

# **ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ РОСТВЕРКОВ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПОД КОЛОННЫ ЗДАНИЙ**

## **План лекции**

- 1. Общие положения**
- 2. Расчет по прочности ростверков под сборные железобетонные колонны**
- 3. Конструктивные рекомендации**
- 4. Пример расчета центрально-нагруженного плитного ростверка под сборную железобетонную колонну**

# 1 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1. Ростверк является элементом свайного фундамента, опирающимся на куст свай. Проектировать куст свай следует в соответствии со СП 24.13330-2011 „Свайные фундаменты“.

1.2. Сопряжение ростверков со сборными железобетонными колоннами выполняется стаканым (с подколонником или без него): с монолитными железобетонными колоннами – монолитным; со стальными колоннами - с помощью анкерных болтов.

1.3. Расчет ростверков производится по предельным состояниям первой группы (по прочности) и по предельным состояниям второй группы (по раскрытию трещин).

Величины нагрузок и воздействий, значения коэффициентов надежности по нагрузке и коэффициентов сочетаний, а также подразделения нагрузок на постоянные и временные - длительные, кратковременные, особые - должны приниматься в соответствии с требованиями СП 20.13330-2011 "Нагрузки и воздействия" и СП 63.13330-2012 "Бетонные и железобетонные конструкции", а значения коэффициентов надежности по назначению - согласно „Правилам учета степени ответственности зданий и сооружений при проектировании конструкций“.

При определении нагрузок от колонн на ростверки следует учитывать увеличение моментов в месте заделки колонн от действия вертикальных нагрузок при прогибе колонн.

При расчете ростверков расчетные сопротивления бетона следует умножать на коэффициент условий работы бетона  $\gamma_{b1}$ , принимаемый равным 1,0 или 0,9 в зависимости от степени ответственности конструкций. Коэффициент условий работы

1.4. Расчет  
ростверков на  
сваях сплошного  
круглого сечения  
производится так  
же, как и на сваях  
квадратного  
сечения. При этом  
в расчете такого  
ростверка сечения  
круглых свай  
условно  
приводятся к  
сваям квадратного  
сечения,  
эквивалентного  
круглым сваям по  
площади, т.е. с  
размером стороны  
сечения, равным  
 $0,89 d_{sv}$ , где  $d_{sv}$  -  
диаметр свай.

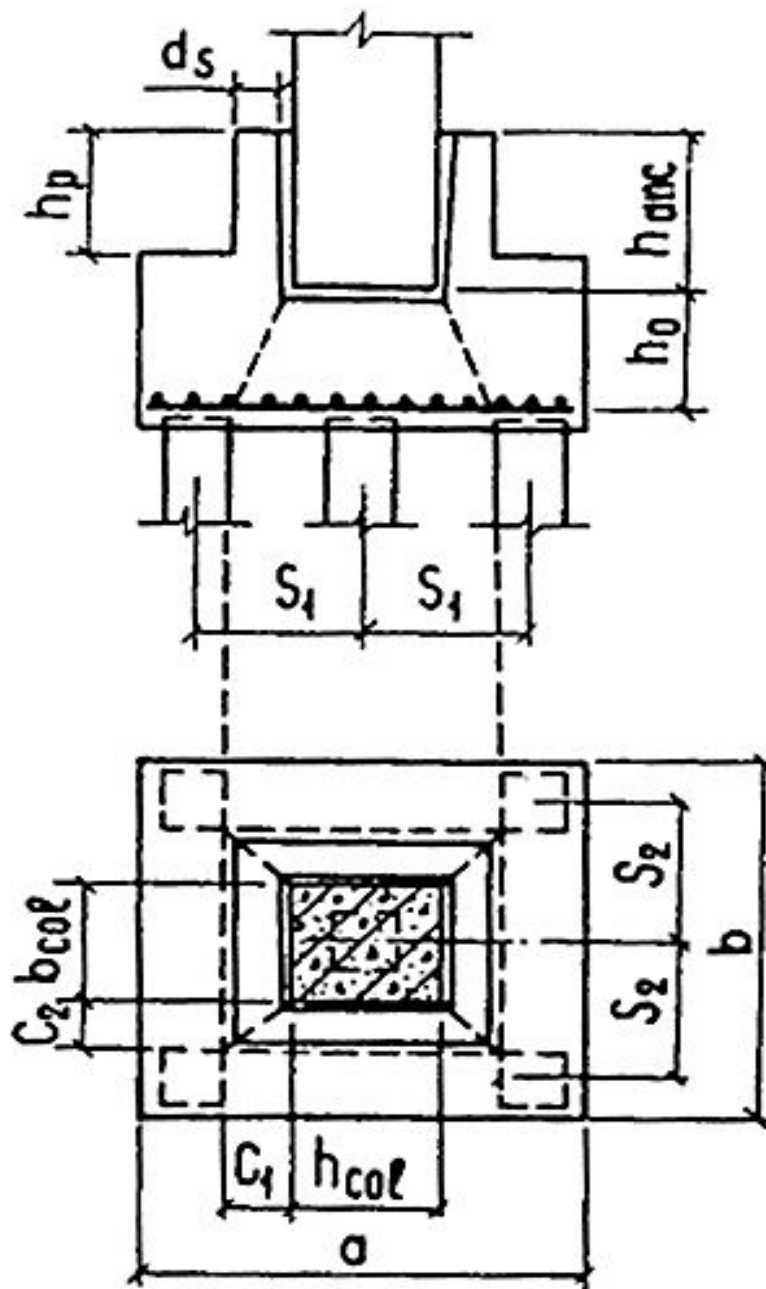


Схема  
образования  
пирамиды  
продавливания под  
сборной  
железобетон  
ной  
колонной  
прямоугольн  
ого сечения

## 2 РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ РОСТВЕРКОВ ПОД СБОРНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОЛОННЫ

2.1. Расчет по прочности плитной части ростверков под сборные железобетонные колонны производится:

- на продавливание колонной;
- на продавливание угловой сваей;
- по прочности наклонных сечений на действие поперечной силы;
- на изгиб по нормальному и наклонному сечениям;
- на местное сжатие (смятие) под торцами колонн.

Помимо этого проверяется прочность стакана ростверка.

### Расчет ростверков на продавливание колонной

2.2. Расчет на продавливание колонной центрально-нагруженных ростверков свайных фундаментов с кустами из четырех и более свай производится по формуле (1) из условия, что продавливание происходит по боковой поверхности пирамиды, высота которой равна расстоянию по вертикали от рабочей арматуры плиты до низа колонны; меньшим основанием служит площадь сечения колонны, а боковые грани, проходящие от наружных граней колонны до внутренних граней свай, наклонены к горизонтали под углом не менее  $45^\circ$  и не более угла, соответствующего пирамиде с  $c = 0,4h_0$ :

$$F_{per} \leq \frac{R_{bt} h_0}{\alpha} \sum_{i=1}^{i=m} u_i \frac{h_0}{c_i}, \quad (1)$$

где  $F_{per}$  - расчетная продавливающая сила, равная сумме реакций всех свай, расположенных за пределами нижнего основания пирамиды продавливания, определяемая из условия:

$$F_{per} = N \frac{n_1}{n}.$$

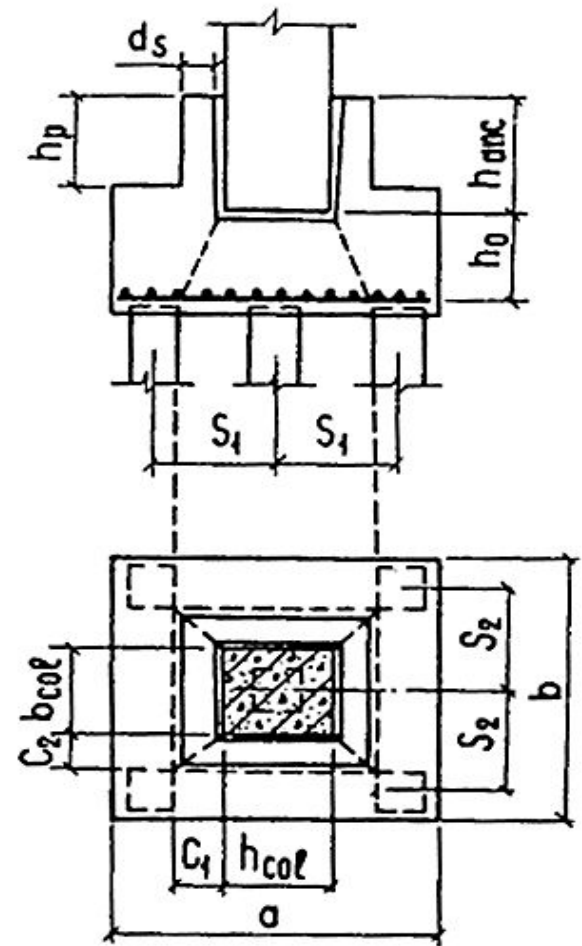
При этом реакции свай подсчитываются только от продольной силы  $N$ , действующей в сечении колонны у верхней горизонтальной грани ростверка,

