Согласовано				
Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №		

Расчетно-пояснительная записка к расчету верхней ступени опоры (подколонника) под колонну среднего ряда

1. Расчет верхней ступени опоры (подколонника) среднего ряда по первому предельному состоянию с учетом рекомендаций СП 63.13330.2018 по пособию к СП 63.13330 выполнен на примере N38 стр.168

База ветви пространственной колонны опирающейся на фундамент и нагруженной максимальным усилием действующим центрально на опору N_{max}=330,9т*9,81 = 3246 кН.

Фундамент из тяжелого бетона, класс бетона B25 (R_b = 14,5 = 1,45 кН/см^2)

Проверяем прочность бетона на местное сжатие. Расчет производим в соответствии пунктам 3.2.69 и 3.2.70 пособия к СП 63.13330

Площадь смятия равна площади закладной детали $A_{b,loc}$ = 550*450 = 2475см^2

Коэффициент φ_b = 0,8($A_{b,max}$/$A_{b,loc}$)$^{1/2}$ = 0,8(3000/2475)$^{1/2}$ = 0,88, тогда $R_{b,loc}$ = $\varphi_b R_b$ = 0,88*1,45=1,28

Проверяем условие (3,170) принимая ψ = 1, как при равномерном распределении местной нагрузки ψ*$R_{b,loc}$*$A_{b,loc}$ = 1*1,28*2475 = 3168 > N=3246 кН, то есть, прочность бетона на местное сжатие не обеспечена, и поэтому косвенное армирование назначаем расчетом. Принимаем косвенное армирование в виде сеток из арматуры класса А500 диаметром 8мм с ячейками 100х100мм и шагом s = 100мм ($R_{s,xy}$ = 435 мПа).

Проверяем прочность согласно 3.2.70.

Определяем коэффициент косвенного армирования по формуле (3.176). Количество стержней в сетке n_x = 6шт по l_x = 50см и n_y = 7шт по l_y = 60см; A_{sx} = A_{sy} = 0,503 см^2 (Ø8);

$A_{b,loc,ef}$ = 50х60 = 3000 см^2; тогда

$\mu_{s,xy}$ = $n_x A_{sx} l_x$ + $n_y A_{sy} l_y$ / $A_{b,loc,ef}$ s =6х0,503х50 + 7х0,503х60 / 3000х10 = 0,01207;

Коэффициент $\varphi_{s,xy}$ = ($A_{b,loc,ef}$ / $A_{b,loc}$)$^{1/2}$ = (3000 / 2475)$^{1/2}$ = 1,1

Приведенное расчетное сопротивление бетона определяем по формуле (3,174)

$R_{bs,loc}$ = $R_{b,loc}$ + 2$\varphi_{s,xy} R_{s,xy} \mu_{s,xy}$ = 1,28х2х1,1х4,3х0,01207 = 1,48 кН/см^2.

Проверяем условие (3,173)

ψ$R_{bs,loc}A_{b,loc}$ = 1х1,48х2475 = 3663 кН > N_{max} = 3246 кН, то есть прочность бетона обеспечена.

Сетки устанавливаем на глубину 30см сверху подколонника и на высоту 30см снизу подколонника, и для армирования ядра сечения, устанавливаем сетки из арматуры класса А500 диаметром 12мм с шагом ячейки 150х150 по периметру верхней ступени опоры (подколонника).

Дополнительно, вертикальные стержни сеток Г-образно выгибаем для сопряжения их с нижней сеткой опорной плиты, согласно требованиям п.10.4.14, п.10.3.24, п.10.3.25, п.10.3.30, п.10.4.9 СП 63.13330.2018: по периметру и в глубину, см. чертежи марки КЖ.

Расчетно-пояснительная записка к расчету опорной плиты фундамента под колонну среднего ряда

1. Выбор глубины заложения фундамента:

Вид сооружения – Сквозная опора под кранобую нагрузку и шатровое покрытие, состоящая из двух ветвей связанных между собой вертикальными и распорными связями. Глубина заложения фундамента принимается согласно СП 22.13330-2016 и определяем по п.5.5.

