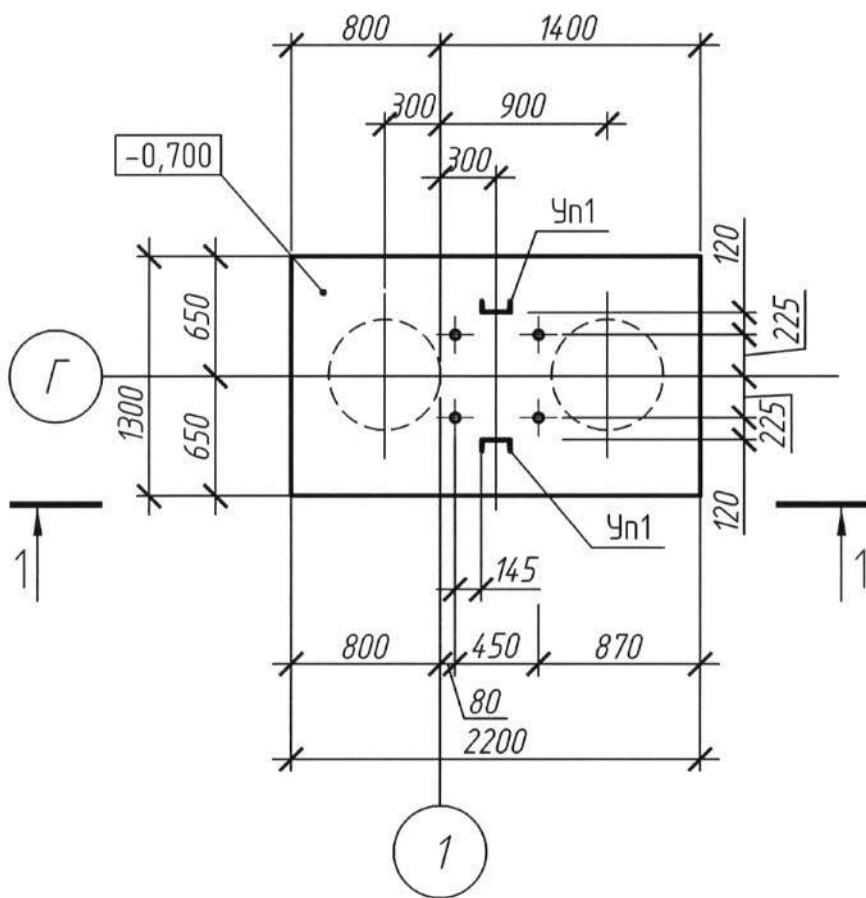
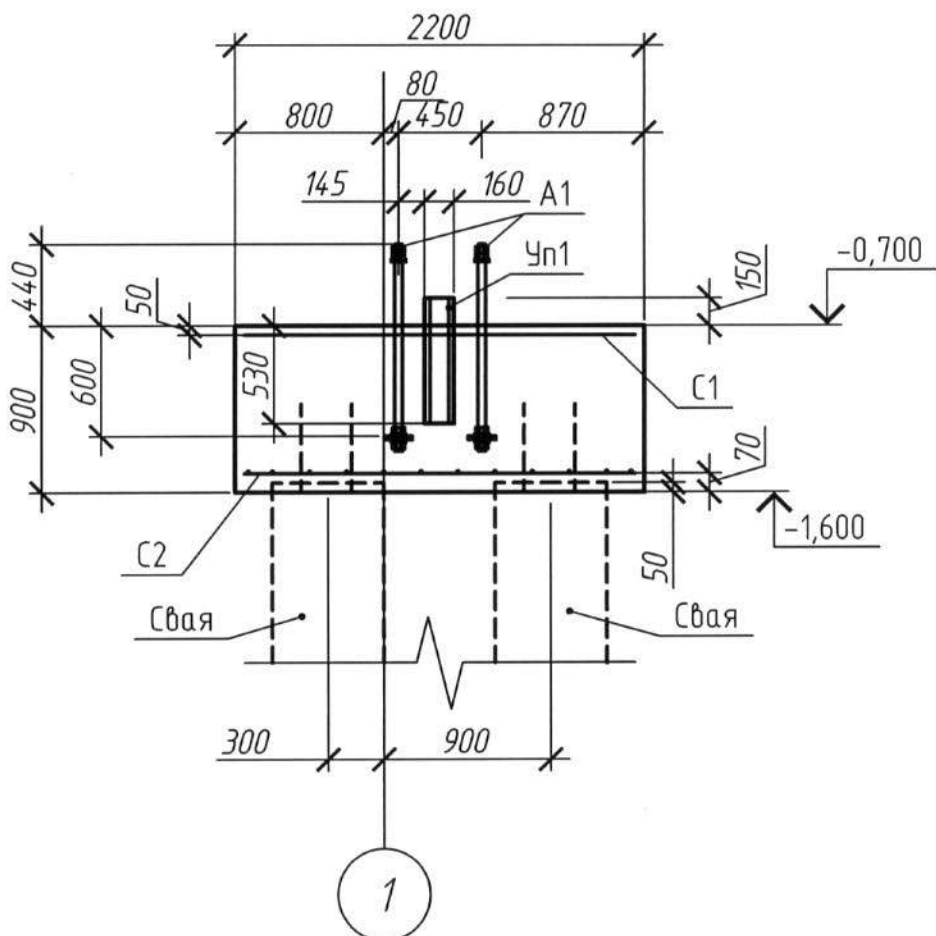


