

ГОСУДАРСТВЕННОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ПРОФЕССИОНАЛЬНОГО ОБРАЗОВАНИЯ
«БЕЛОРУССКО-РОССИЙСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»

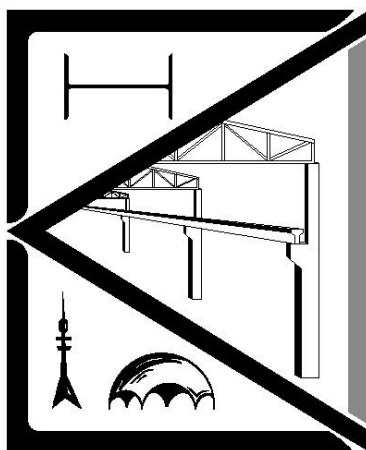
Кафедра «Строительные конструкции, здания и сооружения»

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

*Методические указания к курсовому проекту для студентов
специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское
строительство»*

Часть 3

КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ ЦЕНТРАЛЬНО-НАГРУЖЕННЫХ И
ВНЕЦЕНТРЕННО НАГРУЖЕННЫХ ФУНДАМЕНТОВ



Могилев 2014

УДК 69.059
ББК 38.7
Ж 51

Рекомендовано к опубликованию
Центром менеджмента качества образовательной деятельности
ГУ ВПО «Белорусско-Российский университет»

Одобрено кафедрой «Строительные конструкции, здания и соору-
жения» «30» января 2014 г., протокол № 7

Составители: ст. преподаватель Т. С. Самолыго;
ассистент Е. В. Кожемякина

Рецензент доц. А. М. Кургузиков

В методических указаниях, являющихся практическим руководством к выполнению курсового проекта и дипломного проектирования, изложе- ны краткие сведения по конструированию и расчету центрально-нагруженных и внецентренно нагруженных фундаментов. Предназначены для студентов специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство».

Учебное издание

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Часть 3

Ответственный за выпуск	С. Д. Семенюк
Технический редактор	А. А. Подошевка
Компьютерная верстка	Е. С. Фитцова

Подписано в печать . Формат 60×84/16. Бумага офсетная. Гарнитура Таймс.
Печать трафаретная. Усл. печ. л. . Уч.-изд. л. . Тираж 115 экз. Заказ №

Издатель и полиграфическое исполнение:

Государственное учреждение высшего профессионального образования
«Белорусско-Российский университет».

Свидетельство о государственной регистрации издателя,
изготовителя, распространителя печатных изданий

№ 1/156 от 24.01.2014.

пр. Мира, 43, 212000, г. Могилев.

© ГУ ВПО «Белорусско-Российский
университет», 2014



1 Общие сведения

Фундаменты – это подземные конструкции, предназначенные для передачи нагрузок от вышележащих частей здания на грунтовое основание.

Различают три вида железобетонных фундаментов: ленточные, столбчатые (отдельные) и массивные (сплошные). Столбчатые фундаменты представляют собой отдельную конструкцию с подошвой, как правило, квадратной или прямоугольной формы с одной или несколькими ступенями по высоте. На выбор типа фундамента влияют размеры фундамента, местные условия, величина действующей нагрузки, условия транспортирования и т. д.

По условиям работы столбчатые фундаменты следует подразделять на жесткие и гибкие конструкции. Жесткие фундаменты рассчитываются только на восприятие напряжений сжатия, а гибкие работают на изгиб и должны дополнительно рассчитываться на восприятие растягивающих, поперечных усилий и на продавливание (срез) [2].

По характеру работы различают центрально-нагруженные и внецентренно нагруженные фундаменты, по способу изготовления – монолитные и сборные.

1.1 Конструктивные особенности столбчатых плитных фундаментов

Данные методические указания рассматривают отдельно стоящие плитные монолитные центрально-нагруженные и внецентренно нагруженные фундаменты, которые устраивают при относительно небольших нагрузках и пролете колонн 6 м и более. Центрально-нагруженный фундамент рассматривают в монолитном исполнении под монолитную колонну и внецентренно нагруженный фундамент – под сборную.

Для удобства выполнения нулевого цикла верх фундамента сборных колонн принимают ниже уровня чистого пола на 150 мм, а монолитных колонн – на 50 мм. В этих целях сопряжение колонн с подошвой фундамента осуществляют посредством вытянутой стаканной части (повышенного подколонника). Толщину стенок стакана d принимают не менее $0,3h_k$ и не менее 150 мм (рисунок 1, а), а утолщение стенки подколонника – 50 мм (рисунок 1, б) в сборном и монолитном железобетоне. Зазоры между стенками стакана и колонной должны составлять: по низу – не менее 50 мм и по верху – не менее 75 мм.

Глубину стакана фундамента h_c следует принимать равной глубине заделки колонн в соответствии с [2, раздел 11] по условиям анкеровки арматуры колонны плюс 50 мм. Толщина дна стакана должна назначаться по расчету на продавливание и составлять не менее 200 мм.

Форму монолитных столбчатых фундаментов в плане при центральной нагрузке рекомендуется принимать квадратную, а при внецен-



тренной нагрузке – прямоугольную с соотношением сторон подошвы $n = b/l$ в пределах 0,6–0,85 (где b и l – меньшая и большая стороны подошвы фундамента).

Плитную часть разбивают на ступени, не более трех. Высоту ступеней принимают в зависимости от полной высоты плитной части фундамента и равной 300 и 450 мм. При высоте плитной части 1500 мм и более высота верхней ступени может быть принята равной 600 мм.

Армирование фундаментов следует производить сварными сетками, расположенными в их подошве и предназначенными для восприятия растягивающих усилий от реактивного давления грунта.

Сетки с рабочей арматурой в двух направлениях применяются в случае, когда меньшая из сторон подошвы в фундаменте имеет размер $b \leq 3$ м.

При $b > 3$ м применяются отдельные сетки с рабочей арматурой в одном направлении, укладываемые в двух плоскостях. При этом рабочая арматура, параллельная большей стороне подошвы, укладывается снизу.

Расстояние между осями стержней сеток рекомендуется принимать равным 200 мм.

Минимальный диаметр рабочей арматуры сеток подошв принимается равным 10 мм – вдоль стороны $l \leq 3$ м и 12 мм – при $l > 3$ м. В фундаментах со сторонами 3 м и более половину стержней принимают длиной $0,8l_s$, где l_s – размер длинных стержней. Короткие и длинные стержни укладывают через один.

Для изготовления сеток в качестве рабочей арматуры рекомендуется применять стержни периодического профиля из стали класса S500. Арматурные сетки должны быть сварены или связаны вязальной проволокой диаметром 1,4–1,6 мм во всех точках пересечения стержней. Площадь сечения нерабочих (конструктивных) стержней и поперечной арматуры следует принимать из стали классов S240 и не менее 10 % от площади сечения рабочей арматуры. Шаг поперечной арматуры назначается не более 300 мм.

Толщина защитного слоя бетона подошвы фундамента должна быть, как правило, не менее диаметра стержня и не менее 80 мм – для монолитных фундаментов (при наличии бетонной подготовки – 45 мм), для сборных фундаментов – не менее 45 мм.

Подколонники рекомендуется армировать, если это необходимо по расчету, вертикальными сварными плоскими сетками, объединенными в пространственный каркас. Сетки следует устанавливать по четырем сторонам сечения подколонника.

В случае, когда по расчету принято бетонное сечение подколонника, пространственный каркас устанавливается только в пределах стаканной части с заглублением ниже дна стакана на величину не менее 35 диаметров продольной арматуры.

При расчетном или конструктивном армировании подколонника

диаметр продольных стержней вертикальной арматуры принимается не менее 12 мм; в бетонном подколоннике – не менее 10 мм.

Горизонтальное армирование стаканной части подколонника осуществляется сварными плоскими сетками с расположением стержней у наружных и внутренних поверхностей стенок стакана. Продольная вертикальная арматура должна размещаться внутри горизонтальных сеток.

Диаметр стержней сеток принимается не менее 8 мм и не менее четверти диаметра продольной арматуры вертикального армирования подколонника.

Толщина защитного слоя бетона для рабочей арматуры подколонника должна быть не менее 30 мм. При необходимости косвенного армирования дна стакана устанавливают сварные сетки от двух до четырех.

Если толщина стенок подколонника (стакана) поверху более 200 мм и более 0,75 глубины стакана или более 0,75 высоты верхней ступени фундамента, стенки подколонника (стакана) можно не армировать.

Подколонник ниже дна стакана армируют аналогично колоннам. Размеры по высоте подколонника и плитной части назначают кратными 150 мм.

Стыкование колонны с фундаментами в монолитном железобетоне осуществляют посредством выпусков арматуры из фундаментов. Выпуски с арматурой колонн стыкуют внахлестку. Длина заделки арматуры в фундамент и выпусков из фундамента должна назначаться согласно [2, разделы 11.2.29–11.2.41]. Выпуски доводятся до подошвы фундамента и являются продольной арматурой подколонника.

Фундаменты изготавливают из бетона класса не менее $C^{16/20}$ (XC2) [2, таблица 5.2]. Под монолитными фундаментами в любых грунтах устраивается бетонная подготовка из бетона класса не ниже $C^{6/8}$ толщиной 100 мм с размерами в плане, превышающими размеры подошвы фундамента на 100 мм (для каждой стороны).

2 Проектирование столбчатых плитных фундаментов под колонну

2.1 Общие положения расчета

При проектировании столбчатых (отдельных) плитных фундаментов для обеспечения требуемых показателей их надежности и качества рекомендуется выполнять следующие расчеты.

1 Расчет для определения глубины заложения фундаментов; расчетного сопротивления грунта; размеров подошвы фундаментов и проверки напряжения в грунте под подошвой.

2 Расчет плитной части фундаментов по двум предельным состояниям (расчет тела фундамента):

– по прочности (первая группа предельных состояний) на действие:



- а) изгибающих моментов;
 - б) поперечных сил;
 - в) продавливания (местный срез);
- по трещиностойкости (вторая группа предельных состояний).

Конструирование плитных фундаментов включает в себя назначение размеров плитной части в плане, по высоте и, дополнительно для бетонных и железобетонных конструкций, размеров подколонника и стаканной части (при необходимости), а также их армирования с определением площади сечений арматуры.

2.2 Назначение глубины заложения и высоты столбчатого плитного фундамента

Глубина заложения плитного фундамента назначается по большему значению одной из основных величин d_1 , d_2 , d_3 .

Величина d_1 – расчетная глубина сезонного промерзания грунта; d_2 – глубина заложения фундамента по условию недопущения морозного пучения; d_3 – глубина заложения фундамента по конструктивным требованиям, назначаемая в зависимости от глубины заделки колонн, высоты фундамента из условия продавливания, несущей способности грунта, подземных помещений и т. п.

$$d_1 = k_h \cdot d_f, \quad (2.1)$$

где k_h – коэффициент, учитывающий влияние теплового режима по [1, таблица 5.1].

Для расчета монолитного фундамента под монолитную колонну глубина заложения фундамента назначается из условия промерзания грунтов d_1 согласно формуле (2.1). Для расчета монолитного фундамента под сборную колонну необходимо рассматривать также особенности свойств грунта основания d_2 и конструктивные особенности проектируемого здания d_3 , где d_3 учитывается формулами:

– глубиной заделки колонны в стакан фундамента (большее из двух):

$$h_{bd} \geq 0,5 + 0,33 \cdot l_c;$$

$$h_{bd} > 1,5 \cdot b, \quad (2.2)$$

где l_c – длина сечения всей колонны, м;

b – для колонн сплошного сечения – больший размер сечения колонны, для двухветвевых колонн – больший размер сечения ветви;

– достаточной анкеровки продольной рабочей арматуры колонны в стакане:

$$h_{bd} \geq 30 \cdot D, \quad (2.3)$$



где D – диаметр рабочей арматуры колонны, мм.

Минимальная глубина заложения подошвы фундамента должна быть, как правило, на 0,5 м ниже уровня планировки или пола подвала.

Высоту фундамента, учитывая кратность 300 мм, назначают равной:

– для фундамента под монолитную колонну

$$h_f = d_f - 50, \quad (2.4)$$

где d_f – глубина заложения фундамента, $d_f = d_1$;

50 – расстояние от уровня планировки до обреза фундамента;

– для фундамента под сборную колонну

$$h_f \geq d_p + h_d, \quad (2.5)$$

где d_p – глубина стаканной части фундамента, которая равна глубине заделки колонны плюс 50 мм (зазор между дном стакана и торцом колонны);

h_d – высота плитной части, $h_d \geq 200$ мм.

2.3 Назначение размеров подошвы фундамента

Размеры подошвы фундамента определяют методом последовательных приближений из следующих условий.

1 Для центрально-нагруженного фундамента давление на грунт под фундаментом не должно превышать расчетного сопротивления грунта R :

$$P = \frac{N_{sk}}{A_f} + \gamma_m \cdot d_f \leq R, \quad (2.6)$$

где P – давление на грунт от нормативных усилий от колонны, веса фундамента и грунта на его уступах, МПа;

N_{sk} – нормативная продольная сила от колонны на фундамент,

$$N_{sk} = \frac{N_{sd}}{\gamma_f}, \quad (2.7)$$

где N_{sd} – расчетная продольная сила от колонны, кН;

γ_f – средний коэффициент безопасности по нагрузке;

γ_m – средний удельный вес фундамента с засыпкой грунта на его обрезах, $\gamma_m = 20 \text{ кН/м}^3 = 2 \cdot 10^{-5} \text{ Н/мм}^3$.

Первое приближение определяют размеры подошвы фундамента по условному расчетному сопротивлению грунта R_0 :

$$A_f = \frac{N_{sk}}{R_0 - \gamma_m \cdot d_f}. \quad (2.8)$$

Для окончательного назначения подошвы фундамента уточняют расчетное сопротивление грунта R по [1, формула (5.16)]:

$$R = \frac{\gamma_1 \cdot \gamma_2}{k} \cdot [M_y \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_f \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}]. \quad (2.9)$$

Полученное значение R подставляют в формулу (2.8) и производят перерасчет площади подошвы фундамента по второму приближению. По найденной площади устанавливают размеры сторон подошвы фундамента, округляя в наибольшую сторону до значения, кратного 300 мм.

$$b_f = l_f = \sqrt{A_f}. \quad (2.10)$$

Если условие (2.6) не выполняется, увеличивают размеры подошвы фундамента.