По формуле (5.4) пункта 5.5.4 находим расчетную глубину промерзания :d_f = k_h*d_{fn} = 1,1*1,98 = 2,178м. Принимая требования в таблице 5.3, округляем d_f до 2,2м. И принимаем глубину заложения 2,2м ниже абсолютной отметки по скважине 15 равную по абсолютной отметке 199,19м.

На фундамент действуют статические и динамические нагрузки: N=6492кН, M=18 кН/м, Q= 32,37 кН.

Примыкающие сооружения отсутствуют. Инженерно-геологические условия слоев ИГИ2 и ИГИ3 однородны.

Подземные воды по результатам ИГИ на площадке строительства не вскрыты.

Грунты основания являются слабопучинистыми (относительная деформация пучения 0,01 д.е.). Глубина нормативного промерзания по результатам ИГИ составляет до 1,98м.

2. Определение размеров подошвы фундамента:

Размер подошвы определяется из условия, что напряжения под подошвой фундамента должны быть меньше расчетного сопротивления грунта.

Подбор требуемой площади подошвы фундамента:

Требуемую площадь $A_{тр}$ подбираем расчетом.

3. Определяем расчетное сопротивление грунта основания по формуле 5.7 СП 22.13330.2016, где по главенствующему на расчетной глубине (H=2,2м) слое ИГИ3 принимаем расчетные значения: грунт основания – суглинок тугопластичный, с коэффициентом пористости e = 0,515 и естественной плотностью ρ = 2050 кг/м3, угол внутреннего трения φ = 21°, удельное сцепление грунта c = 34 кПа, k – принимаем равным единице, по таблице 5.5 СП 22.13330.2016 для φ = 21° находим M_q = 0,56, M_g = 3,24 и M_c = 5,84. Соотношение L/H = 180/21 = 8,57, по таблице 5.4 СП 22.13330.2016 находим коэффициенты γ_{c1} = 1,2 и γ_{c2} = 1,0

4. Определяем удельный вес грунта несущего слоя и вес грунта, залегающего выше подошвы фундамента считаем по аналогичному параметру: γ_1 = 10 * 2050 = 0,0205 МН/м3 и γ_2 = 10 * (1890+1950)/2 = 0,0192 МН/м3.

Найдем расчетное сопротивление в основании фундамента:

R = 1,2*1,0/1 (0,56*1*4*20,5 +3,24*2,2*19,2+5,84*34) = 458 кПа

5. Максимальное давление под подошвой фундамента:

Находим момент сопротивления площади подошвы фундамента W_x = (b*l^2)/6 = 10,67 м3

p_{max} = 6492/16+20+2,2+(18+32,37+2,2)/10,67 = 458 кПа, что меньше либо равно расчетному сопротивлению грунта, то есть условие устойчивости – удовлетворяется.

p_{min} = 6492/16+20+2,2-(18+32,37+2,2)/10,67 = 441 кПа

p_{cp} = (p_{max}+p_{min})/2 = (458 +441,39)/2 = 450 кПа

Для исключения в грунте пластических деформаций проверяем выполнение следующих условий:

p_{max} = 458 кПа < 1,2R = 1,2* 458 = 550 кПа

p_{min} = 441 кПа > 0

p_{cp} = 450 кПа < R = 458 кПа

Все условия выполняются, следовательно, фундамент подобран правильно. Однако, проведем проверку на недонапряжения;

|(p_{cp} – R)/ p_{cp} |*100% = |(450 -458)/ 450|*100% = 1,78% < 10%, следовательно, фундамент запроектирован экономично.

6. Эксцентриситет от максимальной нагрузки:

e = 18+32,37+2,2/6492+20+2,2*16 = 0,012 м, т. е. $\acute{e}$ = e/l = 0,012 /4 = 0,003 < $\acute{e}_x$ = 0,25. Таким образом, принятые размеры фундамента удовлетворяют условиям, ограничивающим краевое давление и относительный эксцентриситет нагрузки.

7. Расчет на опрокидывание, при с соотношение здания L/H = 180/21 = 8,57 нецелесообразен по таблице СП и выполнен условно для информативности:

Определяем удерживающий момент конструкции, M_{ud} = P_x + P_x + $P_{ш}$ * 0,9 * L_x/2 = (221 кН + 6492 кН + 698 кН) 0,9 * 4 м/2 = 12956 кН*м

Вычисляем коэффициент запаса, K_1= M_{ud}/M_{up} ≥ 1 = 13340/18 = 741, условие проверки удовлетворяется.

