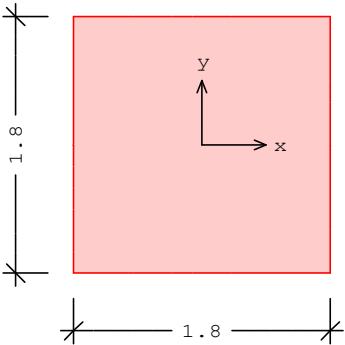
м

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

γ₀

=

18.0

кН/м3

Слой	h [м]	γ _s [кН/м3]	e [-]	γ [кН/м3]	c [кПа]	φ [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

№	γ _{sup}	γ _{inf}	ψ ₀	ψ ₁	ψ 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

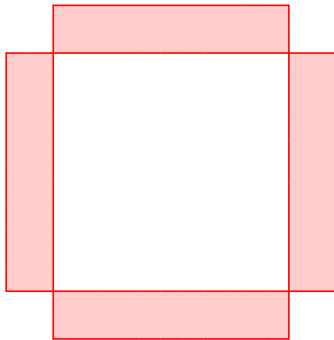
Выбранная комбинация

Номер воздействия (Коэффициент)
1 (1.35)

Расчетная нагрузка

V _d [кН]	M _{x,d} [кНм]	M _{y,d} [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'	B'	c	q	γ	tgφ
[м]	[м]	[кПа]	[кПа]	[кН/м3]	[-]
1.80	1.80	12.0	54.0	18.0	0.462

Коэффициенты

s_c	s_q	s_γ	N_c	N_q	N_γ
1.464	1.419	0.874	20.42	10.43	8.71

Предельное давление	R_d/A'	= 1281	кПа

Условие прочности (6.1) $V_d / R_d = 4050.0 / 4152.0 = 0.975 \leq 1$

Проверка допустимости осадки основания

Принимается линейное распределение давления $p(x,y)$

Выбранная комбинация	Номер воздействия (Коэффициент)
	1 (1.00)

Расчетная нагрузка	V_d	M_{xd}	M_{yd}
	[кН]	[кНм]	[кНм]
	3000.0		

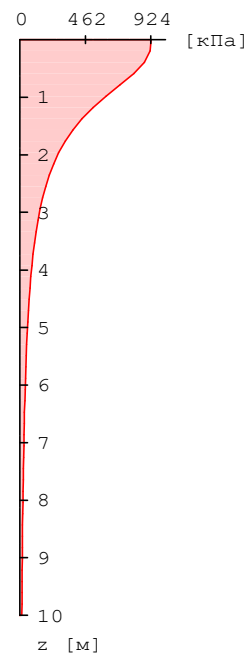
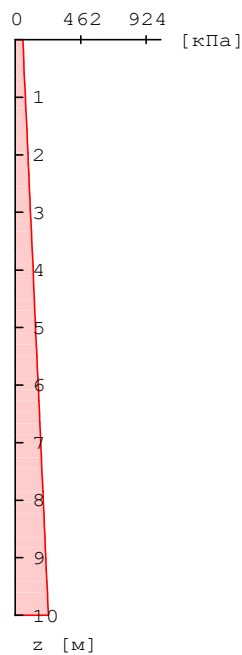
Напряжения в грунте	z	σ_{zg}	σ_{zp}	$\sigma_{zp} / \sigma_{zg}$
	[м]	[кПа]	[кПа]	
	0.00	54.0	925.9	17.147
	1.00	72.0	599.9	8.332
	2.00	90.0	267.8	2.976
	3.00	108.0	138.6	1.283
	4.00	126.0	82.7	0.656
	5.00	144.0	54.4	0.378
	6.00	162.0	38.4	0.237
	7.00	180.0	28.5	0.158
	8.00	198.0	21.9	0.111
	9.00	216.0	17.4	0.081
	10.00	234.0	14.1	0.060

σ_{zg} - напряжение от веса грунта
 σ_{zp} - напряжение от нагрузки

Напряжения в грунте

σ_{zg}

σ_{zp}



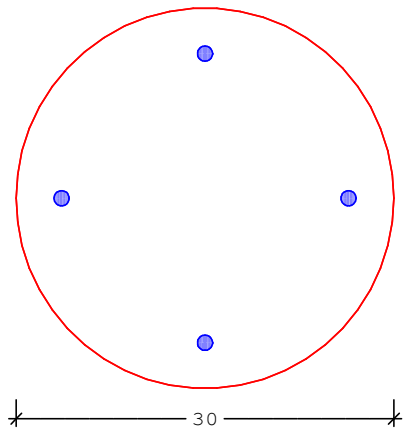
Глубина сжимаемой толщи	H_c	=	6.40	м
Напряжение при $z = H_c$	$\sigma_{zp} / \sigma_{zg}$	=	33.8	кПа
		=	0.200	-
Осадка основания	s	=	4.40	см
Условие допустимости	s / s_u	=	4.40 / 5.00	= 0.879 <= 1

Расчет выполнен модулем 551 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

Поз. t552

Свая РИТ

Свая	Вид сваи		свая 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	a_z	= 30 мм



Стержни: 4 Ø12
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 d₀ = 3.00 м

Грунт	Слой	h [м]	Вид грунта		
	1	8.00	Суглинок тугопластичный		

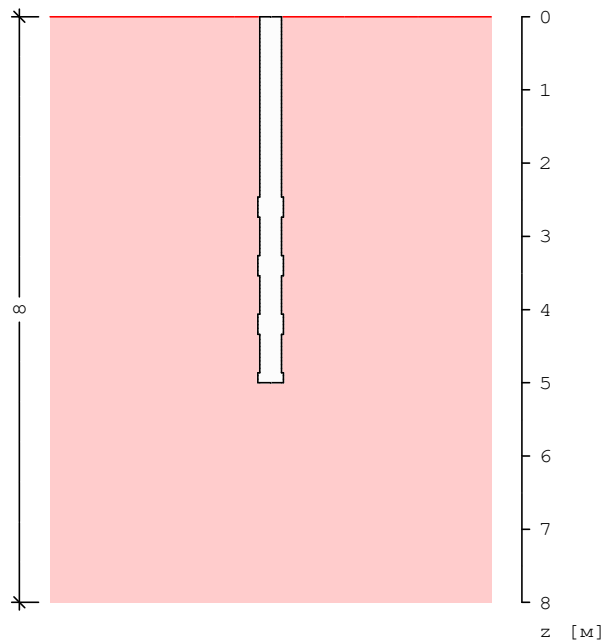
Удельный вес грунта	Слой	W [%]	e [-]	S _r [-]	γ _s [кН/м3]	γ [кН/м3]
	1	10.0	0.59	0.44	26.0	18.0

Консистенция глинистого грунта	Слой	W _p [%]	W _L [%]	I _p [%]	I _L [-]
	1	5.0	15.0	10.0	0.50

Кэфф. надежности	γ _{g(c)}	γ _{g(φ)}	γ _{g(γ)}
	1.50	1.15	1.10

Характеристики	Слой	c _{II} [кПа]	φ _{II} [град]	γ _{II} [кН/м3]	c _I [кПа]	φ _I [град]	γ _I [кН/м3]
	1	5.0	35.0	18.0	3.3	30.4	16.4

Схема геологического разреза



Нагрузки

№	Вид нагрузки	γ_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
Кoeffициент 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)**
Кoeffициент условий работы $\gamma_b = 0.612$ -
Арматура **A500**
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 (Кoeffициент)
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 А = 934.8 см2

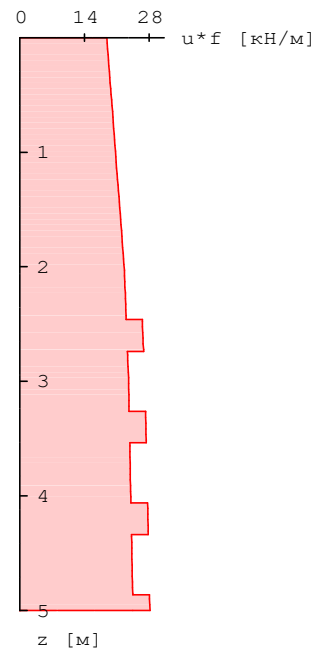
Сопротивление грунта на боковой поверхности сваи f



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 $F_d = F_{dR} + F_{df} = 1.3RA + 1.3\sum u_i f_i h_i =$
 $= 174.2 + 150.9 = 325.1$ кН

Условие прочности $N_0 \gamma_n \gamma_{c,g} / F_d =$
 $= 229.7 * 1.00 * 1.40 / 325.1 = 0.989 \leq 1$

Проверка прочности сваи как стержня, заземленного в грунте

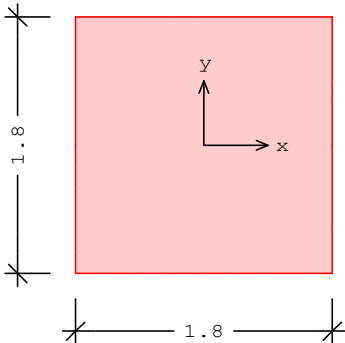
Комбинация нагрузок	N [кН]		Нагрузка (Коэффициент)	
	220.0		1 (1.10)	
Коэффициент деформации		α_{ε}	=	0.796 1/м
		при K	=	4000 кН/м4
Длина стержня	$l_1 = 2 / \alpha_{\varepsilon}$	α_{ε}	=	2.51 м
Расчетная длина	$l_0 = 0.7 l_1$		=	1.76 м
Жесткость	$D = k_b E_b I_b + 0.7 E_s I_s$		=	2.40 МНм2
	k_b		=	0.167 -
	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 2026 © ООО Техсофт

Поз. t553

Расчет оснований (ТКП EN 1997)

<u>Фундамент</u>	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
 $\gamma_0 = 18.0 \text{ кН/м}^3$

Слой	h [м]	γ_s [кН/м3]	e [-]	γ [кН/м3]	c [кПа]	ϕ [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	№	γ_{sup}	γ_{inf}	ψ_0	ψ_1	ψ_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

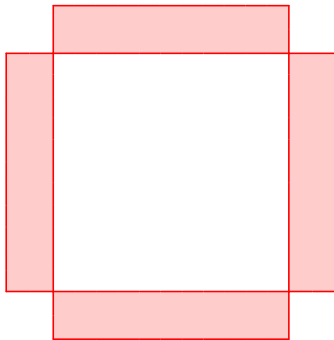
Проверка прочности грунта основания

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 $p_{min} = 1250.0 \text{ кПа}$
Наибольшее давление $p_{max} = 1250.0 \text{ кПа}$
 $p_{min} / p_{max} = 1.000$ -

Определение несущей способности грунта согласно EN 1997-1, Приложение D

Эксцентриситеты $e_L = 0.000 \text{ м}$
 $e_B = 0.000 \text{ м}$

Данные
для формулы (D.2)

L'	B'	c	q	γ	tgφ
[м]	[м]	[кПа]	[кПа]	[кН/м3]	[-]
1.80	1.80	12.0	54.0	18.0	0.462

Коэффициенты

s _c	s _q	s _γ	N _c	N _q	N _γ
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	M _{xd}	M _{yd}
[кН]	[кНм]	[кНм]
3000.0		

Напряжения в грунте

z	σ _{zg}	σ _{zp}	σ _{zp} /σ _{zg}
[м]	[кПа]	[кПа]	
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