2 Для внецентренно нагруженного фундамента

$$\begin{cases} P_{\max} \leq 1,2 \cdot R; \\ P_{\min} \geq 0; \\ P_m \leq R, \end{cases} \quad (2.11)$$

где P_{\max} , P_{\min} , P_m – максимальное, минимальное и среднее крайевые давления на грунт соответственно.

R находят по формуле (2.9).

Требуемую площадь фундамента определяют с коэффициентом 1,2–1,6, учитывающим влияние момента:

$$A_f = \frac{N_{sktot}}{1,2 \cdot R_0 - \gamma_m \cdot d_f}. \quad (2.12)$$

Задавшись отношением сторон подошвы фундамента $m = b_f / l_f = 0,6–0,85$, находят размеры подошвы фундамента, учитывая их кратность 300 мм. По фактическим принятым размерам подошвы фундамента определяют момент сопротивления

$$W_f = \frac{b_f \cdot l_f^2}{6}.$$

Находят P_{\max} , P_{\min} , P_m и проверяют условие (см. формулу (2.11)).



$$\begin{cases} P_{\max} = \frac{N_{sk\ tot}}{A_f} + \frac{M_{sk\ tot}}{W_f} + \gamma_m \cdot d_f; \\ P_{\min} = \frac{N_{sk\ tot}}{A_f} - \frac{M_{sk\ tot}}{W_f} + \gamma_m \cdot d_f; \\ P_m = \frac{P_{\max} + P_{\min}}{2}, \end{cases} \quad (2.13)$$

где $N_{sk\ tot}$, $M_{sk\ tot}$ – нормативная продольная сила и момент на уровне подошвы фундамента, для крайней колонны дополнительно учитывается вес фундаментной балки, стены и остекления:

$$\begin{aligned} N_{sk\ tot} &= N_{sk4-4}; \\ M_{sk} &= M_{sk4-4} + V_{sk4-4} \cdot h_f, \end{aligned} \quad (2.14)$$

где N_{sk4-4} , M_{sk4-4} , V_{sk4-4} – нормативная продольная сила, момент и поперечная сила.

Если P_{\max} , P_{\min} , P_m не удовлетворяют критериям расчета основания по деформациям (см. условие (2.11)), необходимо изменить соотношение сторон подошвы или увеличить их размеры.

2.4 Расчет конструкции фундамента

2.4.1 Расчет рабочей арматуры подошвы фундамента. Расчет прочности плитной части фундамента производится на основное сочетание нагрузок при $\gamma_f > 1$. Площадь сечения арматуры рассчитывают по сечениям у грани колонны и по граням ступеней. Рассматривают работу сечения как консольной балки на изгиб от реактивного давления, которое определяется без учета собственного веса фундамента и грунта на его уступах:

– для центрально-нагруженного фундамента под монолитную колонну

$$P = \frac{N_{sd}}{A_f}; \quad (2.15)$$

– для внецентренно нагруженного фундамента под сборную колонну

$$P_{i-i} = P_{\max} - \frac{(P_{\max} - P_{\min}) \cdot (l_f - l_i)}{2 \cdot l_f}, \quad (2.16)$$

где P_{i-i} – реактивное давление грунта в рассматриваемом сечении, МПа;

l_i – размеры плитной части фундамента в соответствии с рассматриваемым сечением, мм.

Изгибающие моменты в расчетных сечениях определяют:



– для центрально-нагруженного фундамента

$$M_{sd,i-i} = \frac{P \cdot (l_f - l_i)^2 \cdot b_f}{8}; \quad (2.17)$$

– для внецентренно нагруженного фундамента:

а) в направлении длинной стороны подошвы фундамента (х-направление)

$$M_{i-i} = \frac{(P_{i-i} + 2 \cdot P_{\max}) \cdot (l_f - l_i)^2}{24}; \quad (2.18)$$

б) в направлении короткой стороны подошвы фундамента (у-направление)

$$M_{4-4} = P_m \cdot \frac{(b_f - b_{cf})^2}{8} \cdot l_f. \quad (2.19)$$

По полученным значениям моментов определяют площадь сечения рабочей арматуры на всю ширину подошвы фундамента в каждом направлении, используя алгоритм расчета [2, п.7.1]:

$$A_{st,i-i} = \frac{M_{sd,i-i}}{\eta \cdot f_{yd} \cdot d_i}, \quad (2.20)$$

где η – относительное плечо пары сил;

f_{yd} – расчетное сопротивление арматуры, МПа;

d_i – рабочая высота рассматриваемого сечения, мм.

Содержание арматуры в расчетном сечении каждого направления должно быть не ниже минимально допустимого процента армирования в изгибаемых элементах. По наибольшему значению $A_{st,i-i}$ подбирают арматуру подошвы фундамента.

2.4.2 Проверка прочности фундамента на продавливание (местный срез). Площадь приложения нагрузки зависит от выполнения следующих условий:

$$h_p - d_p \leq 0,5 \cdot (l_p - l_c); \quad (2.21)$$

$$h_p - d_p > 0,5 \cdot (l_p - l_c). \quad (2.22)$$

При соблюдении условия (2.21) рассматриваемый фундамент относится к фундаментам с низкой стаканной частью, а площадь приложения нагрузки соответствует сечению колонны (рисунок 2.1). При соблюдении условия (2.22) фундамент относится к фундаментам с высокой стаканной частью, площадь приложения нагрузки соответствует сечению подколонника (рисунок 2.2).

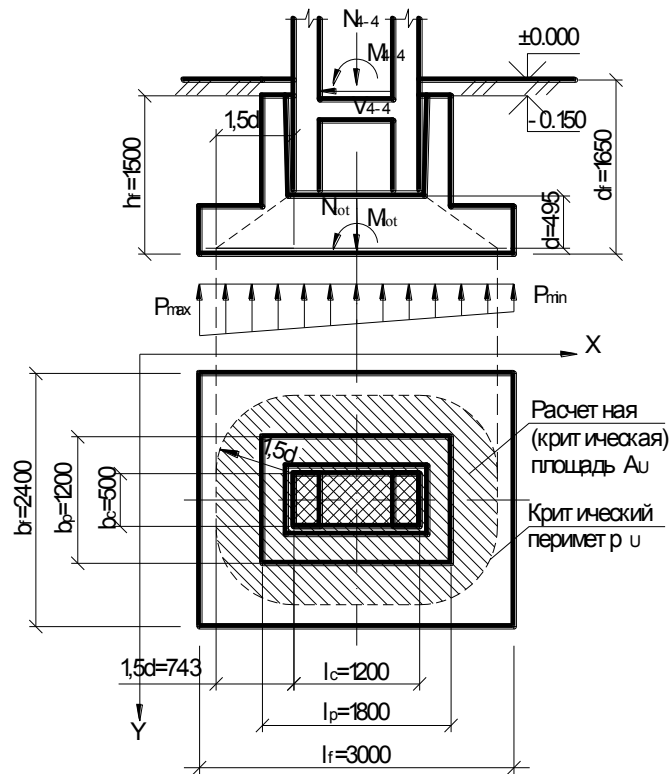


Рисунок 2.1 – Схема фундамента с низкой стаканной частью к расчету на продавливание

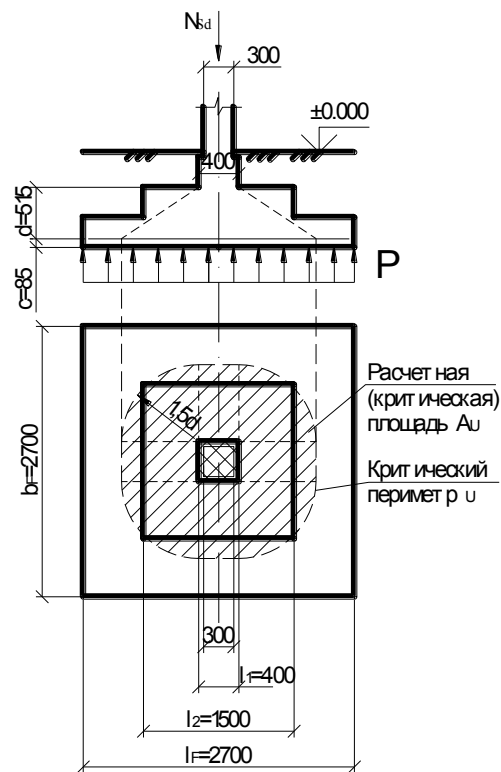


Рисунок 2.2 – Схема фундамента с высокой стаканной частью к расчету на продавливание

Расчет прочности фундамента на продавливание заключается в проверке достаточной толщины бетона фундаментной плиты для восприятия перерезывающей силы, вызванной продавливающей нагрузкой вдоль расчетного критического периметра (периметр вдоль нижнего основания пирамиды продавливания).

$$v_{sd} \leq V_{rd,c}. \quad (2.23)$$

Погонную поперечную силу v_{sd} , вызванную местным срезом, определяют по формуле

$$v_{sd} = \frac{\bar{\beta} \cdot V_{sd}}{u}, \quad (2.24)$$

где $\bar{\beta}$ – коэффициент, учитывающий влияние внецентренного приложения нагрузки. В случае отсутствия эксцентриситета следует принимать $\bar{\beta} = 1,0$; при наличии эксцентриситета для крайней колонны $\bar{\beta} = 1,4$, для средней – $\bar{\beta} = 1,15$, для угловой – $\bar{\beta} = 1,5$ [2, п. 7.4.3.8];

V_{sd} – результирующая поперечная сила, действующая по длине критического периметра u , за вычетом нагрузки от давления грунта по площади, находящегося внутри критического периметра,

$$V_{sd} = (A_f - A_u) \cdot P_m, \quad (2.25)$$

где A_f – площадь подошвы фундамента, мм²;

A_u – площадь плитной части в пределах рассматриваемого критического периметра:

– для фундамента с низкой стаканной частью

$$A_u = \pi \cdot (1,5 \cdot d)^2 + 2 \cdot (1,5 \cdot d \cdot b_c) + 2 \cdot (1,5 \cdot d \cdot l_c) + b_c \cdot l_c; \quad (2.26)$$

– для фундамента с высокой стаканной частью

$$A_u = \pi \cdot (1,5 \cdot d)^2 + 2 \cdot (1,5 \cdot d \cdot b_p) + 2 \cdot (1,5 \cdot d \cdot l_p) + b_p \cdot l_p. \quad (2.27)$$

Критический периметр для прямоугольных в плане площадей приложения местной нагрузки определяется как периметр, отстоящий на расстоянии $1,5 \cdot d$ от внешней грани площади приложения нагрузки.

Для фундамента с низкой стаканной частью

$$u = (2 \cdot b_c + 2 \cdot l_c) + 4 \cdot l; \quad (2.28)$$

для фундамента с высокой стаканной частью



$$u = (2 \cdot b_p + 2 \cdot l_p) + 4 \cdot l, \quad (2.29)$$

где l – длина закругленных секторов,

$$l = 0,01745 \cdot r \cdot n, \quad (2.30)$$

где $r = 1,5 \cdot d$;

$n = 90^\circ$.

Допускаемая расчетная поперечная сила $V_{Rd.c}$, воспринимаемая расчетным (критическим) сечением плиты без поперечного армирования по расчетному периметру пирамиды продавливания,

$$V_{Rd.c} = \left[0,15 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,10 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot d, \quad (2.31)$$

но не менее $(0,5 \cdot f_{ctd} - 0,10 \cdot \sigma_{cp}) \cdot d$,

где f_{ck} – нормативное сопротивление бетона осевому сжатию, МПа;

f_{ctd} – расчетное сопротивление бетона осевому растяжению, МПа;

σ_{cp} – напряжение в бетоне от осевого усилия,

$$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cx} \pm \sigma_{cy}}{2}; \quad (2.32)$$

σ_{cx}, σ_{cy} – нормальные напряжения в бетоне для расчетного сечения по направлениям осей x и y , МПа;

k – масштабный коэффициент,

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2; \quad (2.33)$$

d – средняя рабочая высота сечения, $d = 0,5 \cdot (d_x + d_y)$;

d_x, d_y – рабочая высота плиты в направлениях осей x и y соответственно, определяемая в критическом сечении;

ρ_1 – расчетный коэффициент армирования,

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{1x} \cdot \rho_{1y}} \leq 0,02; \quad (2.34)$$

ρ_{1x}, ρ_{1y} – коэффициенты продольного армирования в направлении осей x и y соответственно, рассчитанные для ширины плиты, равной ширине плюс $3 \cdot d$ по оси x и длине плюс $3 \cdot d$ по оси y .

Для центрально-нагруженного фундамента с высокой стаканной частью (см. рисунок 2.2)



$$\begin{aligned} b_x &= l_p + 3 \cdot d; \\ b_y &= b_p + 3 \cdot d. \end{aligned} \quad (2.35)$$

Для внецентренно нагруженного фундамента с низкой стаканной частью (см. рисунок 2.1)

$$\begin{aligned} b_x &= l_c + 3 \cdot d; \\ b_y &= b_c + 3 \cdot d. \end{aligned} \quad (2.36)$$

Коэффициент продольного армирования по оси x

$$\rho_{ix} = \frac{A_{sx}}{b_x \cdot d}, \quad (2.37)$$

где A_{sx} – площадь арматуры в направлении меньшей стороны плиты в пределах полосы фундамента шириной b_x ,

$$A_{sx} = \frac{A_{sx1} \cdot b_x}{s}, \quad (2.38)$$

где A_{sx1} – площадь одного стержня арматуры по оси x;
s – шаг стержней.

Коэффициент продольного армирования по оси y

$$\rho_{iy} = \frac{A_{sy}}{b_y \cdot d}. \quad (2.39)$$

Площадь продольной арматуры, расположенной по оси y в пределах ширины фундамента b_y :

$$A_{sy} = \frac{A_{sy1} \cdot b_y}{s}. \quad (2.40)$$

Площадь продольной арматуры в направлении каждой оси необходимо устанавливать не менее 0,002 от площади критического сечения соответствующего направления.

