МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ

БЕЛАРУСЬ

Белорусский национальный технический университет

Кафедра «Железобетонные и каменные конструкции»

Расчет и конструирование железобетонного фундамента одноэтажного промышленного здания по ТКП EN 1992-1-1-2009*

Учебно-методическое пособие по выполнению курсового проекта №2 по дисциплине “Железобетонные и каменные конструкции” для студентов специальности 1-70 02 01 – “Промышленное и гражданское строительство”

Учебное электронное издание

Минск 2017

УДК 624.012.35

Авторы:
Н.А. Рак, В.В. Гринёв, А.Н. Ловыгин

Рецензенты:
А.М. Сущеня, главный инженер УП «Белпромпроект»,
А.И. Згировский, зав. кафедрой «Металлические и деревянные конструкции» БНТУ, канд. техн. наук

Учебно-методическое пособие содержит пример расчета и конструирования железобетонного фундамента одноэтажного промышленного здания, в соответствии с программой дисциплины для курсового проекта №2. Приведены конструктивные особенности фундаментов, общие положения по подготовке исходных данных для расчета фундаментов. Пример расчета выполнен в соответствии с требованиями норм проектирования ТКП EN 1992-1-1-2009*. Даны необходимые ссылки на учебную и нормативную литературу.

Учебно-методическое пособие предназначено для студентов специальности 1-70 02 01 – “Промышленное и гражданское строительство”, а так же может быть использовано при курсовом проектировании студентов других специальностей

УДК 624.012.35

ISBN
Регистрационный № БНТУ/СФ69-27.2017

© БНТУ, 2017
© Н.А. Рак, В.В. Гринёв, А.Н. Ловыгин 2017

Содержание

1 Методика расчета фундамента под колонну одноэтажного здания 4
1.1 Назначение размеров элементов фундамента 4
1.2 Определение расчетных усилий 5
1.3. Определение размеров подошвы плитной части фундамента 7
1.4. Расчет плитной части фундамента 8
1.5. Расчет подколонника, подбор армирования 10
1.6. Пример расчета фундамента под колонну 19
1.6.1. Исходные данные, сбор нагрузок, характеристики материалов 19
1.6.2. Определение размеров фундамента 22
1.6.3. Определение размеров плитной части фундамента 26
1.6.4. Проверка несущей способности основания 27
1.6.5. Определение напряжений под подошвой фундамента 30
1.6.6. Изгибающие моменты в сечениях подошвы, подбор армирования 32
1.6.7. Расчет плитной части фундамента на продавливание с учетом армирования 36
1.6.8. Расчет армирования стакана фундамента 39
ЛИТЕРАТУРА 43

1 Методика расчета фундамента под колонну одноэтажного здания

Расчет и конструирование отдельно стоящего фундамента стаканного типа под сборные железобетонные колонны осуществляется в следующей последовательности:

- назначается глубина заложения и размеры тела фундамента;
- определяются усилия, действующие на фундамент;
- определяются размеры подошвы фундамента и проверяются напряжения в грунте под подошвой;
- проводится расчет плиты фундамента и его армирование;
- рассчитывается стаканное сопряжение колонны с фундаментом (расчет подколонника и его армирование).

1.1 Назначение размеров элементов фундамента

Высота отдельно стоящего фундамента стаканного типа под колонну назначается из конструктивных условий, исходя из требований, обеспечивающих достаточную прочность заделки колонны в фундаменте, прочность плитной части фундамента на продавливание при монтаже, возможность выверки колонны при установке, а также из условий глубины заложения фундамента, диктуемых глубиной сезонного промерзания грунтов и конструктивным решением здания (отметка верха фундамента, наличие подвалов/технологических приямков и т.д.). Минимальная глубина заложения фундамента составляет 0,7 м (ТКП 45-5.01-67-2007, п. 5.2).

Глубина заделки колонны в фундамент зависит от величины эксцентриситета продольной силы от расчетных нагрузок, определяемых без учета веса фундамента и веса грунта на его уступах. При $e_0 \le h_c$ (h_c – больший размер сечения колонны) глубина заделки должна быть не менее h_c; при $e_0 \ge h_c$ глубина заделки принимается не менее $h_c \cdot 1.4$. Для двухветвевых колонн при большем размере всего сечения h_1 и большем размере

сечения ветви $b_в$ глубина заделки должна быть не менее (0.5 + $0.33 \cdot h_1$) и менее $1.5 \cdot b_c$ и не более 1.2 м. Кроме того, глубина заделки колонны должна удовлетворять требованиям достаточной анкеровки рабочей арматуры колонны в стакане фундамента после ее замоноличивания.

Полная глубина стакана принимается равной глубине заделки колонны плюс 50 мм. Толщина дна стакана должна быть не менее 200 мм. Зазор поверху между колонной и внутренней поверхность стакана не менее 75 мм, а понизу – не менее 50 мм. Толщина стенок армированного стакана принимается не менее 200 мм.

Толщина стенок армированного стакана принимается не менее 200 мм и не менее $0{,}2h_c$ (для двухветвевых колонн). Таким образом, назначив толщину стенок стакана δ, получим требуемые размеры сечения подколонника:

$$h_p = h_c + 2 \cdot 75(мм) + 2 \cdot \delta;$$

$$b_p = b_c + 2 \cdot 75(мм) + 2 \cdot \delta.$$

Опалубочные размеры фундамента по крайним граням, а также размеры сечения подколонника принимаются кратными 300 мм, округляя их в большую сторону. Размеры ступеней плитной части фундамента принимаются кратными 150 мм.

1.2 Определение расчетных усилий

Согласно ТКП EN 1990-2011* п. А1.3.1 (5), расчет элементов конструкции (фундаменты, сваи, стены подвалов и т. д.) (STR), учитывающие геотехнические воздействия и сопротивление грунта (GEO, см. п. 6.4.1), рекомендуется производить, используя один из следующих трех подходов, дополненных с учетом геотехнических воздействий и сопротивления указаниями, приведенными в EN 1997.

Подход 1: расчетные значения согласно таблице А1.2(С) и расчетные значения согласно таблице А1.2(В) применяются в отдельных расчетах как для геотехнических воздействий, так и

для других воздействий на конструкцию или для воздействий, создаваемых конструкцией. **Как правило, размеры фундаментов определяют на основе таблицы А1.2(С), а несущую способность конструкции - на основе таблицы А1.2(В).**

Определение расчетных усилий, действующих на фундамент относительно оси симметрии, производится после получения внутренних усилий в результате расчета поперечной рамы, без учета собственного веса самого фундамента и грунта на его уступах по формулам:

$$M_{Ed} = M_{Ed,4-4} + V_{Ed,4-4} \cdot h_f + G_{Ed,w} \cdot e_w;$$

$$N_{Ed} = N_{Ed,4-4} + G_{Ed,w},$$

где $M_{Ed,4\text{-}4}$, $N_{Ed,4\text{-}4}$, $V_{Ed,4\text{-}4}$ – соответственно изгибающий момент, продольная и поперечная силы в нижнем сечении (4-4) колонны, полученные в результате расчета поперечной рамы;

h_f – высота фундамента;

$G_{Ed,w}$ – расчетная продольная сила от веса фундаментной балки и опирающихся на нее стеновых панелей (стены) и элементов остекления:

$$G_{Ed,w} = G_{Ed,ф.б.} + G_{Ed,ф};$$

$G_{Ed,ф.б.}$ – расчетная нагрузка от веса фундаментной балки;

$G_{Ed,ф}$ – расчетная нагрузка от веса стеновых панелей (стены) и элементов остекления, опирающихся на фундаментную балку;

e_w – расстояние от оси фундамента до оси фундаментной балки.