Расчет на осадку фундамента произведен методом послойного суммирования по №15. Результат расчета прилагается. Расчет показал следующие результаты, максимальная осадка по сжимающей толще скважины 15м составила 23,2мм, что намного меньше предельно допустимой в таблице СП = 12см.

Расчет фундамента по прочности (класс бетона B25):

Расчет прочности рабочей высоты нижней ступени h_{01} фундамента на продавливание осуществляется по формуле:

F ≤ $\varphi_5 R_{bt} b_m h_{01}$ = 1,0·1050·0,95·0,25 = 249,37 кН

где b_m = $b_{п}$ + h_{01} = 0,7 + 0,25 = 0,95

$b_п$ = 0,7м - ширина в плане подколонника, принятая по расчету.

F = p_{max}·A_0 = 4,14,11*0,16 = 66,26 кН.

где A_0 – площадь прямоугольника определяется по формуле:

A_1 = 0,5b_1 (l_1 – l_1 – 2h_{01}) – 0,25(b_1 – 2h_{01})^2 = 0,25(b_1 – b_1 – 2h_{01})^2 = 0,5*4*(4 – 2,6 – 2*0,25) –0,25*(4 – 0,7 – 2*0,25)^2 = 1,8 – 1,96 = –0,16 м2

h_{01} = 0,3 – 0,05 = 0,25 м

h_1 = 0,3

где, p_{min} - максимальное краевое давление под подошвой внецентренно нагруженного фундамента без учета давления грунта на его уступах, определяется по формуле: p_{min} = 6492/16+(18+32,37+2,2)/10,67 = 414,11 кПа

Итак, F = 95,24 кН < 249,37 кН, вывод: принятая конструкция фундамента удовлетворяет условиям прочности на продавливание, без установки поперечной арматуры и высота h_1 = 0,3м плитной части достаточна.

10. Определение площади сечения арматуры плитной части.

Изгибающий момент вдоль большей стороны подколонника:

M_{x1} = $l_{1,1}^2$ * b_f/6 * (2 * p_{max} + $p_{1,1}$) = (0,7^2 * 4 * (2*414,11+411,18))/6 = 404,88 кН*м

$p_{1,1}$ - давление грунта в сечении I-I определяем по формуле = p_{min} + (l_f – $l_{1,1}$)(p_{max} - p_{min})/l_f = 397,39+(4-0,7)(414,11-397,39)/4 = 411,18 кПа,

где l_f = 4м - длина подошвы фундамента,

$l_{1,1}$ = 0,75м - расстояние от края плиты фундамента до края подколонника,

b_f = ширина подошвы фундамента,

p_{min} = 6492/16-(18+32,37+2,2)/10,67 = 397,39 кПа

A_{s1} = M_{x1}/0,9h_{01} * R_s = 404,88 /0,9*0,25 * 435000 = 0,0041 м2 = 41 см2

где, R_s = 435 мПа - расчетное сопротивление арматуры растяжению, для арматуры класса А500,

0,9 - коэффициент запаса, принимаемый согласно рекомендациям СП 63.13330-2018

В виду того, что в принятой конструкции фундамента не возникает отрицательного давления подошвы, проверку на обратный момент делать не требуется.

Изгибающий момент вдоль меньшей стороны подколонника от реактивного давления (отпора) грунта:

M_{y1} = p_{op}((b$_f$-b$_{п1}$)^2 l_f)/8 = (405,75 *(4-0,7)^2 *4)/8 = 2209,3 кН*м

где, реактивная сила (отпор) грунта - p_{op} = N / b_f l_f = 6492/16 = 405,75 кПа

A_{y1} = M_{y1}/0,9h_{01} * R_s = 2209,3/0,9*0,25 * 435000 = 0,0226 м2 = 226 см2

где, R_s = 435 мПа - расчетное сопротивление арматуры растяжению, для арматуры класса А500,

0,9 - коэффициент запаса, принимаемый согласно рекомендациям СП 63.13330-2018

Производим подбор диаметра и количества стержней для оси X:

Задаемся шагом стержней S = 150мм, A_{sx1} = 41см^2, количество стержней принимаем - n = 4/0,15 = 27шт. Тогда $A_{sx1}^{тр}$ = A_{sx1}/n = 41/27 = 1,518см^2.