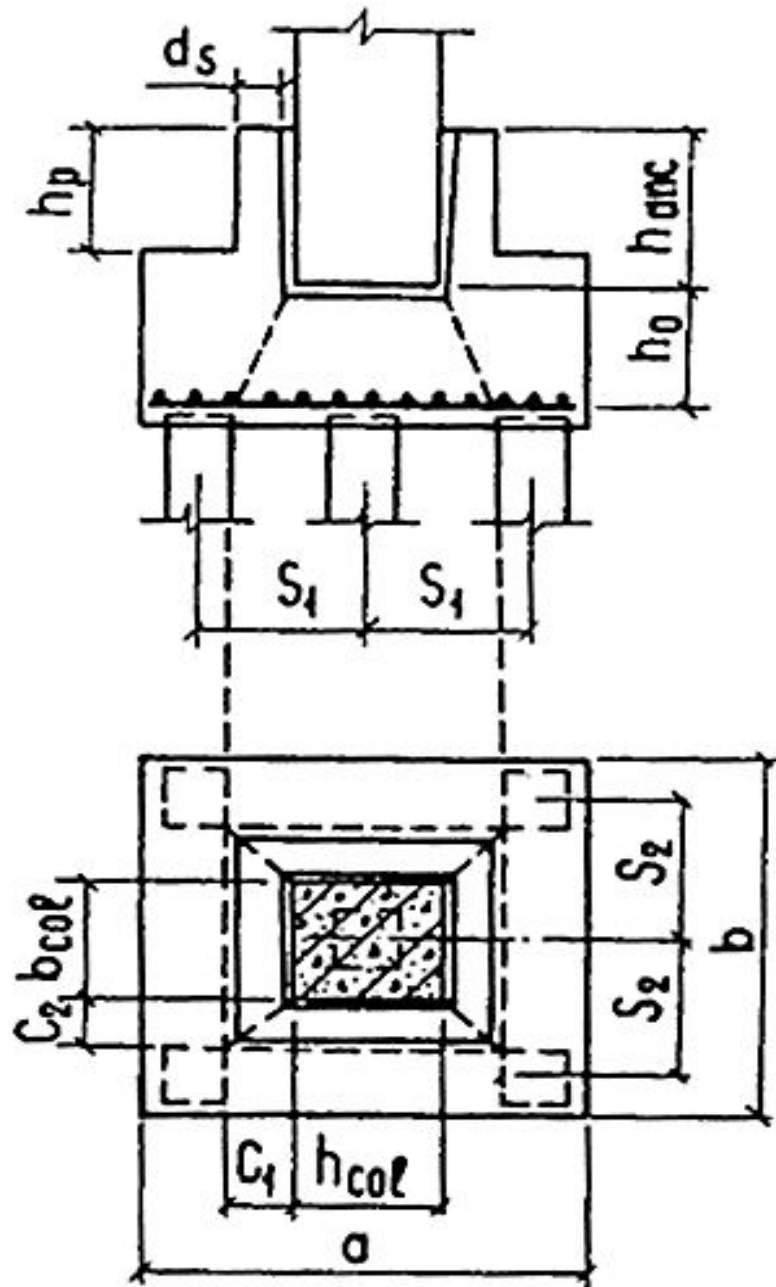
где  $n$  - число свай в ростверке;

$n_1$  - число свай, расположенных за пределами нижнего основания пирамиды продавливания;

$R_{bt}$  - расчетное сопротивление бетона растяжению для железобетонных конструкций с учетом коэффициента условий работы бетона;

$h_0$  - рабочая высота сечения ростверка на проверяемом участке, равная расстоянию от рабочей арматуры плиты до низа колонны, условно расположенного на 5 см выше дна





$u_i$  - полусумма оснований  $i$ -й боковой грани фигуры продавливания с числом граней  $m$ ;  
 $c_i$  - расстояние от грани колонны до боковой грани сваи, расположенной за пределами фигуры продавливания;  
 $\alpha$  - коэффициент, учитывающий частичную передачу продольной силы на плитную часть через стенки стакана, определяемый по формуле (2):

$$\alpha = \left( 1 - \frac{0,4R_{bt}A_f}{N} \right) \geq 0,85, \quad (2)$$

где  $A_f$  - площадь боковой поверхности колонны, заделанной в стакан фундамента, определяемая по формуле (3):

$$A_f = 2(b_{col} + h_{col})h_{anc}, \quad (3)$$

где  $b_{col}$ ,  $h_{col}$  - размеры сечения колонны;  $h_{anc}$  - длина заделки колонны в стакан фундамента.

При расчете на продавливание центрально-нагруженных ростверков колонной прямоугольного сечения формула (1) имеет следующий вид:

$$F_{per} \leq \frac{2h_0R_{bt}}{\alpha} \left[ \frac{h_0}{c_1} (b_{col} + c_2) + \frac{h_0}{c_2} (h_{col} + c_1) \right], \quad (4)$$

где

-  $F_{per}$ ;  $R_{bt}$ ;  $h_0$  - см. формулу (1);

-  $b_{col}$ ;  $h_{col}$  - см. формулу (3);

$c_1$  - расстояние от грани колонны с размером  $b_{col}$  до параллельной ей плоскости, проходящей по внутренней грани ближайшего ряда свай, расположенных за пределами нижнего основания пирамиды продавливания;

$c_2$  - расстояние от грани колонны с размером  $h_{col}$  до параллельной ей плоскости, проходящей по внутренней грани ближайшего ряда свай, расположенных за пределами нижнего основания пирамиды продавливания.



Отношение  $\frac{h_0}{c_i}$  принимается не менее 1 и не более 2,5.

При  $c_i > h_0$   $c_i$  принимается равным  $h_0$ ; при  $c_i < 0,4h_0$   $c_i$  принимается равным  $0,4h_0$ .

При расчете на продавливание колонной квадратного сечения центрально нагруженных ростверков при  $c_1 = c_2 = c$  формула (4) будет иметь следующий вид:

$$F_{per} \leq \frac{4h_0 R_{bt} (h_{col} + c)}{\alpha} \cdot \frac{h_0}{c}. \quad (5)$$

При установке в пределах пирамиды продавливания поперечной арматуры расчет должен производиться из условия:

$$F_{per} \leq F_b + 0,8F_{sw}, \quad (6)$$

но не более  $2F_b$ . Сила  $F_b$  принимается равной правой части условия (1)\*.

Сила  $F_{sw}$  определяется как сумма всех поперечных усилий, воспринимаемых хомутами, пересекающими боковые грани пирамиды продавливания, по формуле:

$$F_{sw} = \sum R_{sw} A_{sw}, \quad (7)$$

где  $R_{sw}$  - расчетное сопротивление поперечной арматуры растяжению при расчете наклонных сечений на действие поперечной силы;  $A_{sw}$  - суммарная площадь сечения поперечной арматуры, пересекающей боковые грани пирамиды продавливания.

$$F_{per} \leq \frac{R_{bt} h_0}{\alpha} \sum_{i=1}^{i=m} u_i \frac{h_0}{c_i}, \quad (1)^*$$

2.3. При многорядном расположении свай помимо расчета на продавливание колонной по пирамиде продавливания, боковые стороны которой проходят от наружной грани колонны до ближайших граней свай, должна быть проведена проверка на продавливание ростверка колонной в предположении, что продавливание происходит по поверхности пирамиды, две или все четыре боковые стороны которой наклонены под углом  $45^\circ$ ; при этом реакции свай, находящиеся в пределах площади нижнего основания пирамиды продавливания, не учитываются.

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

$$F_{per} \leq \frac{2R_{bt} \left[ \frac{h_0}{c_1} (b_{col} + c_2)h_0 + (h_{col} + c_1)(b - b_{col}) \right]}{\alpha}, \quad (8)$$

где  $F_{per}$  - расчетная продавливающая сила, равная сумме реакций обеих свай от продольной силы  $N$ , действующей в колонне;  $R_{bt}$ ,  $h_0$ ;  $c_1$ ;  $b_{col}$ ,  $h_{col}$ ,  $\alpha$  - обозначения те же, что в формулах (1) и (3);  $c_2$  - расстояние от плоскости грани колонны с размером  $h_{col}$  до наружной грани штатной части ростверка.