Ростверк



1-1



1) Определение минимальной высоты ростверка.

Высота ростверка в данном случае будет продиктована минимальной заделкой анкеров болтов в тело бетона.

Для уменьшения глубины заделки заменим болты с отгибом (тип 1) на ~~болты~~ болты с анкерной плитой (тип 2).

Согласно Пособию по проектированию анкеров болтов для крепления строительных конструкций и оборудования (к СНиП 2.09.03) минимальная глубина заделки фундаментных болтов с анкерной плитой - $15d$. (при бетоне В12,5, а расчетных сопротивлениях R_b применены согласно пособию и материалом фундаментах болтов ВСт3кп2 и расчетных сопротивлениях приняты согласно ~~применены~~ пособию)

п 3.20 Пособия

При других марках сталей болтов или другом классе бетона глубину заделки H_0 следует определять по формуле

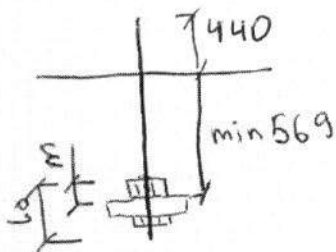
$$H_0 \geq H_m \cdot m_1 \cdot m_2 = 15d \cdot m_1 \cdot m_2 = 15 \cdot 36 \cdot 0,666 \cdot 1,58 = 569 \text{ мм.}$$

m_1 - отношение расчетного сопротивления размещения бетона класса В12,5 к расчетному сопротивлению принятого бетона.

m_2 - отношение расчетного сопротивления размещения болтов принятой марки стали к расчетному сопротивлению принятой марки стали ВСт3кп2

$$m_1 = \frac{R_{bt} \text{ В12,5 (по пособию т. 9)}}{R_{bt} \text{ В25 (по СП 63.13330.2011 т. 6.8)}} = \frac{0,7}{1,05} = 0,666$$

$$m_2 = \frac{R_{bn} \text{ О9Г2С (по СП 16.13330.2011 т. Г7)}}{R_{bn} \text{ ВСт3кп2 (по пособию т.)}} = \frac{230}{145} = 1,58$$



$l_0 = 140$ длина нарезки врезки болта (т 2 ГОСТ 24379.1-2012)

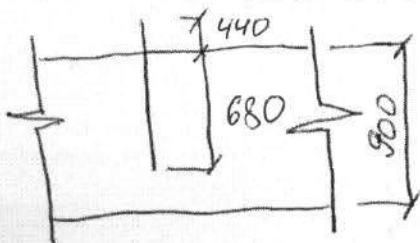
m - толщина шайбы не менее 29,4 мм (ГОСТ 150 4032-2014 т. 1)