Принимаем диаметр одного стержня Ø14мм (A_s = 1,54см^2).

Производим подбор диаметра и количества стержней для оси Y:

Задаемся шагом стержней S = 150мм, A_{sy1} = 226см^2, количество стержней принимаем - n = 4/0,15 = 27шт. Тогда $A_{sy1}^{тр}$ = A_{sy1}/n = 226/27 = 8,37 см^2.

Принимаем диаметр одного стержня Ø36мм (A_s = 10,18см^2).

Так как ширина подошвы фундамента b_f > 3м, то подошву фундамента армируем двумя арматурными сетками, с рабочей арматурой в двух направлениях. Схемы армирования смотрите в разделе КЖ

11. Принимаем следующие решения по армированию:

Плитная часть фундамента - арматурная сетка С1 Ø14хØ36 А500 шаг 150х150мм,
- арматурная сетка С2 Ø14хØ36 А500 шаг 150х150мм,
защитный слой 50/50 от граней плиты до центров крайних стержней арматуры.

Подколонник - поперечная арматурная сетка С1 Ø8 А500 шаг 100х100мм.
- продольная арматурная сетка С2 Ø12 А500 шаг 150х150мм
защитный слой 50/50 от граней плиты до центров крайних стержней арматуры.

Расчетно-пояснительная записка к расчету верхней ступени опоры (подколонника) под колонну крайнего ряда

1. Расчет верхней ступени опоры (подколонника) среднего ряда по первому предельному состоянию с учетом рекомендаций СП 63.13330.2018 по пособию к СП 63.13330 выполнен на примере N38 стр.168

База ветви пространственной колонны опирающейся на фундамент и нагруженной максимальным усилием действующим центрально на опору N_{max}=303,776т*9,81 = 2980 кН.

Фундамент из тяжелого бетона, класс бетона B25 (R_b = 14,5 = 1,45 кН/см^2)

Проверяем прочность бетона на местное сжатие. Расчет производим в соответствии пунктам 3.2.69 и 3.2.70 пособия к СП 63.13330

Площадь смятия равна площади закладной детали $A_{b,loc}$ = 550*450 = 2475см^2

Коэффициент φ_b = 0,8($A_{b,max}$/$A_{b,loc}$)$^{1/2}$ = 0,8(3000/2475)$^{1/2}$ = 0,88, тогда $R_{b,loc}$ = $\varphi_b R_b$ = 0,88*1,45=1,28

Проверяем условие (3,170) принимая ψ = 1, как при равномерном распределении местной нагрузки ψ*$R_{b,loc}$*$A_{b,loc}$ = 1*1,28*2475 = 3168 > N=2980 кН, то есть, прочность бетона на местное сжатие обеспечена, и поэтому косвенное армирование назначаем конструктивно. Принимаем косвенное армирование в виде сеток из арматуры класса А500 диаметром 8мм с ячейками 100х100мм и шагом s = 100мм ($R_{s,xy}$ = 435 мПа).

Проверяем прочность согласно 3.2.70.

Определяем коэффициент косвенного армирования по формуле (3.176). Количество стержней в сетке n_x = 6шт по l_x = 50см и n_y = 7шт по l_y = 60см; A_{sx} = A_{sy} = 0,503 см^2 (Ø8);

$A_{b,loc,ef}$ = 50х60 = 3000 см^2; тогда

$\mu_{s,xy}$ = $n_x A_{sx} l_x$ + $n_y A_{sy} l_y$ / $A_{b,loc,ef}$ s =6х0,503х50 + 7х0,503х60 / 3000х10 = 0,01207;

Коэффициент $\varphi_{s,xy}$ = ($A_{b,loc,ef}$ / $A_{b,loc}$)$^{1/2}$ = (3000 / 2475)$^{1/2}$ = 1,1

Приведенное расчетное сопротивление бетона определяем по формуле (3,174)

$R_{bs,loc}$ = $R_{b,loc}$ + 2$\varphi_{s,xy} R_{s,xy} \mu_{s,xy}$ = 1,28х2х1,1х4,3х0,01207 = 1,48 кН/см^2.