Определение нормативных значений внутренних усилий M_{Ek} и N_{Ek} производится с использованием аналогичных формул, в которые подставляются нормативные значения внутренних усилий, полученных в результате статического расчета поперечной рамы, а также нормативные значения

внутренних усилий от веса фундаментных балок и элементов стенового ограждения, опирающихся на фундаментную балку.

1.3. Определение размеров подошвы плитной части фундамента

Размеры подошвы фундамента можно определять, руководствуясь двумя нормативными документами ТКП EN 1997-1 (приложение D) и ТКП 45-5.01-67-2007 (п. 5.3). Ниже приведена методика расчета по второму документу.

Определение размеров подошвы фундамента можно производить без расчета основания по деформациям, если среднее давление от нормативных усилий P_0 по подошве не превышает расчетного сопротивления грунта R, а максимальное $P_{max,k}$ не превышает 1,2R (в курсовом проекте допустимо вместо значения расчетного сопротивления грунта R использовать условное расчетное сопротивлению R_0), .

В одноэтажных промышленных зданиях с кранами грузоподъемностью до 75 т минимальное давление под подошвой должно быть $P_{min,k} \geq 0$, т.е. эпюра давления на грунт может быть треугольной ($P_{min,k}=0$) или трапециевидной ($P_{min,k}>0$), т.е. случай неполного касания подошвы фундамента основания не рассматривается.

Определение размеров подошвы фундамента производится с использованием метода последовательных итераций (приближений). Первым шагом является определение площади подошвы фундамента по условному расчетному сопротивлению R_0.

$$A_{\phi} = \frac{N_{Ek} + Q}{R_0 - q \cdot \alpha};$$

где N_{Ek} — расчетная равнодействующая вертикальная нагрузка на фундамент от надземных конструкций (без учета веса фундамента), кН(кН/м);

Q – нагрузка от веса фундамента $G_{ф}$ и грунта на его обрезах $G_{гр}$, кН(кН/м);(в рамках курсового проекта осредненный

объемный вес бетона и грунта на его уступах может быть принят равным 20 кН/м^3); следовательно $Q = d_f \cdot 20$ кН/м^3;

d_f – глубина заложения фундамента;

α – коэффициент затухания напряжения по глубине основания, принимаемый в диапазоне 0,11 … 0,5 (принимаем большее 0,5);

q – усредненная расчетная нагрузка от пола, транспорта и складируемых материалов, кН/м^2. Если нагрузка q не оговаривается в техническом задании на проектирование, ее допускается принимать для производственных зданий равной 20 кН/м^2, в остальных случаях – 10 кН/м^2.

Затем, задавшись соотношением сторон фундамента 0,6-0,9, определяется длина и ширина подошвы, при этом размеры назначаются кратными 300 мм с округлением в большую сторону. После этого определяется фактическая площадь фундаментной плиты, а также момент сопротивления W_ϕ.

После этого, для всех расчетных комбинаций усилий определяются максимальные $P_{\max}$, минимальные $P_{\min}$, а также средние значения P_0 давления под подошвой фундамента:

$$P_{\substack{\max,k \\ \min,k}} = \frac{N_{Ek}}{A_\phi} \pm \frac{M_{Ek}}{W_\phi} + \gamma_m \cdot d_f;$$

$$P_{0,k} = \frac{N_{Ek}}{A_\phi} + \gamma_m \cdot d_f.$$

В случае, если $P_{\min,k}$, $P_{\max,k}$ или $P_{0,k}$ не удовлетворяют критериям расчета основания по деформациям (условиям, перечисленным выше), необходимо изменить соотношение сторон подошвы или увеличить (а в случае больших недонапряжений уменьшить) их размеры.

1.4. Расчет плитной части фундамента

Расчет плитной части фундамента заключается в определении ее высоты h_{pl} и площади сечения арматуры, устанавливаемой вблизи подошвы для восприятия

растягивающих усилий, возникающих вследствие изгиба консольных выступов от реактивного давления грунта.

Площадь сечения арматуры плитной части фундамента определяется расчетом плиты на изгиб по нормальным сечениям у грани ступени плиты (для двухступенчатой плиты) и по грани подколонника и грани колонны (при одноступенчатой плите) в направлении большей стороны и в этих же местах в направлении меньшей стороны плиты.

Изгибающие моменты, определяемые по граням уступов в продольном (x) направлении:

$$M_{ix} = \frac{2p_{\max} + p_i}{6} \cdot b_f l_i^2,$$

и момент от среднего давления под плитой в поперечном (y) направлении:

$$M_{iy} = p_m a_f \frac{l_i^2}{2}.$$

Площадь сечения арматуры подошвы в x (y) направлении определяется с использованием общей либо упрощенной деформационной модели.

Первоначально назначенная высота плиты h_{pl} проверяется расчетом на продавливание по поверхности усеченной пирамиды с верхним основанием в виде нижнего сечения подколонника, а боковые грани наклонены к горизонту под углом с соотношением сторон 1:1,5 (угол наклона составляет приблизительно 33°). Если пирамида продавливания выходит за пределы плиты, то проверка прочности на продавливание не производится (продавливания не происходит). Если же контуры плиты находятся за пределами пирамиды продавливания, то производится проверка прочности в соответствии с п. 6.4 [10]. При невыполнении условия прочности на продавливание необходимо увеличить высоту плиты, а при большей высоте увеличить количество ступеней плиты.

Количество ступеней плиты рекомендуется принимать:

при $h_{pl} \leq 450$ – одна;
при $450 < h_{pl} \leq 800$ – две;
при $h_{pl} > 800$ – три.

Размеры ступеней рекомендуется принимать такими, чтобы контур плиты или хотя бы нижняя часть нижней ступени находились внутри призмы продавливания.

1.5. Расчет подколонника, подбор армирования

Стаканная часть фундамента рассчитывается как внецентренно сжатый железобетонный элемент и армируется продольной (вертикальной) и поперечной (горизонтальной) арматурой. Поперечная арматура выполняется в виде горизонтальных сварных сеток, хомутов либо отдельных стержней. Продольная арматура располагается в вертикальных стенках стакана в виде гнутых арматурных стержней.

Согласно ЕС-2. п. 10.9.6 фундаменты стаканного типа делятся на два вида:

- с профилированной поверхностью в зоне контакта стакана с колонной рис. 5.22.

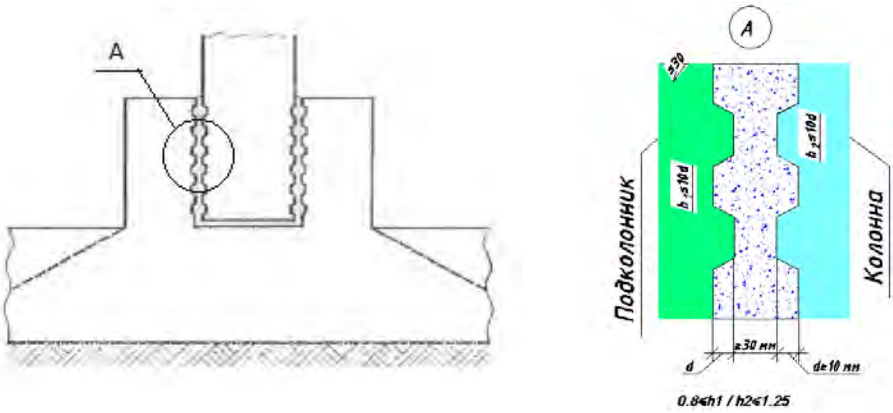

Рис. 5.22. Фундамент с профилированной поверхностью.

- с гладкой поверхностью рис.5.23.