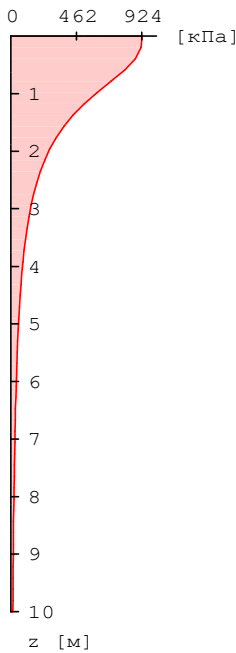
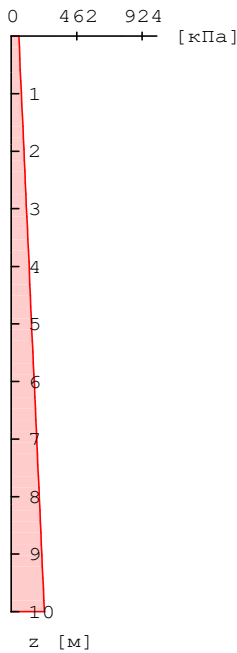
σ_{zg} - напряжение от веса грунта

σ_{zp} - напряжение от нагрузки

Напряжения в грунте

σ_{zg}

σ_{zp}



Глубина сжимаемой толщи H_c = 6.40 м

Напряжение при $z = H_c$
 $\sigma_{zp} / \sigma_{zg} = 33.8 / 0.200 = -$ кПа

Осадка основания
 $s = 4.40$ см

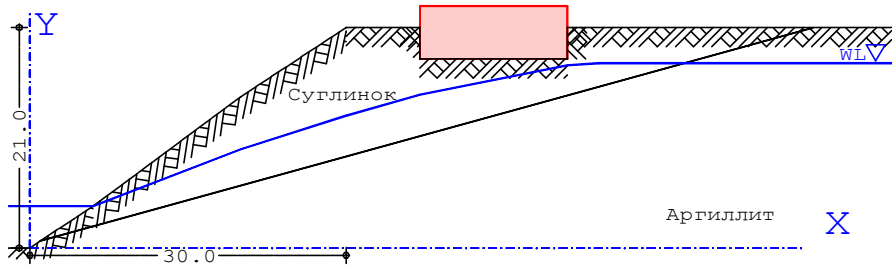
Условие допустимости
 $s / s_u = 4.40 / 5.00 = 0.879 \leq 1$

Расчет выполнен модулем 553 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

Поз. t560

Устойчивость откоса

Расчётная схема
М = 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]	γ [кН/м³]	γ_w [кН/м³]	ϕ [грд]	c [кН/м²]
1	Суглинок	19.60	10.00	10.00	15.60	
	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

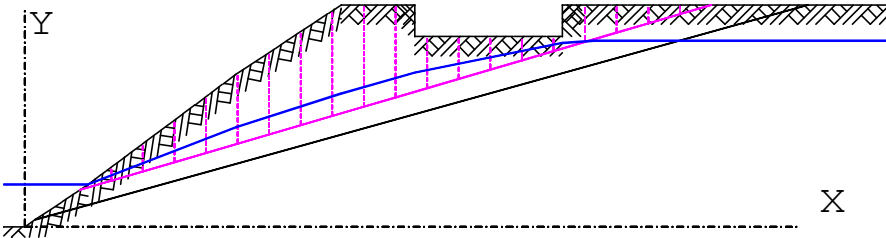
x = 5.20м y = 3.47м

и углом наклона к горизонту α = 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 = 1848.80кН/м

Проверка устойчивости N_r / N_e = 1.10 > η

УСЛОВИЕ УСТОЙЧИВОСТИ ВЫПОЛНЕНО.

Расчет выполнен модулем 560 программы СТАТИКА 2026 © 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	Наклон
	[м]	[°]
1	338.00	10.0

Отметки уровня грунтовых вод

Справа от стенки
слева от стенки

Kwr = 328.00
Kwl = 328.00

м
м

Характеристики грунта в слоях
расчетные значения

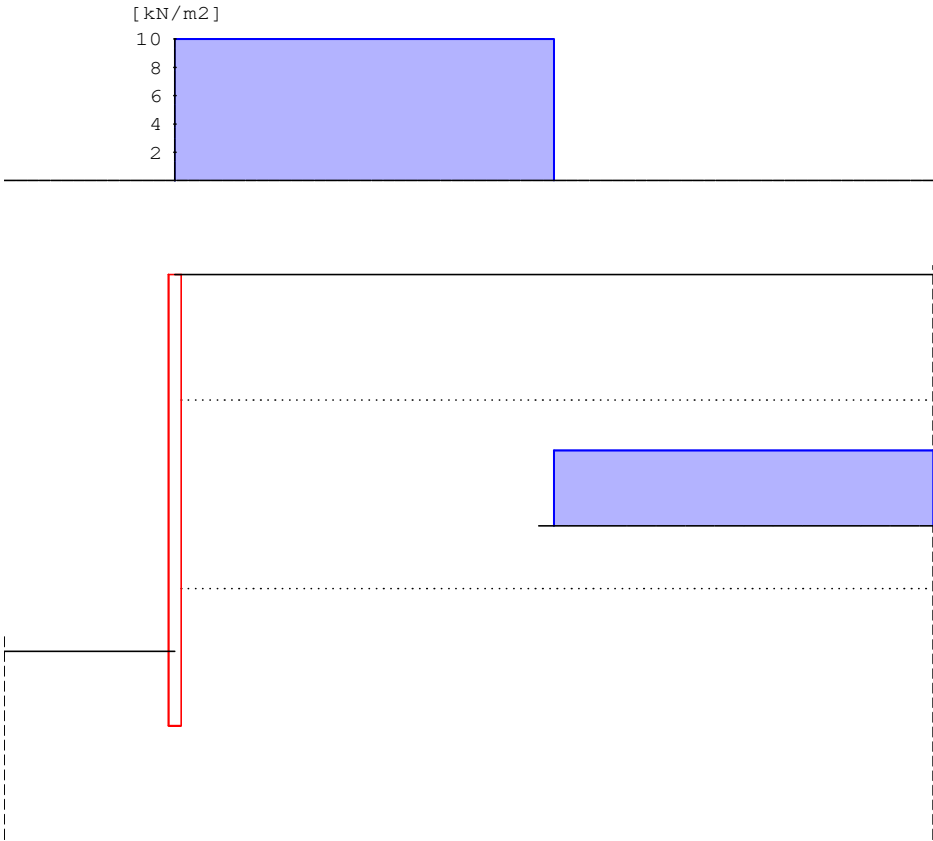
N	Выше отметки	Gamma	Phi	Delta	C
	[м]	[kN/m3]	[°]	акт. [°]	пасс. [°] [кН/м2]
1	338.00	22.0	29.1	19.4	1
2	335.00	22.0	31.8	21.2	5
3a	328.00	16.4/19.8	34.5	23.0	-23.0 1
3b	310.00	10.5/12.7	34.5	23.0	-23.0 1

..../.. = 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

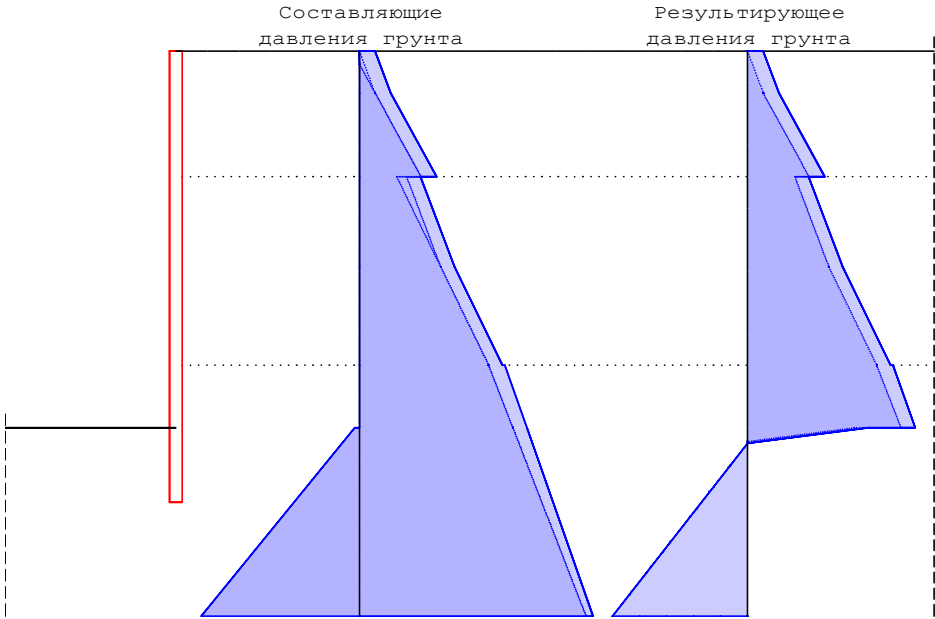
Эпюра давлений

Отметка [м]	eagh [кН/м]	eaph [кН/м2]	eawh [кН/м2]	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

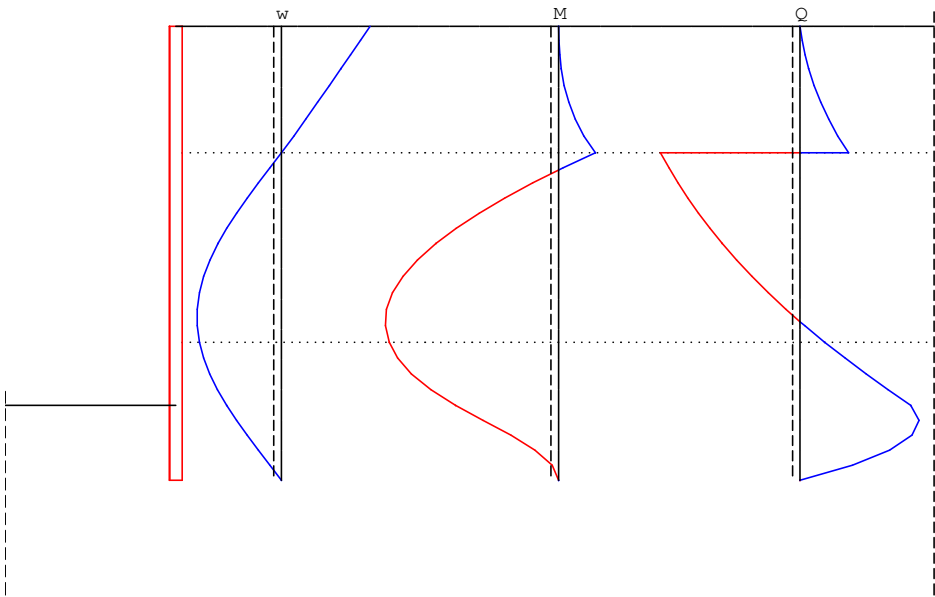


Сопротивл. грунта
справа от стенки

Отметка [м]	EphC [кН/м2]	ThetapC [°]	epghC [кН/м2]	epphC [кН/м2]	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
М = 1 :120

для свободного опирания в грунте



Отметка	w	M	Q
[м]	[мм]	[кНм/м]	[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 В 25 (тяжелый)

