

ОАО «ЮРНИИПИГ»

Подпорные стены ПС1, ПС2 и ПС3 жилой застройки
по адресу: г. Ростов-на-Дону, ул. Скачкова, 52

РАСЧЕТ ПОДПОРНОЙ СТЕНЫ ПС-1

Технический отчет

95.2012.ПС1-РР

Генеральный директор
ОАО «ЮРНИИПИГ»

Д.В. Павленко

Главный инженер ОСК

А.И. Русаков

Ростов-на-Дону

2013

Содержание

1. Введение. Конструктивная схема	3
2. Расчетная схема для участков на свайном основании	8
3. Расчет коэффициента постели сваи.	14
4. Расчетный случай геометрии оголовка сваи	16
5. Расчет длины сваи из условия устойчивости шпунта	18
6. Сбор нагрузок для моделирования стены на свайном основании	23
7. Армирование конструкций стены на свайном основании:	
блочная кладка, ствол сваи и оголовков	28
8. Армирование конструкций стены на свайном основании:	
монолитный пояс	38
9. Проверка на срез оголовка сваи.	44
10. Расчетная схема для участка на грунтовом основании	47
11. Расчет на устойчивость к скольжению и опрокидыванию	
стены на грунте	49
Список литературы	53

1. Введение. Конструктивная схема

В настоящем отчете дается расчет конструкции подпорных стен, ограничивающих территорию жилой застройки по адресу: г. Ростов-на-Дону, ул. Скачкова, 52, шифр объектов строительства 95.2012.ПС-1, ...ПС-2, ...ПС-3. Подпорные стены представляют собой кладку из пустотелых блоков ФБП 24-1 и ФБП 12-1 (серия 3.004.1-9), усиленную армированными монолитными сердечниками. Стена исполнена в двух вариантах: на основании из буронабивных свай с монолитным поясом поверх блочной кладки и на грунтовом основании с усилением кладки сетками из арматурной проволоки.

Для каждого из вариантов стены расчет дан для наиболее опасного участка, когда высота подпираемого грунтового массива максимальна.

Поперечный разрез стены **на свайном основании** показан на рис. 1.1. Фрагмент стены показан на рис. 1.2. Расположение пространственных арматурных каркасов в стене представлено на рис. 1.3. Стена в период возведения, когда частично установлен нижний ряд кладки, показана на рис. 1.5. Нижний ряд блоков данной стены жестко связан со сваями и образует ее ростверк, перераспределяя нагрузки со стороны верхних блочных рядов в нагрузки на шпунтовый ряд из буровых свай.

Согласно рис. 1.3 в стене можно выделить пространственные каркасы четырех типов: КПс — каркас свай, содержащий 10 рабочих стержней, равномерно расставленных по окружности и охваченных проволочной спиралью поперечной арматуры; КПр — каркас ростверка, который частично погружен в сваю и обеспечивает совместную работу свай и нижнего ряда кладки; КП1 — каркас стены над сваем, стержни которого перепускаются с КПр для работы стены как единого целого при изгибе в вертикальной плоскости; КП2 — каркас стены между сваями, который опирается на бетонную подготовку и обеспечивает совместно с КП1 прочность стены при изгибе. Бетонированные полости блоков, армированные названными каркасами, называются монолитными сердечниками (маркировка в чертежах См<цифры>). На рис. 1.4 разрез слева поясняет взаимное расположение каркасов КПр и КП1, разрез справа поясняет устройство каркаса КП2. В чертежах КЖ маркировка данных каркасов совпадает с приведенной здесь маркировкой с точностью до цифр, например, для трех возможных длин каркасов свай в чертежах используются марки КПс1...КПс3. В настоящем отчете приведенной выше маркировки достаточно, поскольку расчет ведется только для одного опасного участка стены. Полученные диаметры арматуры используются при конструировании каркасов на других участках.

Стена на грунтовом основании выполнена аналогично, за исключением: нижний ряд блоков опирается на бетонную подготовку, изготовленную на грунте природного сложения; каркасы КПс и КПр отсутствуют, а каркасы КП1 и КП2 однотипные и далее обозначаются КП; стена наклонена на 1° к вертикали в сторону подпираемого грунта.

В расчетах стен рассматривались 2 инженерно-геологических элемента грунтов:

ИГЭ-2 — суглинок желто-бурый, просадочный, твердой консистенции. Этот ИГЭ полагался источником нагрузки на стену, при этом его характеристики брались заниженными для грунта засыпки;

ИГЭ-3 — суглинок желто-бурый, непросадочный, твердой консистенции. Этот ИГЭ учитывался как второй слой в основании стены.

Взаимное расположение слоев грунта под стеной выбиралось наиболее неблагоприятным для несущей способности основания: толщина более слабого слоя ИГЭ-2 бралась завышенной сравнительно со всеми геологическими разрезами. Характеристики грунта взяты из отчета [1, 2]. Согласно п. 2.14 СНиП 2.02.01–83* параметры грунта φ , c берутся с обеспеченностью 0,95.

Согласно п. 2.262 пособия [3] задавались: коэффициент условий работы основания $\gamma_c = 0,9$; коэффициент надежности по назначению сооружения $\gamma_n = 1,15$. Согласно п. 2.283 пособия [3] коэффициент надежности по нагрузке для грунта задавался равным 1, удельный вес грунта задавался верхней и нижней доверительной границами с обеспеченностью 0,95. Согласно п. 2.2 СНиП 2.01.07-85* вес бетона брался с коэффициентом надежности 0,9.

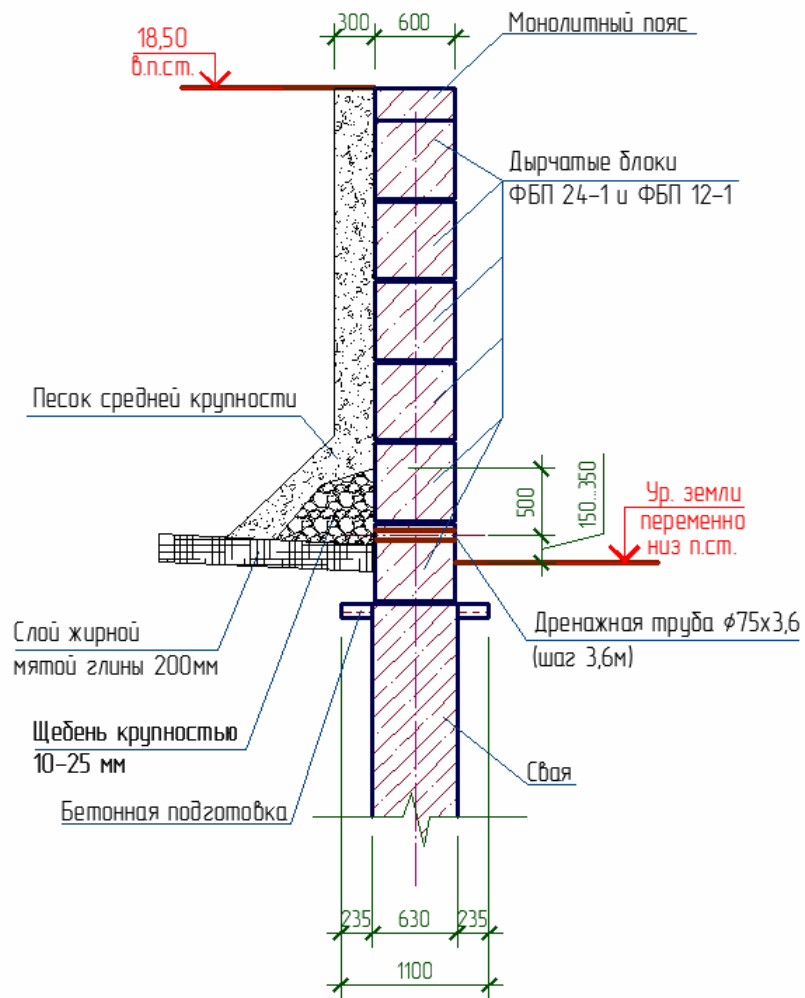


Рис. 1.1

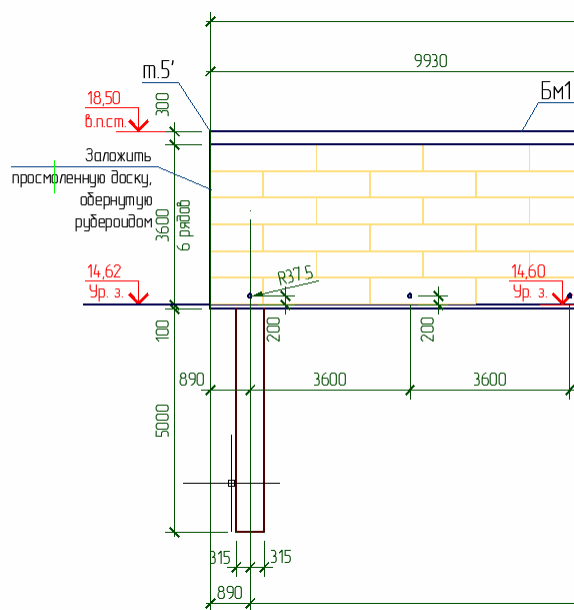
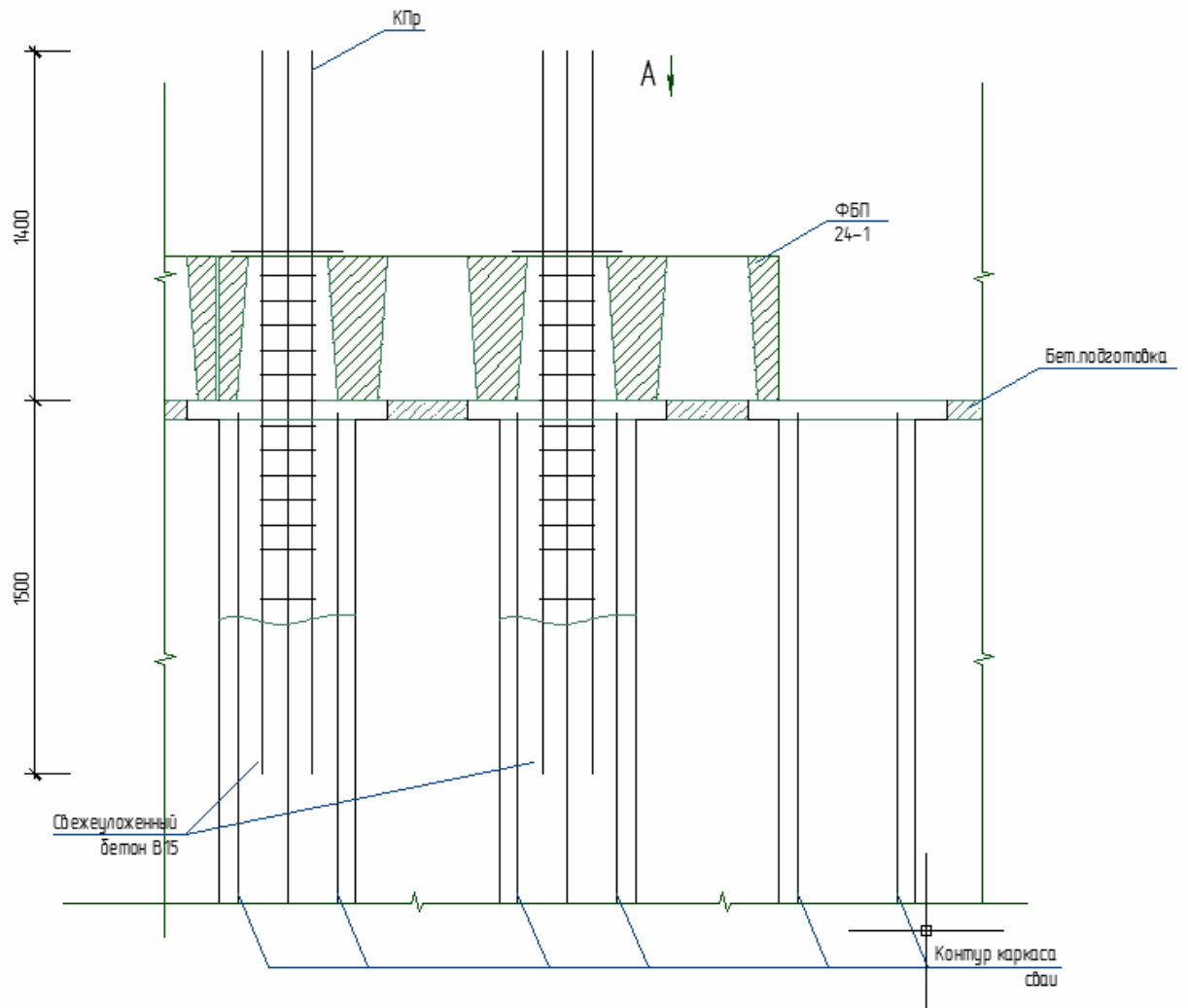


Рис. 1.2

Схема ростверка в разрезе



Вид А

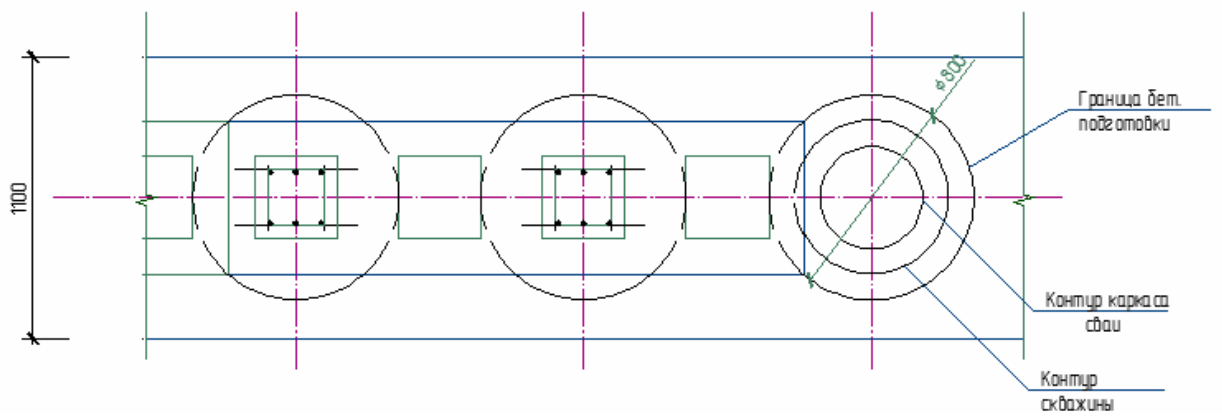


Рис. 1.5

2. Расчетная схема для участков на свайном основании

2.1. Общие данные

Расчет подпорной стены (ПС) на свайном основании проведен на основе МКЭ в перемещениях с помощью программного комплекса ЛИРА 9.6. Имя задачи: wall_Скачкова. Конечно-элементная модель (КЭ-модель) пространственная, каждый узел модели имеет три линейных и три угловых степени свободы. В расчетную схему включены следующие типы элементов:

Тип 10. Универсальный пространственный стержневой КЭ.