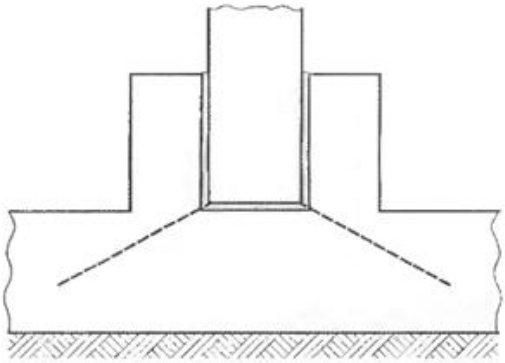

Рис. 5.23. Фундамент с гладкой поверхностью.

Расчетные схемы для расчета фундаментов первого и второго типа представлены на рис. 10.7 ЕС-2.

В рамках выполняемого курсового проекта рассмотрим методику расчета фундамента с гладкой внутренней стенкой, такой тип наиболее распространен в строительной отрасли РБ.

Расчет фундаментов с шпоночной поверхностью приближенны к расчету монолитных фундаментов.

Воспринимаемые внешние усилия и возможные разрушения стакана (подколоннка) представлены на рис. 5.24. Наиболее опасные повреждения I и IV для них выполняем расчет армирования.

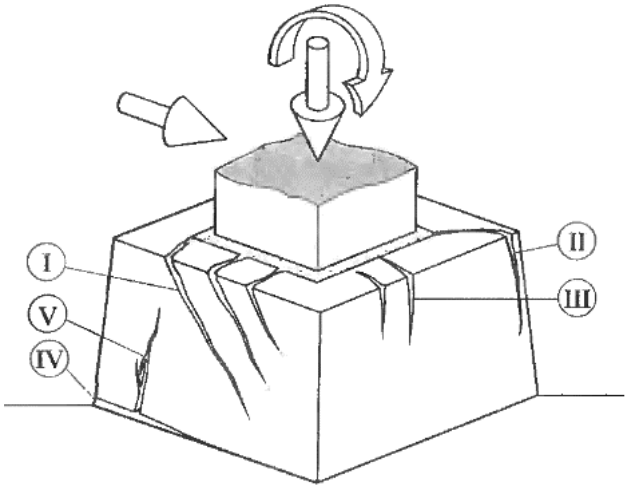

Рис. 5.24. Внешние воздействия и характерные разрушения стакана.

Действующие напряжения и расчетная схема представлены на рисунке 5.25.

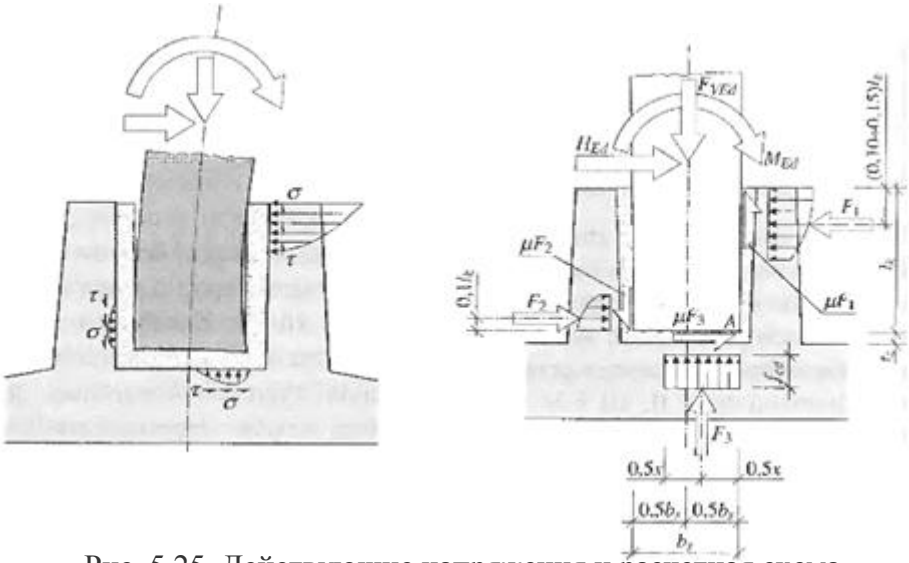

Рис. 5.25. Действующие напряжения и расчетная схема

Согласно, описанной выше схемы распределения напряжений, (рис. 10.7 b ЕС-2) в стаканах с гладкими поверхностями, можно сформулировать модель расчета, содержащую три условия равновесия:

$$H_{Ed} \le H_{Rd} = F_1 - F_2 - \mu \cdot F_3, \qquad 5.1$$

$$F_{V,Ed} \le F_{V,Rd} = \mu \cdot F_1 - \mu \cdot F_2 + F_3, \qquad 5.2$$

$$M_{Ed} \le M_{Rd} = - H_{Ed}\, l_k + 0{,}5\, F_{V,Ed}\, b_s + \mu \cdot F_2 \cdot b_s + (l_k - 0{,}1\, l_k)\, F_1 - 0{,}1\, l_k\, F_2 - 0{,}5\, F3\, b_s, \qquad 5.3$$

b_s – высота поперечного сечения колонны;

μ - коэффициент трения равен отношению касательных сил к нормальным, принимаем μ =0.

Решая эти уравнения получим неизвестные F_1, F_2, F_3. При решении вышеуказанных уравнений получают предел прочности на разрыв верхнего края стакана (F_1), что позволяет определить необходимую горизонтальную арматуру стакана A_{sw}.

$$A_{swh} = F_1 / f_{yd} \qquad 5.4$$

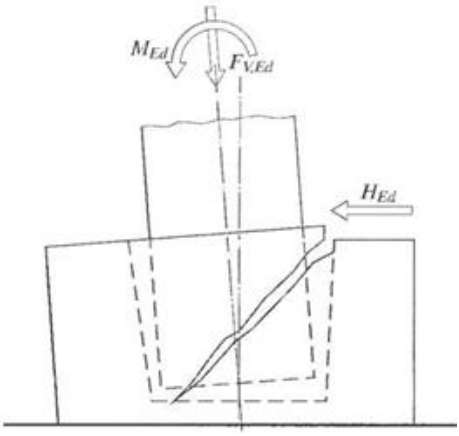

Рис. 5.26. Схема разрушения стакана

В выражении (5.4) рассматривается армирование на участке $0{,}2 \cdot l_k$ (глубины заделки колонны в стакане) от верхнего края стакана. Ниже также должны быть расположена горизонтальная арматура, хотя она не включается в расчет, так как напряжения в момент разрушения может быть отличным от f_{yd}.

Следует отметить, что арматура A_{swh} располагается в стенках стакана в виде отдельных стержней либо закрытых хомутов с величиной нахлеста (l_{bd}).

Их расчетной схемы 5.27 получают усилие сопротивления на разрыв вертикальной стенки стакана.

$$N_V = F_1 \cdot (0{,}9 \cdot l_k)/z, \qquad 5.5$$

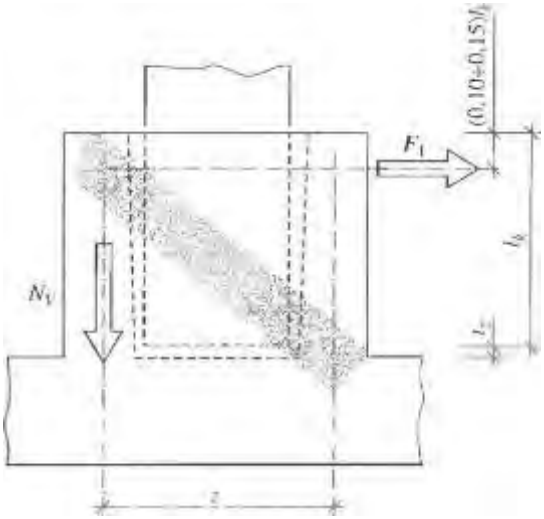

Рис. 5.27. Схема для расчета вертикальной арматуры (описано в тексте).