Арматурная сталь : А500

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

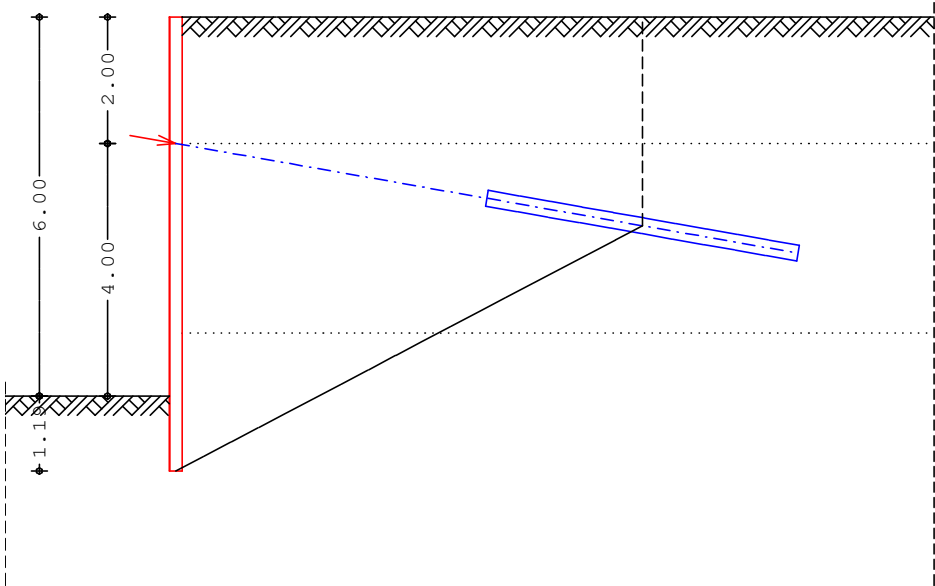
Ширина раскрытия трещин 0.028мм

Проверки

Крепление анкера

М = 1 :120

проверка на глубинный сдвиг при поступат. движении



Номер анкера	Погон. усилие в анк. [кН/м]	Шаг расп. анкер. [м]	Усилие в анкере [кН]	допус. в анк. [кН]	Длина анкерна. 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 $\theta = 27.7^\circ$

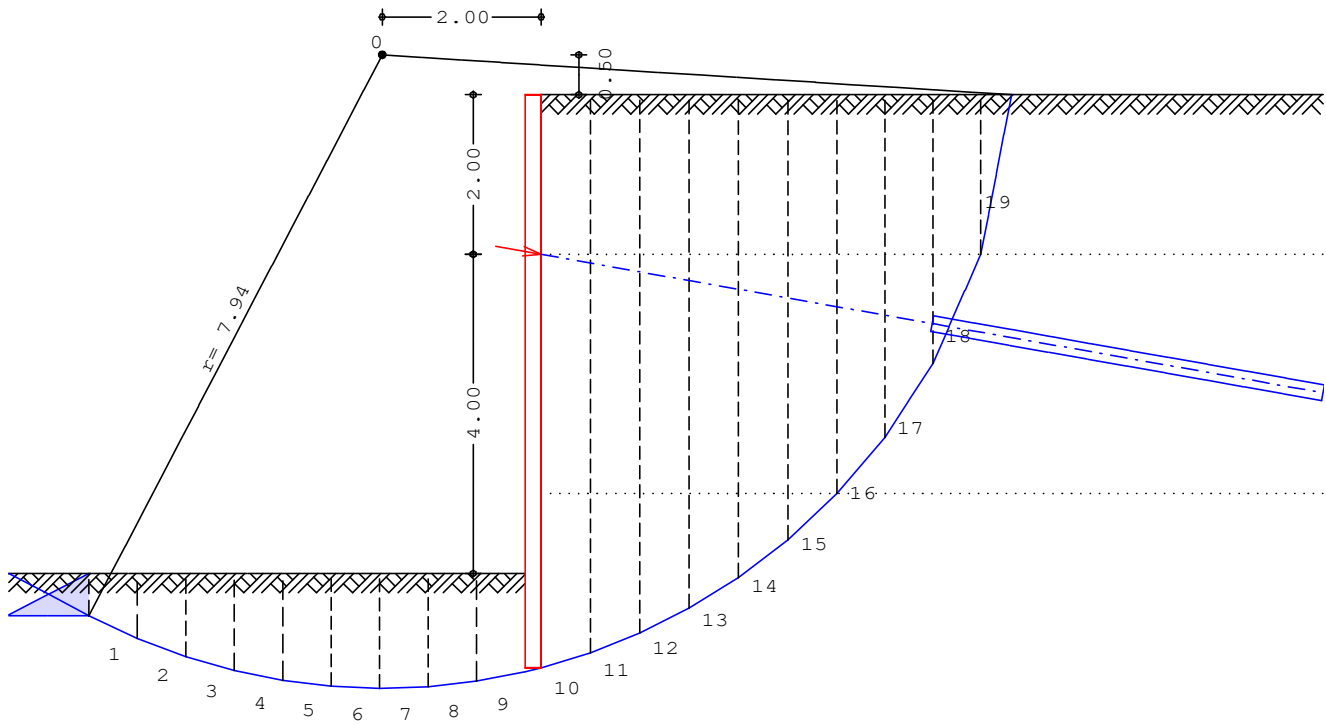
	Высота [м]	E_h [кН/м]	E_v [кН/м]
Стенка до уровня с $Q=0$	7.19	138.3	55.6
Условная стенка	3.30	25.3	9.5

Слой	ϕ [°]	c [кН/м ²]	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 $A_h = 208.9$ кН/м
Расчет. гориз. усилие в анкере $A_h = 63.5$ кН/м
коэфф. запаса $\eta_a = 208.9 / 63.5 = 3.29 > 1.2$

Устойчивость стенки на сдвиг по круглоцилиндрической поверхности скольж.

$M = 1 : 95$



N	Слой 1 $\gamma=22.0$	Слой 2 $\gamma=22.0$	Слой 3а $\gamma=19.8$
	Высота g	Высота g	Высота g
	[м] [кН/м ²]	[м] [кН/м ²]	[м] [кН/м ²]
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	Слой3b	gam=12.7
	Высота	g
	[м]	[кН/м2]
1	-	-
2	-	-
3	-	-
4	-	-
5	-	-
6	-	-
7	-	-
8	-	-
9	-	-
10	-	-
11	-	-
12	-	-
13	-	-
14	-	-
15	-	-
16	-	-
17	-	-
18	-	-
19	-	-

N	Сумма g	Ширина	Собств.	Внешн.	G	theta
	[кН/м2]	[м]	[кН/м]	[кН/м]	[кН/м]	[°]
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)	phi	c	T
	[кН/м]	[°]	[кН/м2]	[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) =

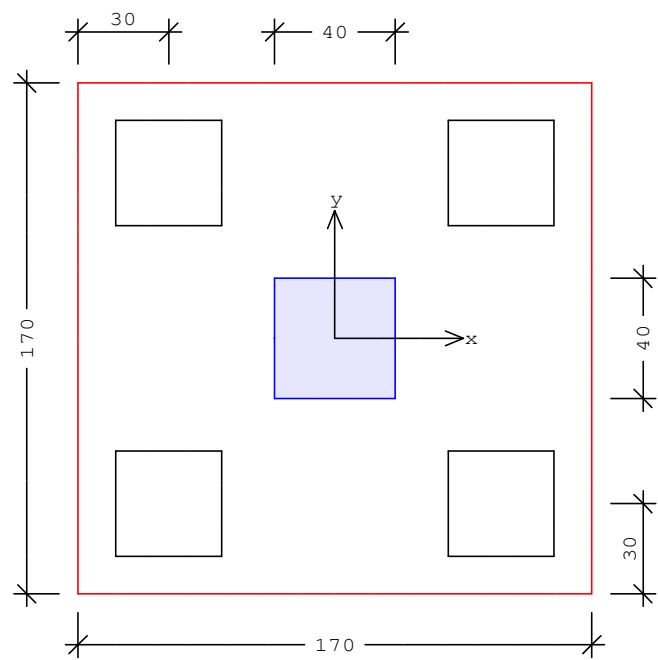
1.52 > 1.2

Расчет выполнен модулем 570 программы СТАТИКА 2026 © 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

=

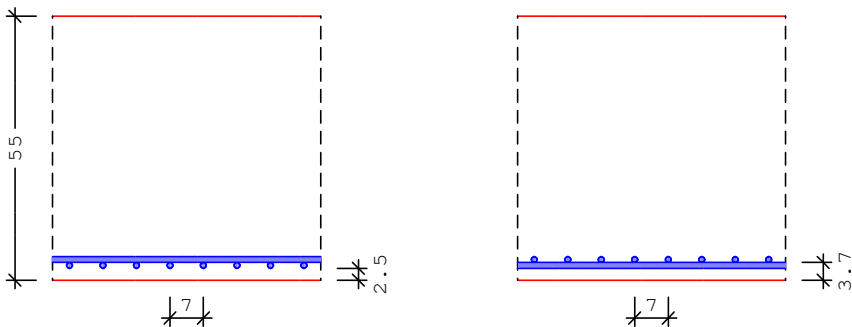
5.00

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]	μ [%]
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

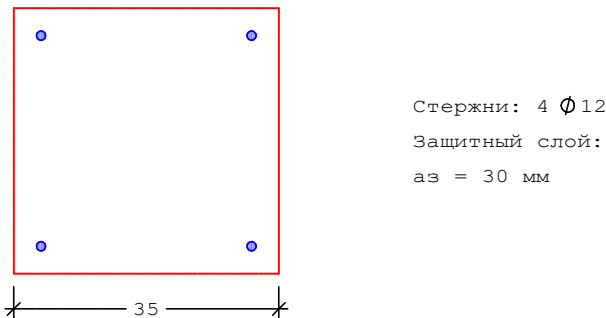
Защитный слой бетона

a_з

=

30

мм



Свая погружается молотом

Принимается шарнирное сопряжение сваи с ростверком

Глубина заложения ростверка

d_n

=

3.00

м

от поверхности рельефа

d₀

=

3.00

м

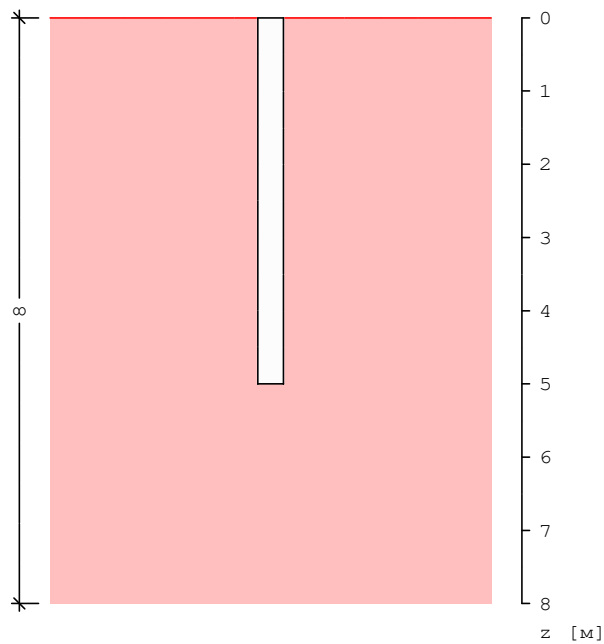
от уровня планировки

Грунт	Слой	h [м]	Вид грунта		
	1	8.00	Глина полутвердая		
Удельный вес грунта	Удельный вес грунта выше уровня подошвы ростверка				
	нормативное значение				
		γ_{0n}	=	20.0	кН/м3
	расчетное значение				
		γ_0	=	18.0	кН/м3
Удельный вес грунта	Слой	W	e	S _r	γ_s
		[%]	[-]	[-]	[кН/м3]
	1	15.0	0.66	0.59	26.0
Консистенция глинистого грунта	Слой	W _p	W _L	I _p	I _L
		[%]	[%]	[%]	[-]
	1	10.0	30.0	20.0	0.25
Коефф. надежности	$\gamma_g(c)$		$\gamma_g(\phi)$		$\gamma_g(\gamma)$
	1.50		1.15		1.10