Тип 41. Универсальный прямоугольный КЭ оболочки.

Вертикальные связи сооружения с землей жесткие, задаются закреплениями нижних концов стержней, моделирующих сваи. Горизонтальные связи с землей упругие, задаются коэффициентом постели на боковой поверхности свай.

Перечень нагрузок:

нагрузка 1 – постоянная нагрузка от собственного веса несущих конструкций;

нагрузка 2 – активное давление грунта, в том числе от полезной нагрузки за бортом котлована (нагрузки от пожарных автомобилей).

Нагрузки загрузки 1 вводятся в модель нормативными значениями; нагрузки загрузки 2 вводятся в модель расчетными значениями. Армирование рассчитывается по РСН с коэффициентами 1, 1, соответственно приведенным нагрузкам.

Помимо основной модели wall_Скачкова.lir в расчетах использовалась модель wall_Скачкова_пояс.lir. Эта модель имеет ту особенность, что учитывается возможность неравномерной расстановки автомобилей: только часть стены загружена полным активным давлением, тогда как часть стены — активным давлением только от веса грунта. Эта модель используется для расчета армирования монолитного пояса.

2.2. Схема сооружения

КЭ-модель стены показана на рис. 2.1—2.4. Размер пластинчатого элемента 0,6×0,6 м; протяженность стены 40 м; длина стержневого сегмента сваи 0,5 м; длина сваи 5 м; высота жесткой вставки монолитного пояса 0,15 м; Коэффициенты постели, показанные на схеме рис. 2.4, создают отпор в направлении X, ширина подошвы стержня назначена 100 см.

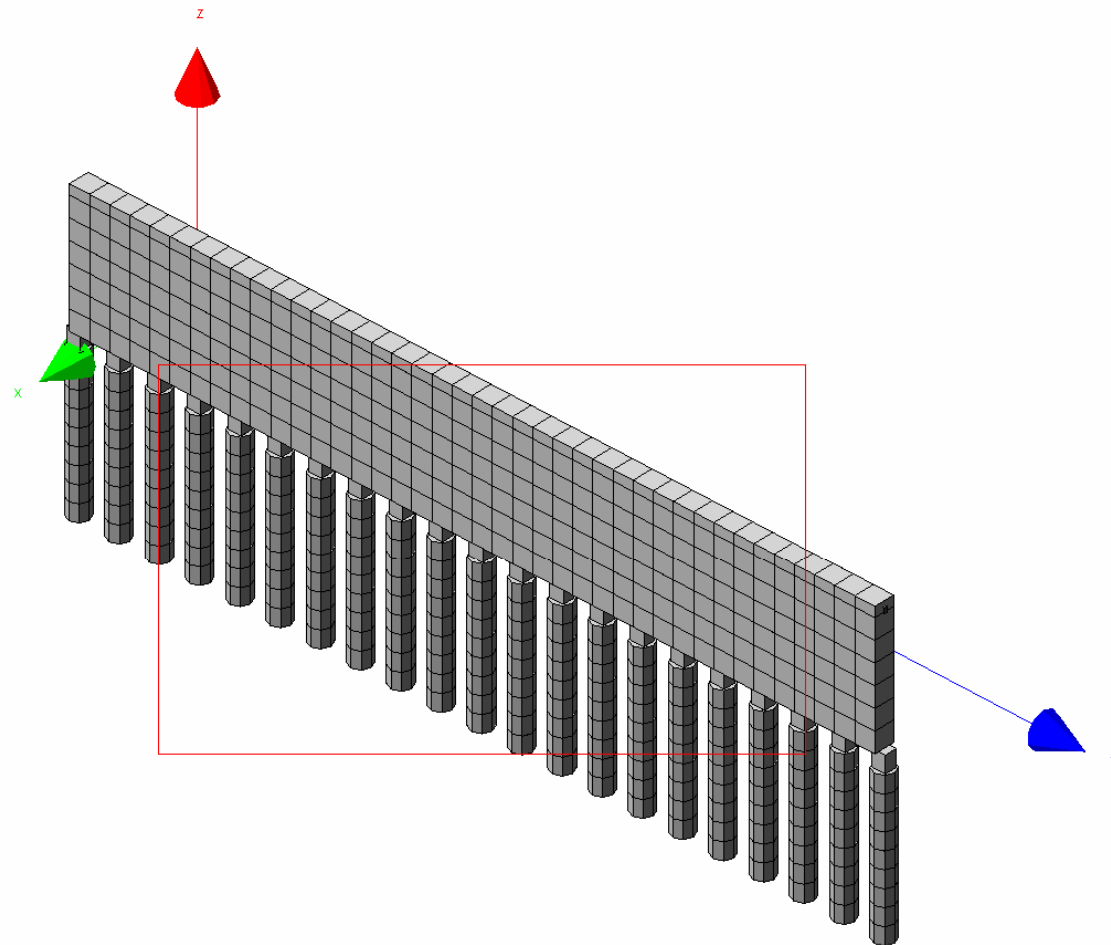


Рис. 2.1

Бес

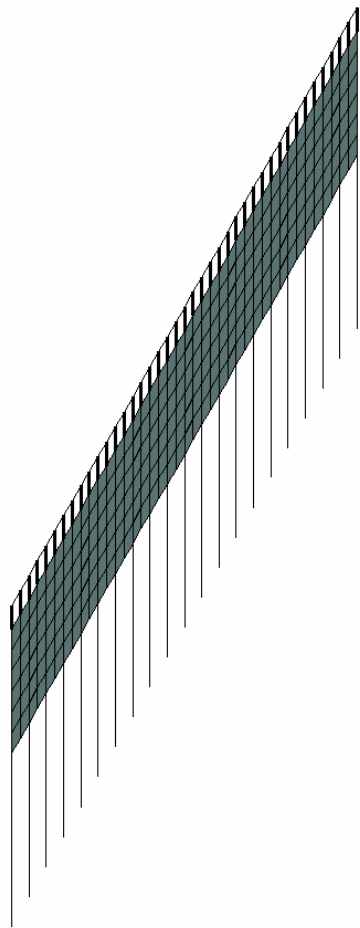


Рис. 2.2

ББК



Рис. 2.3

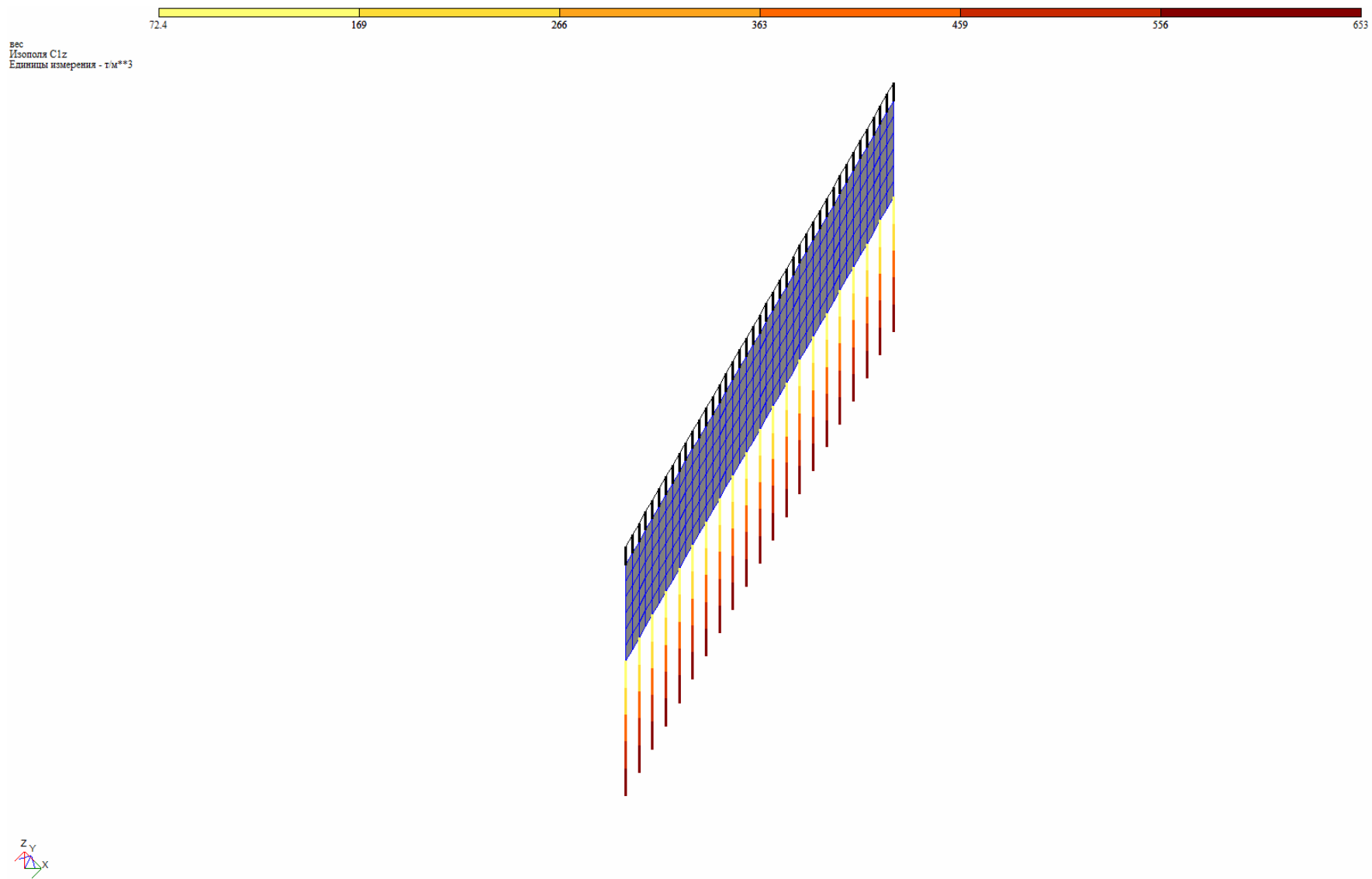


Рис. 2.4

2.3. Жесткости

Документ 3 из файла данных wall_Скачкова.txt имеет вид:

```
( 3/  
1 S0 2.400E+006      60      30/  
  0 RO  0.45/                жестк.№1 - монолитный пояс  
2 GEI 1.2E+006      0.2      0.6 RO      2.5/      жестк.№2 - блочная кладка стены  
3 S6 2.400E+006      63      0/  
  0 RO 0.77931/                жестк.№3 - свая  
4 S0 2.400E+006      40      38.5/  
  0 RO  0.385/                жестк.№4 - оголовок сваи  
)
```

Расчет модуля деформации кладки. Модуль деформации блочной кладки задаем согласно СНиП II-22-81* (Каменные и армокаменные конструкции) пп. 3.20—3.22. Кладка выполнена из бетонных сплошных блоков (более точно, блоков с замоноличенными полостями), бетон класса В15, раствор марки 100. По табл. 4* СНиП имеем расчетное сопротивление $R = 500$ т/м²; по табл. 15* СНиП имеем упругую характеристику $\alpha = 1500$. Начальный модуль деформации:

$$E_0 = \alpha R_u = \alpha k R = 1500 \cdot 2,0 \cdot 500 \text{ т/м}^2 = 1500000 \text{ т/м}^2.$$

Искомый модуль деформации $E = 0,8E_0 = 1200000$ т/м².

3. Расчет коэффициента постели сваи

Коэффициент постели (КП) на боковой поверхности сваи C_1 рассчитывается по СНиП 2.02.03-85, приложение 1. Пусть известен КП c_z на глубине z для плоской поверхности сваи, установленный по формуле (1) названного СНиП. Установим коэффициент k_1 , задающий нагрузку на единицу длины сваи через горизонтальное перемещение x :

$$P = k_1 x.$$

Давление, нормальное к поверхности, при перемещении на расстояние x определяется выражением (рис. 3.1):

$$\sigma_x = c_z x.$$

Давление на элементарную площадку, повернутую на угол α к направлению перемещения, составляет:

$$p = c_z x \cos \alpha.$$

Нагрузка на всю поверхность единичной длины получается в виде:

$$P = \int_{-\pi/2}^{\pi/2} p(\alpha) \cos \alpha r d\alpha =$$

$$= c_z x r \left(\frac{1}{2} \alpha + \frac{1}{4} \sin 2\alpha \Big|_{-\pi/2}^{\pi/2} \right) = x r c_z \frac{\pi}{2}.$$

Следовательно $k_1 = d c_z \frac{\pi}{4}$. При условной подошве шириной b получаем искомый коэффициент

$$C_1 = d c_z \frac{\pi}{4b}.$$

Грунт, окружающий сваю: ИГЭ-2, $I_L = -0,09/0,66$; $c_1 = 1,6 \text{ т/м}^2$; $\varphi_1 = 16^\circ$; $\rho_1 = 1,72 \text{ т/м}^2$. Согласно приложению 1 СНиП 2.02.03-85 имеем:

$$c_z = \frac{Kz}{\gamma_c}; \quad \gamma_c = 3; \quad K = 880 \text{ т/м}^4. \quad (3.1)$$

Здесь коэффициент K рассчитан по табл. 1 приложения к СНиП как для суглинка мягкопластичного. Исходя из грунтовых условий площадки допустимо брать случай суглинка твердого, т. к. при ест. влажности $I_L < 0$, однако выбран неблагоприятный случай полного водонасыщения для

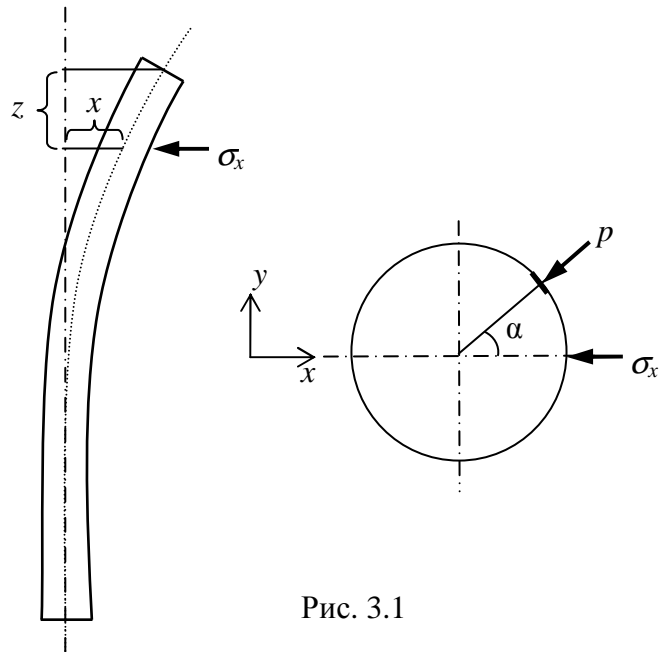


Рис. 3.1

повышения надежности расчетов. Полагаем $b = 1$ м, $d = 0,63$ м и по формуле (3.1) получаем табличные функции КП:

$z, \text{ м}$	$c_z, \text{ т/м}^3$	$C_1, \text{ т/м}^3$
0,5	146,5	72,5
1,5	439,5	217,5
2,5	732,5	362,5
3,5	1025,5	507,5
4,5	1318,5	652,5

Расчеты велись для максимальной длины сваи $l = 5$ м (см. разд. 6). Коэффициент постели C_1 назначался переменным по длине сваи с шагом дискретности 1 м.