минимальная заделка фундаментного болта:

$$569 + 140 - 29 = 680.$$

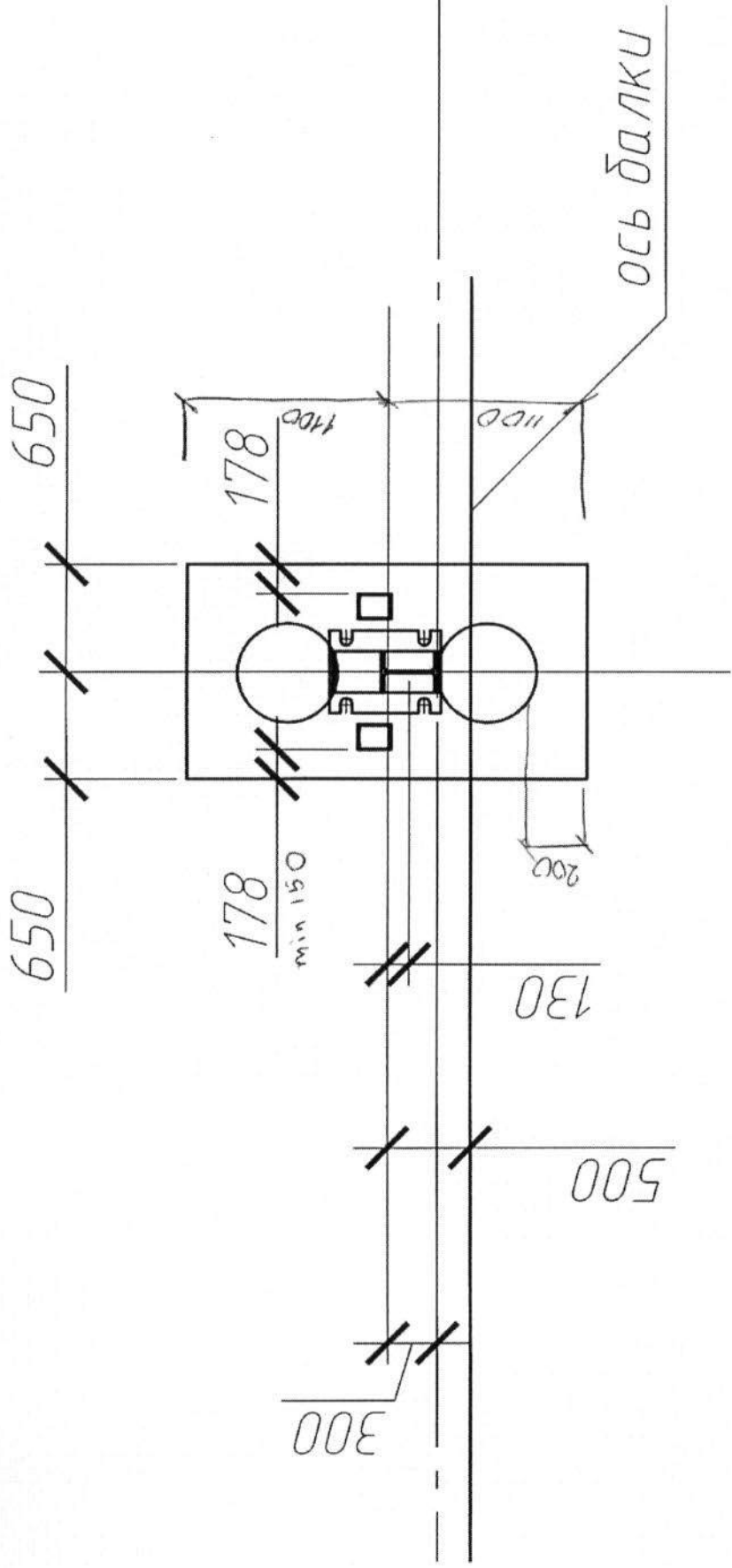
минимальная длина болта: $440 + 680 = 1120$ мм