Вертикальное армирование в растянутой стенке получаем по формуле 5.6.

$$A_{sv1} = \frac{F_1 \cdot 0.9 \cdot l_k}{z \cdot f_{yd}}^2 \qquad 5.6$$

z – плечо сил.

Вертикальная арматура располагается в стенках стакана в виде арматурных изделий (петель) рис. 5.29, 5.31.

Армирование на противоположных стенках A_{sv2} (при отсутствии изгибающего момента в противоположной плоскости) принимается конструктивно.

Армирование A_{svl} и A_{sv2} должно быть заведено в плитную часть фундамента, не менее, чем на l_{bd}.

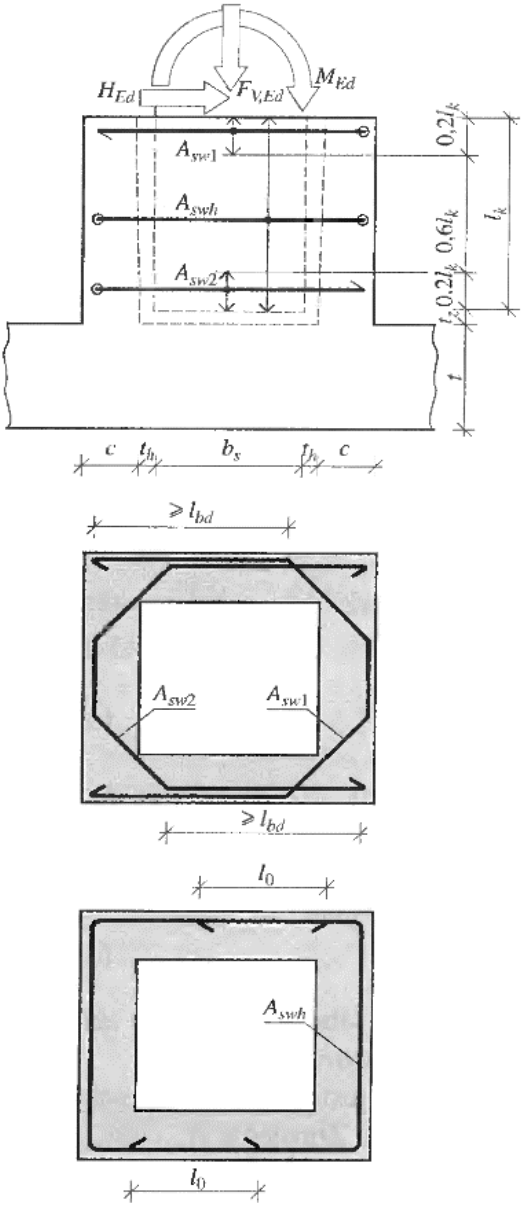

Рис. 5.28. К расчету горизонтального армирования стакана

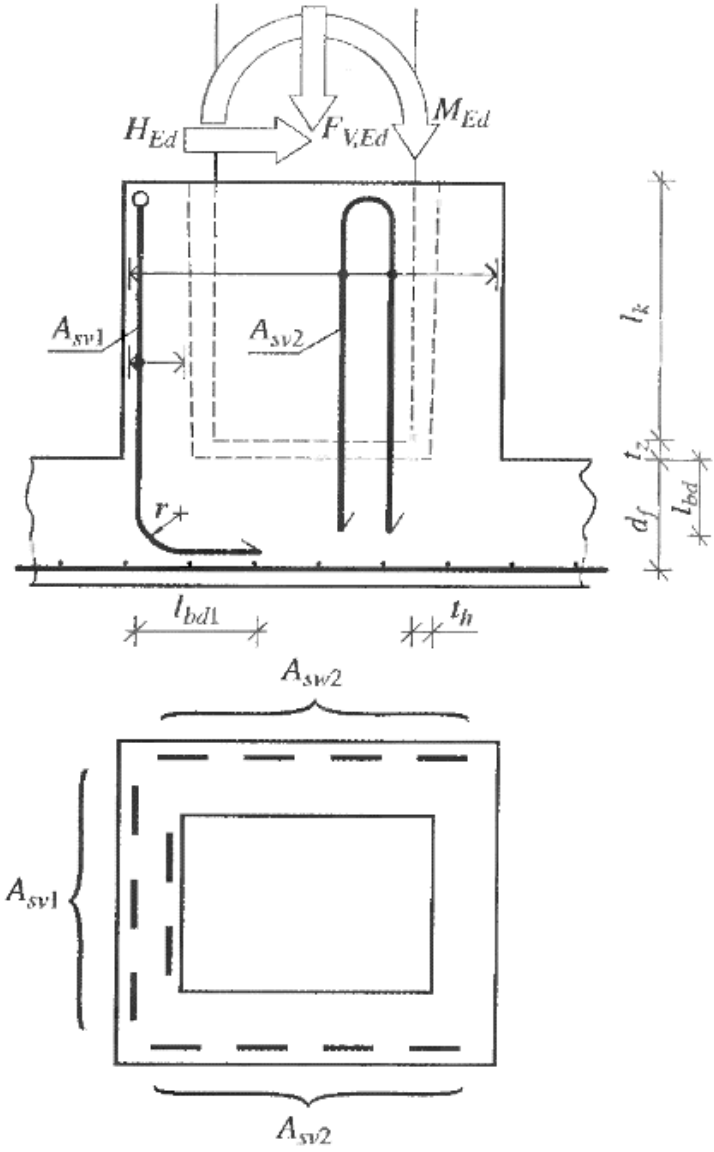

Рис. 5.29. К расчету вертикального армирования стакана

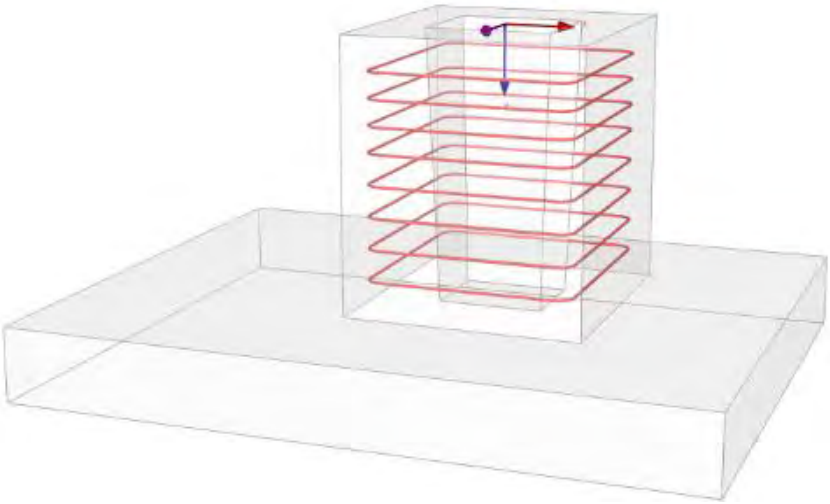

Рис. 5.30. Схематичное изображение поперечной (горизонтальной) арматуры

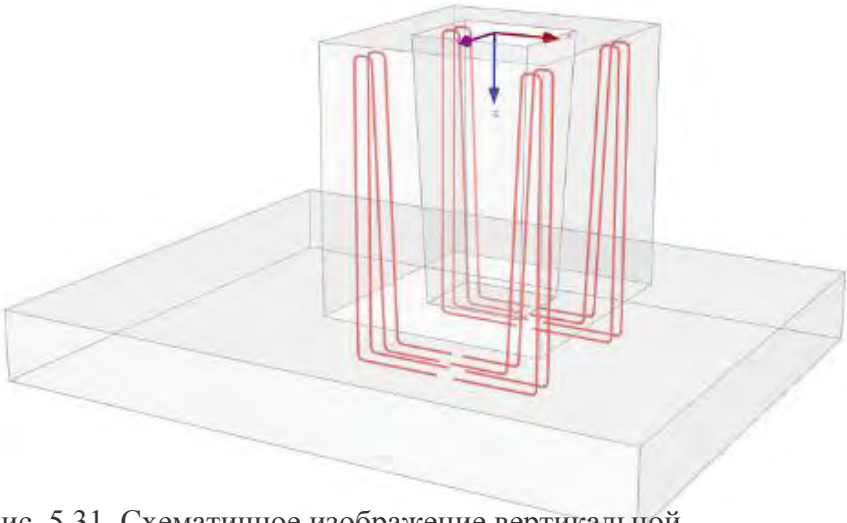

Рис. 5.31. Схематичное изображение вертикальной арматуры

1.6. Пример расчета фундамента под колонну

1.6.1. Исходные данные, сбор нагрузок, характеристики материалов

Фундамент под колонны b_s x h_s=400 x 600 мм.