4. Расчетный случай геометрии оголовка сваи

Оголовком сваи называется часть сваи, замоноличенная в полости нижнего блока ФБП совместно с каркасом КПр (рис. 1.5). Оголовок далее упрощенно полагается призматическим квадратного сечения 400×400 мм.

При случайном отклонении осевой линии сваи от проектного положения неблагоприятным случаем является положение сваи, когда занижается площадь сжатой зоны бетона в оголовке сваи. При этом для восприятия заданного изгибающего момента потребуется некоторое увеличение площади растянутой арматуры, и, возможно, сжатой арматуры.

На рис. 4.1, *а* показано положение оголовка в предельно смещенном положении сваи, расстояние поперечного смещения 10 см. Заштрихована зона сжатого бетона за пределами сжатой арматуры КПр. Эта зона меньше по

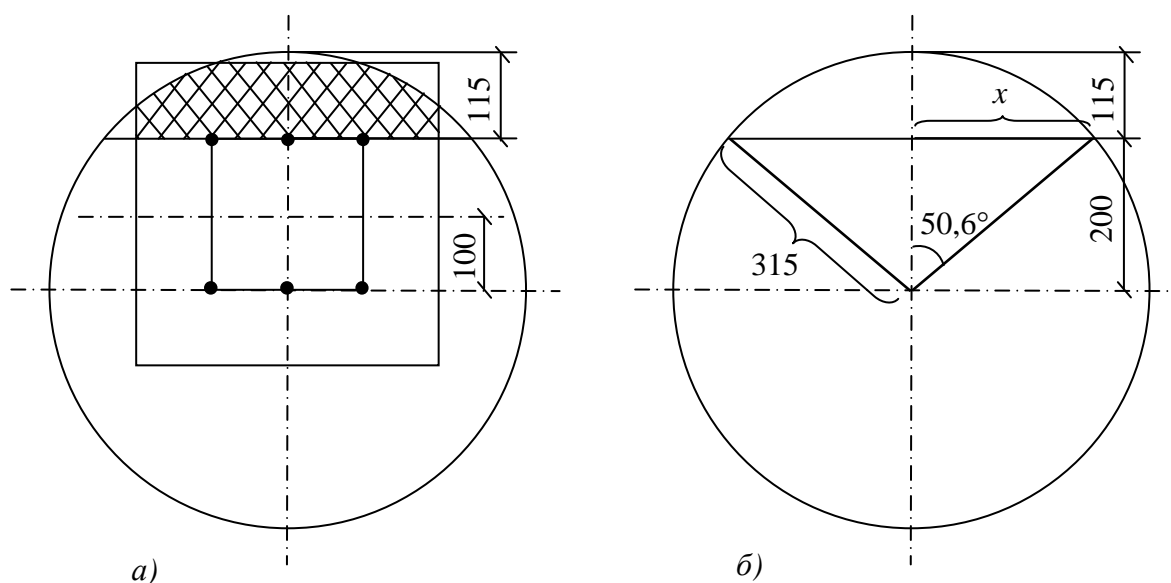


Рис. 4.1

площади, чем в случае соосных сваи и оголовка. На схеме *б* поясняется расчет площади кругового сегмента S , включающего в себя сжатый бетон. Имеем $x = 24,3$ см; $S = 876,3 - 486 = 390,3$ см². Из этой площади следует вычесть три площади областей на границах сегмента, которые составляют: для верхнего малого сегмента ~ 20 см², для двух криволинейных треугольников по углам сегмента $2 \cdot 4,3^2/2 \approx 19$ см². Таким образом получаем площадь зоны сжатого бетона $S_1 = 390 - 20 - 19 = 350$ см².

Эквивалентная по площади прямоугольная зона оголовка за границей сжатой арматуры имеет высоту (рис. 4.2) $h_1 = 350/40 = 8,75$ см. Итак, чтобы сохранить прямоугольное сечение оголовка в расчетах армирования следует

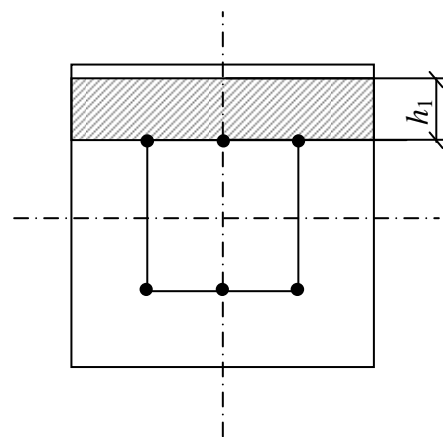


Рис. 4.2

уменьшить высоту сечения на 1,25 см и расстояние до сжатой арматуры принять $a' = 8,75$ см. В модели принято прямоугольное сечение оголовка 400×385 мм и расстояние от сжатой арматуры до границы сечения $a' = 8,5$ см.

5. Расчет длины свай из условия устойчивости шпунта

Расчеты шпунта выполнены в ПК «Фундамент», вер. 13.2. Расчеты проведены для трех высот подпираемого борта, соответственно $h_k = 3,9$ м; 3,3 м; 2,7 м.

Случай стены высотой $h_k = 3,9$ м. Для подпираемого массива полагались характеристики грунта ИГЭ-2: до глубины 2,9 м грунт рассматривался как засыпка; согласно СНиП 2.09.03-85, приложение 1, для этого слоя принимались характеристики $\varphi' = 0,9\varphi_I = 14,4^\circ$, $c' = 0,7$ т/м³ ($c' < 0,5c_I$). Ниже до основания стены брался грунт ИГЭ-2 ненарушенного сложения. В основании стены полагался грунт засыпки ИГЭ-2 до глубины 2 м, ниже — тот же грунт ненарушенного сложения. Удельный вес подпираемого массива задавался расчетный с надежностью 0,95. Заметим, что в пазухе за стеной имеется дренажная засыпка, повышающая прочностные характеристики подпираемого грунта.

Для высоты $h_k = 3,9$ м рассматривались два расчетных случая нагрузок: 1) на территории поверх стены скопление людей, расчетная нагрузка 480 кг/м²; 2) поверх стены на расстоянии свыше 2 м от нее пожарные автомобили с максимальной плотностью расстановки, расчетная нагрузка 840 кг/м².

Случаи стен высотой $h_k = 3,3$ м; 2,7 м. Для подпираемого массива полагались характеристики грунта ИГЭ-2: до глубины 2,5 м грунт рассматривался как засыпка; ниже до основания стены брался грунт ИГЭ-2 ненарушенного сложения. В основании стены полагался грунт засыпки ИГЭ-2 до глубины 2 м, ниже — тот же грунт ненарушенного сложения.

Для высот $h_k = 3,3$ м; 2,7 м рассматривался случай расстановки на территории поверх стены пожарных автомобилей вплотную к стене, расчетная нагрузка 840 кг/м².

Отчеты, сформированные программой «Фундамент», приводятся ниже. Результаты расчетов позволяют принять длину буровых свай для указанных высот, соответственно, 5,1 м; 4,6 м; 3,9 м.

Примечание. В расчетах не учитывалось трение грунта о стену, которое является благоприятным фактором нагружения стены.

Результаты расчета

Расчет шпунтового ограждения

1. - Исходные данные:

Количество слоев 5

Характеристики грунта:

Номер слоя	Угол внутр. трения, °	Объемный вес, тс/м ³	Сцепление, тс/м ²	Толщина, м
Слой 1	14.4	1.72	.7	2.9
Слой 2	16	1.72	1.6	1
Слой 3	14.4	1.72	.5	1
Слой 4	14.4	1.72	.7	1
Слой 5	16	1.72	1.6	

Исходные данные для расчета:

Наименование данных	Обозначение	Величина	Ед. измерения
Распределенная нагрузка	(q1)	.48	тс/м ²
Привязка нагрузки	(b1)	20	м
Привязка нагрузки	(a1)	0	м
Привязка нагрузки	(hq1)	0	м
Глубина котлована	(hk)	3.9	м
Расстояние до грунтовых вод	(hv)	-9	м

2. - Выводы:

Максимальная поперечная сила на 1 п.м. шпунта $Q_{max} = 7.24$ тс

Максимальный момент на 1 п.м. шпунта $M_{max} = 27.15$ тс*м

Максимальное давление на плоскость шпунта (у дна котлована) $q_{max} = 3.71$ тс/м²

Расстояние до сечения с максимальным моментом $d = 3$ м

Рекомендуемая длина шпунта по Э.В. Костерину (уравнение упругой линии) 15.36 м

Рекомендуемая длина шпунта по Блюму-Ломейеру (нулевой момент) 8.97 м

Рекомендуемая длина шпунта по Э.К. Якоби (нулевая поперечная сила) 6.91 м

Рекомендуемая длина шпунта по опыту строительства (2.2 глубины котлована) 8.58 м

Тип шпунтового ограждения - Сваи железобетонные буровые

Сечение сваи, $D = .63$ м Шаг элементов 1.2 м

Проверка армирования

Арматура 10 D 20 A 400 Бетон В15

Коэффициент использования несущей способности $K = 0.92$

Коэффициент на разреженность ограждения $K_r = 0.53$

По прочности по нормальному сечению армирование ДОСТАТОЧНО

Перемещение в уровне верха котлована $f = 1.82$ см

Результаты расчета

Расчет шпунтового ограждения

1. - Исходные данные:

Количество слоев 5

Характеристики грунта:

Номер слоя	Угол внутр. трения, °	Объемный вес, тс/м3	Сцепление, тс/м2	Толщина, м
Слой 1	14.4	1.72	.7	2.9
Слой 2	16	1.72	1.6	1
Слой 3	14.4	1.72	.5	1
Слой 4	14.4	1.72	.7	1
Слой 5	16	1.72	1.6	

Исходные данные для расчета:

Наименование данных	Обозначение	Величина	Ед. измерения
Распределенная нагрузка	(q1)	.84	тс/м2
Привязка нагрузки	(b1)	20	м
Привязка нагрузки	(a1)	2	м
Привязка нагрузки	(hq1)	0	м
Глубина котлована	(hk)	3.9	м
Расстояние до грунтовых вод	(hv)	-9	м

2. - Выводы:

Максимальная поперечная сила на 1 п.м. шпунта $Q_{max} = 7.3$ тс

Максимальный момент на 1 п.м. шпунта $M_{max} = 26.97$ тс*м

Максимальное давление на плоскость шпунта (у дна котлована) $q_{max} = 3.74$ тс/м2

Расстояние до сечения с максимальным моментом $d = 3.05$ м

Рекомендуемая длина шпунта по Э.В. Костерину (уравнение упругой линии) 15.36 м

Рекомендуемая длина шпунта по Блюму-Ломейеру (нулевой момент) 9.01 м

Рекомендуемая длина шпунта по Э.К. Якоби (нулевая поперечная сила) 6.96 м

Рекомендуемая длина шпунта по опыту строительства (2.2 глубины котлована) 8.58 м

Тип шпунтового ограждения - Сваи железобетонные буровые

Сечение сваи, $D = .63$ м Шаг элементов 1.2 м

Проверка армирования

Арматура 10 D 20 A 400 Бетон B15

Коэффициент использования несущей способности $K = 0.92$

Коэффициент на разреженность ограждения $K_r = 0.53$

По прочности по нормальному сечению армирование ДОСТАТОЧНО

Перемещение в уровне верха котлована $f = 1.84$ см

Результаты расчета

Расчет шпунтового ограждения

1. - Исходные данные:

Количество слоев 5

Характеристики грунта:

Номер слоя	Угол внутр. трения, °	Объемный вес, тс/м3	Сцепление, тс/м2	Толщина, м
Слой 1	14.4	1.72	.7	2.5
Слой 2	16	1.72	1.6	.8
Слой 3	14.4	1.72	.5	1
Слой 4	14.4	1.72	.7	1
Слой 5	16	1.72	1.6	

Исходные данные для расчета:

Наименование данных	Обозначение	Величина	Ед. измерения
Распределенная нагрузка	(q1)	.84	тс/м2
Привязка нагрузки	(b1)	20	м
Привязка нагрузки	(a1)	0	м
Привязка нагрузки	(hq1)	0	м
Глубина котлована	(hk)	3.3	м
Расстояние до грунтовых вод	(hv)	-9	м

2. - Выводы:

Максимальная поперечная сила на 1 п.м. шпунта $Q_{max} = 5.7$ тс

Максимальный момент на 1 п.м. шпунта $M_{max} = 19.47$ тс*м

Максимальное давление на плоскость шпунта (у дна котлована) $q_{max} = 3.46$ тс/м2

Расстояние до сечения с максимальным моментом $d = 2.69$ м

Рекомендуемая длина шпунта по Э.В. Костерину (уравнение упругой линии) 13 м

Рекомендуемая длина шпунта по Блюму-Ломейеру (нулевой момент) 7.81 м

Рекомендуемая длина шпунта по Э.К. Якоби (нулевая поперечная сила) 6 м

Рекомендуемая длина шпунта по опыту строительства (2.2 глубины котлована) 7.26 м

Тип шпунтового ограждения - Сваи железобетонные буровые

Сечение сваи, $D = .63$ м Шаг элементов 1.2 м

Проверка армирования

Арматура 10 D 20 A 400 Бетон B15

Коэффициент использования несущей способности $K = 0.66$

Коэффициент на разреженность ограждения $K_r = 0.53$

По прочности по нормальному сечению армирование ДОСТАТОЧНО

Перемещение в уровне верха котлована $f = 0.99$ см

Результаты расчета

Расчет шпунтового ограждения

1. - Исходные данные:

Количество слоев 5

Характеристики грунта:

Номер слоя	Угол внутр. трения, °	Объемный вес, тс/м3	Сцепление, тс/м2	Толщина, м
Слой 1	14.4	1.72	.5	2.5
Слой 2	16	1.72	1.6	.2
Слой 3	14.4	1.72	.5	1
Слой 4	14.4	1.72	.7	1
Слой 5	16	1.72	1.6	

Исходные данные для расчета:

Наименование данных	Обозначение	Величина	Ед. измерения
Распределенная нагрузка	(q1)	.84	тс/м2
Привязка нагрузки	(b1)	20	м
Привязка нагрузки	(a1)	0	м
Привязка нагрузки	(hq1)	0	м
Глубина котлована	(hk)	2.7	м
Расстояние до грунтовых вод	(hv)	-9	м

2. - Выводы:

Максимальная поперечная сила на 1 п.м. шпунта $Q_{max} = 4.46$ тс

Максимальный момент на 1 п.м. шпунта $M_{max} = 12.6$ тс*м

Максимальное давление на плоскость шпунта (у дна котлована) $q_{max} = 3.31$ тс/м2

Расстояние до сечения с максимальным моментом $d = 2.41$ м

Рекомендуемая длина шпунта по Э.В. Костерину (уравнение упругой линии) 10.64 м

Рекомендуемая длина шпунта по Блюму-Ломейеру (нулевой момент) 6.58 м

Рекомендуемая длина шпунта по Э.К. Якоби (нулевая поперечная сила) 5.12 м

Рекомендуемая длина шпунта по опыту строительства (2.2 глубины котлована) 5.94 м

Тип шпунтового ограждения - Сваи железобетонные буровые

Сечение сваи, $D = .63$ м Шаг элементов 1.2 м

Проверка армирования

Арматура 10 D 20 A 400 Бетон B15

Коэффициент использования несущей способности $K = 0.45$

Коэффициент на разреженность ограждения $K_r = 0.53$

По прочности по нормальному сечению армирование ДОСТАТОЧНО

Перемещение в уровне верха котлована $f = 0.46$ см

6. Сбор нагрузок для моделирования стены на свайном основании

6.1. Расчет активного давления

Исходные данные на расчет:

расчетные прочностные характеристики грунта $\varphi = 14^\circ$, $c = 0,7 \text{ т/м}^2$;

расчетный удельный вес грунта (верхняя граница) $\bar{\gamma}_{\text{гр}} = 1,76 \text{ т/м}^3$;

высота подпираемого грунтового массива $h_{\text{к}} = 3,9 \text{ м}$.