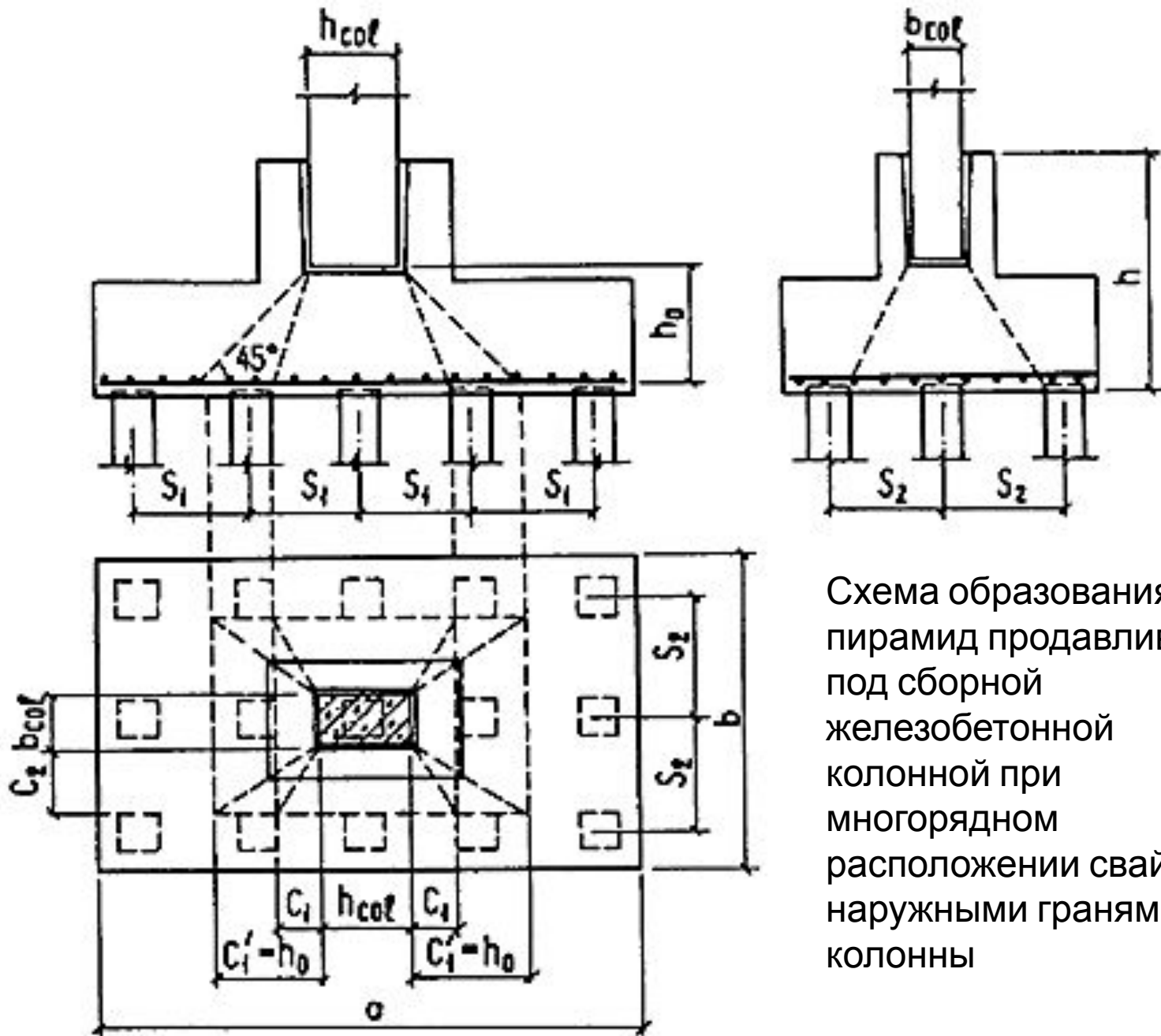


Схема образования пирамид продавливания под сборной железобетонной колонной при многорядном расположении свай за наружными гранями колонны

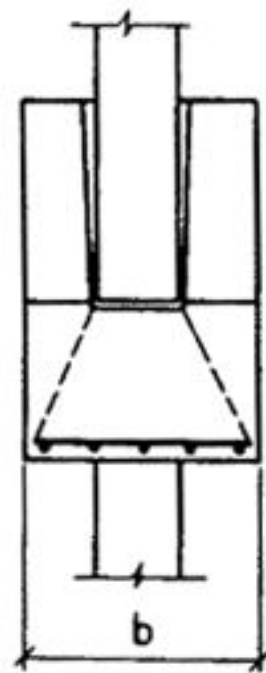
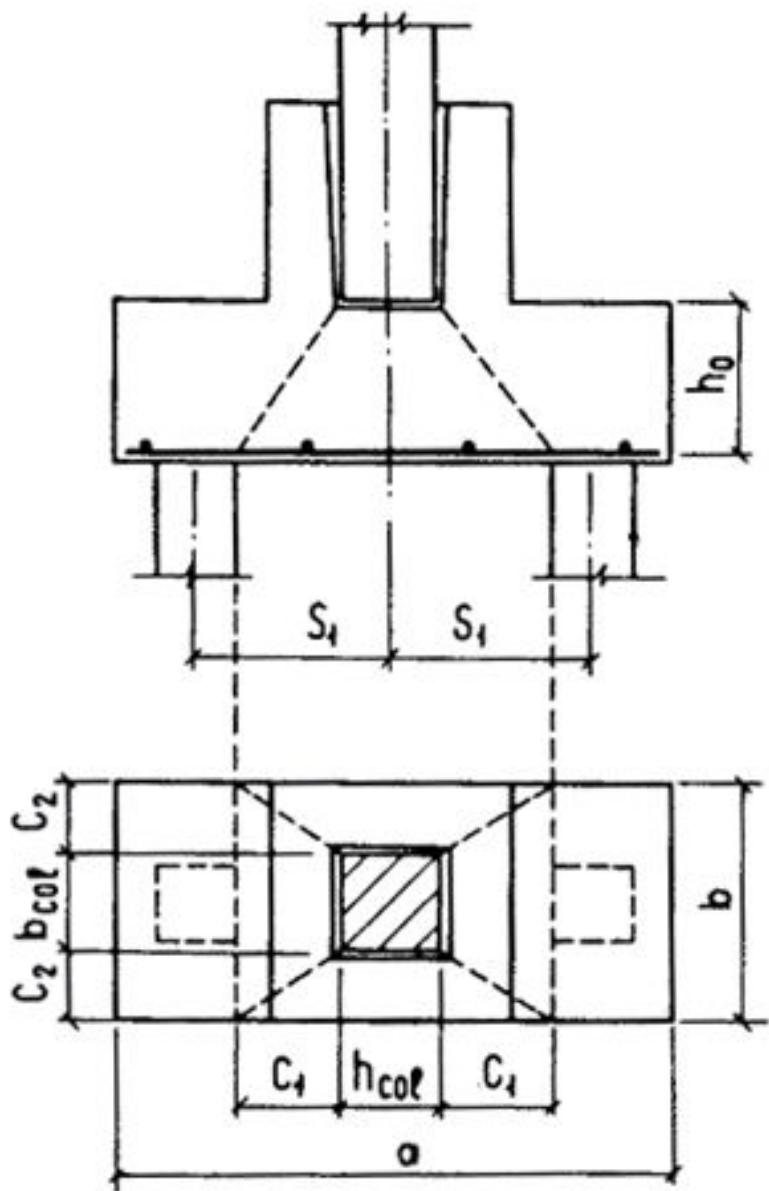


Схема образования пирамиды продавливания под сборной железобетонной колонной в двухсвайном фундаменте

2.5 При стаканном сопряжении колонны с ростверком, когда стенки стакана подколонника имеют большую толщину ( $d_s > 0,75h_p$ ), или в штатных ростверках при заглублении колонны в штатную часть ростверка не менее чем на  $1/3$  ее высоты, помимо расчета ростверка на продавливание следует производить расчет ростверка на раскалывание колонной от силы  $N$  по формуле:

$$N \leq \frac{2\mu A_b R_{bt}}{\alpha}, \quad (9)$$

где  $N$  - продольная сила, действующая в сечении колонны у верхней горизонтальной грани ростверка;  $\mu$  - коэффициент, вычисляемый по формуле:

$$\mu = 0,8 - 0,025\sigma_{sid}, \quad (10)$$

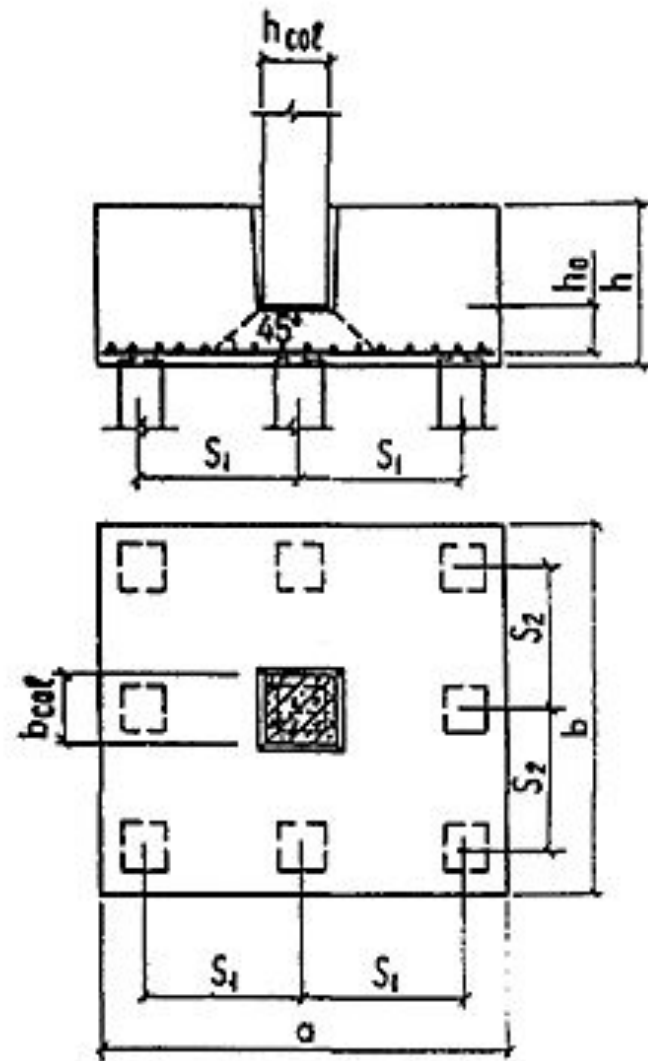


Схема свайного фундамента с плитным ростверком

где  $\sigma_{sid}$  - напряжение бокового обжатия, МПа, определяемое по формуле:

$$\sigma_{sid} = \frac{0,5 A_b R_{bt}}{h_{anc} a}, \quad (11)$$

где  $A_b$  - наименьшая площадь вертикального сечения ростверка по оси колонны за вычетом вертикальной площади сечения стакана и площади трапеции, расположенной под колонной, с наклоненными под углом  $45^\circ$  сторонами (на рисунке площадь трапеции показана пунктирными линиями);  $R_{bt}$ ,  $\alpha$  - обозначения те же, что в формуле (1);  
 $a$  - условное обозначение вводимой в расчет стороны сечения колонны ( $b_{col}$  или  $h_{col}$ );

Допускается принимать  $\mu=0,75$ .

Найденная по формуле (9) несущая способность ростверка по раскалыванию

$$N = F_{per} \frac{n}{n_1}$$

сравнивается с его несущей способностью на продавливание и принимается большая из этих величин.

При этом несущая способность ростверка, определенная по формуле (9), должна приниматься не более его несущей способности на продавливание колонной от верха ростверка от продольной силы и момента, действующих в этом сечении.

Расчет на продавливание от верха ростверка производится по приведенным выше формулам, с введением в правую часть формул (1); (4); (5); (8) коэффициента 0,75 и принимая  $h_0$  равным расстоянию от рабочей арматуры плиты до верхней горизонтальной грани ростверка.