Если условие (2.23) не выполняется, следует:

- изменить высоту фундамента;
- класс бетона;
- установить поперечную арматуру, которую размещают в пределах критической площади.

2.4.3 Проверка нижней ступени на действие поперечной силы. Если расчетная схема фундамента представляет собой консоль, то прочность



ступени на действие перерезывающей силы находят по [2, формула (7.77), п. 7.2.1.5]:

$$V_{sd} \leq V_{rd,ct}; \quad (2.41)$$

$$V_{rd,ct} = \left[0,12 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot \left(\frac{2d}{x} \right) - 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d, \quad (2.42)$$

но не более $V_{rd,ct,max} = 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd}$;

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right); \quad (2.43)$$

где ρ_1 – коэффициент армирования,

$$\rho_1 = \frac{A_{st}}{b_f \cdot d}; \quad (2.44)$$

x – расстояние от грани ступени до рассматриваемого сечения А-А, выполненного под углом 45° (рисунок 2.3);

b_w – минимальная ширина поперечного сечения элемента, мм.

Если условие (2.42) не выполняется, то необходимо изменить класс бетона или увеличить высоту ступени.

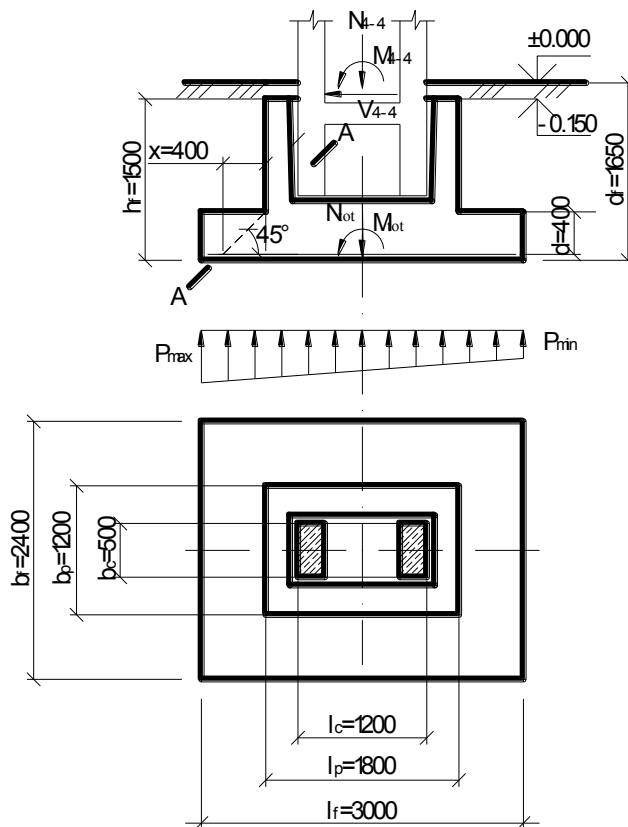


Рисунок 2.3 – К расчету на действие поперечной силы

2.4.4 Расчет прочности стаканной части фундамента. При расчете подколонника площадь сечения продольной арматуры определяют из расчета на внецентренное сжатие стенок стакана по нормальному сечению, проходящему по торцу колонны сечением 5–5. В расчетах рассматривается фактическое коробчатое сечение, которое преобразовано в эквивалентное двутавровое. Высота полки h'_f в сечении принимается равной толщине стенки, расположенной перпендикулярно плоскости изгиба, а толщина ребра b – удвоенной толщине стенки, расположенной параллельно к плоскости изгиба. Площадь сечения арматуры с каждой стороны должна быть не менее 0,15 % от площади поперечного сечения подколонника.

Расчетные силы и изгибающие моменты определяют от комбинации усилий, действующих в колонне на уровне верха стакана (M_{sd4-4} , N_{sd4-4} , V_{sd4-4}):

$$\begin{aligned} M_{5-5} &= M_{sd4-4} + V_{sd4-4} \cdot h_{bd}; \\ N_{5-5} &= N_{sd4-4} + G_p, \end{aligned} \quad (2.45)$$

где G_p – вес подколонника и части колонны в нем,

$$G_p = l_p \cdot b_p \cdot h_{bd} \cdot \rho \cdot g \cdot \gamma_f. \quad (2.46)$$

Примечание – Для крайней колонны дополнительно учитывается вес стены и момент от нее относительно оси фундамента [4, гл. 9, таблица 9.6].

$$\begin{aligned} M_{5-5} &= M_{sd4-4} + V_{sd4-4} \cdot h_{bd} + M_{\omega}; \\ N_{5-5} &= N_{sd4-4} + G_p + G_{\omega}. \end{aligned} \quad (2.47)$$

Начальный эксцентриситет продольной силы

$$e_o = \frac{M_{sd5-5}}{N_{sd5-5}}. \quad (2.48)$$

Величина случайного эксцентриситета

$$e_a = \max \begin{cases} \frac{h_p}{600}; \\ 10 \text{ мм}; \\ \frac{l_p}{30}; \end{cases} \quad (2.49)$$

где h_p – высота подколонника.

Дальнейший расчет ведут как для внецентренно сжатого элемента таврового сечения, предварительно определив положение нейтральной линии [2, п. 7.1.2.5].

Продольное армирование подколонника принимается симметричным, при этом расстояние между продольными стержнями не должно превышать 400 мм, а по граням параллельно изгибу устанавливаются конструктивные стержни с расстоянием не более 500 мм.

Поперечную арматуру определяют из расчета обеспечения прочности стенок стакана на разрыв при действии моментов по наклонным сечениям 6–6 и 6'–6', проходящим через верхнее ребро стакана и условную ось поворота колонны (К или К') (рисунок 2.4).

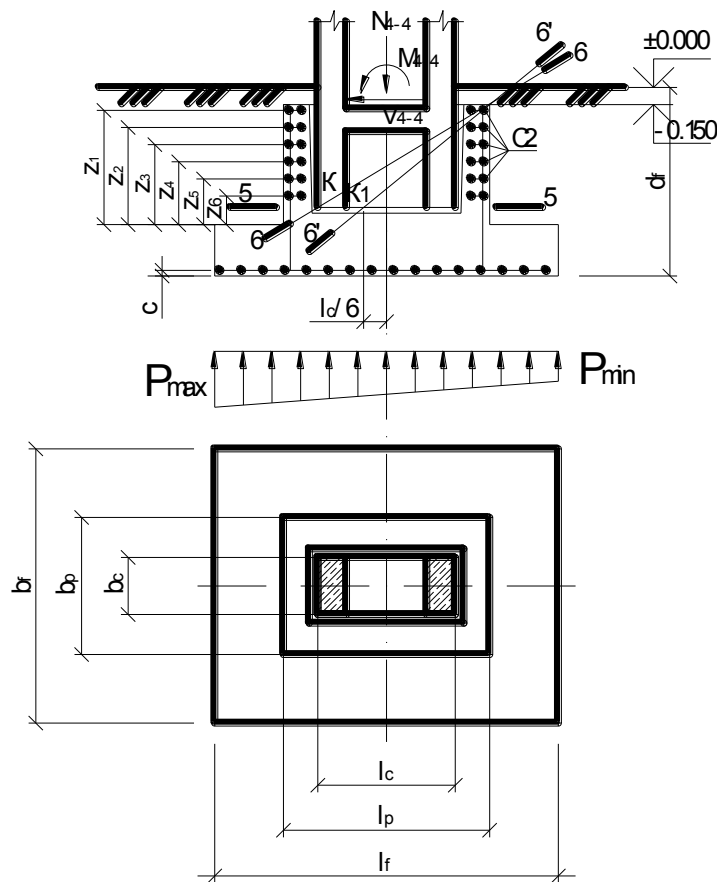


Рисунок 2.4 – К расчету стаканной части фундамента

При $e_o > \frac{l_c}{2}$

$$M_k = 0,8 \cdot \left(M_{sd4-4} + V_{sd4-4} \cdot h_p - N_{sd4-4} \cdot \frac{l_c}{2} \right); \quad (2.50)$$

при $e_o > \frac{b_c}{2}$

$$M_k = 0,8 \cdot \left(M_{sd4-4} + V_{sd4-4} \cdot h_p - N_{sd4-4} \cdot \frac{b_c}{2} \right); \quad (2.51)$$

при $\frac{l_c}{2} > e_o > \frac{l_c}{6}$ и $\frac{b_c}{2} > e_o > \frac{b_c}{6}$

$$M_{k1} = M_{sd4-4} + V_{sd4-4} \cdot h_p - 0,7 \cdot N_{sd4-4} \cdot e_o. \quad (2.52)$$

Площадь сечения поперечной арматуры A_{sw} каждой сварной сетки определяется следующим образом:

– при $e_o > \frac{l_c}{2}$

$$A_{sw} = \frac{M_k}{f_{ywd} \cdot \sum_{i=1}^n z_i}; \quad (2.53)$$

– при $\frac{l_c}{2} > e_o > \frac{l_c}{6}$

$$A_{sw} = \frac{M_{k1}}{f_{ywd} \cdot \sum_{i=1}^n z_i}, \quad (2.54)$$

где f_{ywd} – расчетное сопротивление поперечной арматуры [2, таблица 6.5], МПа;

z_i – расстояние от торца колонны до поперечных сеток армирования, мм.

При $e_o < \frac{l_c}{6}$ поперечное армирование стенок стакана назначают конструктивно.

Диаметр стержней сеток – не менее 8 мм и не менее $\frac{1}{4}$ диаметра

продольной арматуры подколонника. Шаг поперечных сеток принимают не более 200 мм и не более $0,25 \cdot d_p$ глубины стакана. Расположение сеток в стакане см. на рисунке 2.4.

3 Примеры расчета столбчатых плитных фундаментов

3.1 Расчет столбчатого плитного центрально-нагруженного фундамента под монолитную колонну

3.1.1 *Исходные данные.* Рассчитать и законструировать центрально-нагруженный фундамент под двухветвевую колонну сечением $h_c = b_c = 300$ мм.

Место строительства – г. Полоцк. Глубина сезонного промерзания $d_f = 1220$ мм.

Грунт основания – песок мелкий средней плотности с коэффициентом



том пористости $\varepsilon = 0,719$ плотностью $\rho = 1770 \text{ кг/м}^3$.

По [1, таблица Б.1] определены расчетные характеристики грунта:

– нормативное значение удельного сцепления $c_n = 0,62 \text{ кПа} = 6,2 \cdot 10^{-4} \text{ МПа}$;

– нормативное значение угла внутреннего трения $\varphi_n = 29,24^\circ$;

– нормативное значение модуля деформации $E = 14,48 \text{ МПа}$.

По [1, таблица 5.5] принимают условное расчетное сопротивление грунта: $R_o = 300 \text{ кПа} = 0,3 \text{ МПа}$.

Материал фундамента – бетон класса С16/20: $f_{cd} = 10,67 \text{ МПа}$;
 $f_{ctd} = 0,87 \text{ МПа}$.

Предельные относительные деформации бетона $\varepsilon_{cu2} = 3,5 \text{ ‰}$ [2, таблица 6.1]; по [3, таблица 6.5] $\omega_c = 0,810$; $k_2 = 0,416$; $C_0 = \frac{\omega_c}{k_2} = 1,947$.

Для рабочих стержней арматуры класса S500:

– расчетное сопротивление арматуры $f_{yd} = 435 \text{ МПа}$;

– модуль упругости арматуры $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}$;

– относительные деформации арматуры $\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{2 \cdot 10^5} = 2,175 \cdot 10^{-3}$.

3.1.2 Определение глубины заложения и высоты фундамента.

Высота фундамента принимается из условия глубины промерзания грунтов. Нормативная глубина промерзания грунта для г. Полоцка $d_f = 1220 \text{ мм}$.

Расчетная глубина сезонного промерзания грунта

$$d_1 = k_h \cdot d_f. \quad (3.1)$$

Принимают $k_h = 0,6$. Тогда $d_1 = 0,6 \cdot 1220 = 732 \text{ мм}$.

Окончательно принимают высоту фундамента $h_f = 900 \text{ мм}$, учитывая ее кратность 300 мм.

Глубина заложения фундамента

$$d_f = h_f + 50, \quad (3.2)$$

$$d_f = 900 + 50 = 950 \text{ мм}.$$

3.1.3 Определение усилий, действующих на основание и фундамент.

В соответствии с расчетом полная расчетная продольная сила, передаваемая колонной на фундамент на уровне пола первого этажа, $N_{sd} = 996,847 \text{ кН}$. Тогда нормативное значение этой нагрузки с учетом среднего коэффициента безопасности по нагрузке $\gamma_f = 1,4$ вычисляют по формуле

$$N_{sk} = \frac{N_{sd}}{\gamma_f}, \quad (3.3)$$



$$N_{sk} = \frac{996,847}{1,4} = 712,034 \text{ кН.}$$

3.1.4 *Определение размеров подошвы фундамента.* Площадь подошвы фундамента

$$A_f = \frac{N_{sk}}{R_o - \gamma_m \cdot d_f}, \quad (3.4)$$

где γ_m – средний удельный вес фундамента с засыпкой грунта на его обрезах, $\gamma_m = 20 \text{ кН/м}^3 = 2 \cdot 10^{-5} \text{ Н/мм}^3$.

$$A_f = \frac{712,034 \cdot 10^3}{0,3 - 2 \cdot 10^{-5} \cdot 950} = 2533929 \text{ мм}^2.$$

Ширина квадратного в плане фундамента $b_f = l_f = \sqrt{A} = \sqrt{2533929} = 1592 \text{ мм.}$

Принимают $b_f = l_f = 1800 \text{ мм}$ (кратно 300 мм).