Активное давление собственного веса грунта. Для горизонтального активного давления используется формула из СНиП 2.06.07-87, приложение 9:

$$P_{ah} = p_y \lambda_{ah\varphi} - \frac{c}{\text{tg}\varphi} (1 - \lambda_{ahc}), \quad (6.1)$$

где $p_y = \gamma_{\text{гр}} y$ — вертикальное давление; $\lambda_{ah\varphi}$ и λ_{ahc} — коэффициенты горизонтальной составляющей давления.

Имеем для вертикальной стены согласно названному СНиП:

$$\lambda_{ahc} = \lambda_{ah\varphi} = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,610. \quad (6.2)$$

Расчетное вертикальное давление грунта на уровне дна «котлована» (на отметке благоустройства территории)

$$p_{h \text{ расч}} = \bar{\gamma}_{\text{гр}} h_{\text{к}} = 6,86 \text{ т/м}^2.$$

Составляющая давления от призмы обрушения без учета внутреннего сцепления грунта

$$P_{ah\varphi} \equiv p_{h \text{ расч}} \lambda_{ah\varphi} = 4,19 \text{ т/м}^2. \quad (6.3)$$

Уменьшение давления вследствие внутреннего сцепления

$$P_{ahc} \equiv \frac{c}{\text{tg}\varphi} (1 - \lambda_{ahc}) = 1,096 \text{ т/м}^2 \quad (6.4)$$

(здесь и далее подстановка $\text{tg}\varphi = 0,249$).

Активное давление грунта вследствие полезной нагрузки. Полезной нагрузкой считаем нагрузку от пожарных машин, равномерно расставленных поверх грунтового массива над стеной. Данная нагрузка согласно СП 20.13330.2011 (Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*) составляет $q = 0,840 \text{ т/м}^2$. Эта нагрузка создает активное давление

$$P_{hq} = q \lambda_{ah\varphi} \quad (6.5)$$

(см., например, СНиП 2.09.03-85, приложение 1, п. 8).

Имеем в данном случае $p_{hq} = 0,512 \text{ т/м}^2$.

Полное активное давление. Полное давление у дна котлована

$$p_{a\Sigma} = 4,19 + 0,512 - 1,096 = 3,61 \text{ т/м}^2.$$

Поскольку $p_{hq} < p_{ahc}$, следует обнулить эпюру бокового давления в верхней ее части, однако в модели wall_Скачкова.lir использована расчетная треугольная эпюра с вершиной наверху борта котлована (рис. 6.1, а).

В модели wall_Скачкова_пояс.lir часть стены нагружена по описанной схеме, другая часть стены испытывает нагрузку только от собственного веса грунта. В последнем случае первая составляющая в сумме (6.1) с уменьшением расстояния y до поверхности подпираемого массива уменьшается до нуля линейно по y , однако сумма составляющих не может стать отрицательной. Это позволяет определить глубину h_0 , до которой бокового давления на стену нет (рис. 6.1, б):

$$h_0 = \frac{p_{ahc}}{p_{ah\phi}} h_k = \frac{1,096}{4,19} h_k = 1,02 \text{ м.} \quad (6.6)$$

Давление у основания стены от собственного веса грунта

$$p_{ah} = 4,19 - 1,096 = 3,09 \text{ т/м}^2.$$

Изложенная техника расчета активного давления соответствует СНиП 2.09.03-85, приложение 1, см. схему на черт. 1.

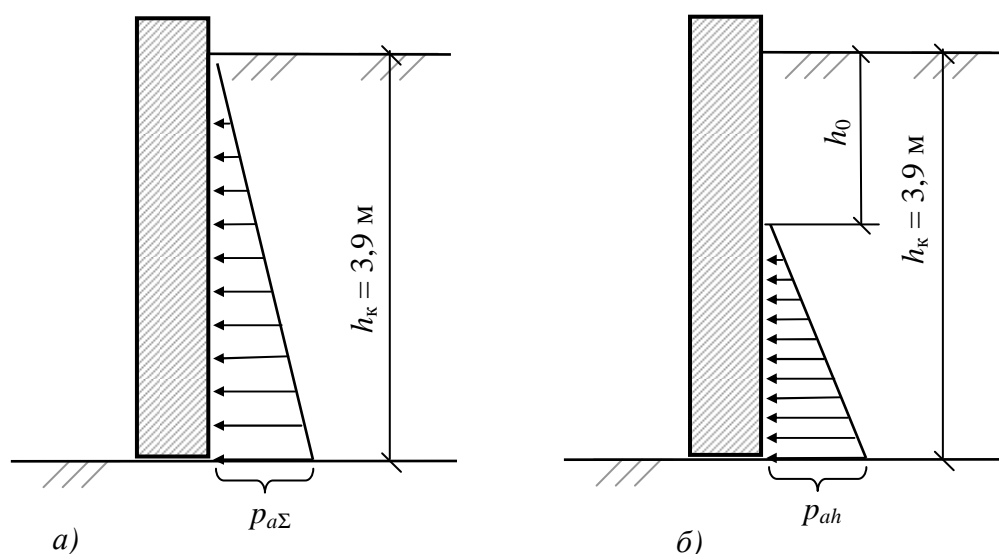


Рис. 6.1

6.2. Загружения в КЭ-модели подпорной стены

Загружение 1. Постоянная нагрузка от собственного веса несущих конструкций $2,5 \text{ т/м}^3$.

Загружение 2. Активное давление (постоянная нагрузка). В модели wall_Скачкова.lir принята треугольная эпюра распределенной нагрузки с максимальным значением $p_{ah} = 3,61 \text{ т/м}^2$ (рис. 6.2); в модели

wall_Скачкова_пояс.lir одна половина стены содержит такую же эпюру нагрузок, другая — эпюру нагрузок только от собственного веса грунта (рис. 6.3).

Армирование рассчитывается по РСН с коэффициентами 1, 1, соответственно приведенным загрузениям.

активное давление

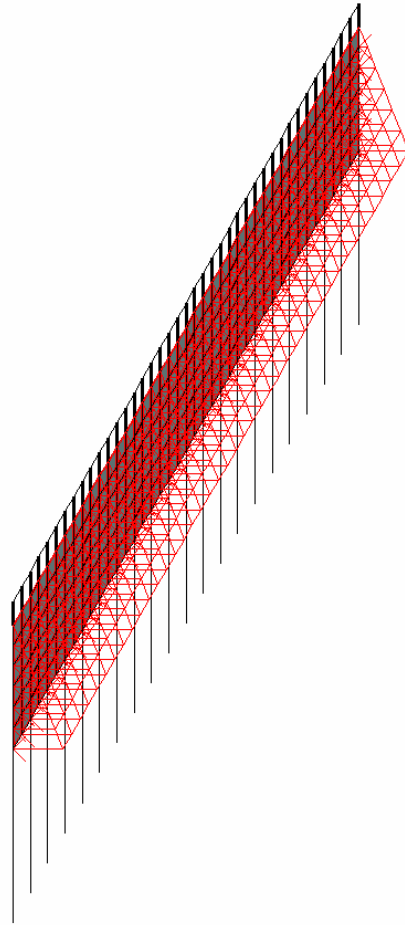


Рис. 6.2

активное давление

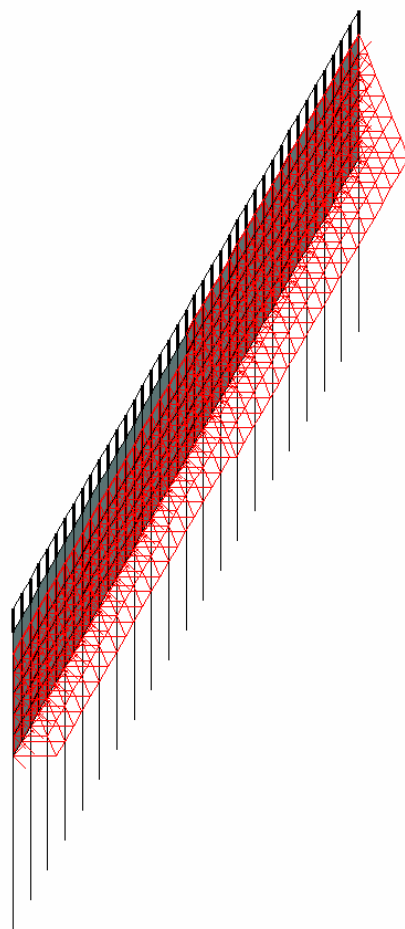


Рис. 6.3

7. Армирование конструкций стены на свайном основании: блочная кладка, ствол сваи и оголовка

Ниже приведены пояснительная записка к модулям армирования ПК ЛИРА 9.6 и результаты армирования с пояснениями. Расчеты выполнены по модели wall_Скачкова.lir.

На рис. 7.1—7.3 представлено армирование свай подпорной стены. Рис. 7.1, окно слева, дает сведения о наибольшей площади продольной арматуры, соответствующий элемент отмечен на схеме рис. 7.2. В проекте принята рабочая арматура $\varnothing 20 \times 10$ суммарной площади $31,4 \text{ см}^2$, что превышает требуемую площадь $20,35 \text{ см}^2$. Площади поперечной арматуры класса Вр-1 даны на цветовой схеме рис. 7.3. В окне справа на рис. 7.1 даны уточненные сведения об армировании указанных крайних элементов. Можно видеть, что допустимо принять армирование проволокой Вр-1 $\varnothing 5$ с шагом 200 мм, при этом обеспечивается $0,98 \text{ см}^2/\text{м}$, требуется $0,925 \text{ см}^2/\text{м}$.

Армирование оголовка свай рассчитывалось, когда случайное поперечное смещение сваи максимально, см. рис. 4.1, а. Схема продольного армирования оголовков с растянутой стороны сечения показана на рис. 7.4. Площадь арматуры берется по верхнему сечению, примыкающему к стене. Увеличение площади арматуры в нижнем сечении оголовка объясняется ростом изгибающего момента с увеличением плеча активных нагрузок на стену, см. рис. 7.5, однако нижнее сечение фиктивное, в реальной конструкции здесь находится сечение ствола сваи, а не оголовка.

Требуемую площадь растянутой арматуры $16,6 \text{ см}^2$ можно обеспечить, применяя плоский каркас с 3 рабочими стержнями $\varnothing 28$, АШ. Соответствующая суммарная площадь стержней каркаса $18,5 \text{ см}^2$.

Схема продольного армирования оголовков со сжатой стороны сечения показана на рис. 7.6. Армирование $3 \times \varnothing 20$, принятое в проекте, допустимо.

Армирование стены с растянутой стороны горизонтальных сечений показано на рис. 7.7. Ростверк стены (нижний ряд блоков) армирован с растянутой стороны чередующимися каркасами $3 \times \varnothing 28$, $3 \times \varnothing 12$, шаг чередования 0,6 м. Площадь арматуры на 1 пм:

$$(18,5 \text{ см}^2 + 3,4 \text{ см}^2)/1,2 \text{ м} = 18,3 \text{ см}^2/\text{м}.$$

Согласно схеме армирования на рис. 7.7 данной площади достаточно. Армирование над ростверком требуется по расчету не более 0,055%, т.е. практически достаточно конструктивного армирования (0,05%).

ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА
КРАТКОЕ ОПИСАНИЕ МОДУЛЕЙ АРМИРОВАНИЯ

Модуль <СТЕРЖЕНЬ> - косое внецентренное нагружение с кручением. Модуль выполняет подбор арматуры при наличии в сечениях стержня:

- нормальной силы (сжатие или растяжение) N ;
- крутящего момента M_k ;
- изгибающих моментов в двух плоскостях M_y, M_z ;
- перерезывающих сил Q_z, Q_y .

Выполняется расчет по предельным состояниям первой и второй группы (прочность и трещиностойкость).

Армируемые сечения: прямоугольное, тавровое, двутавровое, коробчатое, круглое, кольцевое, крестовое, уголковое, тавровое со смещенной полкой.

По желанию пользователя может быть выбран алгоритм подбора арматуры.

- Алгоритм дискретной арматуры с приоритетным расположением стержней в угловых зонах сечения. Режим "выделять угловые стержни".
- Алгоритм распределенной арматуры с равномерным расположением расчетных площадей арматуры вдоль нижней и верхней стороны сечения ("размазанная" арматура). Режим "не выделять угловые стержни". Данный алгоритм не допускается: при расчете пространственного стержня; при наличии арматуры, обусловленной действием крутящего момента; в двутавровом сечении; при преобладающем моменте M_z .

По желанию может быть получено симметричное и несимметричное армирование относительно оси Y или Z .

Подбор поперечной арматуры осуществляется исходя из величины перерезывающей силы по направлениям Y и Z на единицу длины. Результаты подбора поперечной арматуры - площадь арматуры по направлениям Y и Z при шагах 15, 20, 30 см.

Для подобранной арматуры по условиям трещиностойкости определится ширина продолжительного и кратковременного раскрытия трещин. Ширина раскрытия трещин определяется по направлениям Z и Y . В таблицу результатов заносится большее значение.

ОПИСАНИЕ ТАБЛИЦ РЕЗУЛЬТАТОВ

Если подбор арматуры осуществлялся для унифицированных групп элементов, для конструктивных элементов и унифицированных групп конструктивных элементов, то формируется таблица в которую заносится информация о составе:

- Номер УКОЕ - номера унифицированных групп конструктивных элементов;
- Номер КОЕ - номера конструктивных элементов;
- Номер УГ - номера унифицированных групп элементов;
- ВИД - символическое обозначение (С - стержень; К - колонна; Б - балка; Т - балка-стенка; П - плита; О - оболочка);
- НОМЕРА ЭЛЕМЕНТОВ В РАСЧЕТНОЙ СХЕМЕ - номера элементов, входящих в унифицированную группу или в конструктивный элемент.