Для проектирования внецентренно нагруженного фундамента выбраны следующие исходные данные согласно таблицы:

Таблица 5.14. Комбинации усилий, приходящих в фундамент крайней колонны (из статического расчета)

Сечения колонны	Вид усилия	Расчетные усилия, (кН, кНм)			
		$\left\|M^{+}\right\|_{max}$, $N_{соотв}$, $V_{соотв}$	$\left\|M^{-}\right\|_{max}$, $N_{соотв}$, $V_{соотв}$	N_{max}, $M_{соотв}$, $V_{соотв}$	N_{min}, $M_{соотв}$, $V_{соотв}$
IV–IV по (6.10a)	№ загр.	*1, 4, 5, 10+,7,12+*	*1, 2, 6,10–*	*1, 2, 4, 5, 10+,8,12+*	*1,4,5,10+ 1,4,6,10+(для V)*
	M	+394,42	-215,55	+295,71	+153,02
	N	828,80	692,41	1289,99	442,80
	V	+41,52	+26,8	+36,16	+49.65
IV–IV по (6.10b)	№ загр.	*1, 4, 5, 10+,7,12+*	*1, 2, 6,10–*	*1, 2, 4, 5, 10+,8,12+*	*1,4,5,10+ 1,4,6,10+(для V)*
	M	+470,66	-212,36	+371,45	+221,91
	N	739,14	649,19	1256,77	442,80
	V	+56.44	26.16	51.11	64.57

Примечание: Номера загружений, которые принятые в качестве доминирующих в сочетаниях по формуле 6.10b, выделены подчеркиванием.

Таблица 5.15.

Сочетания усилий	Комбинации усилий		Усилия в сечении 4-4 (у обреза фундамента)			Изгибающий момент от горизонтальной силы $V_{Ed.4-4}\cdot H_f^1$ кН·м	Усилие от стены и фундаментной балки $G_W=G_c + G_{ф.б}$ кН	Изгибающий момент от стены и фундаментной балки $G_W \cdot e_W$, кН·м	Усилия на уровне подошвы	
			$M_{Ed.4-4}$ кН·м	$N_{Ed.4-4}$ кН	$V_{Ed.4-4}$ кН				M_{Ed}, кН·м (3+6+8)	N_{Ed}, кН (4+7)
1	2		3	4	5	6	7	8	9	10
Расчетные усилия* для расчета оснований по деформациям с коэффициентам и $\gamma_{G,sup}$ = 1,00; $\gamma_{Q,1}$ = 1,30	1	$M_{Ed.max}$	+343.04	643.79	34.8	52,2	53.33	-28.53	+366,71	697.12
	2	$M_{Ed.min}$	-181.6	516.21	21.92	32,88			-177,25	569.54
	3	$N_{Ed.max}$	263.11	1094.13	30.16	45,24			+279,82	1147.46
Расчетные усилия* для расчета элементов фундамента на прочность с коэффициентам и $\gamma_{G,sup}$ = 1,35; $\gamma_{Q,1}$ = 1,50; $\gamma_{Q,i}$ = 1,50	4	$M_{Ed.max}$	+470,66	739,14	56.44	84,66	72.0	-38.52	+516,8	811.14
	5	$M_{Ed.min}$	-215,55	692,41	26,8	40,2			-213,87	764.41
	6	$N_{Ed.max}$	+295,71	1289,99	36,16	54,24			+311,43	1361.99

**Усилия определяются из основных сочетаний (формулы 6.10, 6.10a, 6.10b ТКП EN 1990-2011*) с соответствующими коэффициентами.*

G_c – усилие от участка стены и оконного ограждения, передаваемое на фундаментную балку = 52,0 кН;

$G_{ф.б}$ – вес фундаментной балки = 20,0 кН; e_W – эксцентриситет (расстояние от оси колонны до оси фундаментной балки (стеновой панели) = 535 мм; 1- высота фундамента см. расчет ниже.

Класс ответственности по условиям эксплуатации XC2.

Принимаем бетон класса $C^{25}/_{30}$, соответствующего данным условиям эксплуатации.

Определим расчетные характеристики для бетона $C^{25}/_{30}$:

- характеристическо значение бетона на осевое сжатие f_{ck}=25 МПа;

- расчетное сопротивление бетона сжатию

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1{,}5} = 16{,}67\ МПа;$$

- расчетное сопротивление бетона на растяжение

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{1{,}8}{1{,}5} = 1{,}2\ МПа;$$

Сечение нижней части колонны b_cxh_c=400 x 600 мм.

Продольное армирование колонны 6∅25 S500 (f_{yd}=435 МПа).

Условное расчетное сопротивление грунта – R_0=320 кПа.

1.6.2. Определение размеров фундамента

Высота фундамента назначается из условий глубины промерзания грунтов, конструктивных требований по анкеровке арматуры в стакане фундамента и заделка колонны в фундаменте, а также прочностью бетона днища стакана на продавливание при монтаже.

1. Из условия промерзания грунтов:

нормативная глубина промерзания грунта для города Минска d_{fn} =1,1 м;

расчетная глубина сезонного промерзания:

$$d_f = k_n \cdot d_{Fn} = 0{,}6 \cdot 1{,}1 = 0{,}66\ м;$$

где k_n – коэффициент, учитывающий тепловой режим грунтов (для здания без подвала и с полами на грунте k_n=0,6).

Требуемая высота фундамента из условия промерзания грунтов основания

$$h_f \geq d_f - 0{,}15 = 0{,}66 - 0{,}15 = 0{,}51 м,$$

где 0,15 – отметка верха фундамента относительно уровня чистого пола, в метрах.

2. Требуемая глубина стакана из условий анкеровки арматуры колонны в стакане фундамента:

$$h_{bd} \geq 30\varnothing + 50 = 30 \cdot 25 + 50 = 800 мм;$$

где 50 мм – минимальный зазор между дном стакана и торцом колонны.

$h_{bd} \geq 0{,}5$ м+$0{,}33 h_s$=$0{,}5+0{,}33 \cdot 0{,}6$=690,0 мм;

$h_{bd} \geq 1{,}5 b_s$=$1{,}5 \cdot 0{,}4$=600,0 мм;

- $h_{bd} \geq l_{bd} = 699{,}1 мм,$

где l_{bd} - длина анкеровки сжатой продольной рабочей арматуры колонны в сжатом бетоне.

Согласно пункту 8.4.4 /6/ :

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,\min},$$

где $\alpha_1 .... \alpha_5$ - коэффициенты принимаемые по таблице 8.2 /6/ для сжатой арматуры в сжатом бетоне;

$l_{b,rqd}$ - базовая длина анкеровки, принимаемая для сжатых стержней;

$l_{b\min}$ - минимальная длина зоны анкеровки.

$$l_{b,rqd} = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}$$

где $f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2{,}25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0{,}87 = 1{,}96$ *МПа*.