Уточняют расчетное сопротивление грунта с учетом принятых размеров фундамента:

$$R = \frac{\gamma_1 \cdot \gamma_2}{k} \cdot [M_y \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_f \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}], \quad (3.5)$$

$$R = \frac{1,3 \cdot 1,1}{1,1} \cdot [1,0816 \cdot 1 \cdot 1800 \cdot 1,77 \cdot 10^{-5} + 5,3316 \cdot 950 \cdot 1,77 \cdot 10^{-5} + 7,737 \cdot 6,2 \cdot 10^{-4}] = 0,129 \text{ МПа.}$$

Уточняют значения A_f при $R = 0,129 \text{ МПа}$:

$$A_f = \frac{712,034 \cdot 10^3}{0,129 - 2 \cdot 10^{-5} \cdot 950} = 6473036 \text{ мм}^2;$$

$$b_f = l_f = \sqrt{A_f} = \sqrt{6473036} = 2544 \text{ мм.}$$

Принимают наибольшее значение, соблюдая кратность 300: $b_f = l_f = 2700 \text{ мм}$. Тогда $A_f = b_f^2 = 2700^2 = 7,29 \cdot 10^6 \text{ мм}^2$.

Проверку достаточности размеров подошвы фундамента проверяют по критериям давлений на грунт от нормативных усилий:

$$P \leq R. \quad (3.6)$$

$$P = \frac{N_{sk}}{A_f} + \gamma_m \cdot d_f,$$



где γ_m – средний удельный вес фундамента с засыпкой грунта на его обрезах, $\gamma_m = 20 \text{ кН/м}^3 = 2 \cdot 10^{-5} \text{ Н/мм}^3$.

$$P = \frac{712,034 \cdot 10^3}{7,29 \cdot 10^6} + 2 \cdot 10^{-5} \cdot 950 = 0,117 \text{ МПа};$$

$$R = 0,117 \text{ МПа} \leq R = 0,129 \text{ МПа}.$$

Проверка напряжений в основании показывает, что размеры подошвы фундамента достаточны.

3.1.5 Расчет плитной части столчатого фундамента по прочности. Условие расчета по прочности

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}. \quad (3.7)$$

Изгибающий момент в расчетных сечениях определяют от действия реактивного давления грунта P по подошве фундамента без учета нагрузки от собственного веса фундамента и грунта на его уступах по следующим формулам (рисунок 3.1):

$$M_{Sd1-1} = \frac{P_d \cdot (l_f - l_c)^2 \cdot b_f}{8}; \quad (3.8)$$

$$M_{Sd2-2} = \frac{P_d \cdot (l_f - l_1)^2 \cdot b_f}{8}; \quad (3.9)$$

$$M_{Sd3-3} = \frac{P_d \cdot (l_f - l_2)^2 \cdot b_f}{8}, \quad (3.10)$$

где P_d – давление на грунт без учета веса фундамента и грунта на его ступенях,

$$P_d = \frac{N_{Sd}}{A_f}, \quad (3.11)$$

$$P_d = \frac{996,847 \cdot 10^3}{7,29 \cdot 10^6} = 0,137 \text{ МПа};$$

$$M_{Sd1-1} = \frac{0,137 \cdot (2700 - 300)^2 \cdot 2700}{8} = 266,328 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм};$$

$$M_{Sd2-2} = \frac{0,137 \cdot (2700 - 400)^2 \cdot 2700}{8} = 244,596 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм};$$



$$M_{sd3-3} = \frac{0,137 \cdot (2700 - 1500)^2 \cdot 2700}{8} = 66,582 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

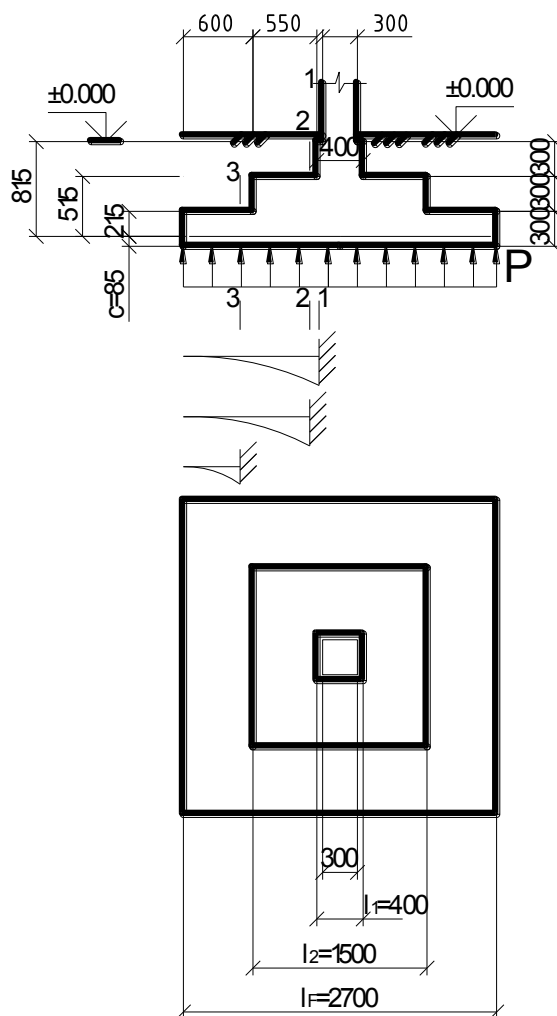


Рисунок 3.1 – Расчетная модель столбчатого плитного центрально-нагруженного фундамента

Принимают $c = 80 + \varnothing/2 = 80 + 5 = 85$ мм, за основу взят минимальный диаметр арматуры.

$$d_1 = h_f - c = 900 - 85 = 815 \text{ мм};$$

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_{sy}}, \quad (3.12)$$

$$\xi_{lim} = \frac{3,5}{3,5 + 2,175} = 0,617;$$

$$\alpha_{m,lim} = \omega_c \cdot \xi_{lim} \cdot (1 - k_2 \cdot \xi_{lim}), \quad (3.13)$$

$$\alpha_{m,lim} = 0,810 \cdot 0,617 \cdot (1 - 0,416 \cdot 0,617) = 0,371;$$

$$\alpha_m = \frac{M_{sd1-1}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b_f \cdot d_1^2}, \quad (3.14)$$

$$\alpha_m = \frac{266,328 \cdot 10^6}{1 \cdot 10,67 \cdot 2700 \cdot 815^2} = 0,014;$$

$$\alpha_m = 0,014 < \alpha_{m,lim} = 0,371;$$

$$\eta = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{\alpha_m}{C_o}}, \quad (3.15)$$

$$\eta = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,014}{1,947}} = 0,993;$$

$$A_{st1-1} = \frac{M_{sd1-1}}{\eta \cdot f_{yd} \cdot d_1}, \quad (3.16)$$

$$A_{st1-1} = \frac{266,328 \cdot 10^6}{0,993 \cdot 435 \cdot 815} = 757 \text{ мм}^2;$$

$$d_2 = h_1 - c = 600 - 85 = 515 \text{ мм};$$

$$\alpha_m = \frac{244,596 \cdot 10^6}{1 \cdot 10,67 \cdot 2700 \cdot 515^2} = 0,032;$$

$$\alpha_m = 0,032 < \alpha_{m,lim} = 0,371;$$

$$\eta = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,032}{1,947}} = 0,98;$$

$$A_{st2-2} = \frac{244,596 \cdot 10^6}{0,98 \cdot 435 \cdot 515} = 1114 \text{ мм}^2;$$

$$d_3 = 300 - 85 = 215 \text{ мм};$$

$$\alpha_m = \frac{66,582 \cdot 10^6}{1 \cdot 10,67 \cdot 2700 \cdot 215^2} = 0,05;$$

$$\alpha_m = 0,05 < \alpha_{m,lim} = 0,371;$$

$$\eta = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{\alpha_m}{C_o}} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,05}{1,947}} = 0,97;$$

$$A_{st3-3} = \frac{M_{sd3-3}}{\eta \cdot f_{yd} \cdot d_3} = \frac{66,582 \cdot 10^6}{0,97 \cdot 435 \cdot 215} = 734 \text{ мм}^2.$$

По наибольшей требуемой площади сечения арматуры, а в данном случае это $A_{st,2-2} = 1114 \text{ мм}^2$, принимают $15\text{Ø}12\text{S}500$ площадью $A_{st} = 1177,5 \text{ мм}^2$ с шагом $S = 185 \text{ мм}$.

3.1.6 Проверка прочности фундамента на продавливание (местный срез). Расчет прочности фундамента на продавливание основан на выполнении условия

$$v_{sd} \leq V_{rd,c} \quad (3.17)$$

Погонную поперечную силу v_{sd} , вызванную местным срезом, определяют по формуле (рисунок 3.2)

$$v_{sd} = \frac{\bar{\beta} \cdot V_{sd}}{u}, \quad (3.18)$$

где $\bar{\beta} = 1,0$ [2, п. 7.4.3.8].

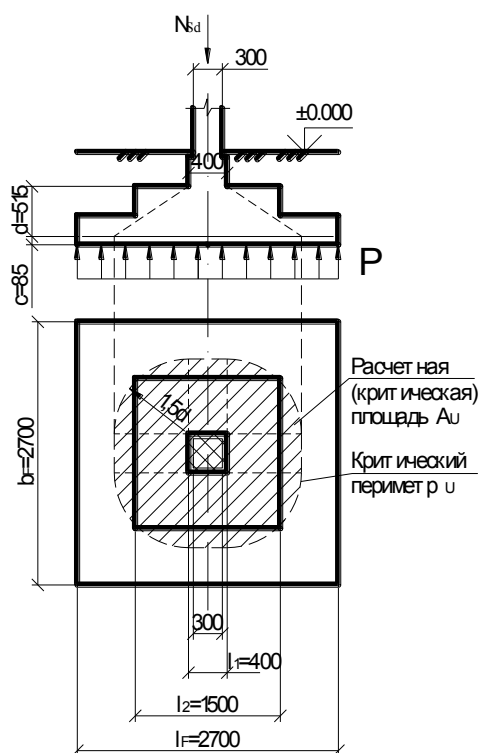


Рисунок 3.2 – Расчетная модель столбчатого плитного центрально-нагруженного фундамента для определения прочности на продавливание

$$V_{sd} = (A_f - A_u) \cdot P_d, \quad (3.19)$$

$$V_{sd} = (2700^2 - 3270765) \cdot 0,137 = 550635 \text{ H};$$

$$A_u = \pi \cdot (1,5 \cdot d)^2 + 4 \cdot (1,5 \cdot d \cdot l_1) + l_1 \cdot b_1, \quad (3.20)$$

$$A_u = \pi \cdot (1,5 \cdot 515)^2 + 4 \cdot (1,5 \cdot 515 \cdot 400) + 400 \cdot 400 = 3270765 \text{ мм}^2;$$

$$u = (2 \cdot b_1 + 2 \cdot l_1) + 4 \cdot l; \quad (3.21)$$

$$l = 0,01745 \cdot r \cdot n; \quad (3.22)$$

$$r = 1,5 \cdot d; \quad n = 90^\circ;$$

$$l = 0,01745 \cdot 1,5 \cdot 515 \cdot 90 = 1213 \text{ мм};$$

$$u = (2 \cdot 400 + 2 \cdot 400) + 4 \cdot 1213 = 6452 \text{ мм};$$

$$v_{sd} = \frac{\bar{\beta} \cdot V_{sd}}{u} = \frac{1 \cdot 550635}{6452} = 85,34 \text{ H / мм};$$

$$V_{rd,c} = \left[0,15 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,10 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot d, \quad (3.23)$$

но не менее $(0,5 \cdot f_{ctd} - 0,10 \cdot \sigma_{cp}) \cdot d$;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2; \quad (3.24)$$

$$d = 0,5 \cdot (d_x + d_y); \quad (3.25)$$

$$d = d_x = d_y = h_1 - c = 600 - 86 = 514 \text{ мм};$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{515}} = 1,62 \leq 2.$$

Принимают $k = 1,62$.

$$b = l_1 + 3 \cdot d; \quad (3.26)$$

$$b = 400 + 3 \cdot 515 = 1945 \text{ мм};$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}; \quad (3.27)$$



$$A_s = \frac{A_{s1} \cdot b}{s} = \frac{78,5 \cdot 2700}{185} = 1146 \text{ мм}^2;$$

$$\rho = \frac{1146}{1942 \cdot 515} = 0,0011;$$

$$V_{rd,c} = \left[0,15 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,10 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot d = \left[0,15 \cdot 1,62 \cdot (100 \cdot 0,0011 \cdot 16)^{1/3} - 0 \right] \cdot 515 = 151,1 \text{ Н/мм} < (0,5 \cdot f_{ctd} - 0,10 \cdot \sigma_{cp}) \cdot d = (0,5 \cdot 0,87 - 0) \cdot 515 = 224 \text{ Н/мм}.$$

Так как $v_{sd} = 85,34 \text{ Н/мм} \leq V_{rd,c} = 224 \text{ Н/мм}$, то прочность фундамента на продавливание (местный срез) обеспечена.

3.1.7 Проверка нижней ступени на действие поперечной силы. Так как расчетное сечение располагается на расстоянии $x = 215 \text{ мм}$ и соблюдается условие $0,5d \leq x \leq 2d$; $0,5 \cdot 215 = 107,5 < 300 < 2 \cdot 215 = 430$, а расчетная схема фундамента представляет собой консоль, то прочность ступени на действие перерезывающей силы находят по [2, формула (7.77), п.7.2.1.5]:

$$V_{sd} \leq V_{rd,ct}; \quad (3.28)$$

$$V_{rd,ct} = \left[0,12 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot \left(\frac{2d}{x} \right) - 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d, \quad (3.29)$$

но не более $V_{rd,ct,max} = 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd}$;

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right); \quad (3.30)$$

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{16}{250} \right) = 0,5616;$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{215}} = 1,96 < 2,$$

принимаем $k = 1,96$;

$$\rho_1 = \frac{A_{st}}{b_f \cdot d} = \frac{1177,5}{2700 \cdot 215} = 0,002;$$

$$V_{rd,ct} = \left[0,12 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot \left(\frac{2d}{x} \right) - 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d = \left[0,12 \cdot 1,96 \cdot (100 \cdot 0,002 \cdot 16)^{1/3} \cdot \left(\frac{2 \cdot 215}{215} \right) - 0 \right] \cdot 2700 \cdot 215 = 402395 \text{ Н};$$

$$V_{rd,ct,max} = 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 2700 \cdot 215 \cdot 0,5616 \cdot 10,67 = 1739257 \text{ Н};$$

$$V_{rd,ct} = 402395 \text{ Н} < V_{rd,ct,max} = 1739257 \text{ Н}.$$

$$V_{sd} = P_m \cdot 0,5 \cdot (1_f - 1_p - 2 \cdot x) \cdot b_f; \quad (3.31)$$

$$V_{sd} = 0,137 \cdot 0,5 \cdot (2700 - 1540 - 2 \cdot 215) \cdot 2700 = 135014 \text{ Н}.$$

$V_{sd} = 135014 \text{ Н} < V_{rd,ct} = 1739257 \text{ Н}$, следовательно, высота ступени отвечает условию ее прочности поперечной силе без поперечного армирования в наклонном сечении.