Таблица результатов подбора арматуры:

- ЭЛЕМЕНТ - номер элемента в расчетной схеме;
- СЕЧЕНИЕ - номер армируемого сечения стержневого элемента;
В этой же графе буквой 'С' обозначается симметричное армирование, а буквой 'Н' обозначается несимметричное армирование.
Знаком '*' отмечена арматура обусловленная кручением.
- ПРОДОЛЬНАЯ АРМАТУРА - площади подобранной продольной арматуры и процент армирования.

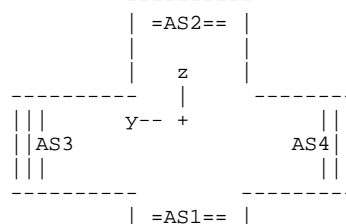
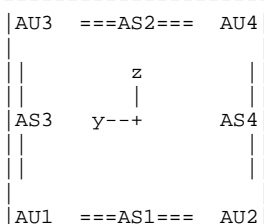
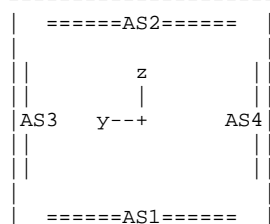
Для стержней (см²):

- AU1 - площадь угловой нижней продольной арматуры (в левом нижнем угле сечения);
- AU2 - площадь угловой нижней продольной арматуры (в правом нижнем угле сечения);
- AU3 - площадь угловой верхней продольной арматуры (в левом верхнем угле сечения);
- AU4 - площадь угловой верхней продольной арматуры (в правом верхнем угле сечения);
- AS1 - площадь нижней продольной арматуры;
- AS2 - площадь верхней продольной арматуры;
- AS3 - площадь боковой продольной арматуры (у левой грани сечения);
- AS4 - площадь боковой продольной арматуры (у правой грани сечения);

Без выделения угл.арматуры

С выделением угл.арматуры

Крест, уголок, тавры со смещенной полкой



Для пластин (см²/пм):

- AS1 - площадь нижней арматуры по направлению X;
- AS2 - площадь верхней арматуры по направлению X;
- AS3 - площадь нижней арматуры по направлению Y;
- AS4 - площадь верхней арматуры по направлению Y;

ПОПЕРЕЧНАЯ АРМАТУРА - площади поперечной арматуры при шагах 15,20,30 см

Для стержней (см²):

- ASW1 - вертикальная поперечная арматура;
- ASW2 - горизонтальная поперечная арматура;

Для пластин (см²/пм):

- ASW1 - поперечная арматура по направлению X;
- ASW2 - поперечная арматура по направлению Y;

ШИРИНА РАСКРЫТИЯ ТРЕЩИН - ширина кратковременного и длительного раскрытия трещин (мм).

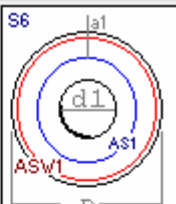
Результаты подбора арматуры заносятся в строки :

- СТРОКА 1 - полная арматура, подобранная по I и II группам предельных состояний
- СТРОКА 2 - арматура, подобранная по I группе предельных состояний
- СТРОКА 3 - арматура обусловленная кручением (для стержней и отмечена знаком '*')
- СТРОКА 4 - номера стадий монтажа последнего наращивания арматуры (отмечена знаком '+')

wall_Скачкова (wall_Скачкова) -[Основная ...

Элемент Сечение Угол согл.
297 1 0

Тип: 10 Вид: С
УГ: 0
КОЭ: 0 УКОЭ: 0
Уз.1: 323 Уз.2: 324



Жесткость, материалы
14. Кольцо 63 X 0
Тип: 1. стержень
Бетон: 1.В15
Арматура: 1.А-III

Размеры сечения
D =63.0

Длина, расч. длины, ц.тяж.
L=0.50; Ly=0; Lz=0 м
сх=3.80; cy=1.20; cz=0 м

Ц.т. арматуры
a1=6.50; a2=6.50 см.

АРМАТУРА продольная

Арма...	AU1	AU2	AU3	AU4
Полная				
Прочно...				
Кручен...				




Арма...	AS1	AS2	AS3	AS4	%
Полная	20.35				0.65
Прочно...	20.35				0.65
Кручен...	1.17				

АРМАТУРА поперечная

Шаг 100 ...	ASW1	ASW2
Полная	0.706	
Кручение *	0.706	

Ширина трещин

Крат...	Длит...

Показать элемент Сочетания   

wall_Скачкова (wall_Скачкова) -[Основная ...

Элемент Сечение Угол согл.
289 2 0

Тип: 10 Вид: С
УГ: 0
КОЭ: 0 УКОЭ: 0
Уз.1: 316 Уз.2: 317



Жесткость, материалы
14. Кольцо 63 X 0
Тип: 1. стержень
Бетон: 1.В15
Арматура: 1.А-III

Размеры сечения
D =63.0

Длина, расч. длины, ц.тяж.
L=0.50; Ly=0; Lz=0 м
сх=3.80; cy=0; cz=0.10 м

Ц.т. арматуры
a1=6.50; a2=6.50 см.

АРМАТУРА продольная

Арма...	AU1	AU2	AU3	AU4
Полная				
Прочно...				
Кручен...				

Арма...	AS1	AS2	AS3	AS4	%
Полная	15.79				0.51
Прочно...	15.79				0.51
Кручен...	1.29				

АРМАТУРА поперечная

Шаг 100 ...	ASW1	ASW2
Полная	0.925	
Кручение *	0.778	

Ширина трещин

Крат...	Длит...


Показать элемент Сочетания   

Рис. 7.1



Площадь арматуры AS1. Несимметричное армирование. Максимум 20.99 в элементе 297.

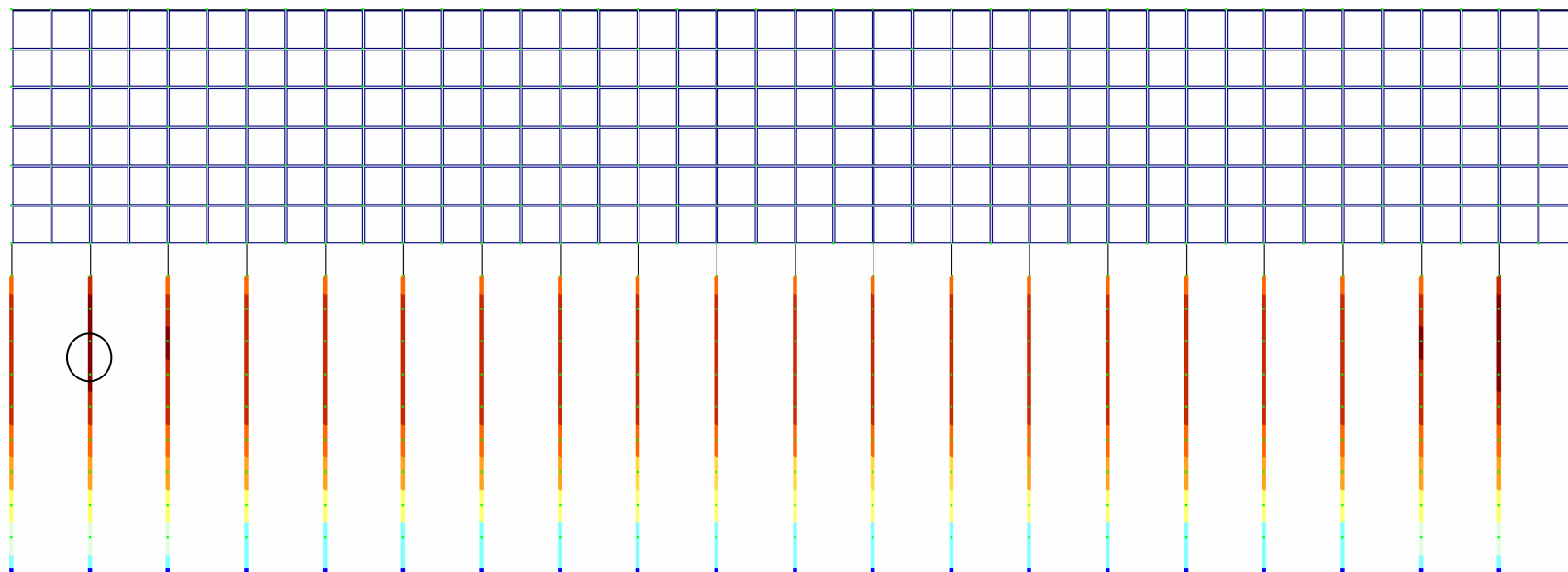


Рис. 7.2. Армирование свай: элемент с наибольшей площадью арматуры отмечен кружком



Рис. 7.3. Поперечное армирование сваи



Площадь арматуры AU3 AU4 AS2 . Несимметричное армирование . Максимум 21.41 в элементе 300.

wall_Скачкова (wall_Скачкова) -[Основная ...

Элемент: 300 Сечение: 2 Угол согл.: 0

Тип: 10 Вид: С
 УГ: 0
 КОЗ: 0 ЧКОЗ: 0
 Уз.1: 326 Уз.2: 280

Жесткость, материалы: 15. Брус 40 X 38.5
 Тип.2. стержень: Бетон: 2.B15 Арматура: 2.A-III

Размеры сечения: B=40.0 H=38.5 см

Ц.т. арматуры: a1=8.50; a2=10.00 см

Длина, расч. длины, ц.тяж: L=0.50; Ly=0; Lz=0 м
 cx=3.80; cy=1.20; cz=0.60 м

АРМАТУРА продольная

Арма...	AU1	AU2	AU3	AU4
Полная	0.46	0.46	8.32	8.32
Прочно...	0.46	0.46	8.32	8.32
Кручен...				

Арма...	AS1	AS2	AS3	AS4	%
Полная					1.14
Прочно...					1.14
Кручен...					

АРМАТУРА поперечная

Шаг 100 ...	ASW1	ASW2
Полная	7.96	6.16
Кручение *		

Ширина трещин

Крат...	Длит...
0.21	0.21

Показать элемент Сочетания



Рис. 7.4. Армирование оголовка сваи

1
Эюра Му
Единицы измерения - т*м

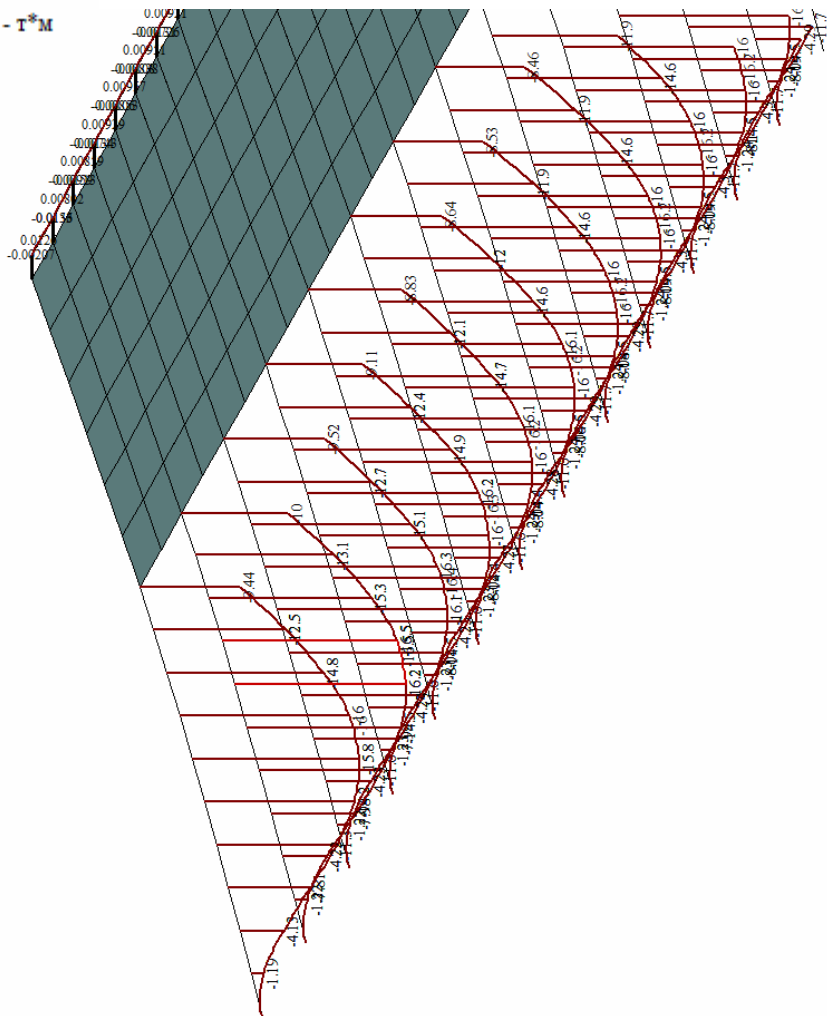


Рис. 7.5. Изгибающий момент на растянутом волокне



Площадь арматуры AU1 AU2 AS1 . Несимметричное армирование . Максимум 5.24 в элементе 310.

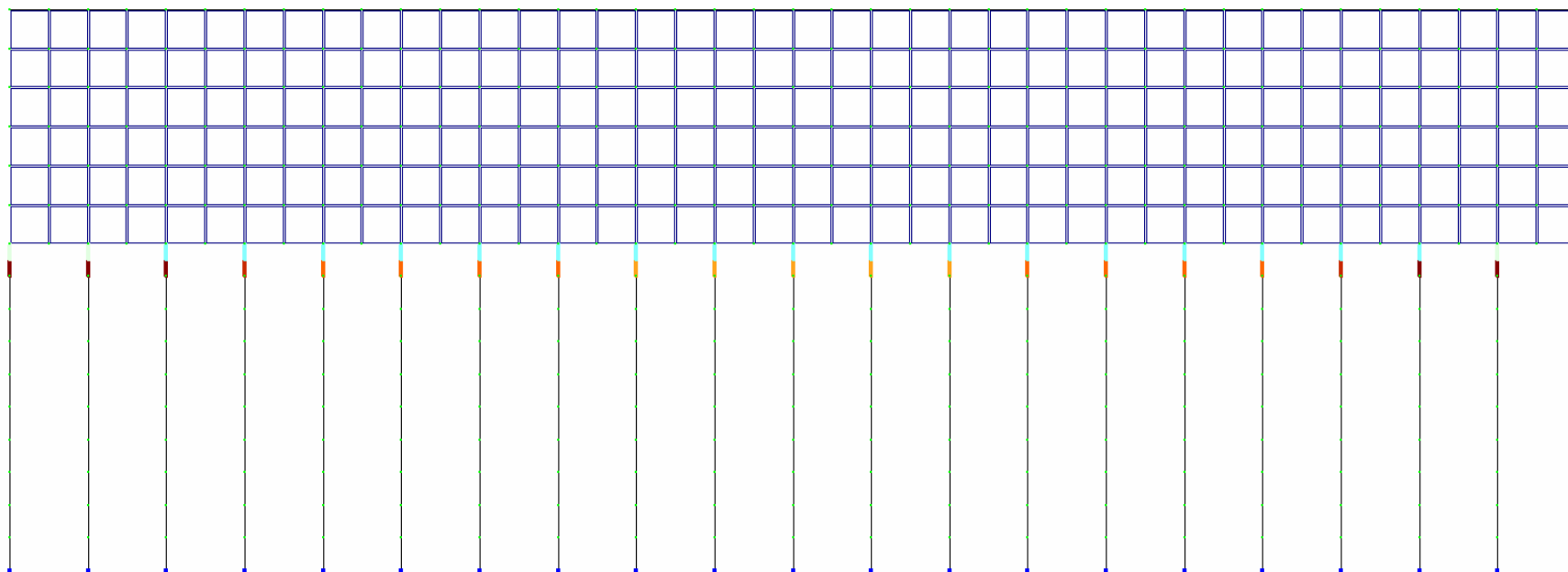


Рис. 7.6. Армирование оголовка сваи



Площадь арматуры на 1пм по оси Y у верхней грани; максимум в элементе 235

wall_Скачкова (wall_Скачкова) -[Основная ...