Проверяем условие (3,173)

ψ$R_{bs,loc}A_{b,loc}$ = 1х1,48х2475 = 3663 кН > N_{max} = 3246 кН, то есть прочность бетона обеспечена.

Сетки устанавливаем на глубину 30см сверху подколонника и на высоту 30см снизу подколонника, и для армирования ядра сечения, устанавливаем сетки из арматуры класса А500 диаметром 12мм с шагом ячейки 150х150 по периметру верхней ступени опоры (подколонника).

Дополнительно, вертикальные стержни сеток Г-образно выгибаем для сопряжения их с нижней сеткой опорной плиты, согласно требованиям п.10.4.14, п.10.3.24, п.10.3.25, п.10.3.30, п.10.4.9 СП 63.13330.2018: по периметру и в глубину, см. чертежи марки КЖ.

Расчетно-пояснительная записка к расчету опорной плиты фундамента под колонну среднего ряда

1. Выбор глубины заложения фундамента:

Вид сооружения – Сквозная опора под кранобую нагрузку и шатровое покрытие, состоящая из двух ветвей связанных между собой вертикальными и распорными связями. Глубина заложения фундамента принимается согласно СП 22.13330-2016 и определяем по п.5.5.

По формуле (5.4) пункта 5.5.4 находим расчетную глубину промерзания :d_f = k_h*d_{fn} = 1,1*1,98 = 2,178м. Принимая требования в таблице 5.3, округляем d_f до 2,2м. И принимаем глубину заложения 2,2м ниже абсолютной отметки по скважине 15 равную по абсолютной отметке 199,19м.

На фундамент действуют статические и динамические нагрузки: N=3872кН, M=55,31 кН/м, Q= 31,12 кН.

Примыкающие сооружения отсутствуют. Инженерно-геологические условия слоев ИГИ2 и ИГИ3 однородны.

Подземные воды по результатам ИГИ на площадке строительства не вскрыты.

Грунты основания являются слабопучинистыми (относительная деформация пучения 0,01 д.е.). Глубина нормативного промерзания по результатам ИГИ составляет до 1,98м.

2. Определение размеров подошвы фундамента:

Размер подошвы определяется из условия, что напряжения под подошвой фундамента должны быть меньше расчетного сопротивления грунта.

Подбор требуемой площади подошвы фундамента:

Требуемую площадь $A_{тр}$ подбираем расчетом.

3. Определяем расчетное сопротивление грунта основания по формуле 5.7 СП 22.13330.2016, где по главенствующему на расчетной глубине (H=2,2м) слое ИГИ3 принимаем расчетные значения: грунт основания – суглинок тугопластичный, с коэффициентом пористости e = 0,515 и естественной плотностью ρ = 2050 кг/м3, угол внутреннего трения φ = 21°, удельное сцепление грунта c = 34 кПа, k – принимаем равным единице, по таблице 5.5 СП 22.13330.2016 для φ = 21° находим M_q = 0,56, M_g = 3,24 и M_c = 5,84. Соотношение L/H = 180/21 = 8,57, по таблице 5.4 СП 22.13330.2016 находим коэффициенты γ_{c1} = 1,2 и γ_{c2} = 1,0

4. Определяем удельный вес грунта несущего слоя и вес грунта, залегающего выше подошвы фундамента считаем по аналогичному параметру: γ_1 = 10 * 2050 = 0,0205 МН/м3 и γ_2 = 10 * (1890+1950)/2 = 0,0192 МН/м3.

Найдем расчетное сопротивление в основании фундамента:

R = 1,2*1,0/1 (0,56*1*3,6+20,5 +3,24*2,2+19,2+5,84*34) = 41,33+136,86+198,56=376,75 кПа

5. Максимальное давление под подошвой фундамента:

Находим момент сопротивления площади подошвы фундамента W_x = (b*l^2)/6 = 7,78 м3

p_{max} = 3872/12,96+20+2,2+(55,31+31,12+2,2)/7,78 = 358,67 кПа, что меньше либо равно расчетному сопротивлению грунта, то есть условие устойчивости – удовлетворяется.