## 3. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕКОМЕНДАЦИИ

3.1. При центральной нагрузке форму ростверков отдельных свайных фундаментов в плане рекомендуется принимать квадратной, если этому не препятствуют фундаменты соседних зданий, подземные сооружения, фундаменты под оборудование и т.д.

3.2. Размеры ростверков рекомендуется принимать:

- в плане подошвы, ступеней - кратными 300 мм, подколонника - кратными 150 мм;

- по высоте плитной части, ступеней и подколонника - кратными 150 мм.

Расстояние от края плиты ростверка до ближайших граней свай - не менее 100 мм.

3.3. Проектный класс бетона по прочности на сжатие для ростверков свайных фундаментов рекомендуется назначать не ниже В12,5.

3.4. Для армирования ростверков применяется стержневая горячекатаная арматура периодического профиля класса А400(А-III) и круглая (гладкая) класса А240 (А-I).

3.5. При стаканном сопряжении сборных железобетонных колонн с ростверками толщина дна стакана принимается по расчету ростверка на продавливание колонной, но не менее 250 мм.

При конструировании стаканной части ростверка следует руководствоваться „Пособием по проектированию фундаментов на естественном основании под колонны зданий и сооружений”.

3.6. Бетон для замоноличивания колонн в стакане ростверка должен быть не ниже класса бетона ростверка и не ниже класса бетона колонны, уменьшенного на одну ступень.

3.7. Марка бетона ростверков по морозостойкости должна приниматься по СП 63.13330-2012 как для конструкций с возможным эпизодическим воздействием температур ниже 0°С в водонасыщенном состоянии.

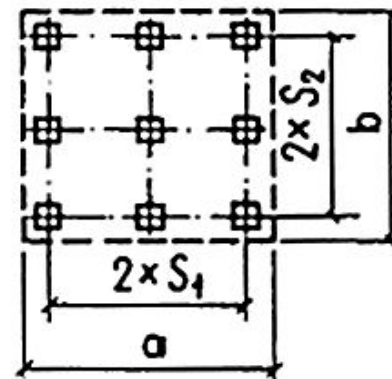
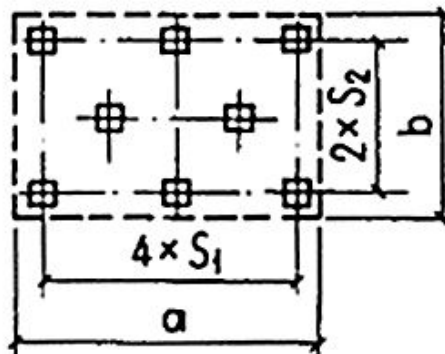
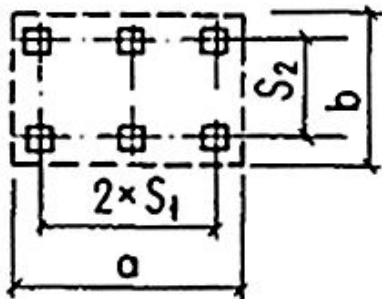
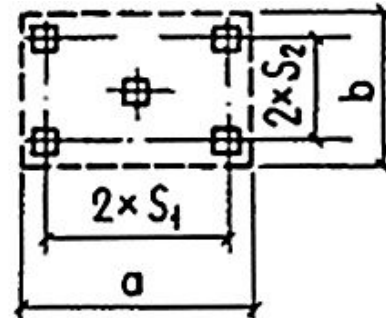
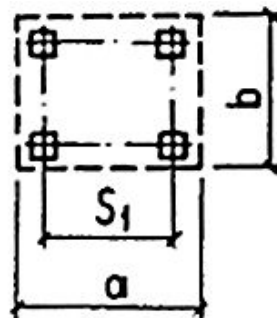
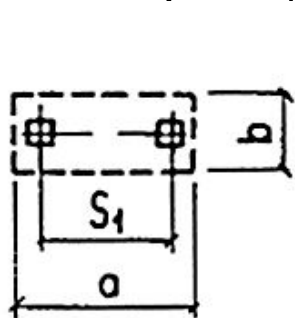
3.8. Армирование подошв ростверков рекомендуется осуществлять сварными сетками по ГОСТ 23279-85.

Диаметры продольных и поперечных стержней сеток следует назначать из условия обеспечения требуемой по расчету площади сечения арматуры, а также жесткости сеток при монтаже и транспортировании. Минимальный процент армирования плит ростверка не регламентируется.

Сварные сетки для армирования подошвы ростверка рекомендуется изготавливать из арматурной стали класса А400(А-III).

3.9. При заделке верхних концов свай в плиту ростверка на глубину 50 мм арматурные сетки плиты ростверка укладываются сверху на оголовки свай.

При заделке свай в плиту ростверка на большую глубину стержни сеток, попадающие на сваи, вырезаются, и сетки укладываются с защитным слоем 50 мм. В случае необходимости по расчету взамен вырезанных стержней по контуру свай укладываются дополнительно местные сетки или отдельные стержни, привязанные к основным сеткам.



3.10. Армирование стенок стакана ростверка под сборные железобетонные колонны производится продольной и поперечной арматурой.

Поперечное армирование стенок стакана следует выполнять в виде сварных плоских сеток с расположением стержней у наружных и внутренних поверхностей стенок стакана.

Диаметр стержней сеток следует принимать по расчету, но не менее 8 мм и не менее 1/4 диаметра продольных стержней арматуры стенок стакана ростверка.

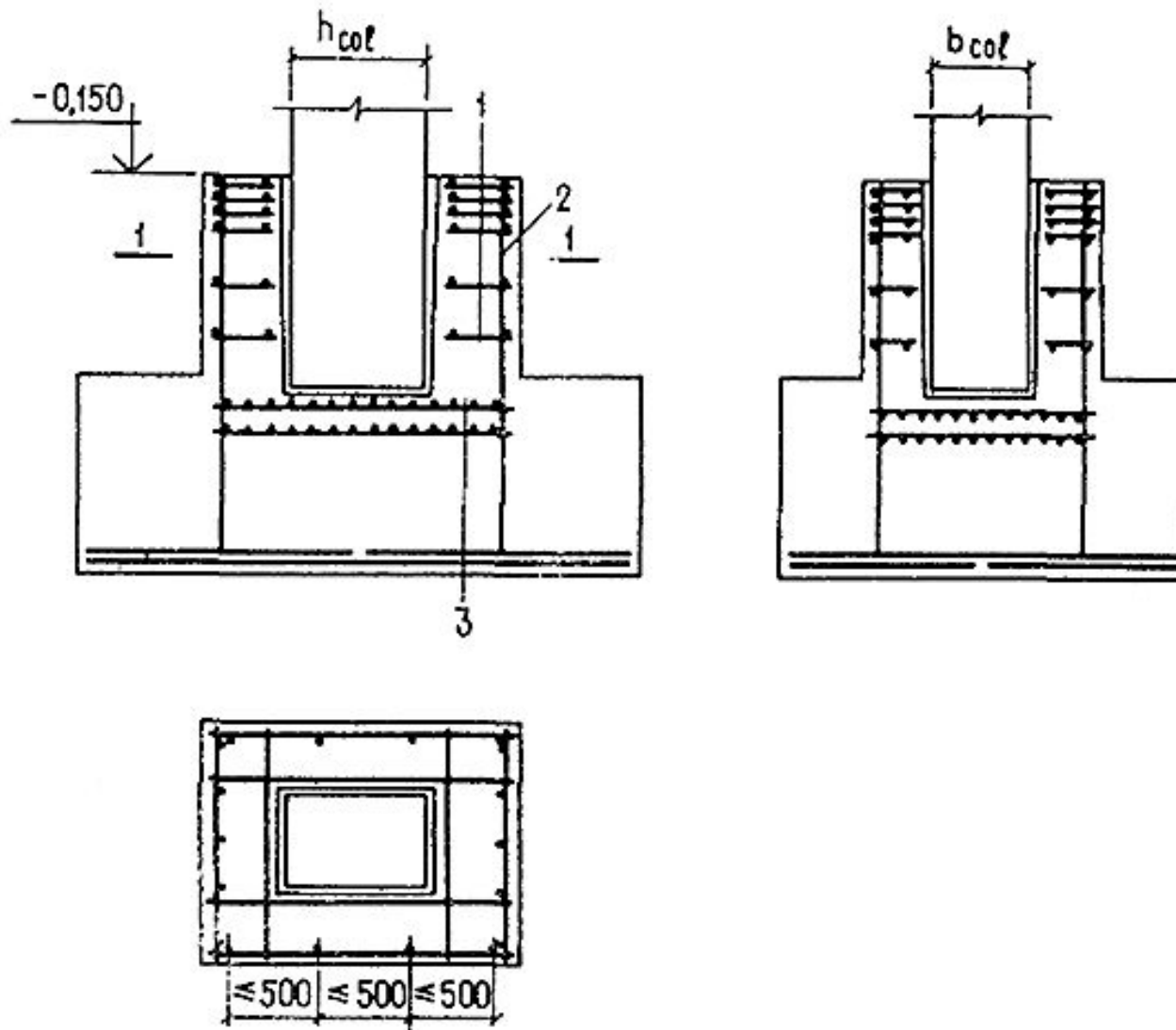
Расстояние между сетками следует назначать не более 1/4 глубины стакана и не более 200 мм. В случаях, когда сечение арматуры сеток определяется расчетом, в верхней части стакана рекомендуется устанавливать 2-3 сетки с шагом 50 мм.

Минимальная площадь продольной арматуры  $A_s$  и  $A_{s1}$  в стенках стакана должна составлять не менее 0,05% расчетного сечения бетона стакана. При этом должны удовлетворяться требования по анкеровке продольной арматуры стенок стакана в плитной части ростверка.