Характеристики грунта

Слой	c _{II} [кПа]	φ _{II} [град]	γ _{II} [кН/м3]	c _I [кПа]	φ _I [град]	γ _I [кН/м3]	E [МПа]	ν [-]
1	15.0	25.0	18.0	10.0	21.7	16.4	20.0	0.30

Схема геологического разреза



Нагрузки

№	Вид нагрузки	γ_f	Группа	Знак
1	Постоянная	1.10		

№	N	H _x	H _y	M _x	M _y
	[кН]	[кН]	[кН]	[кНм]	[кНм]
1	2000.0				

Вес ростверка	G _p	=	39.7	кН
Коэффициент надежности	γ_f	=	1.10	-
Вес сваи	G _c	=	15.3	кН
Коэффициент надежности	γ_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	γ_b	= 0.900	-
	Продольная арматура	A500		
	Косвенная арматура	A400		
	Соппротивление бетона	$\gamma_b R_b$	= 10.35	МПа
		$\gamma_b R_{bt}$	= 0.81	МПа
	Соппротивление арматуры	R_s	= 435	МПа
		R_{sc}	= 400	МПа
		$R_{s,xy}$	= 350	МПа

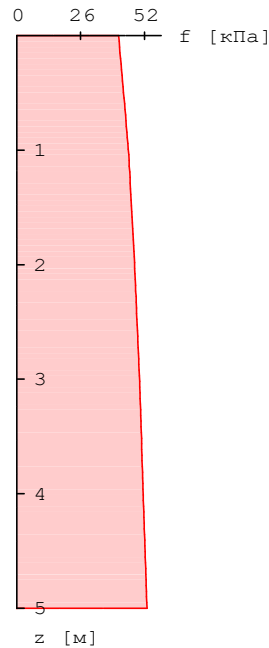
Материал сваи	Бетон	В 25 (тяжелый)		
	Коэффициент условий работы	γ_b	= 0.900	-
	Арматура	A500		
	Соппротивление бетона	$\gamma_b R_b$	= 13.05	МПа
	Соппротивление арматуры	R_s	= 435	МПа
		R_{sc}	= 400	МПа

Проверка прочности грунта основания сваи при сжимающей нагрузке

Комбинация нагрузок	Номера нагрузок и коэффициенты
	1 (1.10)

Нагрузка на куст свай	N	M_x	M_y
	[кН]	[кНм]	[кНм]
	2243.7		

Нагрузка на сваю	сжимающая	N	= 560.9	кН
Соппротивление грунта под концом сваи		R	= 3.95	МПа
	при глубине заложения	h	= 8.00	м
	Коэффициент условий работы	$\gamma_{R,R}$	= 1.00	-
Соппротивление грунта на боковой поверхности сваи f				



Соппротивление на боковой поверхности	Слой	z_1	z_2	$\gamma_{R,f}$	f_1	f_2
		[м]	[м]	[-]	[кПа]	[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

γ_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]	ν ₁ [-]	G ₂ [МПа]	ν 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	$s / s_u = 1.71 / 8.0 = 0.213 \leq 1$				

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	M _x	M _y	N ₁	M _{x1}	M _{y1}
	[кН]	[кНм]	[кНм]	[кН]	[кНм]	[кНм]
	2039.7			2039.7		

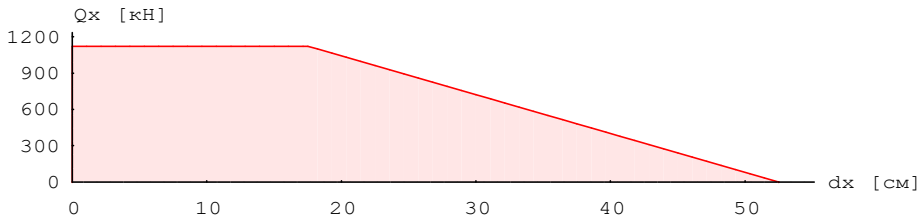
Ширина раскрытия трещин	Ось	M	M ₁	M _{сгс}	a _{c1}	a _{c2}
		[кНм]	[кНм]	[кНм]	[мм]	[мм]
	x	357.0	357.0	222.1	0.190	0.190
	y	357.0	357.0	220.1	0.197	0.197

Проверка прочности сечений ростверка , наклонных к осям x и y

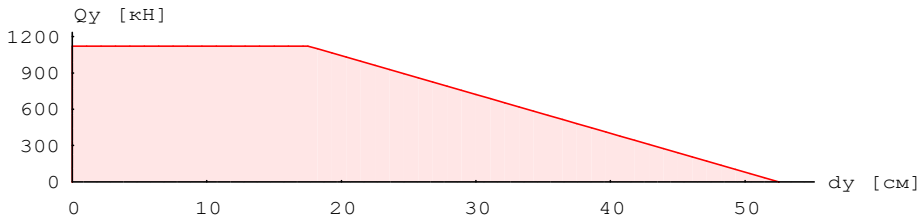
Комбинация нагрузок	Номера нагрузок и коэффициенты				
	1 (1.10)				

Нагрузка на куст свай	N	M _x	M _y
	[кН]	[кНм]	[кНм]
	2243.7		

Поперечная сила Q_x



Поперечная сила Q_y



d – расстояние от колонны вдоль указанной оси

Ось	C	Q	Q _b
	[см]	[кН]	[кН]
x	17.5	1121.9	1786.7
y	17.5	1121.9	1745.3

Условия прочности

$$\frac{Q_x}{Q_{bx}} = 0.628 \leq 1$$

$$\frac{Q_y}{Q_{by}} = 0.643 \leq 1$$

Проверка прочности ростверка на смятие колонной

Комбинация нагрузок	Номера нагрузок и коэффициенты				
	1 (1.10)				

Сжимающая сила N = 2200 кН

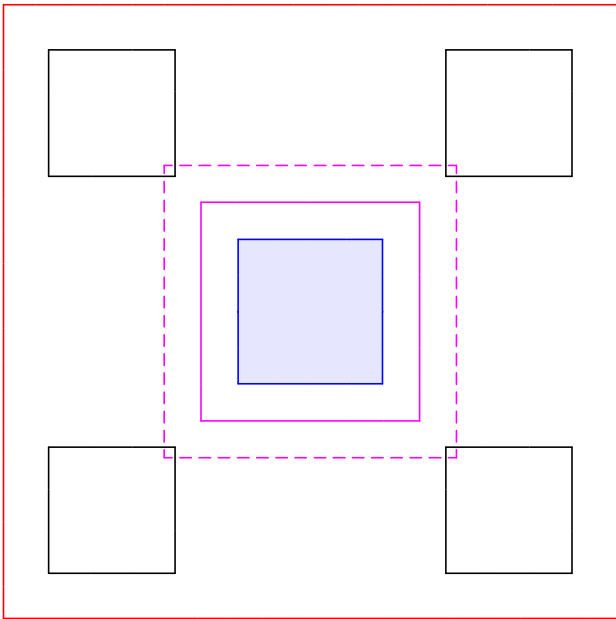
Предельная сила при отсутствии косвенной арматуры
 N_b = 3974 кН

Условие прочности

$$N / N_b = 0.554 \leq 1$$

Проверка прочности ростверка на продавливание колонной

Расчетный контур



Расстояние от грани колонны до расчетного контура
d = 10.3 см

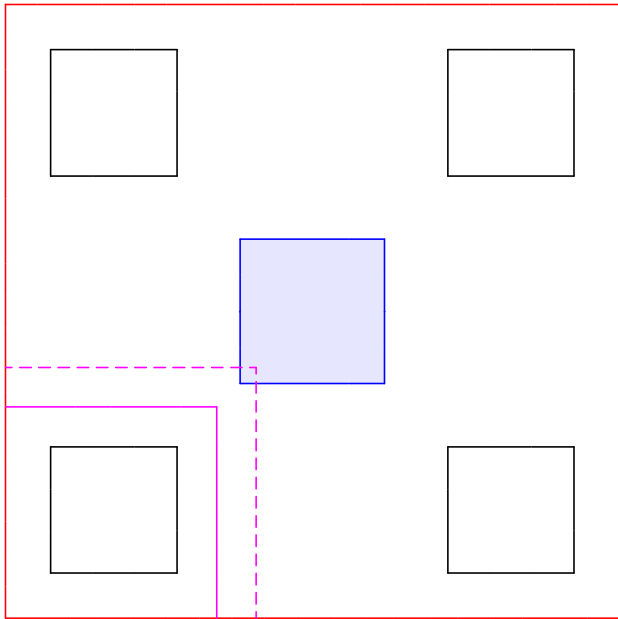
Средняя рабочая высота h₀ = 51.3 см

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
h₀ / 2d = 2.50

Комбинация нагрузок	Номера нагрузок и коэффициенты		
	1 (1.10)		
Нагрузка на куст свай	N [кН] 2243.7	M _x [кНм]	M _y [кНм]
Продавливающая нагрузка	F [кН] 2200.0	M _x [кНм] 0.0	M _y [кНм] 0.0
Предельные усилия в бетоне	F _{ult} [кН] 2514.8	M _{x,ult} [кНм] 507.3	M _{y,ult} [кНм] 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 $F / F_{ult} + M_x / M_{x,ult} + M_y / M_{y,ult} =$
 $0.4305 + 0.1076 + 0.1076 = 0.646 \leq 1$

Вклад моментов ограничен согласно указаниям 8.1.46

Работоспособность фундамента обеспечена

Расчет выполнен модулем 580 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

Характеристики материалов

Строительный элемент	R_y	R_u	E
[МПа] [МПа]	[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^4}	A	W_{y^3}	S_{y^3}
	[см ⁴]	[см ²]	[см ³]	[см ³]
Балка	3537.0	32.68	2852.4	159.7
Колонна	18850.0	110.80	12651.0	694.6

Болты

Маркировка	A	A_S	d	R_{bu}	R_{by}
	[mm ²]	[mm ²]	[mm]	[МПа]	[МПа]
М 20	314	245	20	1220000	1100000

Сварные швы

Тип шва	n	l_w	k_f
		[mm]	[mm]
Полки балки, наружный	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 наружный	2	299	5
Ребро жест., поперечный	4	30	5
Ребро жест., продольный	2	196	5

Стенка колонны при сдвиге **Компонент к1**

A_{vc}	$K1$	t_w	$V_{wp, Rd}$
[cm ²]	[mm]	[mm]	[кН]
15.16	--	9	200.9

Стенка колонны при раст. **Компонент к3**

Ряд	A_{vc}	b_{eff}	ω	t_w	$K3$	$F_{t, wc, Rd}$
	[cm ²]	[mm]		[mm]	[mm]	[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	λ_1	λ_2	α	n_1	n_2	m	$l_{eff, 1}$	$l_{eff, 2}$
				[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[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	$M_{p1,1}$ [kNm]	$M_{p1,2}$ [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	λ_1	λ_2	α	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	$M_{p1,1}$ [kNm]	$M_{p1,2}$ [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 [МНм/rad]
+	302.0	0.8	7.9
-	302.0	1.4	13.6

Проверка соединения

Сварное соединение :

$\eta = M / W R_{wf} \gamma_c \leq 1$

Коэффициент эффективности	η_f	=	1.3	
Коэффициент эффективности	η_z	=	0.9	
Момент сопротивления св.соед	W	=	353.7	см ³
Предельный изг. момент балки	M	=	72.7	кНм
Расчетное сопротивлению срезу	R _{wf}	=	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	γ_b	=	1.00	
Коэффициент условий работы	γ_c	=	1.00	
Несущая способность узла	N _{bs}	=	3202.8	кН
Предельное усилие	N _{max}	=	171.6	кН