Согласно пункту 8.4.2 /6/:

$\eta_1 = 1$- коэффициент, учитывающий влияние положения стержней при бетонировании;

$\eta_2 = 1$- коэффициент, учитывающий влияние диаметра стержня;

$$l_{b,rqd} = \frac{25}{4} \cdot \frac{435}{1{,}96} = 1387{,}1 мм.$$

Тогда длина анкеровки сжатой продольной рабочей арматуры колонны в сжатом бетоне составит $l_{bd} = 1 \cdot 1 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 1387,1 \cdot 1 = 970,9$ *мм*.

$$l_{b\min} = \max \begin{cases} 0,6 \cdot l_{b,rqd} = 0,6 \cdot 1387,1 = 832,3 \text{ мм} \\ 10 \cdot \varnothing = 15 \cdot 25 = 250 \text{ мм} \\ 100 \text{ мм} \end{cases}$$

$$l_{bd} = 970,9 \text{ мм} > l_{bd\min} = 832,3 \text{ мм}.$$

Принимаем глубину стакана l_k = 1000 мм.

Минимальная толщина стенки стакана δ=200 мм.

Высота поперечного сечения подколонника составит

$$h_p = h_s + 2 \cdot 75 + 2 \cdot \delta = 600 + 2 \cdot 75 + 2 \cdot 200 = 1150 \text{мм},$$

где h_c – высота сечения подкрановой части колонны.

Определим ширину поперечного сечения подколонника

$$b_p = b_s + 2 \cdot 75 + 2 \cdot \delta = 400 + 2 \cdot 75 + 2 \cdot 200 = 950 \text{мм}.$$

Принимаем подколонник с размерами b_pxh_p=1200x1200 мм (размеры кратны 300), толщина стенки стакана δ=225 мм – в плоскости действия момента; δ=325 мм – в перпендикулярной плоскости.

Из условия прочности сечения на продавливания без учета армирования (EC 2, п.6.4.4 (2)). Итерационным путем, задавшись рабочей высотой подошвы (d=550 мм) и расстоянием от края колонны до контрольного периметра a=2·d, проверим условие: $v_{Ed} \le v_{Rd,c.}$

$v_{Rd,c.} = v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.035 \cdot 1.603^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0.355$ МПа

$k = 1 + (200/d)^{0.5} = 1 + (200/550)^{0.5} = 1.603 < 2.$

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{u \cdot d} \cdot \left[1 + k \cdot \frac{M_{Ed} \cdot u}{V_{Ed,red} \cdot W} \right] =$$

$$= \frac{181}{8.912 \cdot 0,55} \cdot \left[1 + 0.65 \cdot \frac{470 \cdot 8.912}{181 \cdot 5.128} \right] = 0,105 \text{МПа}$$

$u = 2\cdot(b_s + h_s) + 2\cdot\pi\cdot 2\cdot d = 2\cdot(0.4+0.6) + 2\cdot\pi\cdot 2\cdot 0.55 = 8.912$ м.

Площадь заключенная в указанный периметр равна:

$$A_{crt} = (b_s + 2\cdot a)\cdot h_s + (h_s + 2\cdot a)\cdot b_s -$$

$$-b_s \cdot h_s + \pi \cdot a^2 = 6.241 м^2$$

Для сосредоточенной нагрузки результирующее усилие (ЕС 2, ф. 6.48)

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed}$$

Продавливающая сила $V_{Ed,red}$, вызванная давлением грунта на подошву фундамента вне расчетной (критической) площади:

$$V_{Ed,red} = (B \cdot L - A_{crt}) \cdot p = 181 кН$$

где B, L, p – габариты в плане фундаменты (см. расчет ниже), среднее давление грунта под подошвой; A_{crt} – критическая площадь:

$$p = \frac{N_{Ed}}{B \cdot L} = \frac{1361 кН}{2.4 м \cdot 3 м} = 189 кПа$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,\max} = 470 кН \cdot м$$

k=0.65 (ЕС 2, таб. 6.1)

Для прямоугольных колонн (ЕС 2, ф. 6.41)

$$W = \frac{h_s^2}{2} + h_s \cdot b_s + 2 \cdot b_s \cdot a + (2 \cdot a)^2 + \pi \cdot a \cdot h_s = 8,213 м^2$$

Условие $v_{Ed} \le v_{Rd,c.}$ выполнятся: 0.105 МПа ≤ 0.355 МПа.

С учётом защитного слоя бетона c=45 мм при наличии бетонной подготовки и кратности толщины плиты модульным размерам принимаем толщину плиты равной 600 мм.

Тогда общая высота фундамента составляет H_f=1000+600=1600 мм.

Таким образом, фактическая глубина заложения фундамента составит

$$d_f = H_f + 0{,}15\ м = 1{,}6 + 0{,}15 = 1{,}75\ \ м.$$

1.6.3. Определение размеров плитной части фундамента

Расчет ведем по усилиям входящих в комбинации №1…№3 см. таблицу 1. методом последовательных приближений. Предварительно определяем площадь подошвы фундамента:

- по максимальной продольной силе (N_{ed} = 1147 кН);
- от нагрузки веса фундамента и грунта на его уступах Q= 20 кН/м^3 · d_f·, где d_f· =1,65 м глубина залегания фундамента ;
- от усредненной расчетной нагрузка от пола, транспорта и складируемых материалов q =20 кН/м^2, с учетом коэффициента затухания напряжения по глубине основания, α = 0,11 … 0,5 (принимаем большее 0,5) и коэфф. надежности по

$$A_\phi = \frac{N_{Ek} + Q}{R_0 - q \cdot \alpha \cdot \gamma_{Q,1}} = \frac{1147\ \ кН + 20\frac{кН}{м} \cdot 1.65 м}{320\ \ кПа - 20\frac{кН}{м^2} \cdot 0.5 \cdot 1.3} = 3.844\ \ m^2$$

нагрузке $\gamma_{Q,1}$ =1,3 согласно таблице A1.2(C) [1].

Примем соотношение сторон B/L=0.8.

Тогда $L = \sqrt{\frac{A}{0.8}} = \sqrt{\frac{3.844}{0.8}} = 2{,}192 м$

Размеры принимаем, L =3 м;

B =A_ϕ /L =3,844/2,2=1,29 м, принимаем фундамент с размерами:

B x L =2.4 x 3.0 м. (кратно 300 мм, и выполнения условий см. ниже)

Соотношение сторон B/ L =0,8 (в пределах 0,6…0,9).

Опалубочный схема фундамента на рис. 5.32.

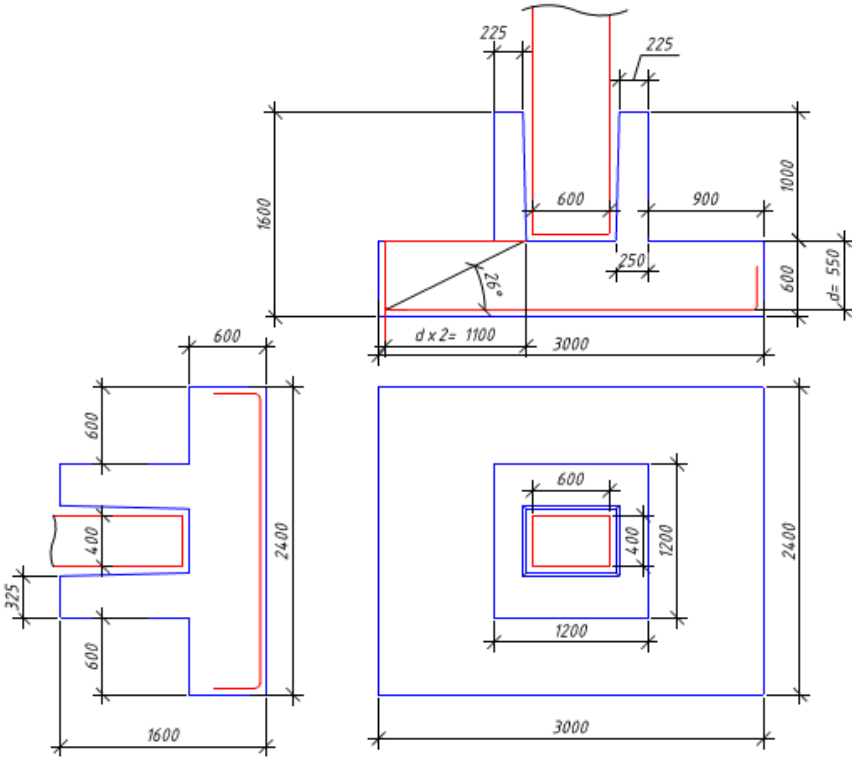

Рис. 5.32. Габаритные размеры фундамента

1.6.4. Проверка несущей способности основания

Фактическая площадь подошвы фундамента равна A=2,4·3,0=7.2 м^2.