Элемент Сечение Угол согл. Плита Оболочка

1 1 0

Тип: 41 Вид: П

УГ: 0

КОЗ: 0 УКОЗ: 0

Жесткость, материалы

3. Пластина Н 60

Тип:3.оболочка

Бетон: 3.В15

Арматура:2.А-III

Толщина пластины

Н=60.000 см

Ц.т. арматуры

a1=20.00; a2=20.00 см.

Площадь, центр тяж.

S=0.36 м²м

сх=3.80 су=0.30 сz=1.15 м

АРМАТУРА продольная

Арма...	AU1	AU2	AU3	AU4
Арма...	AS1	AS2	AS3	AS4
Полная	3.00	3.00	3.00	18.58
Прочно...	3.00	3.00	3.00	7.56

Шаг арматурных стержней 100 мм

АРМАТУРА поперечная

Шаг 100 ...	ASW1	ASW2
Полная	0.024	0.017

Ширина трещин

Крат...	Длит...
0.20	0.20

Показать элемент Сочетания



Рис. 7.7. Армирование блочной кладки

8. Армирование конструкций стены на свайном основании: монолитный пояс

Ниже приведены результаты армирования пояса с пояснениями. Расчеты выполнены по модели wall_Скачкова_пояс.lir.

Армирование пояса принято симметричным. Армирование требуется только угловыми стержнями; площадь арматуры AU1, AU3 показана на рис. 8.1 и 8.2. Схемы идентичны, однако рис. 8.1 показывает также направление элементных координатных осей, рис. 8.2 дополнительно содержит окно армирования наибольшей площадью арматуры. Рис. 8.3 показывает процент армирования, рис. 8.4—8.5 — поперечное армирование пояса. При настройке режима расчета задавалось раскрытие трещин 0,2 мм.

Согласно полученным результатам для армирования пояса принята продольная арматура угловыми стержнями $\varnothing 18$ АIII, поперечная арматура хомутами $\varnothing 8$ AI.

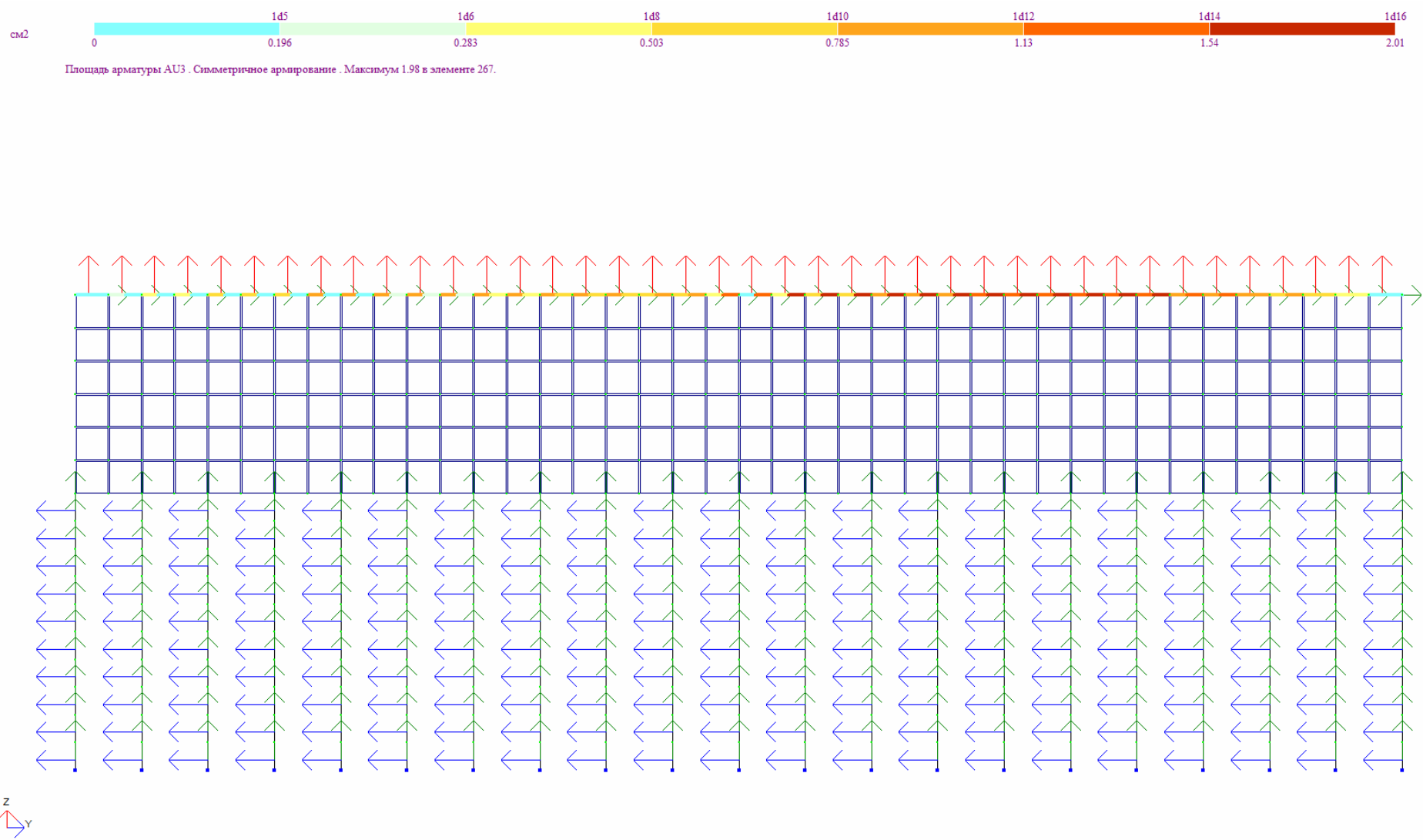


Рис. 8.1. Армирование монолитного пояса



Площадь арматуры AU1. Симметричное армирование. Максимум 1.98 в элементе 267.

wall_Скачкова_пояс (wall_Скачкова_пояс) -...

Элемент: 265 | Сечение: 2 | Угол согл.: 0

Тип: 10 | Вид: С
УГ: 0 | КОЗ: 0 | УКОЗ: 0
У.с.1: 276 | У.с.2: 268

Жесткость, материалы: 2. Брус 60 X 30
Тип: 1. стержень
Бетон: 1.B15
Арматура: 1.A-III

Ц.т. арматуры: a1=5.00; a2=5.00 см.

Размеры сечения: B =60.0 H =30.0 см

Длина, расч. длины, цтяж.: L=0.60; Ly=0; Lz=0 м
sx=3.80; sy=14.7; sz=4.45 м

АРМАТУРА продольная

Арм...	AU1	AU2	AU3	AU4
Полная	1.71	1.71	1.71	1.71
Прочно...	0.54	0.54	0.54	0.54
Кручен...				

Арм...	AS1	AS2	AS3	AS4	%
Полная					0.38
Прочно...					0.12
Кручен...					

АРМАТУРА поперечная

Шаг 100 ...	ASw1	ASw2	Крат...	Длит...
Полная	0.882	0.938	0.19	0.19
Кручение *				

Показать элемент | Сочетания

Рис. 8.2. Армирование монолитного пояса

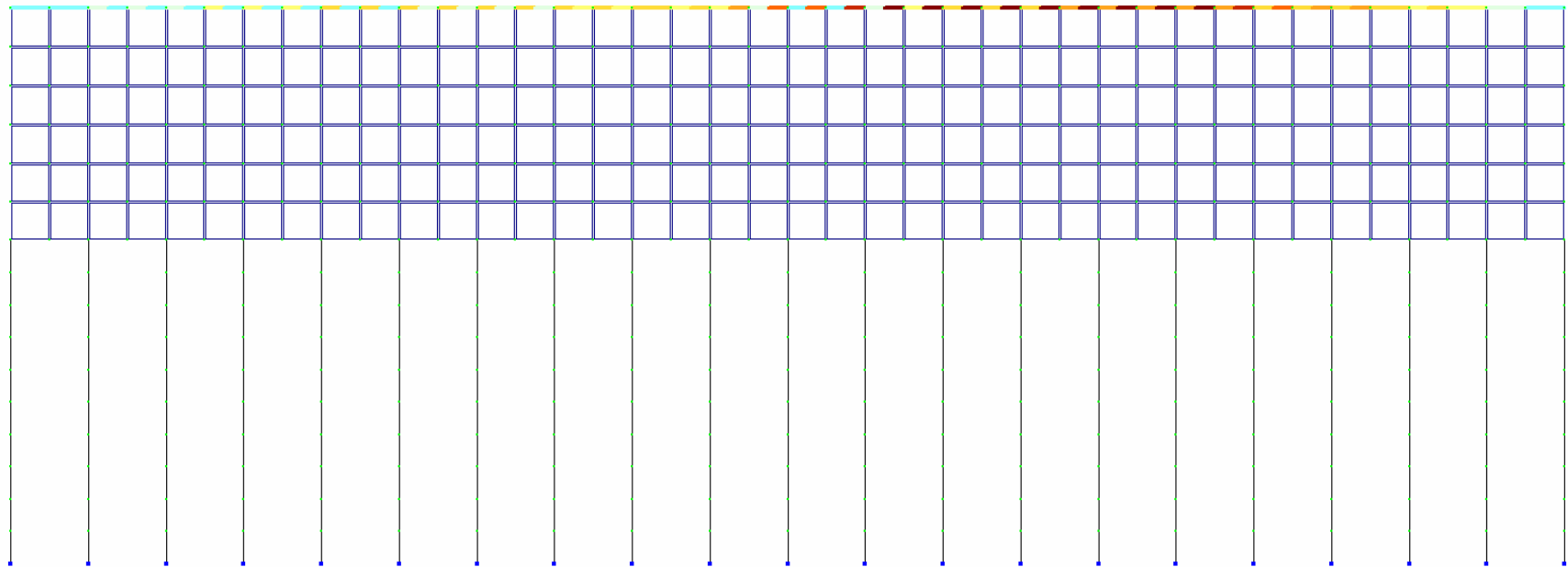
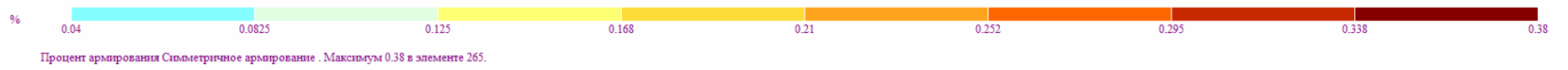


Рис. 8.3. Армирование монолитного пояса

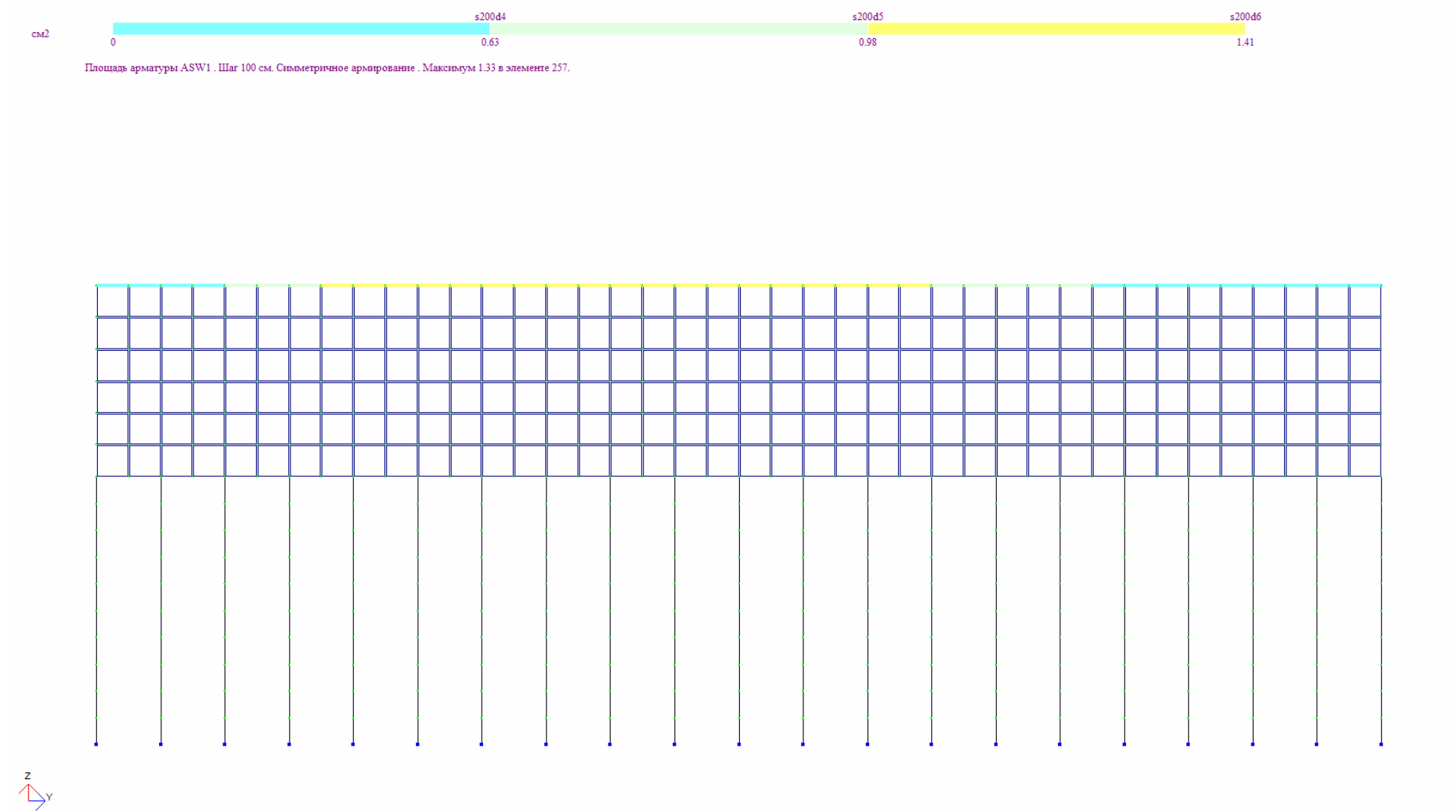
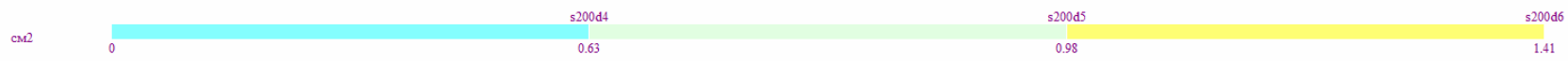


Рис. 8.4. Армирование монолитного пояса



Площадь арматуры ASW2. Шаг 100 см. Симметричное армирование. Максимум 1.20 в элементе 257.