Согласно ГОСТ 24379.1-2012 т. А2 ближайшая длина шпильки (1120 мм)



Вывод: 1) принять длину болта 1120 мм
2) высоту ростверка принять 900 мм

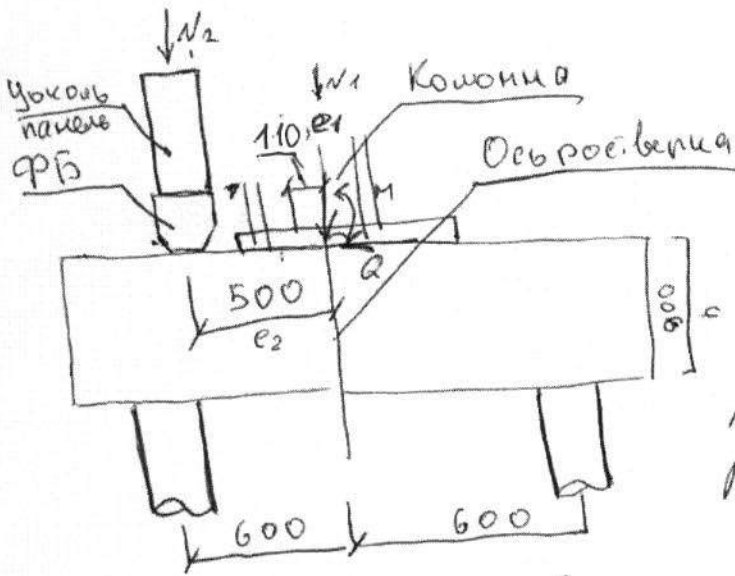
2) Компоновка раемберка.



Вывод: материал раемберка 1300 x 2200 x 900

2

3) Нагрузка на сваи:



Нагрузки от колонны
 ось 38[83] сейсмико 38[11]
 $N = 22,0 \text{ т}$ $N = 16,0 \text{ т}$
 $M = 15,1 \text{ т}\cdot\text{м}$ $M = 13,0 \text{ т}\cdot\text{м}$
 $Q = 9,2 \text{ т}$ $Q = 6,8 \text{ т}$

Нагрузки от углов
 Все ФБ: 1,3 т
 Все панели: 3,8 т - 5,1 т
 Все ростверка: $1,3 \cdot 2,2 \cdot 0,9 \cdot 2,5 \cdot 1,1 \cdot 1 = 7,1 \text{ т}$ (по нагрузке)

Нагрузка на сваю: основная

$$\frac{N_1 + N_2}{2} \pm \frac{M + Q \cdot h + N_1 \cdot e_1 + N_2 \cdot e_2}{a} = \frac{22,0 + 5,1}{2} \pm \frac{15,1 + 9,2 \cdot 0,9 + 22 \cdot 0,11 + 5 \cdot 0,5}{1,2}$$

$$+ \frac{\text{Все ростверка}^{3,55}}{2} = 40,73 (-6,53) \text{ т}$$

сейсмико: 10,55

$$\frac{16,0 + 5,1}{2} \pm \frac{13,0 + 6,8 \cdot 0,9 + 13,0 \cdot 0,11 + 6,1 \cdot 0,5}{1,2} + \frac{\text{Все ростверка}^{3,55}}{2} =$$

$$= 33,35 (-5,15) \text{ т}$$

Максимальная реакция в уровне головы сваи $F_i = 40,73$

4) Определение необходимой длины сваи:

Основное $N = 40,73 \text{ м}$

Свободы $N_2 = 33,35 \text{ м}$

Вес сваи γ и d сваи: $\frac{\gamma d^2}{4} \cdot \gamma = \frac{3,14 \cdot 0,6^2}{4} \cdot 2,5 = 0,717 \text{ м}$

Несущая способность сваи СМ 600-12

основное сочетание

случайное сочетание

$$F_u = 108,25 (53,61) \leq 50,9 + 8,52 = 59,42 \quad F_u = 41,12 (19,26 \text{ м}) \leq 40,75 + 8,52 = 49,27 \quad \text{X}$$

Вес сваи: $0,71 \cdot 12 = 8,52 \text{ м}$

Несущая способность сваи СМ 600-12

случайное сочетание

$$F_u = 105 \leq 40,73 + 8,52 = 49,25 \text{ м} \quad \checkmark$$

$$F_u = 47,5 \text{ м} \leq 33,35 + 8,52 = 41,87 \quad \checkmark$$

Вес сваи: 8,52

Вывод: прием сваи СМ 600-12.