3.2 Расчет столбчатого плитного внецентренно нагруженного фундамента под среднюю колонну

3.2.1 Исходные данные. Рассчитать и законструировать внецентренно нагруженный фундамент под среднюю двухветвевую колонну с сечением в подкрановой части $h_c \times b_c = 1200 \times 500 \text{ мм}$.

Место строительства – г. Минск. Глубина сезонного промерзания $d_f = 1100 \text{ мм}$.

Грунт основания – песок средней крупности с коэффициентом пористости $\varepsilon = 0,55$ плотностью $\rho = 1700 \text{ кг/м}^3$.

По [1, таблица Б.1] определяют расчетные характеристики грунта:

– нормативное значение удельного сцепления $c_n = 4 \text{ кПа} = 0,004 \text{ МПа}$;

– нормативное значение угла внутреннего трения $\varphi_n = 36^\circ$;

– нормативное значение модуля деформации $E = 30 \text{ МПа}$.

По [1, таблица 5.5] принимают условное расчетное сопротивление грунта: $R_0 = 300 \text{ кПа} = 0,3 \text{ МПа}$.

Материал фундамента – бетон класса С16/20: $f_{cd} = 10,67 \text{ МПа}$; $f_{ctd} = 0,87 \text{ МПа}$.

Для рабочих стержней арматуры класса S500:

– расчетное сопротивление ненапрягаемой арматуры $f_{yd} = 435 \text{ МПа}$;

– модуль упругости арматуры $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}$;

– относительные деформации арматуры $\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{2 \cdot 10^5} =$

$$= 2,175 \cdot 10^{-3}.$$

Для бетона С16/20 предельные относительные деформации $\varepsilon_{cu2} = 3,5 \text{ ‰}$ [2, таблица 6.1]; по [3, таблица 6.5] $\omega_c = 0,810$; $k_2 = 0,416$;

$$C_0 = \frac{\omega_c}{k_2} = 1,947.$$



Под фундаментом предусмотрена бетонная подготовка толщиной 100 мм.

3.2.2 Определение глубины заложения и высоты фундамента.

Нормативная глубина промерзания грунта для г. Минска $d_f = 1100$ мм.

Расчетная глубина сезонного промерзания грунта

$$d_1 = k_h \cdot d_f. \quad (3.32)$$

Для неотопливаемых сооружений $k_h = 1,1$; принимаем $k_h = 0,6$ по данным наблюдений местной гидрометеорологической станции за период не менее 10 лет или по [1, п. 5.2.4].

Принимаем для г. Минска $d_f = 1100$ мм. Тогда $d_1 = 0,6 \cdot 1100 = 660$ мм.

Требуемая высота из условия промерзания грунтов

$$h_f \geq d_f - 150; \quad (3.33)$$

$$h_f \geq 660 - 150 = 510 \text{ мм} > h_f = 500 \text{ мм.}$$

Требуемая глубина стакана из условий достаточной анкеровки продольной арматуры и обеспечения жесткости защемления колонны в фундаменте

$$\begin{cases} h_{bd} \geq 0,5 + 0,33 \cdot l_c; \\ h_{bd} > 1,5 \cdot b, \end{cases} \quad (3.34)$$

где b – больший размер сечения ветви, $b = b_c = 500$ мм.

$$\begin{cases} h_{bd} \geq 0,5 + 0,33 \cdot 1,2 = 0,896 \text{ м} = 896 \text{ мм}; \\ h_{bd} > 1,5 \cdot 500 = 750 \text{ мм.} \end{cases}$$

Принимают $h_{bd} = 900 + 50 = 950$ мм, где 50 – зазор между дном стакана и торцом колонны, мм.

Тогда требуемая высота фундамента

$$h_f \geq h_{bd} + h_d, \quad (3.35)$$

где h_d – толщина дна стакана из условия обеспечения прочности дна стакана на продавливание при монтаже. Принимают $h_d = 550$ мм ($\min = 200$ мм).

$$h_f \geq h_{bd} + h_d = 950 + 550 = 1500 \text{ мм.}$$

Окончательно принимают высоту фундамента $h_f = 1500$ мм, учитывая ее кратность 300 мм.



Тогда глубина заложения фундамента

$$d_f = h_f + 150, \quad (3.36)$$

$$d_f = 1500 + 150 = 1650 \text{ мм.}$$

С учетом конструктивных требований находят размеры подколонника, соблюдая кратность 300 мм:

– в направлении оси x

$$l_p = h_c + 2 \cdot 75 + 2 \cdot \delta;$$

– в направлении оси y

$$b_p = b_c + 2 \cdot 75 + 2 \cdot \delta, \quad (3.37)$$

где δ – толщина стенки подколонника, $\delta \geq 200$ мм.

$$l_p = h_c + 2 \cdot 75 + 2 \cdot \delta = 1200 + 150 + 2 \cdot 200 = 1750 \text{ мм};$$

$$b_p = b_c + 2 \cdot 75 + 2 \cdot \delta = 500 + 150 + 2 \cdot 200 = 1050 \text{ мм.}$$

Принимают размеры подколонника, кратные 300 мм: $b_p = 1200$ мм, $l_p = 1800$ мм (рисунок 3.3). 50 мм – зазор между дном стакана и торцом колонны.

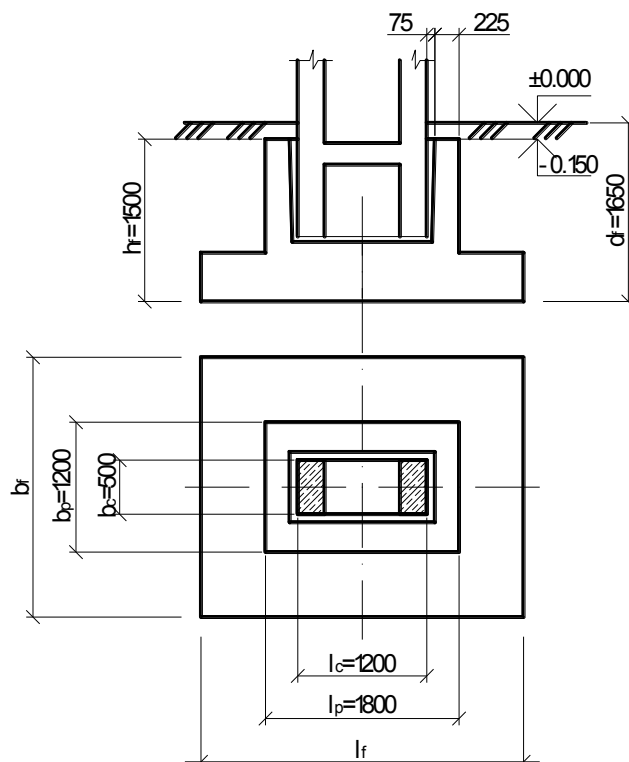


Рисунок 3.3 – Схема столбчатого плитного внецентренно нагруженного фундамента под среднюю колонну

3.2.3 Определение усилий, действующих на основание и фундамент.

Наибольшие усилия от расчетных нагрузок M_{sd4-4} , N_{sd4-4} , V_{sd4-4} , передаваемые колонной в уровне верха фундамента (сечение 4-4), приняты по [5, таблица 1.10].

Нормативные усилия M_{sk4-4} , N_{sk4-4} , V_{sk4-4} получают по следующим формулам:

$$M_{sk4-4} = \frac{M_{sd4-4}}{\gamma_f}; N_{sk4-4} = \frac{N_{sd4-4}}{\gamma_f}; V_{sk4-4} = \frac{V_{sd4-4}}{\gamma_f}, \quad (3.38)$$

где γ_f – средний коэффициент безопасности по нагрузке, $\gamma_f = 1,4$.

Расчетный и нормативный моменты на уровне подошвы фундамента

$$\begin{aligned} M_{sd \text{ tot}} &= M_{sd4-4} + V_{sd} \cdot h_f, \\ M_{sk \text{ tot}} &= M_{sk4-4} + V_{sk} \cdot h_f. \end{aligned} \quad (3.39)$$

Расчетные и нормативные усилия, действующие на основание и фундамент, приведены в таблицах 3.1 и 3.2.

Таблица 3.1 – Расчетные усилия на фундамент под среднюю колонну

Сочетание усилий	Комбинация усилий	Усилие в сечении 4-4			$V_{sd} \cdot h_f$	Усилие на уровне подошвы	
		M_{sd4-4} , кН·м	N_{sd4-4} , кН	V_{sd4-4} , кН		M_{sdtot} , кН·м	N_{sdtot} , кН
Расчетные усилия для расчета элементов фундамента на прочность с коэффициентом $\gamma_f > 1$	M_{max}, N, V	169,72	-2333,39	16,13	24,2	193,92	-2333,39
	M_{min}, N, V	-134,69	-2060,28	16,13	24,2	-110,49	-2060,28
	N_{max}, M, V	169,72	-2333,39	16,13	24,2	193,92	-2333,39

Таблица 3.2 – Нормативные усилия на фундамент под среднюю колонну

Сочетание усилий	Комбинация усилий	Усилие в сечении 4-4			$V_{sk} \cdot h_f$	Усилие на уровне подошвы	
		M_{sk4-4} , кН·м	N_{sk4-4} , кН	V_{sk4-4} , кН		M_{sktot} , кН·м	N_{sktot} , кН
Нормативные усилия для расчета оснований по деформациям с коэффициентом $\gamma_f = 1$	M_{max}, N, V	121,23	-1666,71	11,52	17,28	138,51	-1666,71
	M_{min}, N, V	-96,21	-1471,63	11,52	17,28	-113,49	-1471,63
	N_{max}, M, V	121,23	-1666,71	11,52	17,28	138,51	-1666,71

Примечание – h_f – высота фундамента, $h_f = 1500$ мм

3.2.4 *Определение размеров подошвы фундамента.* Площадь подошвы фундамента

$$A_f = \frac{N_{sktot}}{1,2 \cdot R_o - \gamma_m \cdot d_f}, \quad (3.40)$$

где γ_m – средний удельный вес фундамента с засыпкой грунта на его обрезах, $\gamma_m = 20 \text{ кН/м}^3 = 2 \cdot 10^{-5} \text{ Н/мм}^3$;

N_{sktot} – наибольшая продольная нормальная сила, действующая на уровне подошвы фундамента (см. таблицу 3.1);

d_f – глубина заложения фундамента.

$$A_f = \frac{1666,71 \cdot 10^3}{1,2 \cdot 0,3 - 2 \cdot 10^{-5} \cdot 1650} = 5096972 \text{ мм}^2;$$

$$l_f = \sqrt{\frac{A_f}{m}}, \quad (3.41)$$

где m – соотношение сторон подошвы фундамента, $m = \frac{b_f}{l_f} = 0,6-0,85$.

Принимают $m = 0,8$. Тогда

$$l_f = \sqrt{\frac{A_f}{0,8}} = \sqrt{\frac{5096972}{0,8}} = 2524 \text{ мм.}$$

При принятии длины $l_f = 2700$ мм и построении пирамиды продавливания пирамида продавливания вышла за пределы фундамента и плитной части – что недопустимо, поэтому назначают $l_f = 3000$ мм (кратно 300 мм) и принимают высоту ступени $h_1 = 450$ мм. Условие построения пирамиды продавливания см. в п. 2.4.2.

Тогда $b_f = m \cdot l_f = 0,8 \cdot 3000 = 2400$ мм. Принимают $b_f = 2400$ мм (кратно 300 мм).

При принятых размерах площадь подошвы фундамента

$$A_f = b_f \cdot l_f = 2400 \cdot 3000 = 7,2 \cdot 10^6 \text{ мм}^2.$$

Момент сопротивления подошвы фундамента

$$W_f = \frac{b_f \cdot l_f^2}{6} = \frac{2400 \cdot 3000^2}{6} = 3,6 \cdot 10^9 \text{ мм}^3.$$

Уточняют расчетное сопротивление грунта:

$$R = \frac{\gamma_1 \cdot \gamma_2}{k} \cdot [M_y \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_f \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}], \quad (3.42)$$



где $\gamma_1 = 1,4$;
 $\gamma_2 = 1,2$;
 $k = 1,1$;
 $M_\gamma = 1,81$;
 $M_q = 8,24$;
 $M_c = 9,97$;
 $k_z = 1$;
 $\gamma_{II} = g \cdot \rho = 10 \cdot 1700 = 17000 \text{ Н/м}^3 = 1,7 \cdot 10^{-5} \text{ Н/мм}^3$;
 $c_{II} = 4 \text{ кПа} = 0,004 \text{ МПа}$;
 $d_b = 0$.

$$R = \frac{1,4 \cdot 1,2}{1,1} \cdot [1,81 \cdot 1 \cdot 2400 \cdot 1,7 \cdot 10^{-5} + 8,24 \cdot 1650 \cdot 1,7 \cdot 10^{-5} + 9,97 \cdot 0,004] = 0,527 \text{ МПа.}$$

Проверку достаточности размеров подошвы фундамента осуществляют по критериям давлений на грунт от нормативных усилий:

$$\begin{cases} P_{\max} = \frac{N_{sktot}}{A_f} + \frac{M_{sktot}}{W_f} + \gamma_m \cdot d_f \leq 1,2 \cdot R; \\ P_{\min} = \frac{N_{sktot}}{A_f} - \frac{M_{sktot}}{W_f} + \gamma_m \cdot d_f \geq 0; \\ P_m = \frac{P_{\max} + P_{\min}}{2} \leq R, \end{cases} \quad (3.43)$$

где P_{\max} , P_{\min} , P_m – максимальное, минимальное и среднее крайевые давления на грунт соответственно.