Продольная арматура стенок стакана устанавливается по расчету и должна проходить внутри ячеек сеток поперечного армирования.

Диаметр продольных рабочих стержней стенок стакана должен быть не менее 12 мм.

3.11. Сетки косвенного поперечного армирования, необходимые по расчету на местное сжатие (смятие) под торцами сборных железобетонных колонн,



### Армирование стаканной части ростверка

1 - сетки поперечного армирования; 2 - пространственный каркас; 3 - сетки косвенного армирования

# ОСНОВНЫЕ БУКВЕННЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

## Усилия от внешних нагрузок и воздействий

$M$  - изгибающий момент;

$N$  - продольная сила;

$Q$  - поперечная сила;

$F_{per}$  - продавливающая сила;

$F$  - реакция сваи.

### Характеристика материалов

$R_b$  - расчетное сопротивление бетона осевому сжатию для предельного состояния первой группы;

$R_{bt}$  - расчетное сопротивление бетона осевому растяжению для предельного состояния первой группы;

$R_s$  - расчетное сопротивление арматуры растяжению для предельного состояния первой группы;

$R_{sw}$  - расчетное сопротивление поперечной арматуры растяжению при расчете наклонных сечений на действие поперечной силы.

## Геометрические характеристики

$a; b$  - соответственно длина и ширина подошвы ростверка;

$a_1; b_1$  - соответственно больший и меньший размер сечения подколенника;

$h$  - полная высота ростверка;

$h_1$  - высота плиты ростверка;

$h_0$  - рабочая высота ростверка;

$h_{01}$  - рабочая высота плиты ростверка;

$h_{апс}$  - длина заделки колонны в стакан или плиту ростверка;

$h_p$  - высота подколенника;

$S$  - шаг свай в свайном кусте;

$a_{col}; b_{col}$  - размеры сечения колонны;

$a_{bas}; b_{bas}$  - размеры в плане опорной плиты базы стальной колонны;

$a$  - защитный слой бетона до поверхности арматуры;

$d_s$  - толщина стенки стакана;

$e_0$  - эксцентриситет продольной силы  $N$  относительно центра тяжести приведенного сечения колонны;

$u_i$  - полусумма оснований  $i$ -го боковой грани фигуры продавливания;

$c_i$  - длина проекции  $i$ -го наклонного сечения;

$d_{sv}$  - размер сечения сваи;

$d$  - диаметр арматуры;

$A_s$  - площадь сечения арматуры;

$A_f$  - площадь боковой поверхности колонны, заделанной в стакан фундамента;

$A_b$  - площадь сечения ростверка, учитываемая при расчете прочности ростверка на раскалывание.

## 4. Пример расчета центрально-нагруженного плитного ростверка квадратной формы в плане под сборную железобетонную колонну

### 4.1 Расчет ростверка на продавливание колонной

**Дано:** колонна сечением 40×40 см заделана в плиту ростверка на 60 см. Размеры ростверка в плане – 3,30×3,30 м; высота – 1,20 м. Защитный слой в плите ростверка 7 см. Ростверк опирается на куст из 16 свай сечением 30×30 см; расстояние между осями свай - 90 см.

Класс бетона ростверка В25, коэффициент условий работы бетона  $\gamma_{b2} = 0,9$ .

$$R_{bt} = 0,9 \cdot 1,05 = 0,945 \text{ МПа.}$$

$$R_b = 14,5 \text{ МПа.}$$

Расчетная продольная сила от нагрузки на колонну на уровне верха ростверка  $N = 4050 \text{ кН}$ .

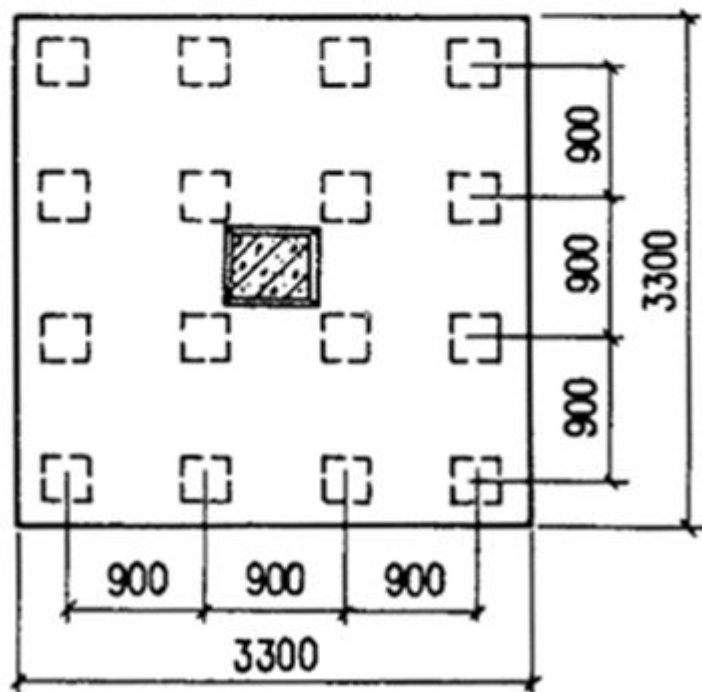
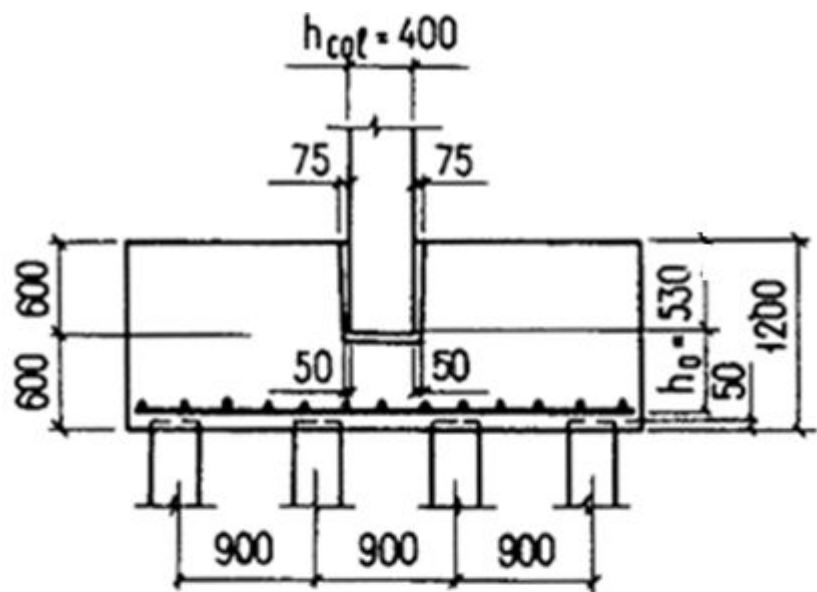
**Требуется:** проверить прочность ростверка на продавливание колонной и на раскалывание продольной силой  $N$ .

1. Расчет ростверка на продавливание от низа колонны производим по формуле (4) с учетом следующих равенств  $h_{col} = b_{col} = 400 \text{ мм}$  и  $c_1 = c_2 = c$ :

$$F_{per} \leq \frac{4h_0 R_{bt} (h_{col} + c)}{\alpha} \cdot \frac{h_0}{c},$$

$$\text{где } h_0 = 1200 - 70 - 600 = 530 \text{ (мм); } c = \frac{3300 - 400 - 2 \cdot 450}{2} = 1000 \text{ (мм).}$$





Определяем значение коэффициента  $\alpha$ :

$$F_{per} \leq \frac{4h_0 R_{bt} (h_{col} + c)}{\alpha} \cdot \frac{h_0}{c},$$

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

$$A_f = 2 \cdot (b_{col} + h_{col}) \cdot h_{anc} = 2 \cdot 0,8 \cdot 0,6 = 0,96 \text{ (м}^2 \text{)},$$

$$\alpha = \left( 1 - \frac{0,4 \cdot 0,945 \cdot 0,96 \cdot 10^3}{4050} \right) = 1 - 0,0896 = 0,9104, \quad \text{тогда}$$

а

$$F_{per} = \frac{4 \cdot 0,53 \cdot 0,945 \cdot (0,4 + 1) \cdot 0,53}{0,9104} \cdot \frac{10^3}{1} = 1632,82 \text{ (кН)}.$$

2. Находим несущую способность ростверка на раскалывание:

$$N \leq \frac{2\mu A_b R_{bt}}{\alpha},$$

гд

$$A_b = 3300 \cdot 1200 - \left( \frac{550 + 500}{2} \cdot 600 + \frac{400 + (500 + 1060)}{2} \cdot 600 \right) = 30570 (\text{см}^2) = 3,057 (\text{м}^2).$$

Определяем значение коэффициента  $\mu$ , для чего предварительно определяем значение напряжения бокового обжатия  $\sigma_{sid}$  :

$$\sigma_{sid} = \frac{0,5 A_b R_{bt}}{h_{anc} a} = \frac{0,5 \cdot 3,057 \cdot 0,945}{0,6 \cdot 0,4} = 6,018 (\text{МПа}),$$

где  $a = h_{col} = 400 \text{ (мм)} = 0,4 \text{ (м)}$ ;  $\mu = 0,8 - 0,025 \sigma_{sid} = 0,8 - 0,025 \cdot 6,018 = 0,650$

$$\begin{aligned} \frac{2 \mu A_b R_{bt}}{\alpha} &= \frac{2 \cdot 0,650 \cdot 3,057 \cdot 0,945}{0,9104} = \\ &= 4,125 (\text{МН}) = 4125,14 (\text{кН}) > F_{per} \frac{n}{n_1} = 1632,82 \frac{16}{12} = 2177,09 (\text{кН}). \end{aligned}$$

$$A_b = 3300 \cdot 1200 - \left( \frac{550 + 500}{2} \cdot 600 + \frac{500 + (500 + 1000)}{2} \cdot 600 \right) = 30450 (\text{см}^2) = 3,045 (\text{м}^2).$$

За несущую способность ростверка принимаем большее значение, полученное из расчета ростверка на раскалывание, и сравниваем его с несущей способностью на продавливание от верха ростверка, т.е. при  $h_0 = 1130$  мм:

$$\frac{0,75 \cdot 4 \cdot h_0 R_{bt} (h_{col} + c)}{\alpha} \cdot \frac{h_0}{c} = \frac{3 \cdot 1,13 \cdot 0,945 (0,4 + 1) \cdot 10^3}{0,9104} \cdot \frac{1,13}{1} =$$

$$= 5566,80(\text{кН}) > 4092,76(\text{кН}).$$

Поскольку найденная величина несущей способности ростверка на раскалывание не превосходит величину его несущей способности на продавливание от верха ростверка, условия (9) выполнены:  
 $4092,76 \text{ кН} > N = 4050 \text{ кН}$ .