5) Расчет ростверка везди согласно пособию по проектированию железобетонных ростверков свайных фундаментов под колонны зданий и сооружений к СНиП 2.03.01.84

п. 2.6 Расчет на продавливание колонной центрально-нагруженных ростверков свайных фундаментов с кустами из двух свай производится из условия.

$$F_{per} \leq \frac{2Rbt \left[\frac{h_0}{c_1} (b_{bas} + c_2) h_0 + (h_{bas} + c_1)(b - b_{bas}) \right]}{\alpha} \quad [ф. 8]$$

где: F_{per} - расчетная продавливающая сила, равная сумме реакций обеих свай от продольной силы N , действующей в колонне.

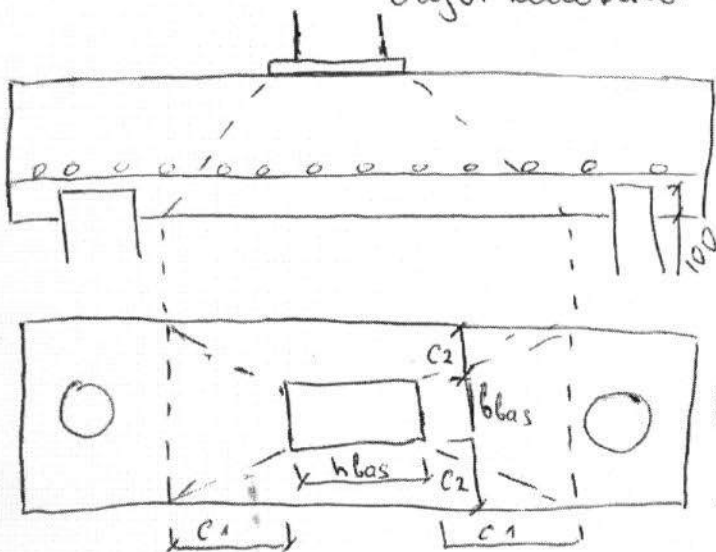
Rbt - расчетное сопротивление бетона растяжению для к/б конструкций с учетом коэффициента условий работы бетона.

h_0 - рабочая высота сечения ростверка на проверяемой участке, равная расстоянию от рабочей арматуры плиты до низа колонны, условно расположенной на $5d$ выше дна стоекта. (в нашем случае до низа опорной плиты, но в запас примем до верха плиты.)

c_1 - расстояние от боковой грани опорной стальной плиты базы колонны с размером b_{bas} до параллельной ей плоскости, проходящей по внутренней грани ближайшего ряда свай, расположенных за пределами плиты основания пирамиды продавливания.

c_2 - расстояние от плоскости грани колонны с размером h_{bas} до наружной грани штатной части ростверка

h_{bas}, b_{bas} - размеры ~~опорной~~ опорной стальной плиты базы колонны



п. 2.7 Расчет на продавливание колонной внецентренно нагруженных ростверков свайных фундаментов с кустами из двух свай так же производится по формуле 8, но при этом величину продавливающей силы принимают равной $F_{per} = 2F_i$, где F_i - реакция наиболее нагруженной свай от продольной силы N и момента M , действующей в колонне. (7)

$$F_{per} = 2F_i = 2 \cdot 40,73 = 81,46 \text{ m}$$

$$R_{bt}(B25) = 1,05 \text{ МПа} = 105 \text{ Т/м}^2$$

$$h_0 = 0,78 \text{ м}$$

$$v_{\text{н}} = h_{\text{bas}} = 0,65 \text{ м}$$

$$b_{\text{bas}} = 0,55$$

$$c_1 = 0,9 \text{ м}$$

$$c_2 = 0,17 \text{ м}$$

$$\alpha = 1 \text{ (формула 2 поворота)}$$

α - коэффициент, учитывающий частичную передачу продольной силы на плитную часть через стенки стакана

$$\alpha = \left(1 - \frac{0,4 R_{bt} A_f}{N} \right) \geq 0,85 \quad \alpha = 1 - 0 = 1$$

$A_f = 0$ - площадь боковой поверхности колонны, заделанной в стакан фундамента.