Болтовое соединение при растяжении :

$N_{bt} = R_{bt} A_b n \gamma_c$

Расчетное сопротивление	R _{bt}	=	560.0	МПа
Коэффициент условий работы	γ_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	см ⁴
Момент инерции сечения стойки	I _c	=	18850	см ⁴
Пролет балки	L _b	=	6.0	м
Высота колонны	L _c	=	4.0	м
Среднее значение I _b /L _b	K _b	=	0.58950	
Среднее значение I _c /L _c	K _c	=	4.71250	

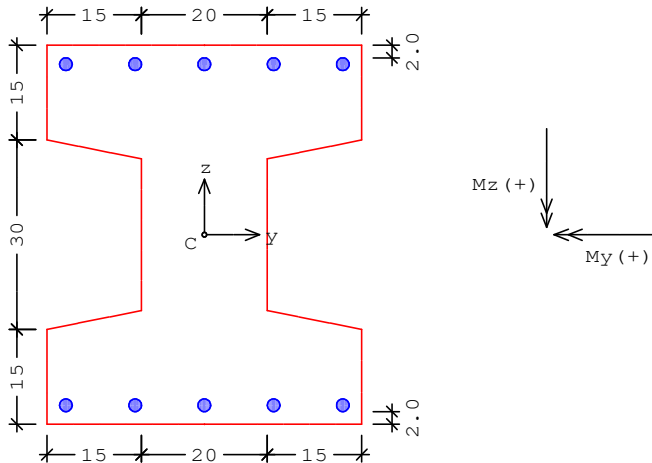
Расчет выполнен модулем 670 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

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 _{fv}	=	50.0	см	
Толщина верхней полки	у края	h _{fv1}	=	15.0	см
	у ребра	h _{fv2}	=	18.0	см
Ширина нижней полки	b _{fn}	=	50.0	см	
Толщина нижней полки	у края	h _{fn1}	=	15.0	см
	у ребра	h _{fn2}	=	18.0	см
Диаметр арматуры	вверху	d _{sv}	=	20	мм
	внизу	d _{sn}	=	20	мм
Толщина защитного слоя	вверху	a _{zv}	=	20	мм
	внизу	a _{zn}	=	20	мм
Общая площадь арматуры	A _{s,tot}	=	31.42	см ²	
Коэффициент армирования	μ _{tot}	=	1.43	%	
Предельно допустимая ширина раскрытия трещин:					
непродолжительных			a _{crcl}	= 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 $M_y - N_x$ область допустимых значений при $M_z = 0.0$ кН*м.

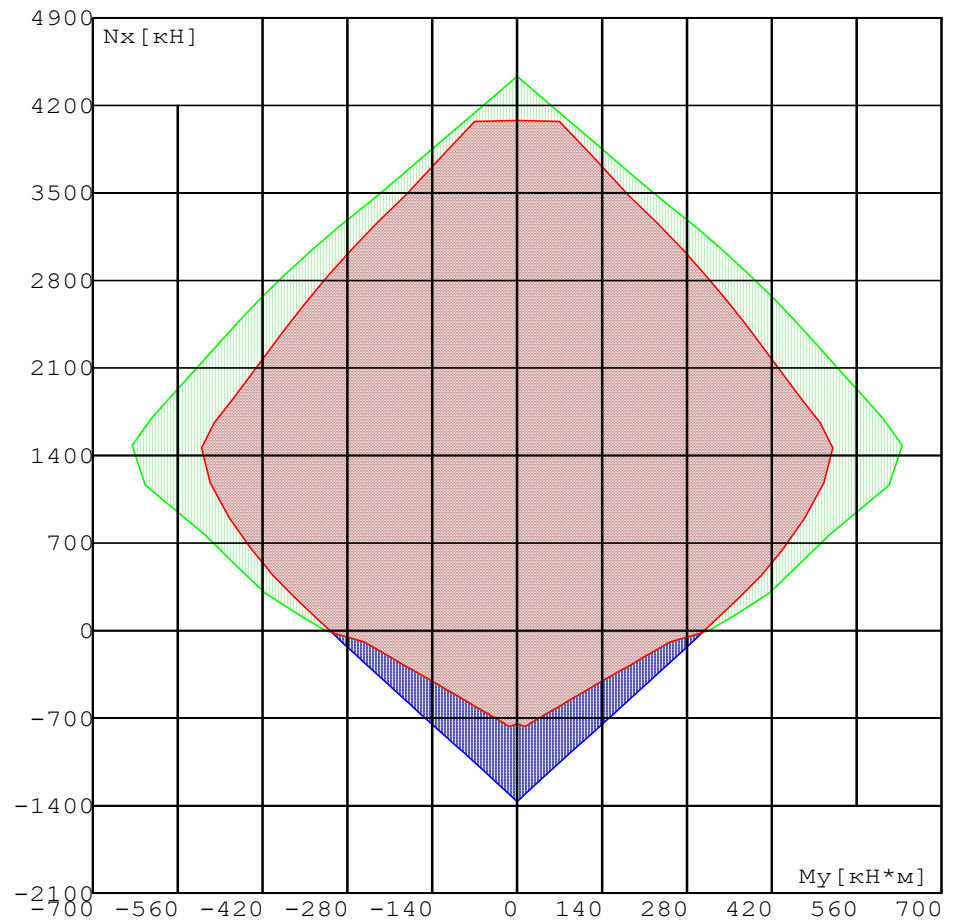


Таблица $M_y - N_x$

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.

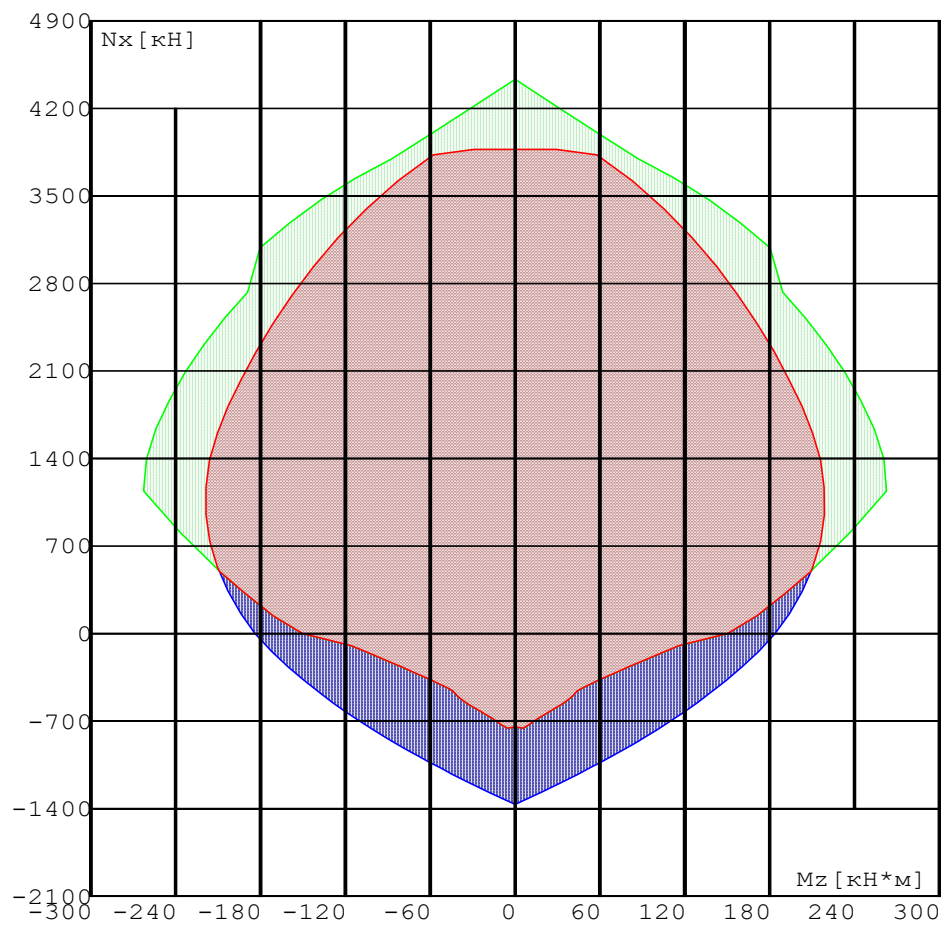


Таблица Mz - Nx

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 $M_z - M_y$ область допустимых значений при $N_x = 50.0$ кН.

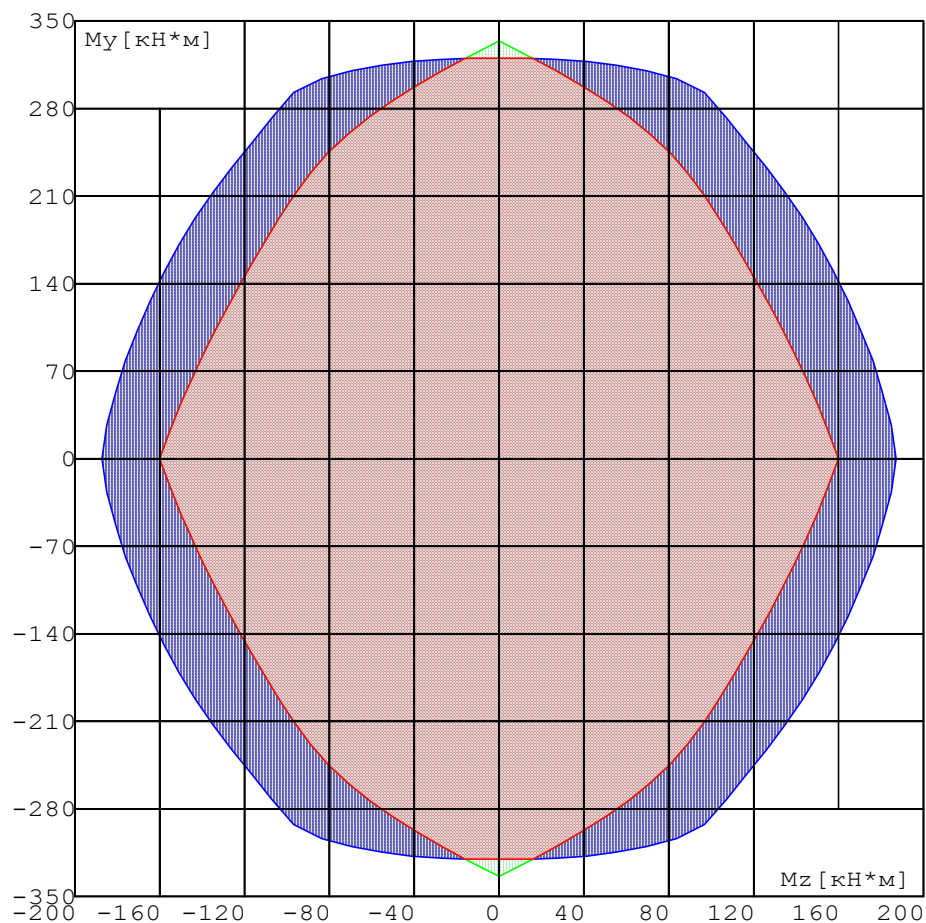
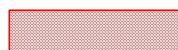


Таблица $M_z - M_y$

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:

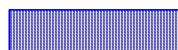
штриховка областей допустимых значений



по прочности и трещиностойкости сечения

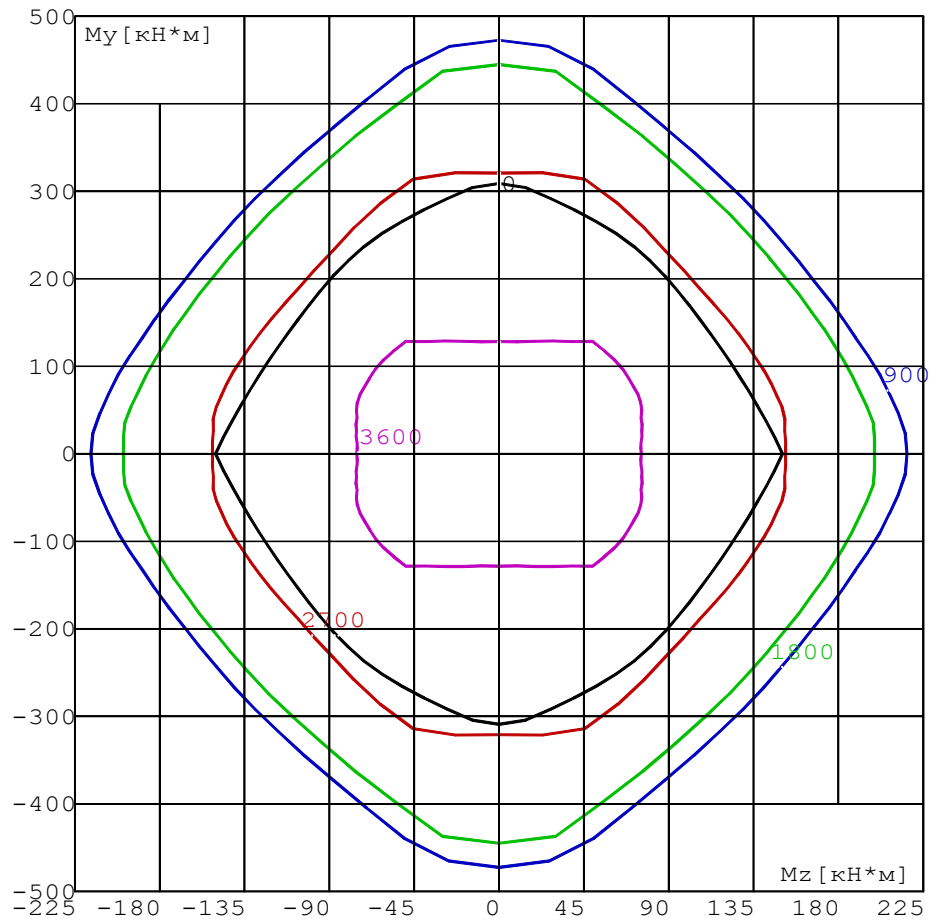


по трещиностойкости сечения



по прочности сечения

Семейство диаграмм Mz-My, область допустимых значений при различных Nx



Расчет выполнен модулем 671 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

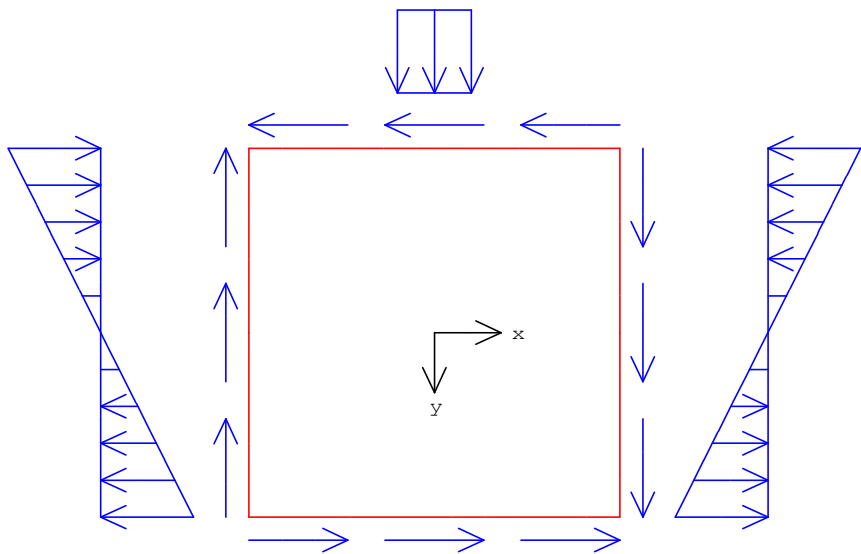
Поз. t685

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

σ _x верх [МПа]	σ _x нижн [МПа]	σ _y [МПа]	l _{ef} [мм]	τ [МПа]
200.0	-200.0	100.0	100.0	50.0



Расчет

Согласно СП 16.13330.2017

Сталь	C 255		
Расчетные сопротивления	R_y	= 240	МПа
	R_s	= 139	МПа
Коэффициент условий работы	γ_c	= 1.00	-
Расчетные напряжения	σ	= 200.0	МПа
	σ_{loc}	= 100.0	МПа
	τ	= 50.0	МПа

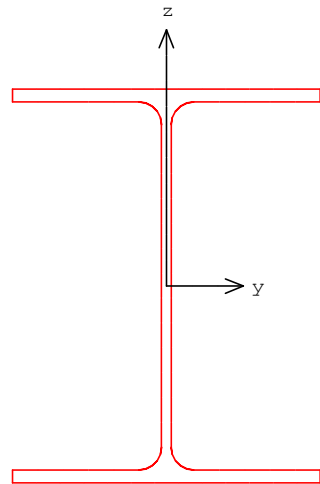
a/h_{ef}	λ_w	δ	ρ	c_{cr}	c_1	c_2	σ_{cr} [МПа]	$\sigma_{loc,cr}$ [МПа]	τ_{cr} [МПа]
1.00	1.71	0.32	0.21	39.20	15.00	1.56	3230.1	1928.2	866.4

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 2026 © ООО Техсофт

Поз. t690	Фланцевое соединение	ГОСТ Р 57837-2017
<u>Профиль</u>	Двутавр 40Ш1	



Размеры профиля

h	b	t _w	t _f	r
[мм]	[мм]	[мм]	[мм]	[мм]
383	299	9.5	12.5	22

Характеристики
профиля

A	I _y	W _y	S _y
[см ²]	[см ⁴]	[см ³]	[см ³]
112.9	30550	1595	880.7

Усилия

K	N	M _y	Q _z
	[кН]	[кНм]	[кН]
1	400.0	250.0	50.0

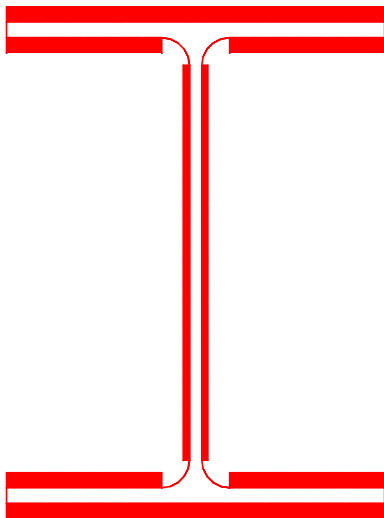
Расчет

Согласно СП 16.13330.2017 с учетом Рекомендаций по расчету фланцевых соединений (ЦНИИПСК, 1989)			
Сталь профиля	C 255		
Расчетные сопротивления	R _y	= 240	МПа
	R _s	= 139	МПа
Сталь фланца	C 255		
Коэффициент условий работы	γ _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	b _ф	t _ф	Выступ
[мм]	[мм]	[мм]	[мм]
500	330	20	95



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	τ_f	=	188.7	МПа
	в шве стенки	τ_f	=	163.1	МПа

Условие прочности $\tau_f / R_{wf}\gamma_c = 188.7 / 200.0 = 0.944 \leq 1$

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

$$N_{fp} = 1.8 \cdot B_p \cdot (K_1 + h_2 / h_1) + N_n \cdot (n_{n1} + n_{n2} \cdot h_2 / h_1)$$

$$N_n = \min(N_\phi, N_\sigma)$$

$$N_\phi = 1.3 \cdot (\alpha + 1) \cdot B_p / (\mu \cdot \alpha), N_\sigma = \lambda \cdot B_p$$

$$\lambda = 0.5088 - 0.2356 \cdot \lg(\kappa)$$

$$\kappa = d_b^2 / w / (t_\phi + d_b / 2) \cdot (b_f / t_\phi)^3$$

$$\mu = 0.9 \cdot B_p \cdot b_f / M, M = w \cdot t_\phi^2 / 6 \cdot R_{y\phi}\gamma_c$$

$$b_f = b - k_f$$

$$1.4 \cdot \kappa \cdot (\alpha - 1)^3 - \alpha^2 + \mu \cdot \alpha \cdot (\alpha - 1) = 0$$

$$h_1 = h_0 + b, h_2 = h_0 - a - t_f, h_0 = h / (1 - m)$$

$$m = \sigma_{min} / \sigma_{max}$$

b, a – расстояния от осей болтов до граней полки
w – ширина фланца, приходящаяся на один болт
n_{n1}, n_{n2} – числа болтов наружной зоны

$$K_1 = 0.8 \quad -$$

b	b _f	w	κ	λ	μ	α
[мм]	[мм]	[мм]	[-]	[-]	[-]	[-]
45.0	33.0	60.0	1.348	0.478	8.245	1.137

σ _{max}	σ _{min}	m	a	h ₀	h ₁	h ₂
[МПа]	[МПа]	[-]	[мм]	[мм]	[мм]	[мм]
192.1	-121.3	-0.63	47.5	234.8	279.8	174.8

N_{ϕ} [кН]	N_{σ} [кН]	$n_{н1}$ [-]	$n_{н2}$ [-]	N_{fp} [кН]
79.0	127.5	2	2	940.1

Условие прочности $N_f / N_{fp} = 874.8 / 940.1 = 0.931 \leq 1$

Проверка нижнего пояса не требуется

Проверка прочности фланцевого соединения при действии Q_z

Коэффициент трения	μ	=	0.35	-
Усилие в верхнем поясе	N_f	=	874.8	кН
Усилие в нижнем поясе	N_f	=	-474.8	кН

Условие прочности $|Q_z| / (\mu |N_f|) = 50.0 / 166.2 = 0.301 \leq 1$

Расчет выполнен модулем 690 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

Поз. t692

Болтовой узел рамы

Конструкция

Болтовой Г-образный узел рамы

Ригель

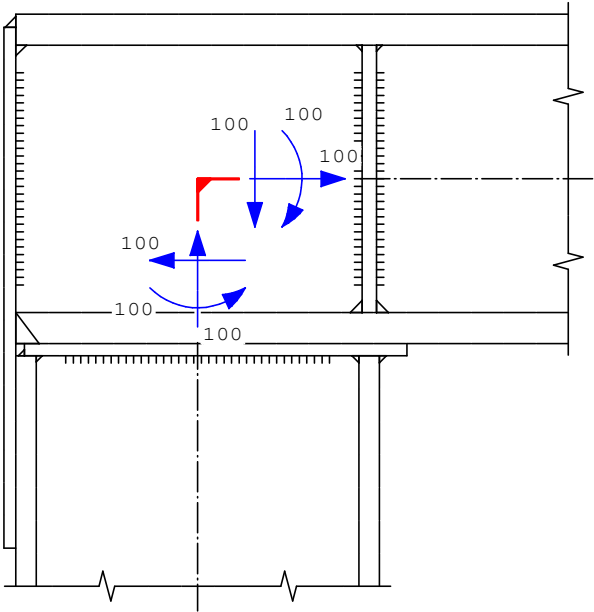
Профиль	h [мм]	b [мм]	t_w [мм]	t_f [мм]	R [мм]
25Ш5	274	184	16	26	16