Следовательно, прочность ростверка обеспечена.

## 4.2 Расчет ростверка на продавливание угловой

4.2.1 Расчет ростверков на продавливание угловой сваей производится из условия:

$$F_{ai} \leq R_{bt} h_{01} \sum_{i=1}^{i=m} u_i \beta_i,$$

где  $F_{ai}$  - расчетная нагрузка на угловую сваю с учетом моментов в двух направлениях, включая влияние местной нагрузки (например, от стенового заполнения);

$h_{01}$  - рабочая высота сечения на проверяемом участке, равная расстоянию от верха свай до верхней горизонтальной грани плиты ростверка или его нижней ступени.

$u_i$  - полусумма оснований  $i$ -й боковой грани фигуры продавливания высотой  $h_{01}$ , образующейся при продавливании плиты-ростверка угловой сваей;

$\beta_i$  - коэффициент, определяемый по формуле:

$$\beta_i = k \frac{h_{0i}}{c_{0i}},$$

где  $k$  - коэффициент, учитывающий снижение несущей способности плиты ростверка в угловой зоне.

В преобразованном виде формула имеет вид:

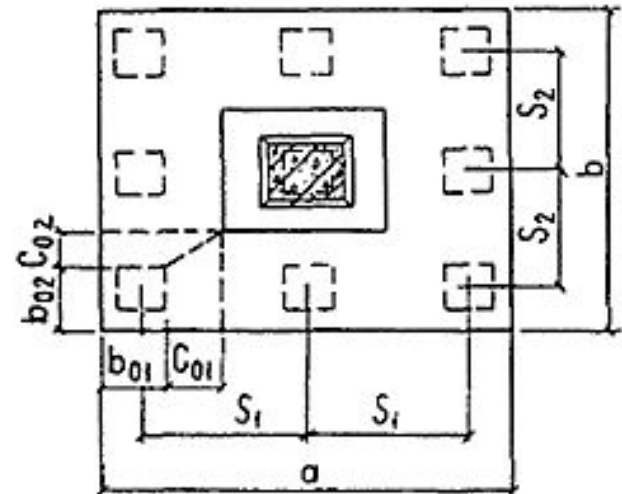
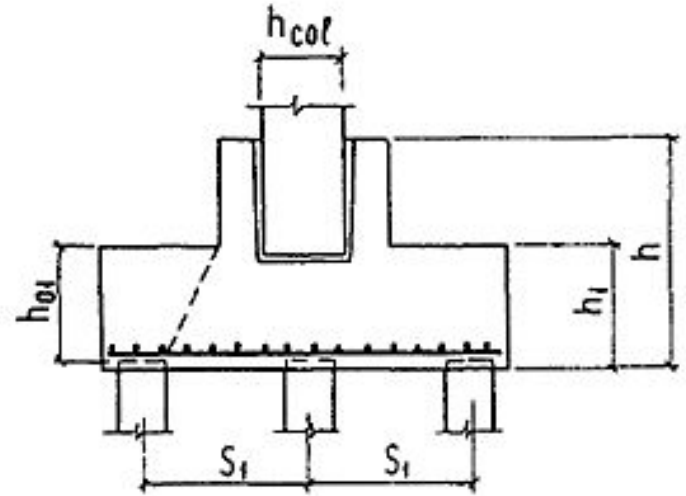
$$F_{ai} \leq R_{bt} h_{01} \left[ \beta_1 \left( b_{02} + \frac{c_{02}}{2} \right) + \beta_2 \left( b_{01} + \frac{c_{01}}{2} \right) \right],$$

$$\beta_1 = k_1 \frac{h_{01}}{c_{01}}; \quad \beta_2 = k_2 \frac{h_{01}}{c_{02}};$$

$b_{01}; b_{02}$  – расстояния от внутренних граней угловых свай до наружных граней плиты ростверка;

$c_{01}; c_{02}$  – расстояния от внутренних граней угловых свай до ближайших граней подколонника ростверка или до ближайших граней ступени при ступенчатом ростверке;

$\beta_1$  и  $\beta_2$  - значения этих коэффициентов принимаются по таблице.



$\frac{h_{01}}{c_{0i}}$	$\beta_i$	$\frac{h_{01}}{c_{0i}}$	$\beta_i$	$\frac{h_{01}}{c_{0i}}$	$\beta_i$	$\frac{h_{01}}{c_{0i}}$	$\beta_i$
1	0,6	1,4	0,765	1,8	0,887	2,2	0,968
1,05	0,622	1,45	0,782	1,85	0,9	2,25	0,974
1,1	0,645	1,5	0,8	1,9	0,912	2,3	0,98
1,15	0,666	1,55	0,815	1,95	0,92	2,35	0,986
1,2	0,688	1,60	0,832	2	0,932	2,40	0,991
1,25	0,709	1,65	0,845	2,05	0,941	2,45	0,996
1,3	0,728	1,7	0,86	2,1	0,951	2,5	1
1,35	0,746	1,75	0,875	2,15	0,96		

$$\frac{h_{01}}{c_{01}} \quad \frac{h_{01}}{c_{02}}$$

Примечания: 1. При  $\frac{h_{01}}{c_{01}}$  и  $\frac{h_{01}}{c_{02}}$ , меньшем 1, коэффициенты  $\beta_1$  и  $\beta_2$  принимаются соответственно такими же,

$$\frac{h_{01}}{c_{0i}} = 1$$

как и при  $\frac{h_{01}}{c_{0i}}$ , то есть равными 0,6; при этом  $c_{01}$  и  $c_{02}$  принимаются равными  $h_{01}$ .

$$\frac{h_{01}}{c_{01}} \quad \frac{h_{01}}{c_{02}}$$

При  $\frac{h_{01}}{c_{01}}$  и  $\frac{h_{01}}{c_{02}}$ , больше 2,5, коэффициенты  $\beta_1$  и  $\beta_2$  принимаются равными 1, а величины  $c_{01}$  и  $c_{02}$  равными  $0,4h_{01}$ .

2. В тех случаях, когда угловая свая в ростверках с подколонником по проекту заходит в плане за обе грани подколонника на 50 мм и более, проверка на продавливание плиты ростверка угловой сваей не производится.

1. Определяем величину расчетной нагрузки на наиболее нагруженную угловую сваю с учетом нагрузок от собственного веса ростверка и веса грунта на ростверк (объемный вес конструкции в  $\text{кН/м}^3$  принимаем для ростверка объемный вес будет равен  $V_1 = 25 \text{ кН/м}^3$ , для грунта  $V_2 = 18 \text{ кН/м}^3$ ):

а) расчетная нагрузка на сваи от собственного веса ростверка

$$G_1 = abhV_1\gamma_{f1} = 3,3 \cdot 3,3 \cdot 1,2 \cdot 25 \cdot 1,1 = 359,37 \text{ (кН)};$$

б) расчетная нагрузка на сваи от засыпки земли на ростверк

$$G_2 = abH_3V_2\gamma_{f2} = 3,3 \cdot 3,3 \cdot 0,15 \cdot 18 \cdot 1,2 = 35,28 \text{ (кН)}.$$

2. Определяем величину реакции угловой сваи от полных расчетных нагрузок:

$$F = \frac{N + G_1 + G_2}{n} =$$
$$= \frac{4050 + 359,37 + 35,28}{16} = 277,79 \text{ (кН)},$$

3. Предельную величину продавливающей силы угловой сваи определяем по формуле:

$$F_{a1} = R_{bt}h_{01} \left[ \beta_1 \left( b_{02} + \frac{c_{02}}{2} \right) + \beta_2 \left( b_{01} + \frac{c_{01}}{2} \right) \right],$$



где  $b_{01} = (0,3+0,15)=0,45$  (м)= 45 см;  $b_{02} = 45$  см;  
 $c_{01} = [3,3-0,4-(0,3+0,15) \cdot 2]/2=1,0$  (м)=100 (см);  $c_{02} = 100$  см;  
 $h_{01} = 120-7 = 113$  (см);

$$\frac{h_{01}}{c_{01}} = \frac{115}{100} = 1,15;$$

По таблице находим коэффициенты  $\beta_1$  и  $\beta_2$ :  
0,666.

$$F_{a1} = 0,945 * 1,15 \left[ 0,666 \left( 0,45 + \frac{1,0}{2} \right) + 0,666 \left( 0,45 + \frac{1,0}{2} \right) \right] =$$
$$= 1,37517(MH) = 1375,17(кН)$$

Предельная величина продавливающей силы угловой сваи больше реакции от расчетной нагрузки 277,79 кН, следовательно, прочность ростверка на продавливание угловой сваей обеспечена.