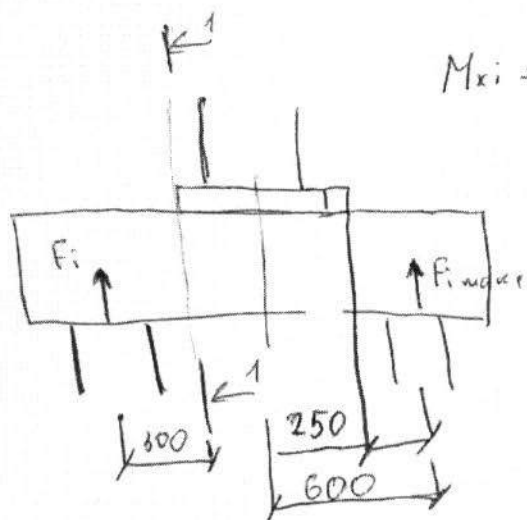
$$F_{per} = 81,46 \leq 2 \cdot 105 \cdot \left[\frac{0,78}{0,9} (0,55 + 0,17)^{0,486} \cdot 0,78 + (0,65 + 0,9)^{1,16} (1,3 - 0,55) \right] = 345,66 \quad (\checkmark)$$

Условие выполняется.

8) Расчет ростверка на изгиб.

Полюбое... п.2.12 Расчет прочности ростверка на изгиб производится в сечениях по краям колонны, а также по наружным краям подкрановика ростверка или по краям ступеней ростверка.

п.2.13 Расчетный изгибающий момент для каждого сечения определяется как сумма моментов от реакций еван (от расчетных нагрузок на ростверк) и от местных нагрузок на ростверк, приложенных к консольному концу ростверка по одну сторону от рассматриваемого сечения:



$$M_{xi} = F_i x_i - M F_x$$

Возьмем момент относительно центра ростверка:

$$M_{xi} = 40,73 \cdot 0,6 = 24,44 \text{ т.м.}$$

п.2.14 Площадь сечения арматуры на всю ширину ростверка

$$A_{y \times 1} = \frac{M_x}{R_s \gamma h_0} = \frac{24,44 \text{ т.м}}{43500 \text{ т/м}^2 \cdot 0,98 \cdot 0,78 \text{ м}} = 0,000732 \text{ м}^2 = 7,32 \text{ см}^2$$

γ - безразмерный коэффициент, опр. по т.2 в зависимости от коэффициента Θ

$$\Theta = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{24,44 \text{ м}}{1450 \cdot 1,3 \cdot 0,78^2} = 0,021$$

при $\Theta = 0,02$
 $\gamma = 0,99$
при $\Theta = 0,3$
 $\gamma = 0,985$

На ширине $b = 1300$ с шагом 200 мм поместится 7 стержней сечение одного стержня $\frac{7,32}{7} = 1,04 \text{ см}^2$ необходимый диаметр: 12 мм.

При работе еван на выдерживающую мощность необходимо проверить прочность ростверка на изгиб на действие отриц. моментов реакции

$$F_i = -6,53 \text{ т.} ; M_x = 6,3 \cdot 0,6 = 3,78 \text{ т.м.}$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \gamma h_0} = \frac{3,78}{43500 \cdot 0,985 \cdot 0,78} = 0,000113 \text{ м}^2 = 1,13 \text{ см}^2$$

Требуемое сечение 1-го стержня $\frac{1,13}{7} = 0,161 \text{ см}^2 \Rightarrow \text{мин } \phi 6$ (9)

Выводы

- 1) болты М 36 x 1120, глубина заделки 770 мм.
- 2) Габариты ростверка 1300 x 2200 x 900
- 3) сваи СН 600 - 12,0 м.
- 4) армирование ростверка $\varnothing 14$ с шагом 200 мм класса Ас 500с.