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

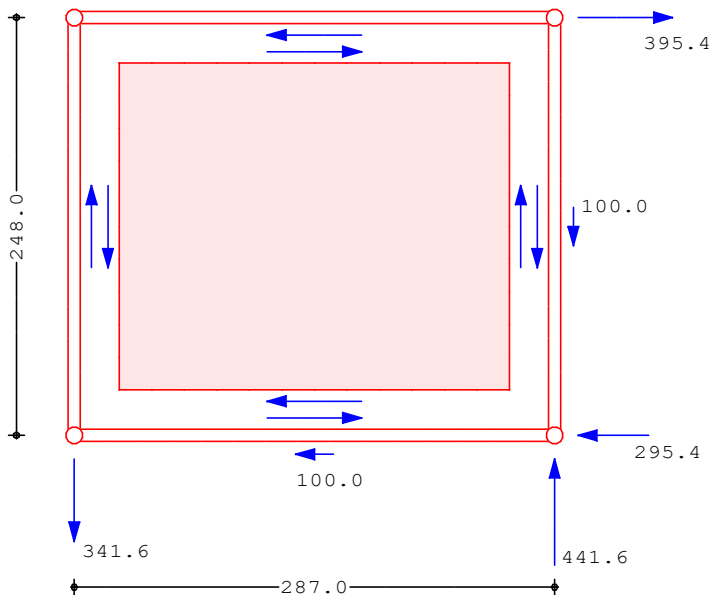
Сталь	C 255		
Расчетное сопротивление	R_y	= 230	МПа
Коэффициент условий работы	γ_c	= 1.00	-
Класс прочности болтов	8.8		
Диаметр болтов	d_b	= 24	мм
Диаметр отверстий	d	= 25	мм
Диаметр шайб	D	= 35	мм
Вид сварки	ручная сварка		
Расчетные сопротивления	R_{wf}	= 200	МПа
	R_{wz}	= 166	МПа

Проверка прочности профилей

Сечение	N	M	Q	σ	τ	σ_v	$\sigma/R_y\gamma_c$	$\tau/R_s\gamma_c$	$\sigma_v/R_y\gamma_c$
	[кН]	[кНм]	[кН]	[МПа]	[МПа]	[МПа]			
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	$T_v = T_n =$	395.4	кН
	слева, справа	$T_l = T_p =$	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_v	F_n	F_l	F_p
		[кН]	[кН]	[кН]	[кН]
	Ригель	-0.0	-441.6		

Ребра жесткости ригеля	Ребро	t	b	h	c	k _{фпв}	k _{фпн}	k _{фс}
		[мм]	[мм]	[мм]	[мм]	[мм]	[мм]	[мм]
	1,2	12	80	220	18	5	10	4

Усилия на гранях ребер	Ребро	F ₁	F ₂	F ₃	e ₁	e ₂
		[кН]	[кН]	[кН]	[мм]	[мм]
	1,2	155.6	34.7	0.0	49.0	220.0

Напряжения [МПа]	Ребро	σ _{v1}	σ _{v2}	σ _{v3}	σ _{wv1}	σ _{wv2}	σ _{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

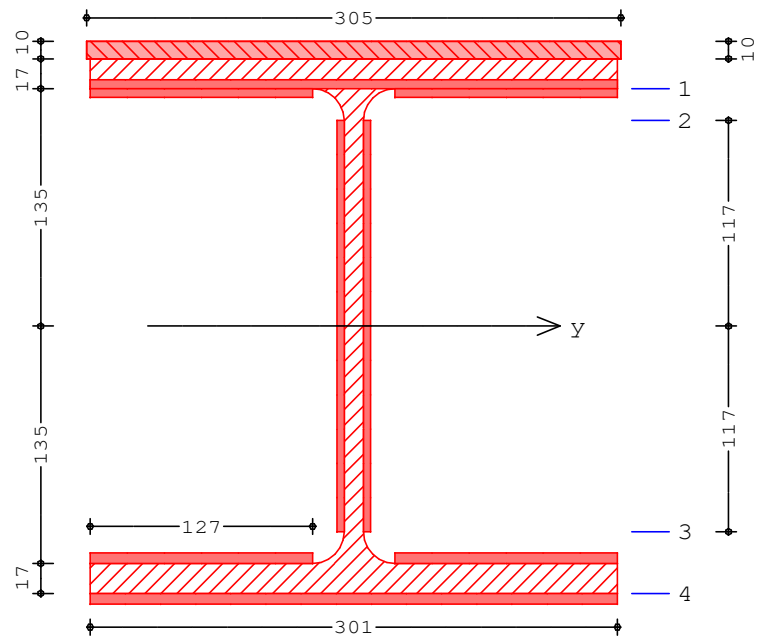
Проверка прочности накладки

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 см ²
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	<table> <tr> <th>Место</th><th>k_f [мм]</th></tr> <tr> <td>Полка слева</td><td>5</td></tr> <tr> <td>Полка справа</td><td>6</td></tr> <tr> <td>Стенка</td><td>4</td></tr> </table>	Место	k_f [мм]	Полка слева	5	Полка справа	6	Стенка	4
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	σ_1	=	60.4	МПа
		σ_2	=	45.7	МПа
		σ_3	=	-145.4	МПа
		σ_4	=	-174.0	МПа
	Касательные напряжения	$\tau_2 = \tau_3$	=	76.3	МПа
Приведенные напряжения	σ_{v2}	=	88.9	МПа	
	σ_{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

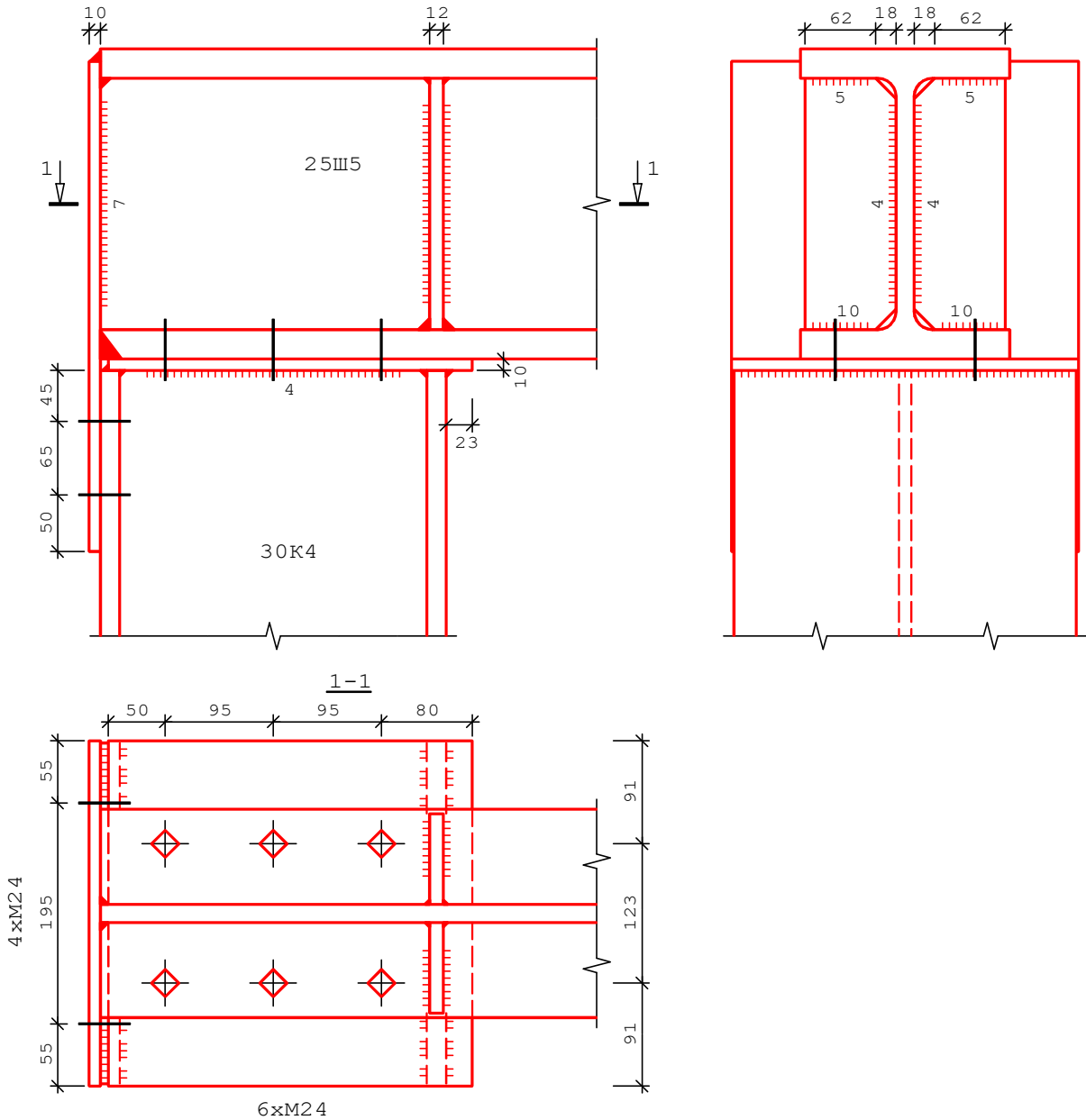
Расстояние до бокового края $a_2 = 91$ мм

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

M = 1 : 6



Спецификация	Ригель 25Ш5	b×h = 184 × 274 мм
	Стойка 30К4	b×h = 301 × 304 мм
	Ребро ригеля	2×b×h×t = 80 × 220 × 12 мм, c=18 мм
	Накладка	b×l×t = 305 × 433 × 10 мм
	Плита стойки	b×l×t = 305 × 320 × 10 мм

Поз. t693

Сварной узел рамы

Конструкция

Сварной Г-образный узел рамы

Ригель

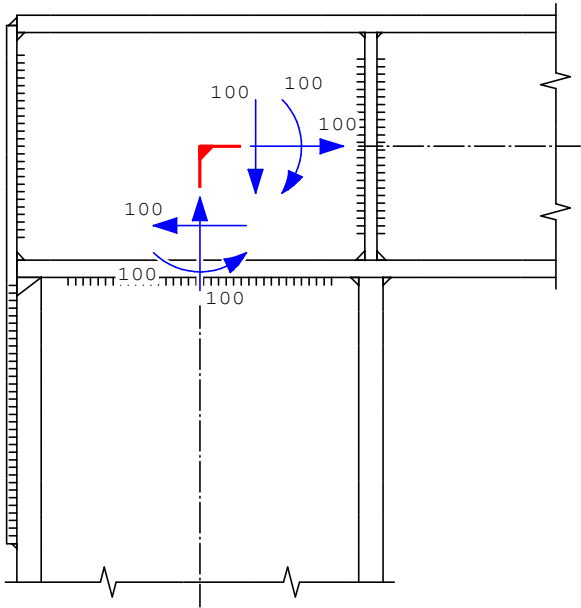
Профиль	h	b	t _w	t _f	R
	[мм]	[мм]	[мм]	[мм]	[мм]
25ШЗ	256	177	10.5	17	16

Стойка

Профиль	h	b	t _w	t _f	R
	[мм]	[мм]	[мм]	[мм]	[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