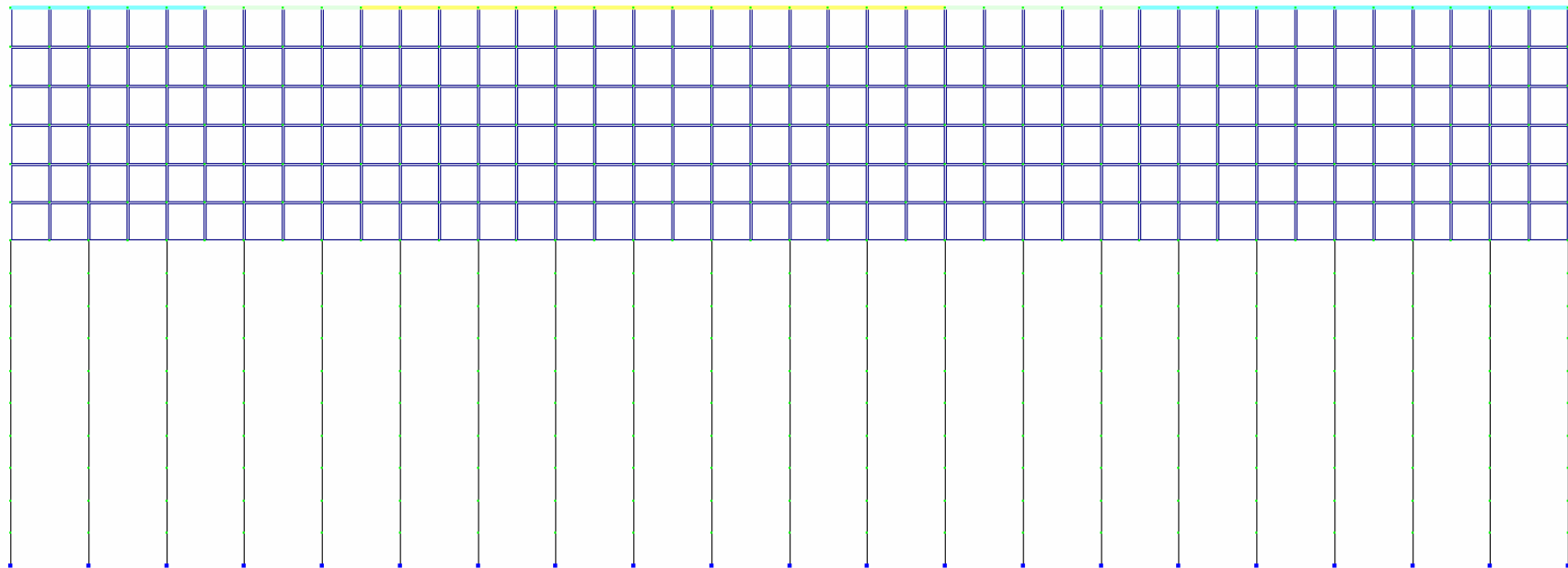


Рис. 8.5. Армирование монолитного пояса

9. Проверка на срез оголовка сваи

Исходные данные: максимальная поперечная сила в оголовках $Q_z = 7,8$ т; максимальный крутящий момент в оголовках $M_x = 1,3$ т·м (см. рис. 9.1, 9.2). Сечение оголовка $a \times a = 440 \times 440$ мм.

Расчет железобетона на срез не регламентирован строит. нормами РФ. О сопротивлении срезу известно, что оно не менее $R_{sh} = 2R_{bt}$ [1*, 2*]. Касательное напряжение при кручении стержня квадратного сечения [3*]:

$$\tau_{\max} = \frac{M_x}{0,208a^3} = 73,3 \text{ т/м}^2.$$

Касательное напряжение при срезе [4*]:

$$\tau_{\max} = \frac{3Q_z}{2a^2} = 60,4 \text{ т/м}^2.$$

Допускаемое касательное напряжение

$$R_{sh} = 2 \cdot 0,9R_{bt} = 1,8 \cdot 76,6 = 137,9 \text{ т/м}^2.$$

$$73,3 + 60,4 < 137,9 \Rightarrow \text{среза не возникает.}$$

Литература к разделу:

- 1*. Чиненков Ю.В. Расчет железобетонных трехслойных ограждающих конструкций из легкого бетона. Бетон и железобетон. №6, 2007. С. 7–12.
- 2*. Столяров В.Я. Введение в теорию железобетона. – М.: Стройиздат, 1941.
- 3*. Феодосьев В.И. Сопротивление материалов. – М.: Наука, 1986.
- 4*. Русаков А.И. Курс лекций по сопротивлению материалов. – Ростов-на-Дону, Книга, 2004.

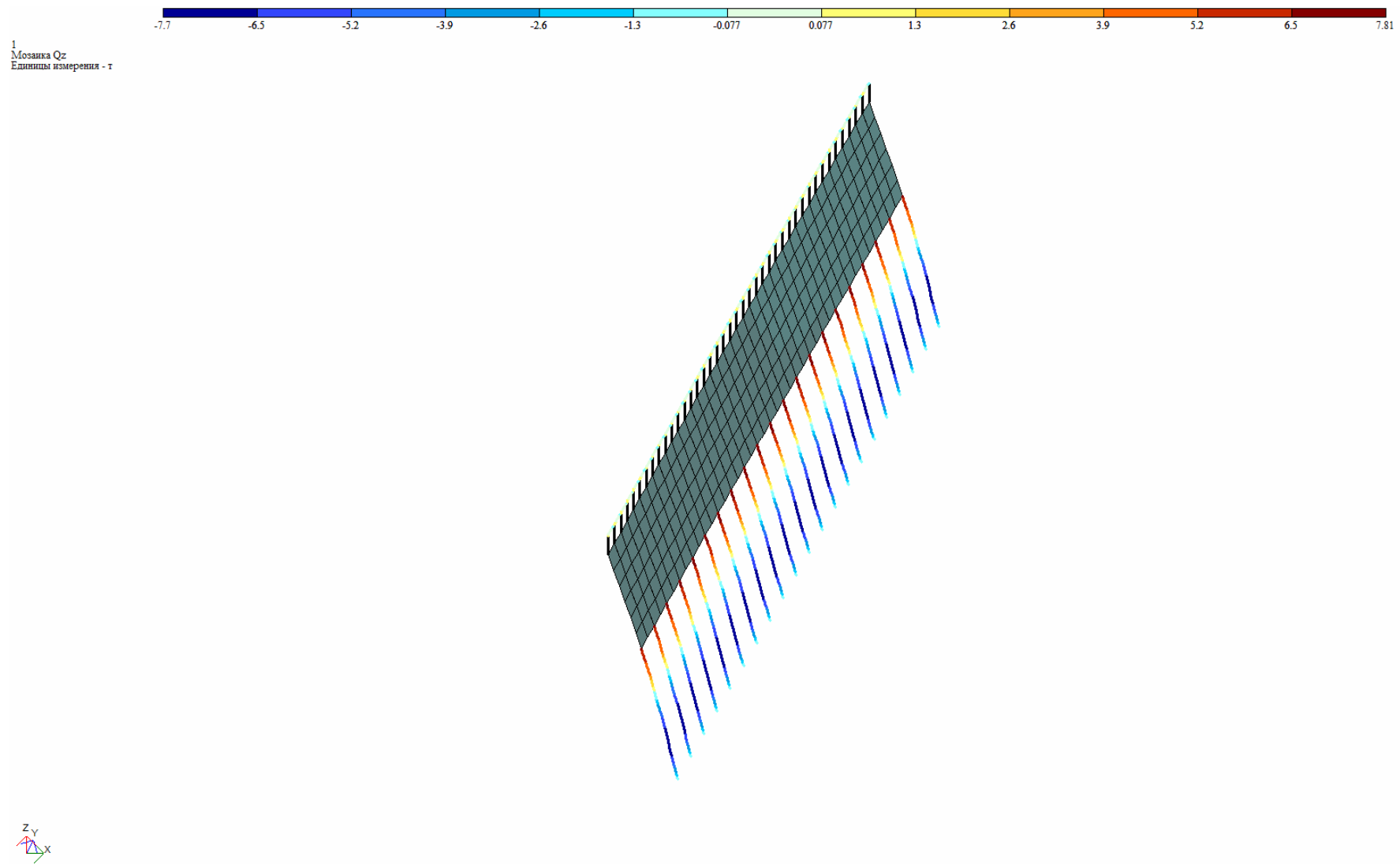


Рис. 9.1. Поперечная сила в сваях

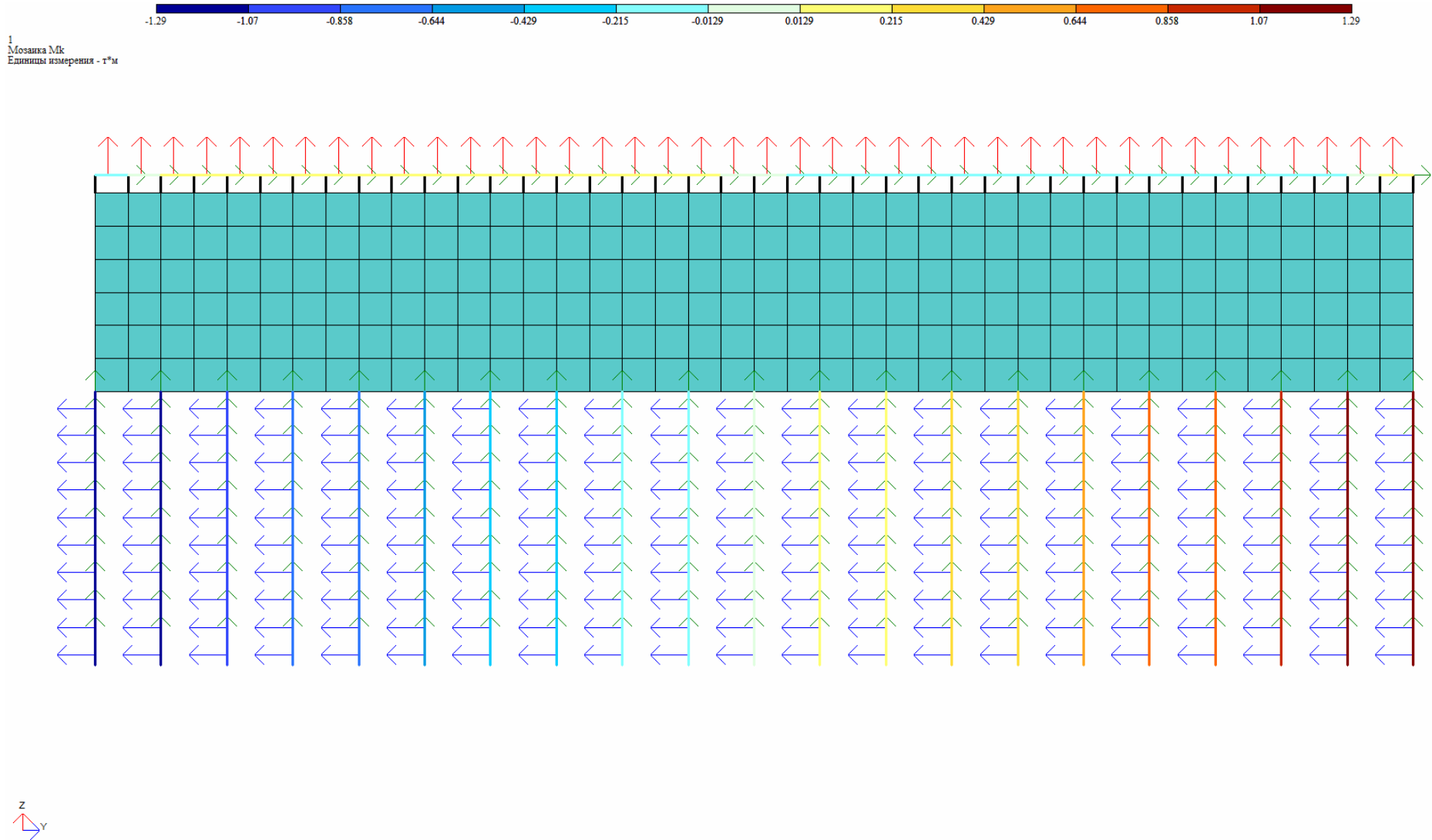


Рис. 9.2. Крутящий момент в сваях

10. Расчетная схема для участка на грунтовом основании

Расчетная схема участка стены в точках 1–2' в разрезе показана на рис. 10.1. Данная расчетная схема служит для расчета на скольжение и опрокидывание стены. На схеме показаны внешние силы, приложенные к наружной части стены (нормальная реакция по шву не показана). По условиям ген. плана нагрузка на грунт поверх стены создается только пешеходами на тротуаре. Полагаем $q = 0,36 \text{ т/м}^2$.

При расчете активного и пассивного давлений грунта наклон стены не учитывался, в виду чего стена условно показана в вертикальном положении. Схема действия нагрузок с учетом наклона стены показана на рис. 10.2.