## 4.3 Расчет по прочности наклонных сечений ростверков на действие поперечной силы

Расчет по прочности наклонных сечений ростверков на действие поперечной силы:

$$Q \leq 1,5bh_0R_{bt} \frac{h_0}{c},$$

$$Q = \sum F_i$$

- сумма реакций всех свай, находящихся за пределами наиболее нагруженной части ростверка с учетом большего по величине изгибающего момента;

$b$  - ширина подошвы ростверка;

$R_{bt}$  – расчетное сопротивление бетона растяжению;

$h_0$  - расчетная высота в рассматриваемом сечении ростверка;

$c$  - длина проекции наклонного сечения, принимаемая равной расстоянию от плоскости внутренних граней свай до ближайшей грани подколонника или ступени ростверка, а при плитных ростверках - до ближайшей грани колонны.

Значение  $\frac{h_0}{c}$  принимается не менее 0,4 и соответственно

$$Q_{\min} = 0,6bh_0R_{bt}$$

и не более 1,67 и  $Q_{\max} = 2,5bh_0R_{bt}$ .

**Примечание.** В ступенчатых ростверках при проверке прочности наклонных сечений, пересекающих две ступени, за расчетную величину  $b$  принимается приведенная величина  $b_{red}$  определяемая по формуле:

$$b_{red} = \frac{bh_0 + b_2h_2}{h_0 + h_2},$$

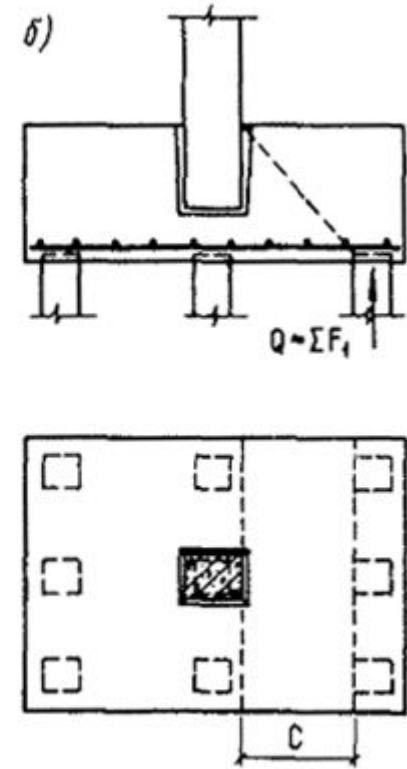
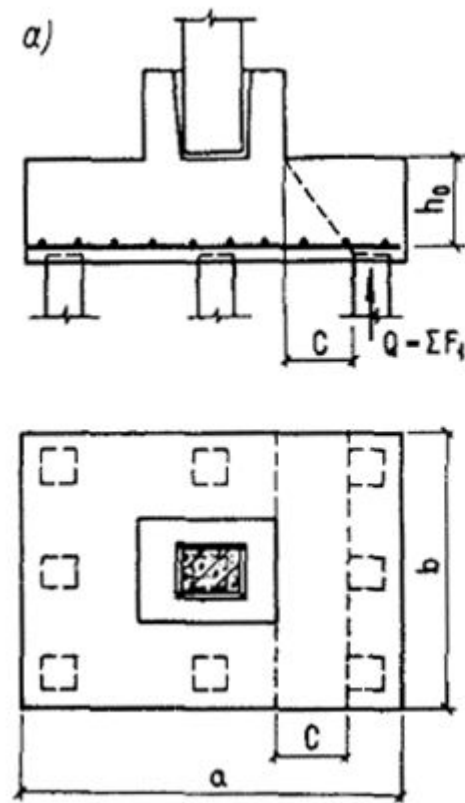
где  $b$  - ширина нижней ступени (ширина подошвы ростверка);

$b_2$  - ширина второй ступени;

$h_0$  - расчетная высота нижней ступени ростверка;

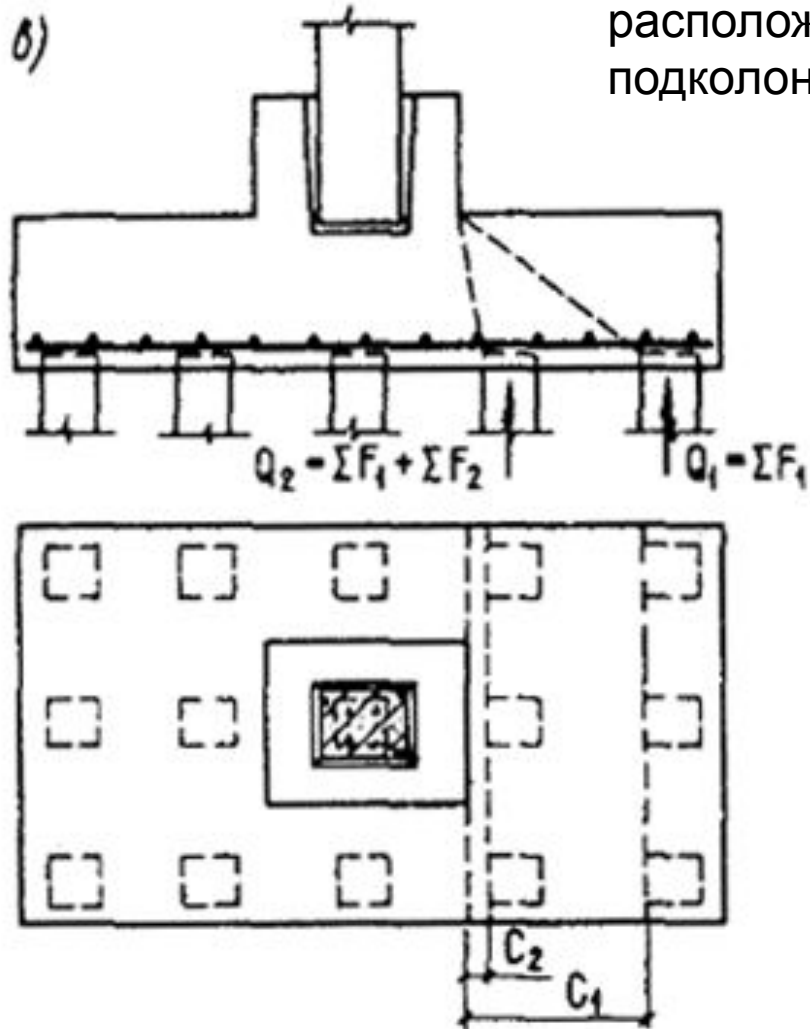
$h_2$  - высота второй ступени ростверка.

При многорядном расположении свай проверка прочности наклонных сечений ростверков на действие поперечной силы производится по сечениям, проходящим через внутренние грани каждого ряда свай.



Схемы, принимаемые при расчете прочности наклонных сечений ростверка по поперечной силе  
а - для ростверка с подколонниками; б - для плитного ростверка;

в - для ростверка с многорядным расположением свай за гранью подколонника



1. Величина продольной силы, действующая на уровне подошвы ростверка:

$$F = \frac{N + G_1 + G_2}{n} = \frac{4050 + 359,37 + 35,28}{16} = 277,79(\text{кН}),$$

2. Определяем расчетную величину поперечной силы со стороны наиболее нагруженной части ростверка как сумму реакций всех свай крайнего ряда от расчетных нагрузок на сваи:

$$Q = \sum F_1' = 4F_1' = 5555,81(\text{кН})$$

$$\frac{h_{01}}{c_{01}} = \frac{115}{100} = 1,15;$$

3. Определяем величину поперечной силы, которую может воспринять плита ростверка по наклонному сечению:

$$Q = 1,5bh_0R_{bt} \frac{h_0}{c} = 1,5 * 3,3 * 1,15 * 0,945 * 1,15 = 6,18632(\text{МН}) = 6186,32(\text{кН})$$

Она оказалась больше требуемой 5555,81 кН, следовательно, прочность наклонных сечений плиты ростверка обеспечена.

## 4.4 Расчет ростверков на изгиб

4.4.1 Расчет прочности ростверков на изгиб производится в сечениях по граням колонны, а также по наружным граням подколонника ростверка или по граням ступеней ростверка.

4.4.2 Расчетный изгибающий момент для каждого сечения определяется как сумма моментов от реакций свай (от расчетных нагрузок на ростверк) и от местных расчетных нагрузок, приложенных к консольному свесу ростверка по одну сторону от рассматриваемого сечения:

$$M_{xi} = \sum F_i x_i - M_{fx},$$
$$M_{yi} = \sum F_i y_i - M_{fy},$$

где

$M_{xi}$ ;  $M_{yi}$  - изгибающие моменты в рассматриваемых сечениях;

$F_i$  - расчетная нагрузка на сваю, нормальная к площади подошвы ростверка;

$x_i$ ;  $y_i$  - расстояния от осей свай до рассматриваемого сечения;

$M_{fx}$ ;  $M_{fy}$  - изгибающие моменты в рассматриваемых сечениях от местной нагрузки.