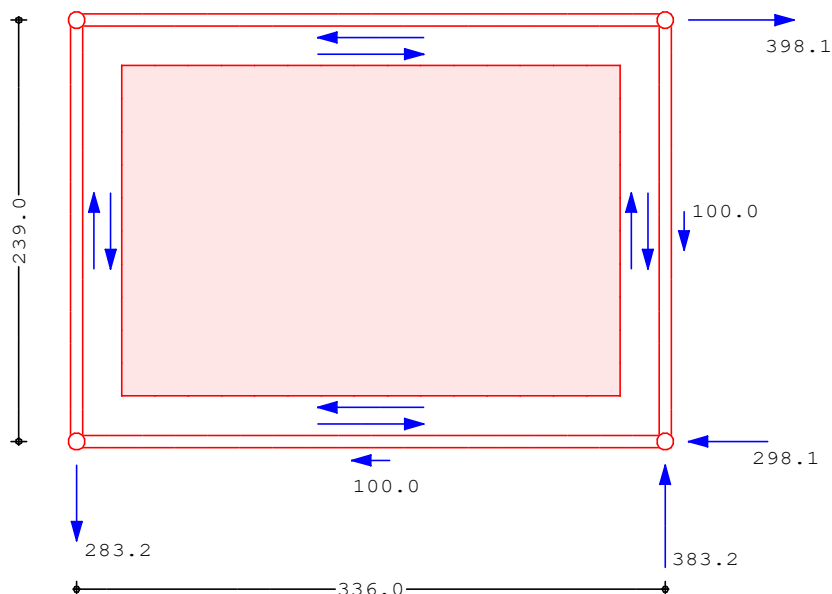
Сталь	C 255	
Расчетное сопротивление	R _y = 230	МПа
Коэффициент условий работы	γ _c = 1.00	-
Вид сварки	ручная сварка	
Расчетное сопротивление	R _{wf} = 200	МПа

Проверка прочности профилей

Сечение	N	M	Q	σ	τ	σ _v	σ/R _y γ _c	τ/R _s γ _c	σ _v /R _y γ _c
	[кН]	[кНм]	[кН]	[МПа]	[МПа]	[МПа]			
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 $T_B = T_H = 398.1$ кН
 слева, справа $T_L = T_P = 283.2$ 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_B [кН]	F_H [кН]	F_L [кН]	F_P [кН]
	Ригель	-0.0	-383.2		

Ребра жесткости ригеля	Ребро	t [мм]	b [мм]	h [мм]	c [мм]	k_{fPB} [мм]	k_{fPH} [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	σ_{v1}	σ_{v2}	σ_{v3}	σ_{wv1}	σ_{wv2}	σ_{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

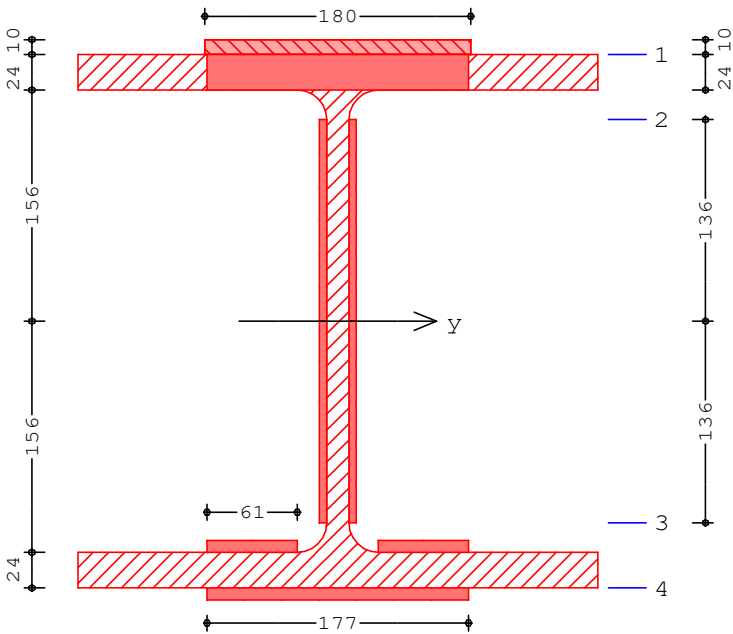
Сварные швы накладки	k_{fc}	l_c	A_c	k_{fp}	l_p	A_p
	[мм]	[мм]	[см ²]	[мм]	[мм]	[см ²]
	6	190	16.0	5	700	24.5

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	см ²
	Статический момент сечения	S _y	=	761.7	см ³
	Момент инерции сечения	I _y	=	24198	см ⁴
	Площадь сечения швов стенки	A _c	=	19.0	см ²

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	σ_1	=	56.6	МПа
	σ_2	=	27.4	МПа
	σ_3	=	-153.3	МПа
	σ_4	=	-182.5	МПа
Касательные напряжения	$\tau_2 = \tau_3$	=	52.5	МПа

Приведенные напряжения	σ_{v2}	=	59.2	МПа
	σ_{v3}	=	162.0	МПа

Условие прочности	Стыковой шов	56.6 / 230.0	=	0.246	<= 1
	Шов стенки	162.0 / 200.0	=	0.810	<= 1

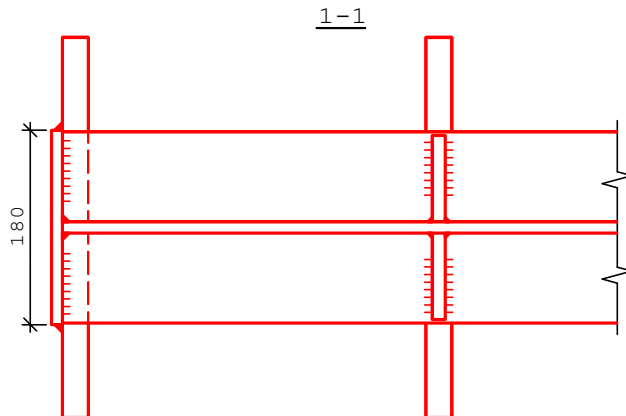
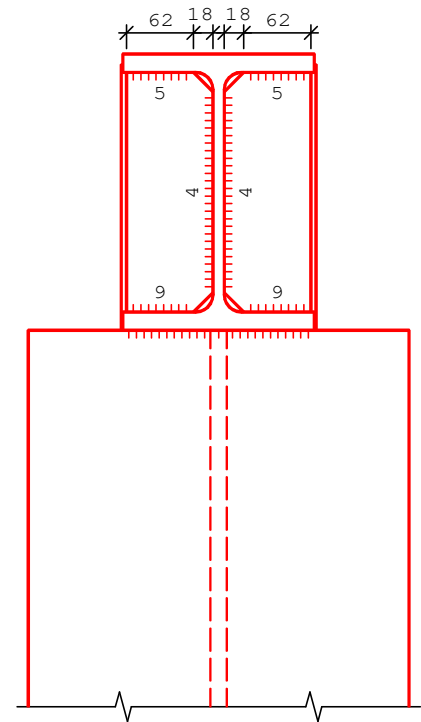
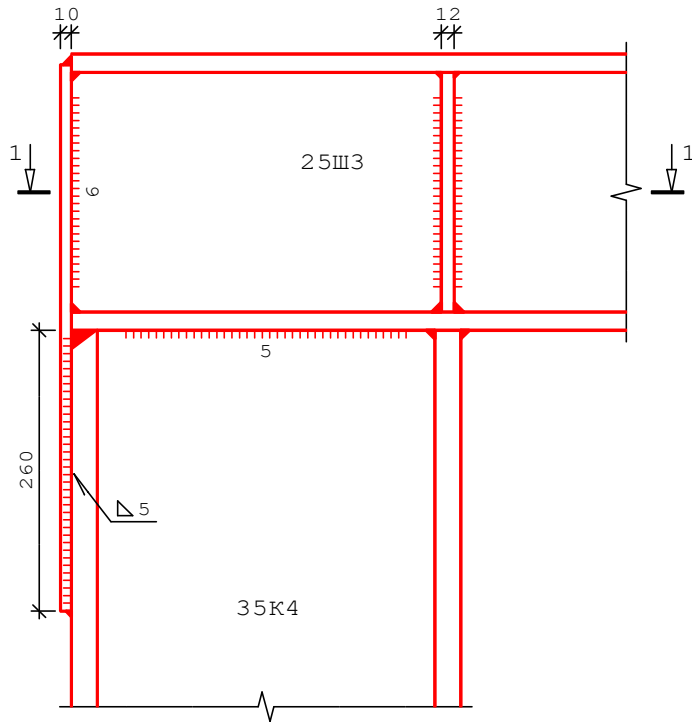
Шов полки

182.5 / 200.0

= **0.913** <= 1

Несущая способность узла рамы обеспечена

M = 1 : 7



Спецификация

Ригель 25Ш3 b×h = 177 x 256 мм
 Стойка 35К4 b×h = 352 x 360 мм
 Ребро ригеля 2xb×h×t = 80 x 220 x 12 мм, c=18 мм
 Накладка b×l×t = 180 x 506 x 10 мм

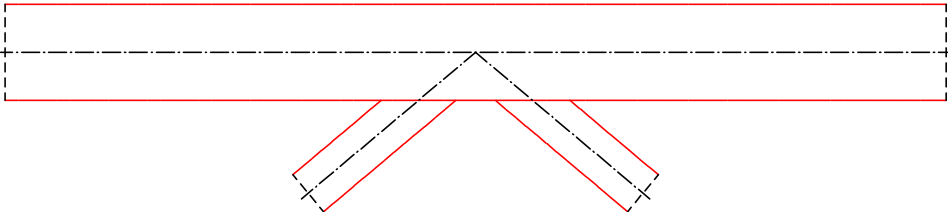
Расчет выполнен модулем 693 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт

Поз. t694

Узел фермы из гнутосварных профилей

Узел

К-образный при треугольной решётке



Размеры сечения пояса	Высота	h	= 200	мм
	Ширина	b	= 100	мм
	Толщина	t	= 8.0	мм
	Площадь	A	= 43.24	см ²
Размеры сечения элемента решётки	Высота	h	= 100	мм
	Ширина	b	= 60	мм
	Толщина	t	= 5.0	мм
	Площадь	A	= 14.36	см ²
	Угол примыкания раскоса к поясу		= 40	град
	Расстояние между смежными стенками элементов решётки	$2g$	= 82.8	мм
	Отношение	$g / b = 41.4 / 155.6$	= 0.266	-

Усилия

Продольная сила в поясе со стороны растянутого элемента решётки

F

= 100.0

кН

Усилия в раскосе

Продольная сила

N

= 10.0

кН

Изгибающий момент

M

= 5.0

кНм

Расчет	Согласно СП 294.1325800.2017, 14.3			
	Сталь пояса	C 255		
	Расчетное сопротивление	R_y	= 240	МПа
	Сталь элемента решётки	C 255		
	Расчетное сопротивление	R_{yd}	= 240	МПа
	Коэффициент условий работы	γ_c	= 1.000	-
	Катет сварных швов	k_f	= 4	мм
	Сопротивление металла швов	R_{wf}	= 200	МПа
	Коэффициент для расчета шва	β_f	= 1.00	-

Проверка несущей способности стенки пояса

Проверка для раскоса по условию (87)

0.282

<= 1

Проверка несущей способности элемента решётки

Проверка для раскоса по условию (90)

0.078

<= 1

при $k =$

1.000

-

Проверка прочности сварных швов

Проверка для раскоса по условию (92)

0.105

<= 1

Несущая способность узла фермы обеспечена

Расчет выполнен модулем 694 программы СТАТИКА 2026 © ООО Техсофт