При первой комбинации усилий

$$M_{sk} = 138,51 \text{ кН} \cdot \text{м} = 138,51 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм};$$

$$N_{sk} = 1666,71 \text{ кН} = 1666,71 \cdot 10^3 \text{ Н};$$

$$P_{\max} = \frac{1666,71 \cdot 10^3}{7,2 \cdot 10^6} + \frac{138,51 \cdot 10^6}{3,6 \cdot 10^9} + 2 \cdot 10^{-5} \cdot 1650 = 0,303 \text{ МПа} \leq$$

$$\leq 1,2 \cdot R = 1,2 \cdot 0,527 = 0,632 \text{ МПа};$$

$$P_{\min} = \frac{1666,71 \cdot 10^3}{7,2 \cdot 10^6} - \frac{138,51 \cdot 10^6}{3,6 \cdot 10^9} + 2 \cdot 10^{-5} \cdot 1650 = 0,226 \text{ МПа} \geq 0;$$

$$P_m = \frac{0,303 + 0,226}{2} = 0,2645 \text{ МПа} \leq R = 0,527 \text{ МПа}.$$

При второй комбинации усилий

$$M_{sk} = 113,49 \text{ кН} \cdot \text{м} = 113,49 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм};$$



$$N_{sk} = 1471,63 \text{ кН} = 1666,71 \cdot 10^3 \text{ Н};$$

$$P_{\max} = \frac{1471,63 \cdot 10^3}{7,2 \cdot 10^6} + \frac{113,49 \cdot 10^6}{3,6 \cdot 10^9} + 2 \cdot 10^{-5} \cdot 1650 = 0,269 \text{ МПа} \leq$$

$$\leq 1,2 \cdot R = 1,2 \cdot 0,527 = 0,632 \text{ МПа};$$

$$P_{\min} = \frac{1471,63 \cdot 10^3}{7,2 \cdot 10^6} - \frac{113,49 \cdot 10^6}{3,6 \cdot 10^9} + 2 \cdot 10^{-5} \cdot 1650 = 0,206 \text{ МПа} \geq 0;$$

$$P_m = \frac{0,269 + 0,206}{2} = 0,237 \text{ МПа} \leq R = 0,527 \text{ МПа}.$$

Проверка напряжений в основании показывает, что размеры подошвы фундамента достаточны.

3.2.5 Расчет тела фундамента (первое предельное состояние).

Расчет прочности плиты производится на основное сочетание нагрузок при $\gamma_f > 1$. Для чего предварительно определяются напряжения в грунте при расчетных нагрузках без учета собственного веса фундамента и грунта на его уступах на уровне подошвы фундамента.

$$\begin{cases} P_{\max} = \frac{N_{sd\text{tot}}}{A_f} + \frac{M_{sd\text{tot}}}{W_f}; \\ P_{\min} = \frac{N_{sd\text{tot}}}{A_f} - \frac{M_{sd\text{tot}}}{W_f}; \\ P_m = \frac{P_{\max} + P_{\min}}{2}. \end{cases} \quad (3.44)$$

В расчетах рассматривают две комбинации усилий, т. к. комбинация M_{\max} , N , V совпадает с комбинацией N_{\max} , M , V .

При первой комбинации

$$M_{sd} = 193,92 \text{ кН} \cdot \text{м} = 193,92 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}; N_{sd} = 2333,39 \text{ кН} = 2333,39 \cdot 10^3 \text{ Н};$$

$$P_{\max} = \frac{2333,39 \cdot 10^3}{7,2 \cdot 10^6} + \frac{193,92 \cdot 10^6}{3,6 \cdot 10^9} = 0,378 \text{ МПа};$$

$$P_{\min} = \frac{2333,39 \cdot 10^3}{7,2 \cdot 10^6} - \frac{193,92 \cdot 10^6}{3,6 \cdot 10^9} = 0,270 \text{ МПа};$$

$$P_m = \frac{0,378 + 0,270}{2} = 0,324 \text{ МПа}.$$

При второй комбинации

$$M_{sd} = 110,49 \text{ кН} \cdot \text{м} = 110,49 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм};$$

$$N_{sd} = 2060,28 \text{ кН} = 2060,28 \cdot 10^3 \text{ Н};$$

$$P_{\max} = \frac{2060,28 \cdot 10^3}{7,2 \cdot 10^6} + \frac{110,49 \cdot 10^6}{3,6 \cdot 10^9} = 0,317 \text{ МПа};$$

$$P_{\min} = \frac{2060,28 \cdot 10^3}{7,2 \cdot 10^6} - \frac{110,49 \cdot 10^6}{3,6 \cdot 10^9} = 0,255 \text{ МПа};$$

$$P_m = \frac{0,317 + 0,255}{2} = 0,286 \text{ МПа}.$$

В дальнейших расчетах применяют первую комбинацию усилий (комбинацию с наибольшей величиной P_{\max}).

3.2.6 Расчет площади сечения арматуры в направлении большей стороны подошвы фундамента. Расчет по определению площади сечения арматуры производится по сечениям у грани колонны (1–1) и у грани ступени (2–2). Рассматривают работу сечения как консольной балки на изгиб от реактивного давления (рисунок 3.4).

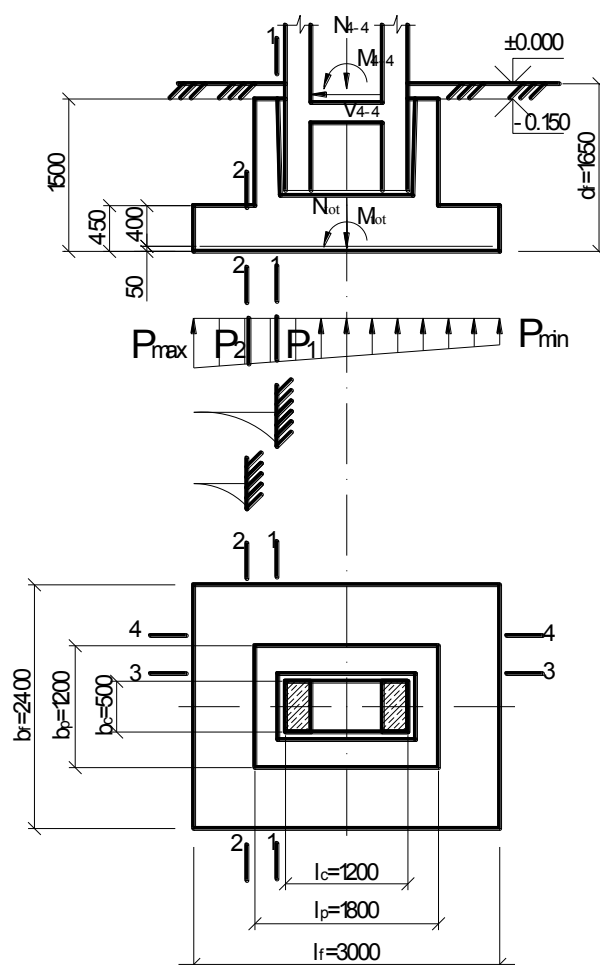


Рисунок 3.4 – Расчетные схемы плитной части фундамента

Реактивное давление грунта в сечении у грани колонны (сечение 1–1)

$$P_{1-1} = P_{\max} - \frac{(P_{\max} - P_{\min}) \cdot (l_f - l_c)}{2 \cdot l_f}, \quad (3.45)$$

$$P_{1-1} = 0,378 - \frac{(0,378 - 0,270) \cdot (3000 - 1200)}{2 \cdot 3000} = 0,346 \text{ МПа.}$$

Реактивное давление грунта в сечении у грани ступени (сечение 2–2)

$$P_{2-2} = P_{\max} - \frac{(P_{\max} - P_{\min}) \cdot (l_f - l_p)}{2 \cdot l_f}, \quad (3.46)$$

$$P_{2-2} = 0,378 - \frac{(0,378 - 0,270) \cdot (3000 - 1800)}{2 \cdot 3000} = 0,356 \text{ МПа.}$$

Изгибающий момент в сечении 1–1

$$M_{1-1} = \frac{(P_{1-1} + 2 \cdot P_{\max}) \cdot (l_f - l_c)^2}{24} \cdot b_f, \quad (3.47)$$

$$M_{1-1} = \frac{(0,346 + 2 \cdot 0,378) \cdot (3000 - 1200)^2}{24} \cdot 2400 = 357,05 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм.}$$

Изгибающий момент в сечении 2–2

$$M_{2-2} = \frac{(P_{2-2} + 2 \cdot P_{\max}) \cdot (l_f - l_p)^2}{24} \cdot b_f, \quad (3.48)$$

$$M_{2-2} = \frac{(0,356 + 2 \cdot 0,378) \cdot (3000 - 1800)^2}{24} \cdot 2400 = 160,13 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм.}$$

Рабочая высота сечения 1–1 (принимают $c = 45 + \emptyset/2 = 45 + 5 = 50 \text{ мм}$):

$$d_1 = h_f - c = 1500 - 50 = 1450 \text{ мм};$$

$$\xi_{\text{lim}} = \frac{\varepsilon_{\text{cu}2}}{\varepsilon_{\text{cu}2} + \varepsilon_{\text{sy}}}, \quad (3.49)$$

$$\xi_{\text{lim}} = \frac{3,5}{3,5 + 2,175} = 0,617;$$

$$\alpha_{\text{m,lim}} = \omega_c \cdot \xi_{\text{lim}} \cdot (1 - k_2 \cdot \xi_{\text{lim}}), \quad (3.50)$$



$$\alpha_{m,\text{lim}} = 0,810 \cdot 0,617 \cdot (1 - 0,416 \cdot 0,617) = 0,371;$$

$$\alpha_m = \frac{M_{1-1}}{\alpha \cdot f_{\text{cd}} \cdot b \cdot d_1^2}, \quad (3.51)$$

$$\alpha_m = \frac{357,05 \cdot 10^6}{1 \cdot 10,67 \cdot 2400 \cdot 1450^2} = 0,0066;$$

$$\alpha_m = 0,0066 < \alpha_{m,\text{lim}} = 0,371;$$

$$\eta = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{\alpha_m}{C_0}}, \quad (3.52)$$

$$\eta = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,0066}{1,947}} = 0,997;$$

$$A_{\text{st}1-1} = \frac{M_{1-1}}{\eta \cdot f_{\text{yd}} \cdot d_1}, \quad (3.53)$$

$$A_{\text{st}1-1} = \frac{357,05 \cdot 10^6}{0,997 \cdot 435 \cdot 1450} = 567,78 \text{ мм}^2.$$

Рабочая высота сечения 2–2

$$d_2 = h_1 - c = 450 - 50 = 400 \text{ мм};$$

$$\alpha_m = \frac{M_{2-2}}{\alpha \cdot f_{\text{cd}} \cdot b \cdot d_2^2} = \frac{160,13 \cdot 10^6}{1 \cdot 10,67 \cdot 2400 \cdot 400^2} = 0,04;$$

$$\alpha_m = 0,04 < \alpha_{m,\text{lim}} = 0,371;$$

$$\eta = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{\alpha_m}{C_0}} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,04}{1,947}} = 0,979;$$

$$A_{\text{st}2-2} = \frac{M_{2-2}}{\eta \cdot f_{\text{yd}} \cdot d_2} = \frac{160,13 \cdot 10^6}{0,979 \cdot 435 \cdot 400} = 940,03 \text{ мм}^2.$$

Принимают 13Ø10S500 ($A_{\text{st}} = 1020,5 \text{ мм}^2$) с шагом $s = 190 \text{ мм}$.

3.2.7 Расчет сечения арматуры в направлении меньшей стороны подошвы фундамента. Изгибающий момент у грани колонны (сечение 3–3)

$$M_{3-3} = P_m \cdot \frac{(b_f - b_c)^2}{8} \cdot l_f, \quad (3.54)$$

$$M_{3-3} = 0,324 \cdot \frac{(2400 - 500)^2}{8} \cdot 3000 = 438,615 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Изгибающий момент у грани ступени (сечение 4–4)

$$M_{4-4} = P_m \cdot \frac{(b_f - b_p)^2}{8} \cdot l_f, \quad (3.55)$$

$$M_{4-4} = 0,324 \cdot \frac{(2400 - 1200)^2}{8} \cdot 3000 = 174,96 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Рабочая высота сечения 3–3 у грани колонны

$$d_3 = h_f - c = 1500 - 50 = 1450 \text{ мм};$$

$$\alpha_m = \frac{M_{3-3}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_3^2} = \frac{438,615 \cdot 10^6}{1 \cdot 10,67 \cdot 3000 \cdot 1450^2} = 0,0065;$$

$$\alpha_m = 0,0065 < \alpha_{m,\text{lim}} = 0,371;$$

$$\eta = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{\alpha_m}{C_o}} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,0065}{1,947}} = 0,997;$$

$$A_{\text{st}3-3} = \frac{M_{3-3}}{\eta \cdot f_{yd} \cdot d_3} = \frac{438,615 \cdot 10^6}{0,997 \cdot 435 \cdot 1450} = 697,48 \text{ мм}^2.$$

Рабочая высота сечения 4–4 у грани ступени

$$d_4 = h_1 - c = 450 - 50 = 400 \text{ мм};$$

$$\alpha_m = \frac{M_{4-4}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_4^2} = \frac{174,96 \cdot 10^6}{1 \cdot 10,67 \cdot 3000 \cdot 400^2} = 0,034;$$

$$\alpha_m = 0,034 < \alpha_{m,\text{lim}} = 0,371;$$

$$\eta = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{\alpha_m}{C_o}} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,034}{1,947}} = 0,982;$$

$$A_{\text{st}4-4} = \frac{M_{4-4}}{\eta \cdot f_{yd} \cdot d_4} = \frac{174,96 \cdot 10^6}{0,982 \cdot 435 \cdot 400} = 1023,95 \text{ мм}^2.$$

Принимают $16\text{Ø}10\text{S}500$ ($A_{st} = 1256 \text{ мм}^2$) с шагом $s = 190 \text{ мм}$ (рисунок 3.5).