p_{min} = 3872/12,96+20+2,2-(55,31+31,12+2,2)/7,78 = 326,85 кПа

p_{cp} = (p_{max}+p_{min})/2 = (358,67 +326,85)/2 = 342,76 кПа

Для исключения в грунте пластических деформаций проверяем выполнение следующих условий:

p_{max} = 358,67 кПа < 1,2R = 1,2* 358,67 = 430,4 кПа

p_{min} = 326,85 кПа > 0

p_{cp} = 342,76 кПа < R = 376,75 кПа

Все условия выполняются, следовательно, фундамент подобран правильно. Однако, проведем проверку на недонапряжения;

|(p_{cp} – R)/ p_{cp} |*100% = |(342,76 -376,75)/ 342,76|*100% = 9,92% < 10%, следовательно, фундамент запроектирован экономично.

6. Эксцентриситет от максимальной нагрузки:

e = 55,31+31,12+2,2/3872+20+2,2+12,96 = 0,028 м, т. е. $\acute{e}$ = e/l = 0,028/3,6 = 0,0078 < $\acute{e}_x$ = 0,25. Таким образом, принятые размеры фундамента удовлетворяют условиям, ограничивающим краевое давление и относительный эксцентриситет нагрузки.

7. Расчет на опрокидывание, при с соотношение здания L/H = 180/21 = 8,57 нецелесообразен по таблице СП и выполнен условно для информативности:

Определяем удерживающий момент конструкции, M_{ud} = P_x + P_x + $P_{ш}$ * 0,9 * L_x/2 = (173 кН + 3872 кН + 578 кН) 0,9 * 3,6 м/2 = 7489 кН*м

Вычисляем коэффициент запаса, K_1= M_{ud}/M_{up} ≥ 1 = 7489/55,31 = 135,4, условие проверки удовлетворяется.

Расчет на осадку фундамента произведен методом послойного суммирования по №15. Результат расчета прилагается. Расчет показал следующие результаты, максимальная осадка по сжимающей толще скважины 15м составила 23,2мм, что намного меньше предельно допустимой в таблице СП = 12см.

Расчет фундамента по прочности (класс бетона B25):

Расчет прочности рабочей высоты нижней ступени h_{01} фундамента на продавливание осуществляется по формуле:

F ≤ $\varphi_5 R_{bt} b_m h_{01}$ = 1,0·1050·1·0,3 = 314 кН

где b_m = $b_{п}$ + h_{01} = 0,7 + 0,3 = 0,95

$b_п$ = 0,7м - ширина в плане подколонника, принятая по расчету.

F = p_{max}·A_0 = 314,67+0,93 = 292,65 кН.

где A_0 – площадь прямоугольника определяется по формуле:

A_1 = 0,5b_1 ((l_1 – l_1 – 2h_{01}) – 0,25(b_1 – 2h_{01})^2 = 0,5*3,6*(3,6 – 1,75 – 2*0,3) –0,25*(3,6 – 0,7 – 2*0,3)^2 = 2,25 – 1,32 = 0,93 м2

h_{01} = 0,35 – 0,05 = 0,3 м

h_1 = 0,35

где, p_{min} - максимальное краевое давление под подошвой внецентренно нагруженного фундамента без учета давления грунта на его уступах, определяется по формуле: p_{min} = 3872/12,96+(55,31+31,12+2,2)/7,78 = 314,67 кПа

Итак, F = 292,65 кН < 314 кН, вывод: принятая конструкция фундамента удовлетворяет условиям прочности на продавливание, без установки поперечной арматуры и высота h_1 = 0,35м плитной части достаточна.

10. Определение площади сечения арматуры плитной части.