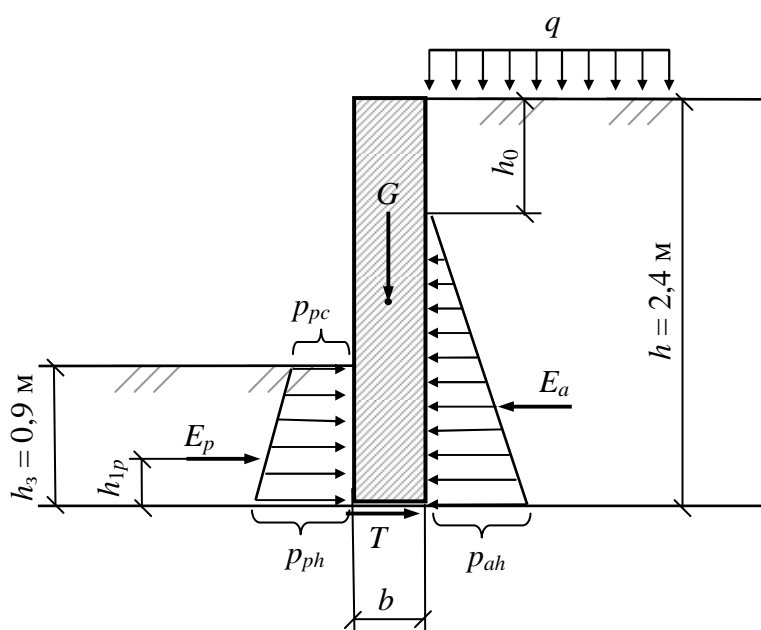


Рис. 10.1

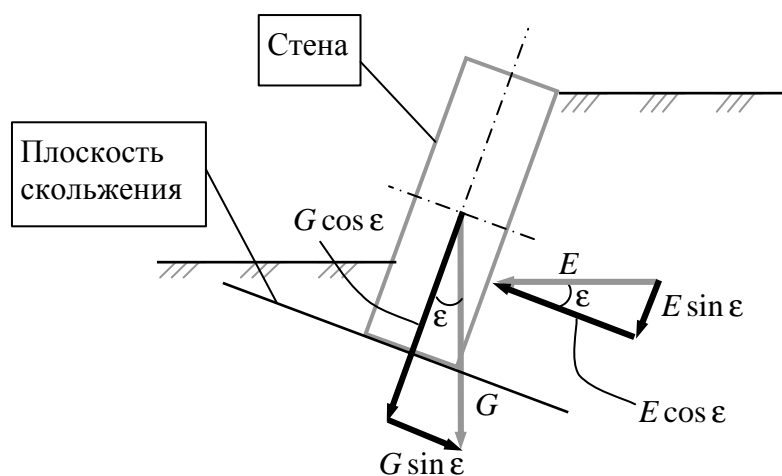


Рис. 10.2

Давление под подошвой стены задавалось треугольной эпюрой (в общем случае — трапециевидной), ордината которой на может превысить расчетное сопротивление грунта (рис. 10.3). Протяженность эпюры x получается через нормальную нагрузку на основание $G \cos \varepsilon \cong G$. Если ордината эпюры отпора, полученная из условия равенства нормальной нагрузки нормальной реакции, окажется большей R_0 , то расчетное сопротивление грунта превышено, и требуется проводить расчет устойчивости основания по СНиП 2.09.03-85, п. 2.21. Величина R_0 задается по табл. 4 прилож. 3 СНиП 2.02.01-83* с учетом плотности сухого грунта $1,47 \text{ т/м}^3$.

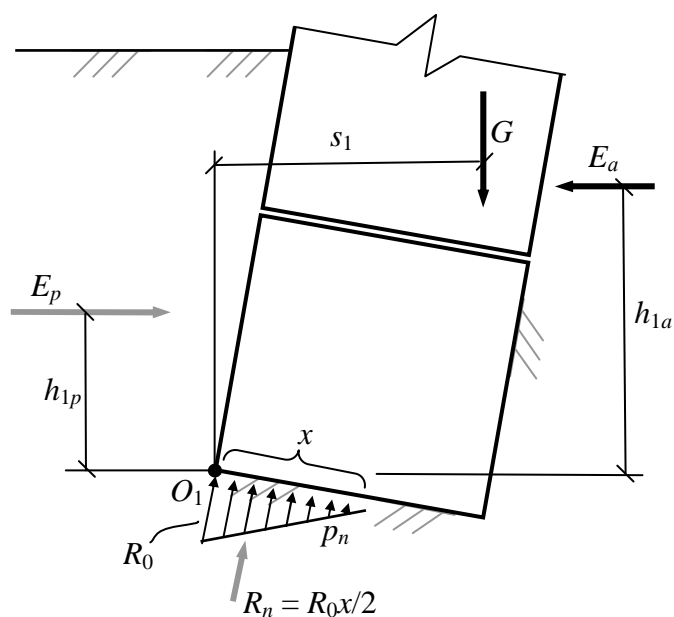


Рис. 10.3

11. Расчет на устойчивость к скольжению и опрокидыванию стены на грунте

Исходные данные на расчет:

нагрузка от пешеходов на тротуаре поверх стены $q = 0,36 \text{ т/м}^2$;

расчетные прочностные характеристики грунта, подпирающего стену с обеих сторон: $\varphi = 14^\circ$, $c = 0,5 \text{ т/м}^2$;

расчетные прочностные характеристики грунта в основании стены $\varphi = 16^\circ$, $c = 1,6 \text{ т/м}^2$;

расчетный удельный вес грунта (верхняя граница) $\bar{\gamma}_{\text{гр}} = 1,76 \text{ т/м}^3$;

расчетный удельный вес грунта (нижняя граница) $\underline{\gamma}_{\text{гр}} = 1,72 \text{ т/м}^3$

нормативный удельный вес железобетона $\gamma_6 = 2,5 \text{ т/м}^3$;

полная высота стены $h = 2,4 \text{ м}$;

высота подпираемого грунтового массива $h_k = 1,5 \text{ м}$;

толщина наружной части стены $b = 0,6 \text{ м}$;

наклон стены к вертикали $\varepsilon = 1^\circ$;

расчетное сопротивление грунта в основании стены $R_0 = 19,2 \text{ т/м}^2$.

Давление грунта. Руководствуемся СНиП 2.06.07-87, приложение 9, и справочником [4, разд. 7.2]. В расчетах полагаем $\varepsilon = 0$. Для горизонтального активного давления имеем:

$$P_{ah} = p_y \lambda_{ah\varphi} - \frac{c}{\text{tg}\varphi} (1 - \lambda_{ahc}), \quad (11.1)$$

где $p_y = \gamma_{\text{гр}} y + q$ — вертикальное давление; $\lambda_{ah\varphi}$ и λ_{ahc} — коэффициенты горизонтальной составляющей давления.

Для коэффициентов горизонтальной составляющей давления имеем:

$$\lambda_{ahc} = \lambda_{ah\varphi} = \left(\frac{\cos(\varphi + \varepsilon)}{\cos \varepsilon (1 + \sqrt{k_2})} \right)^2; \quad k_2 = \frac{\sin^2 \varphi}{\cos^2 \varepsilon}. \quad (11.2)$$

(Для угла трения по расчетной плоскости считаем $\varphi_s = 0$.)

Расчетное вертикальное давление грунта на уровне низа подпорной стены

$$p_h = \bar{\gamma}_{\text{гр}} h + q = 4,22 + 0,36 = 4,58 \text{ т/м}^2.$$

По формуле (11.2) $\lambda_{ahc} = \lambda_{ah\varphi} = 0,61$. Составляющая давления от призмы обрушения без учета внутреннего сцепления грунта

$$P_{ah\varphi} = p_h \lambda_{ah\varphi} = 2,79 \text{ т/м}^2.$$

Уменьшение давления вследствие внутреннего сцепления (далее $\text{tg}\varphi = 0,249$):

$$P_{ac} = \frac{c}{\text{tg}\varphi} (1 - \lambda_{ahc}) = 0,78 \text{ т/м}^2.$$

Полное давление

$$p_{ah} = 2,79 - 0,78 = 2,01 \text{ т/м}^2.$$

Первая составляющая в сумме (11.1) с уменьшением расстояния y до поверхности подпираемого массива уменьшается до нуля линейно по y , однако сумма составляющих не может стать отрицательной¹. Это позволяет определить глубину h_0 , до которой бокового давления на стену нет (рис. 10.1):

$$h_0 = \frac{p_{ac}}{p_{ah\phi}} h = \frac{0,78}{2,79} 2,4 = 0,67 \text{ м.} \quad (11.3)$$

Для горизонтального пассивного давления имеем:

$$p_{ph} = p_y \lambda_{ph\phi} + \frac{c}{\text{tg}\phi} (\lambda_{phc} - 1), \quad (11.4)$$

где p_y — по-прежнему вертикальное давление; $\lambda_{ph\phi}$ и λ_{phc} — коэффициенты горизонтальной составляющей давления.

Для коэффициентов горизонтальной составляющей давления имеем:

$$\lambda_{ahc} = \lambda_{ah\phi} = \left(\frac{\cos(\phi - \epsilon)}{\cos \epsilon (1 - \sqrt{k_4})} \right)^2; \quad k_4 = \frac{\sin^2 \phi}{\cos^2 \epsilon}. \quad (11.5)$$

(Для угла трения по расчетной плоскости считаем $\phi_s = 0$.)

Расчетное вертикальное давление грунта на уровне низа подпорной стены со стороны котлована

$$p_h = 0,95 \gamma_{гр} h_3 = 1,47 \text{ т/м}^2 \quad (11.6)$$

(0,95 — коэффициент уплотнения грунта).

По формуле (11.5) $\lambda_{phc} = \lambda_{ph\phi} = 1,64$. Составляющие давления от призмы выпора

$$p_{ph\phi} = p_h \lambda_{ph\phi} = 2,41 \text{ т/м}^2; \quad p_{pc} = \frac{c}{\text{tg}\phi} (\lambda_{phc} - 1) = 1,29 \text{ т/м}^2. \quad (11.7)$$

Полное давление

$$p_{ph} = 2,41 + 1,29 = 3,70 \text{ т/м}^2.$$

Эпюра трапецевидная, см. рис. 10.1.

Проверка на скольжение. Равнодействующая активного давления равна

$$E_a = \frac{p_{ah}(h - h_0)}{2} = \frac{2,01 \cdot 1,73}{2} = 1,74 \text{ т/м.} \quad (11.8)$$

(Здесь и далее нагрузки рассматриваются на 1 погонный метр стены.)

¹ Разность (1) названа суммой составляющих с учетом того, что вторая составляющая берется со знаком минус.

Равнодействующая пассивного давления равна

$$E_p = \frac{(p_{ph} + p_{pc})h_3}{2} = \frac{4,99 \cdot 0,9}{2} = 2,25 \text{ т/м.} \quad (11.8)$$

Расчетный вес стены

$$G = 0,9\gamma_6hb = 3,24 \text{ т/м.} \quad (11.9)$$

Для бетонных блоков коэффициент трения скольжения по суглинку составляет $f = 0,25$ [3, табл. 75], что дает силу трения

$$T = fG = 0,81 \text{ т/м.}$$

Критерий отсутствия скольжения имеет вид (см. формулу (20) СНиП 2.02.01–83*)

$$\sum F_{s,a} \leq (\gamma_c \sum F_{s,r}) / \gamma_n, \quad (11.10)$$

где $\gamma_c = 0,9$ — коэффициент условий работы стабилизированного суглинка; $\gamma_n = 1,15$ — коэффициент надежности по назначению сооружения уровня ответственности II.

Сумма удерживающих сил

$$\begin{aligned} \sum F_{s,r} &= E_p + T + G \sin \varepsilon = \\ &= 2,25 + 0,81 + 0 = 3,06 \text{ т/м,} \end{aligned} \quad (11.11)$$

тогда как сдвигающая сила

$$F_{s,a} = E_a \cos \varepsilon \cong E_a = 1,74 \text{ т/м.}$$

Критерий выполняется:

$$1,74 \leq 0,78 \cdot 3,06$$

⇒ скольжения не возникает.

Примечание. Силу трения в данном случае можно обнулить без нарушения условия неподвижности стены.

Проверка на опрокидывание. Опрокидывание стены понимается как возможность ее поворота вокруг оси O_1 под действием опрокидывающей силы E_a со стороны подпираемого грунта (рис. 10.3).

Плечо опрокидывающей силы определяется через положение центра тяжести треугольной эпюры активного давления, т. е.

$$h_{1a} = \frac{h - h_0}{3} = 0,577 \text{ м.}$$

Опрокидывающий момент равен

$$M_a = E_a h_{1a} = 1,74 \cdot 0,577 = 1,00 \text{ т.}$$

Рассмотрим составляющие удерживающего момента.

Плечо силы пассивного давления определяется через центр тяжести трапецевидной эпюры:

$$h_{1p} = \frac{h_3}{3} \cdot \frac{p_{ph} + 2p_{pc}}{p_{ph} + p_{pc}} = \quad (11.12)$$

$$= \frac{0,9}{3} \cdot 1.259 = 0,378 \text{ м.}$$

Момент пассивного давления

$$M_p = E_p h_{1p} = 2,25 \cdot 0,378 = 0,851 \text{ т.}$$

Плечо силы веса (рис. 10.3)

$$s_1 = b/2 + \frac{h}{2} \sin \varepsilon \cong b/2 = 0,3 \text{ м,} \quad (11.13)$$

и соответственно удерживающий момент от веса

$$M_G = G s_1 = 3,24 \cdot 0,30 = 0,972 \text{ т.} \quad (11.14)$$

Определим момент нормальной реакции основания, который согласно схеме на рис. 10.3 уменьшает удерживающий момент. Протяженность x эпюры нормальной реакции получается через нормальную нагрузку на основание $G_n = G \cos \varepsilon \cong G$. Из условия равновесия нормальных сил имеем:

$$\frac{R_0 x}{2} = G_n \Rightarrow x \cong \frac{2G}{R_0} = \frac{2 \cdot 3,24}{19,2} = 0,338 \text{ м.} \quad (11.15)$$

Получаем момент нормальной реакции основания

$$M_n = G \frac{x}{3} = 0,365 \text{ т.} \quad (11.16)$$

Критерий для проверки устойчивости к опрокидыванию представим в виде:

$$M_a \leq (\gamma_c (M_G + M_p - M_n)) / \gamma_n, \quad (11.17)$$

или

$$1,00 \leq 0,78 \cdot 1,46.$$

Критерий выполняется \Rightarrow опрокидывания не возникает.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. 20-ти этажный 4-х секционный жилой дом со встроенными помещениями общественного назначения, расположенный по адресу: г. Ростов-на-Дону, ул. Скачкова, 52, корп. 2. Технический отчет об инженерно-геологических изысканиях. 5094-12-ИГ. ООО «ИНГЕО», г. Шахты, 2012.
2. 20-ти этажный 4-х секционный жилой дом со встроенными помещениями общественного назначения, расположенный по адресу: г. Ростов-на-Дону, ул. Скачкова, 52, корп. 1. Технический отчет об инженерно-геологических изысканиях. 5094-12-ИГ. ООО «ИНГЕО», г. Шахты, 2012.
3. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83). НИИОСП им. Герсевича, 1984.
4. Основания, фундаменты и подземные сооружения (Справочник проектировщика) / Под общ. ред. Е.А. Сорочана и Ю.Г. Трофименкова. – М.: Стройиздат, 1985.
5. Чиненков Ю.В. Расчет железобетонных трехслойных ограждающих конструкций из легкого бетона. Бетон и железобетон. №6, 2007. С. 7–12.
6. Столяров В.Я. Введение в теорию железобетона. – М.: Стройиздат, 1941.
7. Феодосьев В.И. Сопротивление материалов. – М.: Наука, 1986.
8. Русаков А.И. Курс лекций по сопротивлению материалов. – Ростов-на-Дону, Книга, 2004.