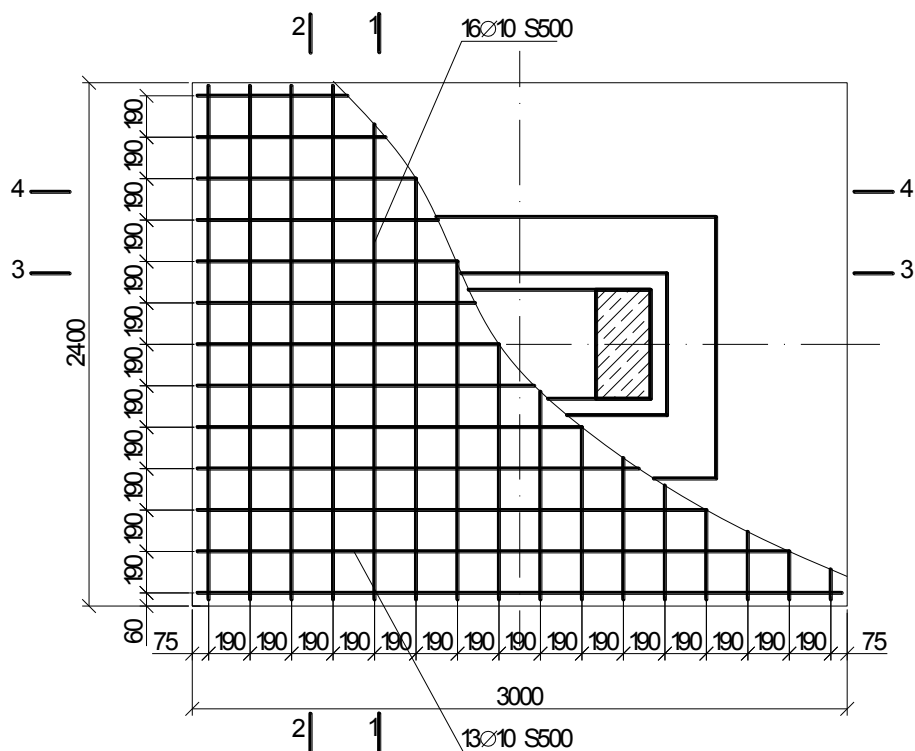


Рисунок 3.5 – Армирование плитной части фундамента

3.2.8 Проверка прочности фундамента на продавливание (местный срез). Расчет прочности фундамента на продавливание заключается в проверке достаточной толщины бетона фундаментной плиты для восприятия перерезывающей силы:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd,c} \quad (3.56)$$

Так как $h_p - d_p = 1050 - 950 = 100 < 0,5 \cdot (l_p - l_c) = 0,5 \cdot (1800 - 1200) = 300$, то рассматриваемый фундамент относится к фундаментам с низкой стальной частью (подколонником). В соответствии с этим строят пирамиду продавливания (рисунок 3.6).

Погонную поперечную силу v_{Sd} , вызванную местным срезом, определяют по формуле

$$v_{Sd} = \frac{\bar{\beta} \cdot V_{Sd}}{u}, \quad (3.57)$$

где $\bar{\beta} = 1,15$;

V_{Sd} – результирующая поперечная сила, действующая по длине критического периметра u , за вычетом нагрузки от давления грунта по площади, находящегося внутри критического периметра,

$$V_{sd} = (A_f - A_u) \cdot P_m, \quad (3.58)$$

где A_f – площадь подошвы фундамента, мм²;

A_u – площадь плитной части в пределах рассматриваемого критического периметра.

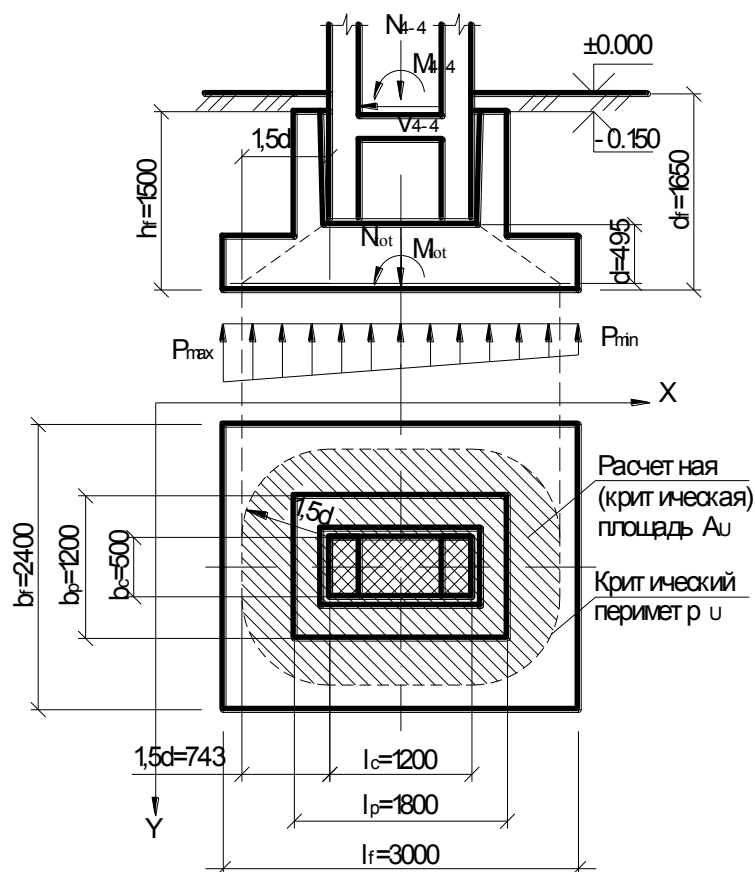


Рисунок 3.6 – К расчету фундамента на продавливание

$$A_u = \pi \cdot (1,5 \cdot d)^2 + 2 \cdot (1,5 \cdot d \cdot b_c) + 2 \cdot (1,5 \cdot d \cdot l_c) + b_c \cdot l_c, \quad (3.59)$$

$$\begin{aligned} A_u &= \pi \cdot (1,5 \cdot 500)^2 + 2 \cdot (1,5 \cdot 500 \cdot 500) + 2 \cdot (1,5 \cdot 500 \cdot 1200) + 500 \cdot 1200 = \\ &= 4917146 \text{ мм}^2; \end{aligned}$$

u – длина критического периметра,

$$u = (2 \cdot b_c + 2 \cdot l_c) + 4 \cdot l; \quad (3.60)$$

l – длина закругленных секторов,

$$l = 0,01745 \cdot r \cdot n; \quad (3.61)$$

$$r = 1,5 \cdot d; \quad n = 90^\circ;$$

$$l = 0,001745 \cdot 1,5 \cdot 500 \cdot 90 = 1178 \text{ мм};$$

$$u = (2 \cdot 500 + 2 \cdot 1200) + 4 \cdot 1178 = 8112 \text{ мм};$$

$$V_{Sd} = (3000 \cdot 2400 - 4917146) \cdot 0,324 = 739645 \text{ Н};$$

$$v_{Sd} = \frac{\bar{\beta} \cdot V_{Sd}}{u} = \frac{1,15 \cdot 739645}{8112} = 104,86 \text{ Н/мм}.$$

Допускаемая расчетная поперечная сила $V_{Rd,c}$, воспринимаемая расчетным (критическим) сечением плиты без поперечного армирования по расчетному периметру пирамиды продавливания,

$$V_{Rd,c} = \left[0,15 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,10 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot d, \quad (3.62)$$

но не менее $(0,5 \cdot f_{ctd} - 0,10 \cdot \sigma_{cp}) \cdot d$,

где σ_{cp} – напряжение в бетоне от осевого усилия, МПа;

ρ_1 – расчетный коэффициент армирования, $\rho_1 = \sqrt{\rho_{ix} \cdot \rho_{iy}} \leq 0,02$;

k – масштабный коэффициент,

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2; \quad (3.63)$$

d – средняя рабочая высота сечения, $d = 0,5 \cdot (d_x + d_y)$;

d_x, d_y – рабочая высота плиты в направлениях осей x и y соответственно, определяемая в критическом сечении,

$$d_x = d_y = h_d - c - 0,5 \cdot \emptyset = 550 - 45 - 5 = 500 \text{ мм}.$$

Толщина дна стакана из условия обеспечения прочности днища стакана на продавливание при монтаже $h_d = 550$ мм (см. п.3.2.2).

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{500}} = 1,63 \leq 2.$$

$$\begin{cases} b_x = l_c + 3 \cdot d; \\ b_y = b_c + 3 \cdot d. \end{cases} \quad (3.64)$$

Коэффициент продольного армирования по оси x

$$\rho_{ix} = \frac{A_{sx}}{b_x \cdot d}, \quad (3.65)$$

где A_{sx} – площадь арматуры в направлении меньше стороны плиты в пределах полосы фундамента $b_x = l_c + 3 \cdot d = 1200 + 3 \cdot 500 = 2700$ мм.

$$A_{sx} = \frac{A_{sx1} \cdot b_x}{s}, \quad (3.66)$$

где A_{sx1} – площадь одного стержня арматуры по направлению оси x , $A_{sx1} = 78,5$ мм²;

s – шаг стержней, $s = 190$ мм;

$$A_{sx} = \frac{A_{sx1} \cdot b_x}{s} = \frac{78,5 \cdot 2700}{190} = 1116 \text{ мм}^2;$$

$$\rho_{ix} = \frac{A_{sx}}{b_x \cdot d} = \frac{1116}{2700 \cdot 500} = 0,00083.$$

Площадь продольной арматуры, расположенной в направлении y в пределах ширины фундамента, равной $b_y = b_c + 3 \cdot d = 500 + 3 \cdot 500 = 2000$ мм.

$$A_{sy} = \frac{A_{sy1} \cdot b_y}{s} = \frac{78,5 \cdot 2000}{190} = 826 \text{ мм}^2.$$

Коэффициент продольного армирования по оси y

$$\rho_{iy} = \frac{A_{sy}}{b_y \cdot d} = \frac{826}{2000 \cdot 500} = 0,000826;$$

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{ix} \cdot \rho_{iy}} = \sqrt{0,00083 \cdot 0,000826} = 0,00083 \leq 0,02;$$

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= \left[0,15 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,10 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot d = \left[0,15 \cdot 1,63 \cdot (100 \cdot 0,00083 \cdot 16)^{1/3} - 0 \right] \cdot 500 = \\ &= 134,37 \text{ Н/мм} < (0,5 \cdot f_{ctd} - 0,10 \cdot \sigma_{cp}) \cdot d = (0,5 \cdot 0,87 - 0) \cdot 500 = 217,5 \text{ Н/мм}. \end{aligned}$$

Так как $v_{Sd} = 104,86$ Н/мм $\leq V_{Rd,c} = 217,5$ Н/мм, то прочность фундамента на продавливание (местный срез) обеспечена.

3.2.9 Проверка нижней ступени на действие поперечной силы. Так как расчетное сечение располагается на расстоянии $x = 400$ мм и соблюдается условие $0,5 \cdot d \leq x < 2 \cdot d$; $0,5 \cdot 400 = 200 \leq 400 < 2 \cdot 400 = 800$, а расчетная схема фундамента представляет собой консоль, то прочность ступени на действие перерезывающей силы находят по [2, формула (7.77), п. 7.2.1.5]:



$$V_{sd} \leq V_{Rd,ct}; \quad (3.67)$$

$$V_{Rd,ct} = \left[0,12 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot \left(\frac{2d}{x} \right) - 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d, \quad (3.68)$$

но не более $V_{Rd,ct,max} = 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd}$;

где b_w – минимальная ширина поперечного сечения элемента, $b_w = b_f = 2400$ мм;

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right); \quad (3.69)$$

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{16}{250} \right) = 0,5616;$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2;$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{400}} = 1,707 \leq 2, \text{ принимаем } k = 1,707;$$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b_f \cdot d} = \frac{1020,5}{2400 \cdot 400} = 0,00106;$$

$$V_{Rd,ct} = \left[0,12 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot \left(\frac{2d}{x} \right) - 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d =$$

$$= \left[0,12 \cdot 1,707 \cdot (100 \cdot 0,00106 \cdot 16)^{1/3} \cdot \left(\frac{2 \cdot 400}{400} \right) - 0 \right] \cdot 2400 \cdot 400 = 469020 \text{ Н};$$

$$V_{Rd,ct,max} = 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 2400 \cdot 400 \cdot 0,5616 \cdot 10,67 = 2876291 \text{ Н};$$

$$V_{Rd,ct} = 469020 \text{ Н} < V_{Rd,ct,max} = 2876291 \text{ Н};$$

$$V_{Sd} = P_m \cdot 0,5 \cdot (l_f - l_p - 2 \cdot x) \cdot b_f; \quad (3.70)$$

$$V_{Sd} = 0,324 \cdot 0,5 \cdot (3000 - 1800 - 2 \cdot 400) \cdot 2400 = 155520 \text{ Н.}$$

$$V_{Sd} = 155520 \text{ Н} < V_{Rd,ct} = 469020 \text{ Н},$$

следовательно, высота ступени отвечает условию ее прочности поперечной силе без поперечного армирования в наклонном сечении (рисунок 3.7).