Изгибающий момент вдоль большей стороны подколонника:

M_{x1} = $l_{1,1}^2$ * b_f/6 * (2 * p_{max} + $p_{1,1}$) = (0,92^2 * 3,6 * (2*314,67+306,51))/6 = 475,72 кН*м

$p_{1,1}$ - давление грунта в сечении I-I определяем по формуле = p_{min} + (l_f – $l_{1,1}$)(p_{max} - p_{min})/l_f = 282,85+(3,6-0,92)(314,67-282,85)/3,6 = 306,5 кПа

где l_f = 3,6м - длина подошвы фундамента,

$l_{1,1}$ = 0,92м - расстояние от края плиты фундамента до края подколонника,

b_f = ширина подошвы фундамента,

p_{min} = 3872/12,96-(55,31+31,12+2,2)/7,78 = 282,85 кПа

A_{s1} = M_{x1}/0,9h_{01} * R_s = 475,72 /0,9*0,3 * 435000 = 0,00405 м2 = 40,5 см2

где, R_s = 435 мПа - расчетное сопротивление арматуры растяжению, для арматуры класса А500,

0,9 - коэффициент запаса, принимаемый согласно рекомендациям СП 63.13330-2018

В виду того, что в принятой конструкции фундамента не возникает отрицательного давления подошвы, проверку на обратный момент делать не требуется.

Изгибающий момент вдоль меньшей стороны подколонника от реактивного давления (отпора) грунта:

M_{y1} = p_{op}((b$_f$-b$_{п1}$)^2 l_f)/8 = (298,76 *(3,6-0,7)^2 *3,6)/8 = 1130,66 кН*м

где, реактивная сила (отпор) грунта - p_{op} = N / b_f l_f = 3872/12,96 = 298,76 кПа

A_{y1} = M_{y1}/0,9h_{01} * R_s = 1130,66 /0,9*0,3 * 435000 = 0,0096 м2 = 96 см2

где, R_s = 435 мПа - расчетное сопротивление арматуры растяжению, для арматуры класса А500,

0,9 - коэффициент запаса, принимаемый согласно рекомендациям СП 63.13330-2018

Производим подбор диаметра и количества стержней для оси X:

Задаемся шагом стержней S = 150мм, A_{sx1} = 40,5см^2, количество стержней принимаем - n = 3,6/0,15 = 24шт. Тогда $A_{sx1}^{тр}$ = A_{sx1}/n = 40,5/24 = 1,687см^2.

Принимаем диаметр одного стержня Ø16мм (A_s = 2,01см^2).

Производим подбор диаметра и количества стержней для оси Y:

Задаемся шагом стержней S = 150мм, A_{sy1} = 96см^2, количество стержней принимаем - n = 3,6/0,15 = 24шт. Тогда $A_{sy1}^{тр}$ = A_{sy1}/n = 96/24 = 4 см^2.

Принимаем диаметр одного стержня Ø25мм (A_s = 4,91см^2).

Так как ширина подошвы фундамента b_f > 3м, то подошву фундамента армируем двумя арматурными сетками, с рабочей арматурой в двух направлениях. Схемы армирования смотрите в разделе КЖ

11. Принимаем следующие решения по армированию:

Плитная часть фундамента - арматурная сетка С1 Ø16хØ25 А500 шаг 150х150мм,
- арматурная сетка С2 Ø16хØ25 А500 шаг 150х150мм,
защитный слой 50/50 от граней плиты до центров крайних стержней арматуры.

Подколонник - поперечная арматурная сетка С1 Ø8 А500 шаг 100х100мм.
- продольная арматурная сетка С2 Ø12 А500 шаг 150х150мм
защитный слой 50/50 от граней плиты до центров крайних стержней арматуры.

Изм.	Кол.	Лист	№док.	Подп.	Дата	22-02-22-ТС-КР.КЖ		
						"Строительство складского корпуса" по адресу: Московская область, Дмитровский городской округ, рабочий посёлок Некрасовский, микрорайон Строителей, 20		
ГИП		Куликова			06.22	Раздел 4. Конструктивные и объемно-планировочные решения. Том 4	Стадия	Лист	Листов
					06.22		П	1	1
Разраб.		Егоров			06.22	Расчет железобетонных фундаментов Фм-1, Фм-2	ОБЩЕСТВО С ОГРАНИЧЕННОЙ ОТВЕТСТВЕННОСТЬЮ «ЛЕНДЛОРДИНВЕСТ» 143006, Московская область, г. Истра, улица Рузанова 8 Контрольная 18 Адресная, дом 8 помещение 101, этаж 3 ОГРН 1175024011814, ИНН 5027112107, КПП 501701001 +7(495)150-28-96 lend-in.ru		
Провер.		Куликова			06.22				
Н. контр.		Зорин			06.22				

Формат А0