Момент сопротивления подошвы фундамента

$$W = \frac{L^2 B}{6} = \frac{3,0^2 \cdot 2,4}{6} = 3.6 м^3 \cdot$$

Проверку принятых размеров подошвы фундамента производим по условиям (ТКП 45-5.01-67-2007, 5.3, 5.4), согласно (ТКП 45-5.01-67-2007, п.5.3.4, п. 5.3.7). Проверяя напряжения для двух комбинаций усилий (№1, №3) см. таблицу 5.15 (с максимальными значениями M и N).

Для первой комбинации: M_{Ed} =366 кНм, N_{Ed} = 697 кН.

Давление на грунт при центренном загружениии определяем по формуле (ТКП 45-5.01-67-2007, 5.7).

$$p_m = \frac{N_{Ed}}{A} + Q + q \cdot \alpha \cdot \gamma_{Q,1} = \frac{697кН}{7.2м^2} +$$

$$+20\frac{кН}{м^3} \cdot 1.65м + 20\frac{кН}{м^2} \cdot 0.5 \cdot 1.3 = 142.8кПа$$

$p_{ma} = 142{,}8кПа \le R_0 = 320кПа$ - условие (5.3, [14]) выполняется.

Давление на грунт при внецентренном загружениии определяем по формуле (5.9, [14])

$$p_{max} = \frac{N_{Ed}}{A} + Q + q \cdot \alpha \cdot \gamma_{Q,1} + \frac{M_{Ed}}{W} =$$

$$= \frac{697кН}{7.2м^2} + 20\frac{кН}{м^3} \cdot 1.65м + 20\frac{кН}{м^2} \cdot 0.5 \cdot 1.3 + \frac{366кНм}{3.6м^3} = 244.5кПа$$

$p_{max,k} = 244.5кПа < 1.2R_0 = 384кПа$ - условие (5.4, [14]) выполняется.

Проверяем возможность отрыва подошвы фундамента от основания

$$p_{max} = \frac{N_{Ed}}{A} + Q + q \cdot \alpha \cdot \gamma_{Q,1} + \frac{M_{Ed}}{W} =$$

$$= \frac{697кН}{7.2м^2} + 20\frac{кН}{м^3} \cdot 1.65м + 20\frac{кН}{м^2} \cdot 0.5 \cdot 1.3 - \frac{366кНм}{3.6м^3} = 41.1кПа$$

$p_{min} = 41.1кПа \ge 0$ - условие выполняется, эпюра напряжений трапециевидная.

Для третьей комбинации: M_{Ed} =279 кНм, N_{Ed} = 1147 кН.

Давление на грунт при центренном загружениии определяем по формуле (5.7, [14]).

$$p_m = \frac{N_{Ed}}{A} + Q + q \cdot \alpha \cdot \gamma_{Q,1} = \frac{1147кН}{7.2м^2} +$$

$$+20\frac{кН}{м^3} \cdot 1.65м + 20\frac{кН}{м^2} \cdot 0.5 \cdot 1.3 = 205.3кПа$$

$p_{ma} = 205,3кПа \le R_0 = 320кПа$ - условие (5.3, [11]) выполняется.

Давление на грунт при внецентренном загружениии определяем по формуле (5.9, [14])

$$p_{max} = \frac{N_{Ed}}{A} + Q + q \cdot \alpha \cdot \gamma_{Q,1} + \frac{M_{Ed}}{W} =$$

$$= \frac{1147кН}{7.2м^2} + 20\frac{кН}{м^3} \cdot 1.65м + 20\frac{кН}{м^2} \cdot 0.5 \cdot 1.3 + \frac{279кНм}{3.6м^3} = 282.8кПа$$

$p_{max,k} = 282,8кПа < 1.2R_0 = 384кПа$ - условие (5.4, [14]) выполняется.

Проверяем возможность отрыва подошвы фундамента от основания

$$p_{max} = \frac{N_{Ed}}{A} + Q + q \cdot \alpha \cdot \gamma_{Q,1} + \frac{M_{Ed}}{W} =$$

$$= \frac{1147кН}{7.2м^2} + 20\frac{кН}{м^3} \cdot 1.65м + 20\frac{кН}{м^2} \cdot 0.5 \cdot 1.3 - \frac{279кНм}{3.6м^3} = 127.8кПа$$

$p_{min} = 127,8кПа \ge 0$ - условие выполняется, эпюра напряжений трапециевидная.

1.6.5. Определение напряжений под подошвой фундамента

Под действием реактивного давления грунта p ступени фундамента работают на изгиб как консоли, защемленные в теле фундамента.

Расчёт будем проводить по следующей комбинации нагрузок №4, 5, 6 согласно таблице 5.15.

Напряжения под подошвой фундамента при комбинации нагрузок №4:

Для четвертой комбинации: M_{Ed} =516 кНм, N_{Ed} = 811 кН.

$$p_m = \frac{N_{Ed}}{A} + Q + q \cdot \alpha \cdot \gamma_{Q,1} = \frac{811кН}{7.2м^2} +$$

$$+20\frac{кН}{м^3} \cdot 1.65м + 20\frac{кН}{м^2} \cdot 0.5 \cdot 1.5 = 160.6кПа$$

$$p_{max} = \frac{N_{Ed}}{A} + Q + q \cdot \alpha \cdot \gamma_{Q,1} + \frac{M_{Ed}}{W} =$$

$$= \frac{811кН}{7.2м^2} + 20\frac{кН}{м^3} \cdot 1.65м + 20\frac{кН}{м^2} \cdot 0.5 \cdot 1.5 + \frac{516кНм}{3.6м^3} = 303.9кПа$$

$$p_{min} = \frac{N_{Ed}}{A} + Q + q \cdot \alpha \cdot \gamma_{Q,1} + \frac{M_{Ed}}{W} =$$

$$= \frac{811кН}{7.2м^2} + 20\frac{кН}{м^3} \cdot 1.65м + 20\frac{кН}{м^2} \cdot 0.5 \cdot 1.5 - \frac{516кНм}{3.6м^3} = 17.3кПа$$

Напряжения под подошвой фундамента при комбинации нагрузок №5:

Для пятой комбинации: M_{Ed} =-213 кНм, N_{Ed} = 764 кН.