4.4.3 Площадь сечения арматуры, параллельной стороне  $a$ , на всю ширину ростверка определяется:

в разрезе 1-1

$$A_{sx1} = \frac{M_{x1}}{R_s \nu h_0},$$

в разрезе 2-2  
по грани ступени  
(подколонника)

$$A_{sx2} = \frac{M_{x2}}{R_s \nu h_{01}},$$

Площадь сечения арматуры, параллельной стороне  $b$ , на всю длину ростверка определяется:

в разрезе 3-3

$$A_{sy1} = \frac{M_{y1}}{R_s \nu h_0},$$

в разрезе 4-4  
по грани ступени  
(подколонника)

$$A_{sy2} = \frac{M_{y2}}{R_s \nu h_{01}},$$

где

$M_{x1}$ ;  $M_{x2}$  -изгибающие моменты на всю ширину ростверка

соответственно в разрезях 1-1 и 2-2;

$M_{y1}$  и  $M_{y2}$  -изгибающие моменты на всю длину ростверка

соответственно в разрезях 3-3 и 4-4;

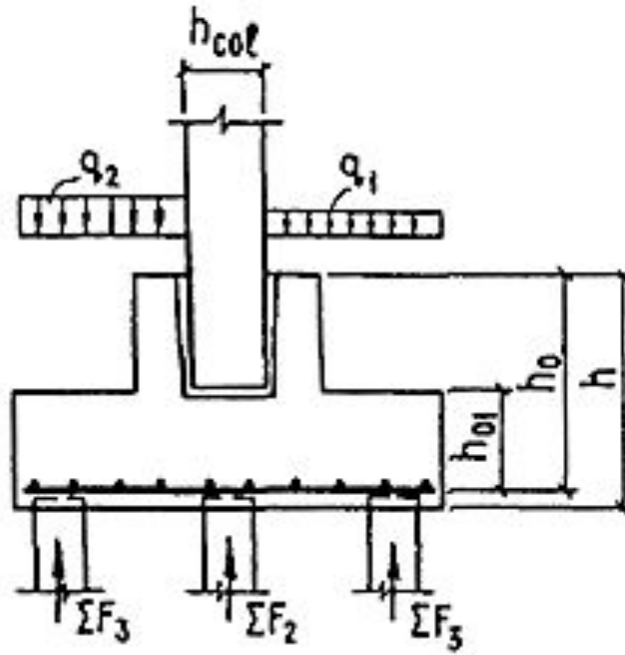
$h_0$  -рабочая высота ростверка в разрезях 1-1 и 3-3;

$h_{01}$  -рабочая высота ростверка в разрезях 2-2 и 4-4;

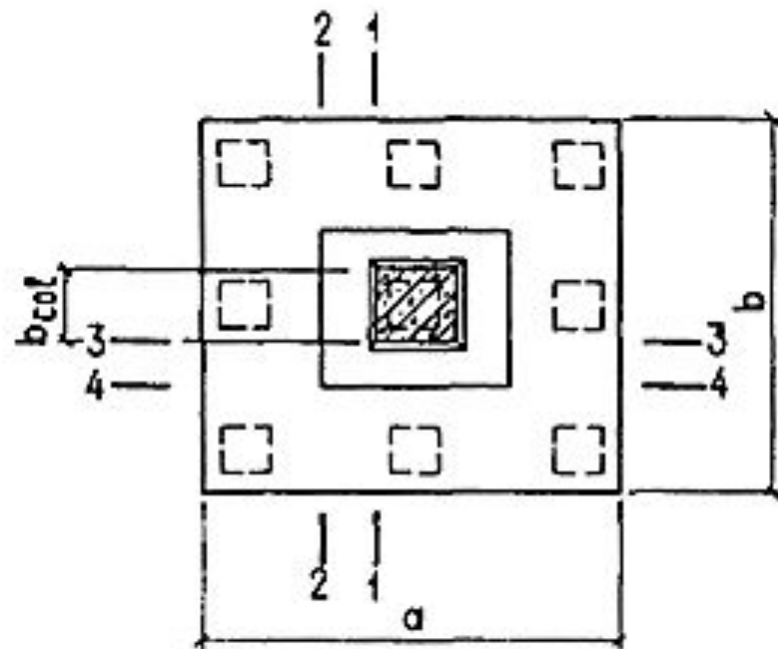
$R_s$  -расчетное сопротивление арматуры;

$\nu$  -безразмерный коэффициент, определяемый по





Расчетная схема при  
 определении  
 арматуры подошвы  
 ростверка



$\theta$	v	$\theta$	v	$\theta$	v	$\theta$	v
0,01	0,995	0,18	0,9	0,314	0,805	0,412	0,71
0,02	0,99	0,188	0,895	0,32	0,8	0,416	0,705
0,03	0,985	0,196	0,89	0,326	0,795	0,42	0,7
0,039	0,98	0,204	0,885	0,332	0,79	0,428	0,69
0,049	0,975	0,211	0,88	0,338	0,785	0,435	0,68
0,058	0,97	0,219	0,875	0,343	0,78	0,442	0,67
0,068	0,965	0,226	0,87	0,349	0,775	0,449	0,66
0,077	0,96	0,234	0,865	0,354	0,77	0,455	0,65
0,086	0,955	0,241	0,86	0,36	0,765	0,461	0,64
0,095	0,95	0,248	0,855	0,365	0,76	0,466	0,63
0,104	0,945	0,255	0,85	0,37	0,755	0,471	0,62
0,113	0,94	0,262	0,845	0,375	0,75	0,476	0,61
0,122	0,935	0,269	0,84	0,38	0,745	0,48	0,6
0,13	0,93	0,276	0,835	0,385	0,74	0,489	0,575
0,139	0,925	0,282	0,83	0,39	0,735	0,495	0,55
0,147	0,92	0,289	0,825	0,394	0,73	0,499	0,525
0,156	0,915	0,295	0,82	0,399	0,725	0,5	0,5
0,164	0,91	0,302	0,815	0,403	0,72	-	-
0,172	0,905	0,308	0,81	0,407	0,715	-	-

4.4.4 Значение коэффициента  $\theta$  определяется по формулам:  
для разреза 1-1

$$\theta = \frac{M_{x1}}{R_b b_1 h_0^2},$$

для разреза  
2-2

$$\theta = \frac{M_{x2}}{R_b b h_{01}^2},$$

для разреза  
3-3

$$\theta = \frac{M_{y1}}{R_b a_1 h_0^2},$$

для разреза  
4-4

$$\theta = \frac{M_{y2}}{R_b a h_{01}^2},$$

где  $R_b$  - расчетное сопротивление бетона осевому сжатию;  
 $a, b$  - размеры подошвы ростверка;  
 $a_1, b_1$  - размеры сечения стаканной части ростверка.

4.4.5 Прочность наклонных сечений по изгибающему моменту считается обеспеченной, если поперечная сила от внешней нагрузки, действующая в наклонном сечении, не менее чем в 1,25 раза меньше, чем поперечная сила в том же сечении, определенная по формуле:

$$Q \leq 1,5bh_0 R_{bt} \frac{h_0}{c},$$

при минимальном значении  $\frac{h_0}{c} = 0,5$ .

Если это условие не соблюдается, должна быть проверена анкеровка арматуры в зоне расположения крайних свай путем расчета прочности наклонных сечений по изгибающему моменту, определяемому по формуле:

$$M_{\text{sec}} = \left( c + \frac{d_{sv}}{2} \right) \sum F_i - M_f,$$

где  $c$  - расстояние от плоскости внутренних граней свай крайнего ряда до ближайшей грани подколонника или ступени ростверка, или до ближайшей грани колонны при плитных ростверках;

$d_{sv}$  - размер сечения сваи;

$\sum F_i$  - сумма реакций всех свай крайнего ряда со стороны рассматриваемого сечения плитной части ростверка;

$M_f$  - изгибающий момент от местной нагрузки (собственный вес ростверка, засыпка земли на уступы плитной части ростверка и т.п.).

1. Определяем величины изгибающих моментов в сечениях 1-1 и 3-3, проходящих по краям подошвы сборного башмака:

$$M_x = 4F_1' \cdot [(3,3 - 0,4) / 2 - 0,3] = 5555,81 * 1,15 = 6389,18(\text{кН} \cdot \text{м}),$$

$$M_y = 4F_1' \cdot [(3,3 - 0,4) / 2 - 0,3] = 5555,81 * 1,15 = 6389,18(\text{кН} \cdot \text{м}),$$

2. Определяем требуемое сечение арматуры из стали класса А-III ( $R_s = 365$  МПа для диаметров от 10 до 40 мм):

сечение 1-1

$$\theta = \frac{M_x}{R_b b h_{01}^2} = \frac{6389,18}{13,05 \cdot 10^3 \cdot 3,30 \cdot 1,13^2} = 0,116$$

Коэффициент условий работы бетона  $\gamma_{b2} = 0,9$ .

$$R_b = 14,5 \cdot 0,9 = 13,05 \text{ МПа}$$

3. По таблице при  $\theta = 0,116$  находим  $\nu = 0,938$ ; определяем площадь арматуры:

$$A_{sx} = \frac{M_x}{R_s \nu h_{01}} = \frac{6,38918}{365 \cdot 0,938 \cdot 1,13} = 165,147(\text{см}^2)$$

Принимается арматура:

в продольном и поперечном направлениях 27  $\varnothing$ 28 AIII:

$$A_{sx} = 166,26 \text{ (см}^2\text{)}$$

Для армирования подошвы ростверка принимается сварная арматурная сетка по ГОСТ 23279 марки :

$$C \frac{27 \text{ AIII} - 125}{27 \text{ AIII} - 125} 3250 \times 3250 \frac{25}{25}.$$

## 4.5 Проверка прочности наклонных сечений плиты ростверка по изгибающему моменту

Проверка производится со стороны наиболее нагруженной части плиты ростверка.

Определяем предельную величину поперечной силы, которую может воспринять монолитная плита ростверка по наклонному сечению, обеспеченному от образования нормальных трещин и проходящему от плоскости внутренних граней свай крайнего ряда до ближайшей наружной грани сборного башмака (колонны):

$$Q = 1,2bh_{01}R_{bt} \frac{h_{01}}{c} = 1,2 \cdot 3,3 \cdot 1,13 \cdot 0,945 \cdot 1,13 \cdot 10^3 = 4778,42(\text{кН}).$$

Полученная величина меньше суммы реакций всех свай крайнего ряда со стороны рассматриваемого сечения:

$$Q = \sum F_1' = 4F_1' = 5555,81(\text{кН})$$

Следовательно, прочность наклонных сечений по изгибающему моменту не обеспечена.