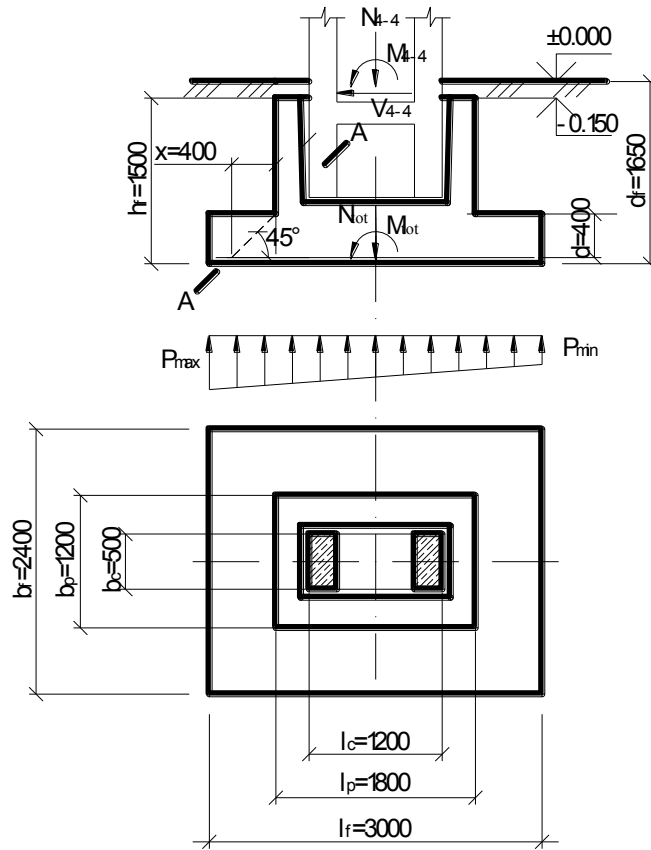


Рисунок 3.7 – К расчету на действие поперечной силы

3.2.10 *Расчет прочности стаканной части фундамента.* Расчет продольного армирования железобетонного подколонника столбчатого фундамента следует производить на внецентренное сжатие коробчатого сечения стаканной части в уровне заделанного торца колонны (сечение 5–5). Площадь сечения арматуры с каждой стороны должна быть не менее 0,15 % от площади поперечного сечения подколонника (рисунок 3.8).

Расчетные силы и изгибающие моменты определяют от комбинации усилий, действующих в колонне на уровне верха стакана (M_{sd4-4} , N_{sd4-4} , V_{sd4-4}) (см. таблицу 3.1).

$$\begin{cases} M_{5-5} = M_{sd4-4} + V_{sd4-4} \cdot h_{bd}; \\ N_{5-5} = N_{sd4-4} + G_p, \end{cases} \quad (3.71)$$

где G_p – вес подколонника и части колонны в подколоннике,

$$G_p = l_p \cdot b_p \cdot h_{bd} \cdot \rho \cdot g \cdot \gamma_f, \quad (3.72)$$

$$G_p = 1800 \cdot 10^{-3} \cdot 1200 \cdot 10^{-3} \cdot 900 \cdot 10^{-3} \cdot 2500 \cdot 10 \cdot 1,15 = 55890 \text{ Н};$$

$$M_{sd5-5} = 169,72 \cdot 10^6 + 16,13 \cdot 10^3 \cdot 900 = 184,237 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм};$$

$$N_{sd5-5} = 2333,39 \cdot 10^3 + 55890 = 2389280 \text{ Н}.$$

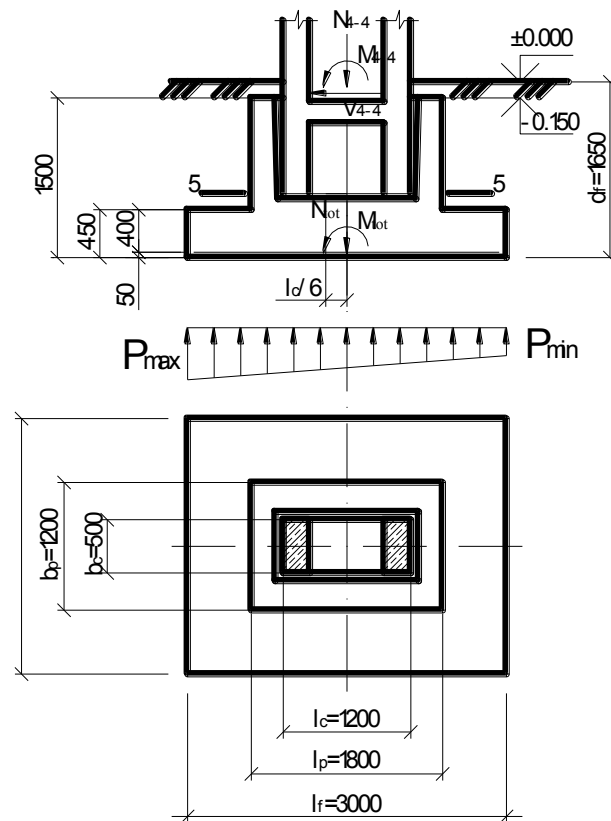


Рисунок 3.8 – К расчету прочности стаканной части фундамента

Коробчатое сечение стаканной части преобразовано в эквивалентное двутавровое (рисунок 3.9):

$$h'_f = \frac{l_p - l_c - 2 \cdot 50}{2}; \quad (3.73)$$

$$h'_f = \frac{1800 - 1200 - 100}{2} = 250 \text{ мм.}$$

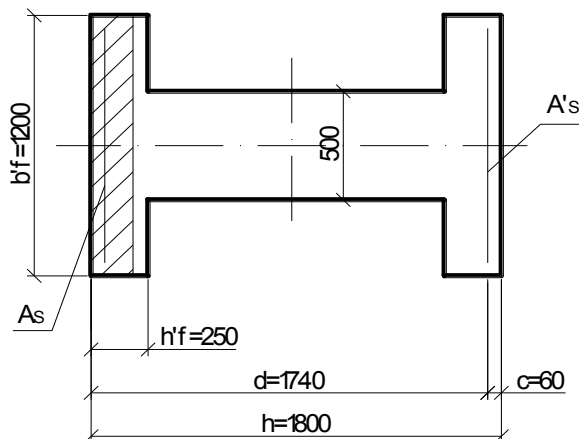


Рисунок 3.9 – Расчетное сечение стаканной части фундамента

На рисунке 3.9 $b = 500$ мм; $h = 1800$ мм; $b'_f = 1200$ мм; $c = 60$ мм;
 $d = h - c$; $d = 1800 - 60 = 1740$ мм.

Начальный эксцентриситет продольной силы

$$e_0 = \frac{M_{sd5-5}}{N_{sd5-5}}, \quad (3.74)$$

$$e_0 = \frac{184,237 \cdot 10^6}{2389280} = 77 \text{ мм.}$$

Величина случайного эксцентриситета

$$e_a = \max \begin{cases} \frac{h_p}{600}; \\ 10 \text{ мм}; \\ \frac{l_p}{30}, \end{cases} \quad (3.75)$$

где h_p – высота подколонника, $h_p = 1050$ мм;

$$e_a = \max \begin{cases} \frac{h_p}{600} = \frac{1050}{600} = 1,75 \text{ мм}; \\ 10 \text{ мм}; \\ \frac{l_p}{30} = \frac{1800}{30} = 60 \text{ мм.} \end{cases}$$

Принимают $e_a = 60$ мм.

Определяют положение нейтральной линии:

$$N_{sd} \leq \alpha \cdot f_{cd} \cdot b'_f \cdot h'_f, \quad (3.76)$$

где b'_f – ширина сечения подколонника, $b'_f = b_p$;

h'_f – толщина полки сечения.

$$N_{sd5-5} = 2389280 \text{ Н} \leq 1 \cdot 10,67 \cdot 1200 \cdot 250 = 3201000 \text{ Н.}$$

Так как условие соблюдается, то нейтральная линия проходит в полке и сечение рассматривают как прямоугольное с размерами: $b = b_p = 1200$ мм, $h = l_p = 1800$ мм.

Расчетный эксцентриситет

$$e_{tot} = e_0 + e_a + 0,5 \cdot l_p - c, \quad (3.77)$$

$$e_{\text{tot}} = 77 + 60 + 0,5 \cdot 1800 - 60 = 977 \text{ мм.}$$

Момент продольной силы относительно центра тяжести растянутой арматуры

$$M_{\text{sd5-5(tot)}} = N_{\text{sd5-5}} \cdot e_{\text{tot}}, \quad (3.78)$$

$$M_{\text{sd5-5(tot)}} = 2389280 \cdot 977 = 2334,33 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм};$$

$$\alpha_m = \frac{M_{\text{sd5-5(tot)}}}{\alpha \cdot f_{\text{cd}} \cdot b \cdot d}, \quad (3.79)$$

$$\alpha_m = \frac{2334,33 \cdot 10^6}{1 \cdot 10,67 \cdot 1200 \cdot 1740^2} = 0,06;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}, \quad (3.80)$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,06} = 0,062;$$

$$\xi_{\text{lim}} = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{\text{s,lim}}}{\sigma_{\text{sc,u}}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}, \quad (3.81)$$

где $\omega = k_c - 0,008 \cdot f_{\text{cd}}$;

$$k_c = 0,85.$$

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot 10,67 = 0,765;$$

$$\xi_{\text{lim}} = \frac{0,765}{1 + \frac{435}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,765}{1,1}\right)} = 0,605.$$

Так как $\xi = 0,062 < \xi_{\text{lim}} = 0,605$

$$A_s = A'_s = \frac{M_{\text{sd5-5(tot)}} - \alpha \cdot f_{\text{cd}} \cdot b_p \cdot x_{\text{eff}} \cdot (h/2 - x_{\text{eff}}/2)}{f_{\text{yd}} \cdot z}, \quad (3.82)$$

где x_{eff} – условная эффективная высота сжатой зоны бетона,

$$x_{\text{eff}} = \xi \cdot d, \quad (3.83)$$

$$x_{\text{eff}} = 0,062 \cdot 1740 = 107,88 \text{ мм};$$



$$z = h / 2 - c = 1800 / 2 - 60 = 840 \text{ мм.}$$

$$A_s = \frac{2334,33 \cdot 10^6 - 1 \cdot 10,67 \cdot 1200 \cdot 107,88 \cdot (1800 / 2 - 107,88 / 2)}{435 \cdot 840} = 3190,12 \text{ мм}^2.$$

Находят минимальную площадь армирования:

$$A_{s,\min} = \rho_{\min} \cdot b_p \cdot d = 0,0015 \cdot 1200 \cdot 1740 = 3132 \text{ мм}^2.$$

Так как $A_s = A'_s = 3190,12 \text{ мм}^2 > A_{s,\min} = 3132 \text{ мм}^2$, то подбор арматуры ведут по требуемой площади армирования $A_s = A'_s = 3190,12 \text{ мм}^2$.

Принимают 7Ø25S500 ($A_{st} = 3437 \text{ мм}^2$).

Так как нормальная сила действует в пределах ядра сечения $e_o = 77 \text{ мм} < \frac{l_c}{6} = \frac{1200}{6} = 200 \text{ мм}$, то поперечную арматуру подбирают по конструктивным требованиям. Принимают шесть сеток Ø8S500 с шагом 150 мм (рисунок 3.10).

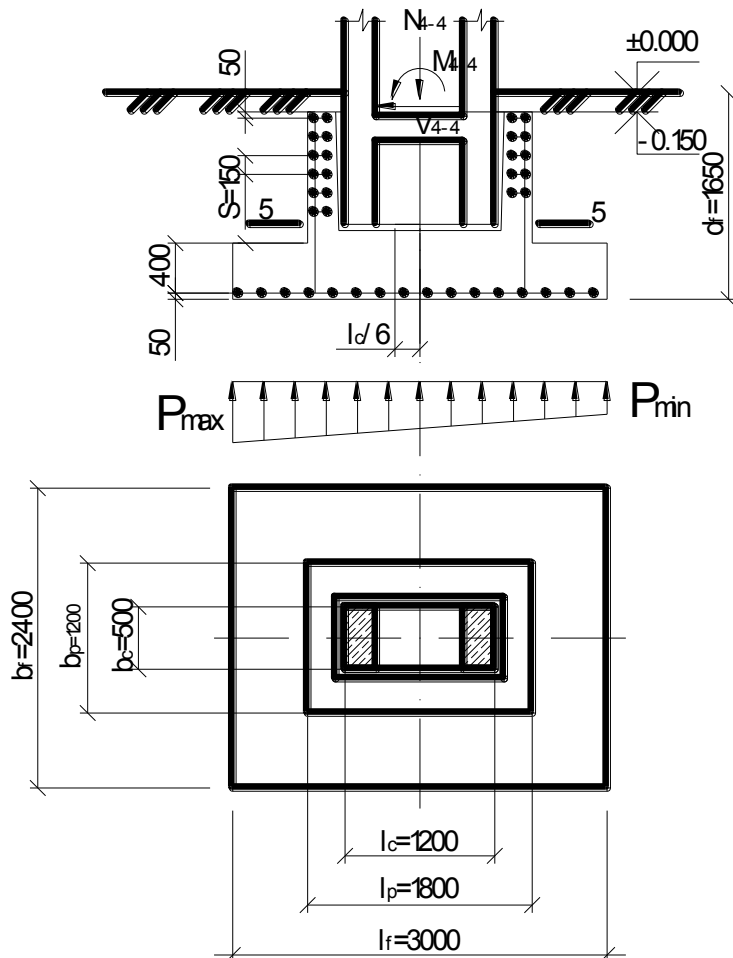


Рисунок 3.10 – Армирование подколонника столбчатого плитного фундамента

Список литературы

- 1 **ТКП 45-5.01-67-2007.** Фундаменты плитные. Правила проектирования. – Минск: Стройтехнорм, 2008.
- 2 **СНБ 5.03.01-02.** Бетонные и железобетонные конструкции. Изменение № 4. – Минск: М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 2008.
- 3 Железобетонные конструкции. Основы теории расчета и конструирования: учеб. пособие / Под ред. проф. Т. М. Пецольда и проф. В. В. Тура. – Брест: БГТУ, 2003.
- 4 **Голышев, А. В.** Проектирование железобетонных конструкций: справ. пособие / А. В. Голышев. – Киев: Будівельник, 1990.
- 5 **Бондаренко, В.М.** Железобетонные и каменные конструкции: учебник / В. М. Бондаренко. – М.: Высш. шк., 1987.
- 6 **СНиП 2.01.07-85.** Нагрузки и воздействия. – М.: Стройиздат, 1986.
- 7 **СТБ 1704-2012.** Арматура ненапрягаемая для железобетонных конструкций. – Минск: Госстандарт, 2012.