Расчет свай по материалу нагрузки (Данные для Арбана)

1) Расчетные нагрузки на сваю ~~по материалу~~ (основные)

$N = 40,73 (-6,53) \text{ т}$ элемент 38[8]

$Q = 4,6$

$M = 9,7 \text{ т}\cdot\text{м}$ - из файла „скв 204412_600-12 м - основное с торцу (расчетные)“

2) Нормативные нагрузки на сваю (основные)

$N = 31,89 (-2,19) \text{ т}$

$Q = 3,15 \text{ т}$

$M = 6,65 \text{ т}\cdot\text{м}$ - из файла „скв 204412_600-12 м - основное с торцу (нормативные)“

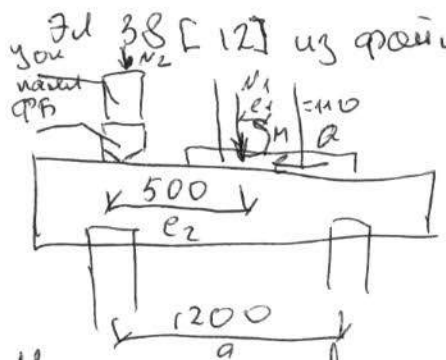
3) Расчетные нагрузки на сваю (особое)

$N = 33,35 (-5,15) \text{ т}$ элемент 38[1]

$Q = 3,4 \text{ т}$

$M = 7,2 \text{ т}\cdot\text{м}$ из файла „скв 204412_600-12 м - сейсмика с торцу (расчетные)“

Нагрузка на сваю нормативные (основное сечение)



$N_1 = 17,5$ Нагр от цоколя = 5,1 т
 $M = 10,3$ N_2 : Все ростверка = 7,1 т
 $Q = 6,3$

Нагрузка на сваю:

$$\frac{N_1 + N_2 + N_3}{2} + \frac{M + Q \cdot h + N_1 \cdot e_1 + N_2 \cdot e_2}{a} = \frac{17,5 + 5,1 + 7,1}{2} + \frac{10,3 + 6,3 \cdot 0,9 + 17,5 \cdot 0,11 + 5,1 \cdot 0,5}{1,2}$$

$$= 31,89 (-2,19)$$

Определим длину анкеровки арматурных стержней сваи СВ00-13,0 в тело ростверка.

Требуемая длина анкеровки для стержней $\phi 28$ l_{a500c} в Бетон В25 составит 1450 мм.

* Определяю по „Таблица анкеровки и нахлестки арматуры по СП 52-101-2003 dn/11477.pdf“

Согласно п. 5.33. [СП 52-101-2003] расчетная длина анкеровки составляет $l_{an} = \alpha l_{0an} \frac{A_{scal}}{A_{sef}}$

поскольку арматура подобрана по раскрытию трещин, а не по несущей способности арматуры (фактически имеет больший диаметр чем требуется по расчету) то значение величины анкеровки арматуры можем уменьшить на значение $\frac{A_{scal}}{A_{sef}}$ - площадь требуемая по расчету A_{sef} - площадь фактически установленной

$A_{scal} = 8\phi 14 = 12,3 \text{ см}^2$ по формуле „сечение сваи (без учета раскрытия трещин), г.г.ф.“

$A_{sef} = 8 \times 28 = 49,26 \text{ см}^2$ по формуле „сечение сваи (по раскрытию трещин), г.г.ф.“

$$\frac{A_{scal}}{A_{sef}} = \frac{12,3}{49,26} = 0,25$$

В любом случае фактическую длину анкеровки принимаю не менее 0,3 l_{0an} , а так же не менее $15d_s$ и 200 мм

$l_{0an \text{ min}} = 435 \text{ мм}$

Узел заделки сваи