$$p_m = \frac{N_{Ed}}{A} + Q + q \cdot \alpha \cdot \gamma_{Q,1} = \frac{764кН}{7.2м^2} +$$

$$+20\frac{кН}{м^3} \cdot 1.65м + 20\frac{кН}{м^2} \cdot 0.5 \cdot 1.5 = 154.1кПа$$

$$p_{\max} = \frac{N_{Ed}}{A} + Q + q \cdot \alpha \cdot \gamma_{Q,1} + \frac{M_{Ed}}{W} =$$

$$= \frac{764кН}{7.2м^2} + 20\frac{кН}{м^3} \cdot 1.65м + 20\frac{кН}{м^2} \cdot 0.5 \cdot 1.5 + \frac{213кНм}{3.6м^3} = 213.3кПа$$

$$p_{\min} = \frac{N_{Ed}}{A} + Q + q \cdot \alpha \cdot \gamma_{Q,1} + \frac{M_{Ed}}{W} =$$

$$= \frac{764кН}{7.2м^2} + 20\frac{кН}{м^3} \cdot 1.65м + 20\frac{кН}{м^2} \cdot 0.5 \cdot 1.5 - \frac{213кНм}{3.6м^3} = 94.9кПа$$

Напряжения под подошвой фундамента при комбинации нагрузок №6:

Для шестой комбинации: M_{Ed} =311.43 кНм, N_{Ed} = 1361 кН.

$$p_{\text{m}} = \frac{N_{Ed}}{A} + Q + q \cdot \alpha \cdot \gamma_{Q,1} = \frac{1361кН}{7.2м^2} +$$

$$+20\frac{кН}{м^3} \cdot 1.65м + 20\frac{кН}{м^2} \cdot 0.5 \cdot 1.5 = 237.0кПа$$

$$p_{\max} = \frac{N_{Ed}}{A} + Q + q \cdot \alpha \cdot \gamma_{Q,1} + \frac{M_{Ed}}{W} =$$

$$= \frac{1361кН}{7.2м^2} + 20\frac{кН}{м^3} \cdot 1.65м + 20\frac{кН}{м^2} \cdot 0.5 \cdot 1.5 + \frac{311кНм}{3.6м^3} = 323.4кПа$$

$$p_{\min} = \frac{N_{Ed}}{A} + Q + q \cdot \alpha \cdot \gamma_{Q,1} + \frac{M_{Ed}}{W} =$$

$$= \frac{1361кН}{7.2м^2} + 20\frac{кН}{м^3} \cdot 1.65м + 20\frac{кН}{м^2} \cdot 0.5 \cdot 1.5 - \frac{311кНм}{3.6м^3} = 150.6кПа$$

Для расчетов принимаем 6 комбинацию усилий с наибольшим значением P_{max}=323.4 кПа.

1.6.6. Изгибающие моменты в сечениях подошвы, подбор армирования.

Изгибающие моменты, определяемые по граням уступов в продольном (*x*) направлении:

$$M_{ix} = \frac{2 \cdot p_{max} + p_i}{6} \cdot b_f \cdot l_i^2,$$

и момент от среднего давления под плитой в поперечном (*y*) направлении:

$$M_{iy} = p_m \cdot a_f \cdot \frac{l_i^2}{2}.$$

Расчет в продольном направлении вдоль оси X:

- сечение 1x-1x (рисунок 5.33)

вылет нижней ступени L_{1x}=0,9 м;

c=55 мм (при бетонной подготовке 100 мм), d_1=600-55=545 мм.

P_1 определяем по линейной интерполяции:

$$p_1 = p_{max} - \frac{(p_{max} - p_{min}) \cdot L_1}{a} = 323.4 - \frac{(323.4 - 150.6)}{3.0} \cdot 0,9 = 271.6 кПа$$

$$M_{1x} = \frac{2 \cdot P_{max} + P_1}{6} \cdot b_f \cdot L_1^2 = \frac{2 \cdot 323.4 + 271.6}{6} \cdot 2,4 \cdot 0,9^2 = 297,5 кНм$$

Расчет ведем по упрощенной схеме принимая η=0,9;

$$A_{sx1} = \frac{M_{1x}}{\eta \cdot f_{yd} \cdot d_1} = \frac{297.5 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 435 \cdot 545} = 1877 мм^2;$$

- сечение 2x-2x

вылет ступени L_{2x}=1,15 м;

d_2=1600-55=1545 мм, b_f=*1.2 м* (ширина полосы равная ширине стакана)

$$p_2 = p_{max} - \frac{(p_{max} - p_{min}) \cdot L_2}{a} = 323.4 - \frac{(323.4 - 150.6)}{3.0} \cdot 1,15 = 257.1 кПа$$

$$M_{2x} = \frac{2P_{max} + P_2}{6} \cdot b_f \cdot L_2^2 = \frac{2 \cdot 323.4 + 257.1}{6} \cdot 1.2 \cdot 1,15^2 = 239 кНм$$

Расчет ведем по упрощенной схеме принимая η=0,9;

$$A_{sx2} = \frac{M_{2x}}{\eta \cdot f_{yd} \cdot d_2} = \frac{239 \cdot 10^6}{0{,}9 \cdot 1395} = 437 мм^2$$ (на полосе равной ширине стакана).

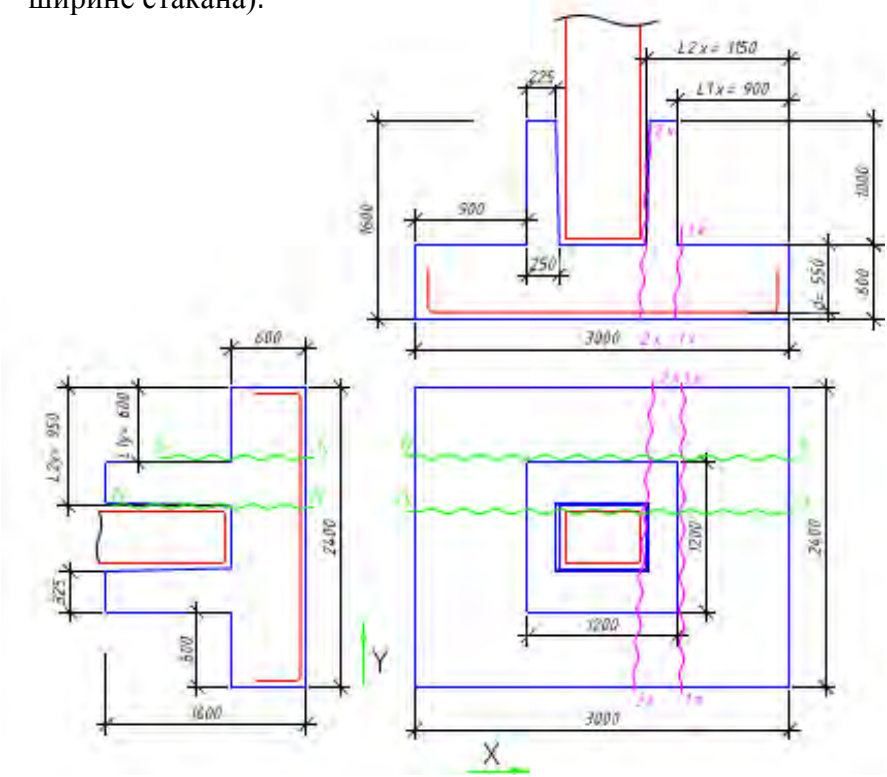

Рис. 5.33. К расчету армирования подошвы фундамента

$$A_{sx,min} = 0{,}26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d = 0{,}26 \cdot \frac{2{,}6}{500} \cdot 2400 \cdot 405 = 1314 мм^2$$ (EC-2, 9.2.1.1);

но не менее ρ_{min}=0.13%.

$0.0013 \cdot b \cdot d = 0.0013 \cdot 2400 \cdot 405 = 1264 мм^2$.

Из сопоставления полученных результатов расчета - процент армирования по расчету больше минимального ρ_{min}.

Армирование подошвы фундамента производим исходя из A_{sx1}=1877 мм^2.
Принимаем арматуру, параллельную большей стороны подошвы фундамента (вдоль оси X), 12 ∅16 S500 с шагом 200 мм (A_{Sy}=2 413 мм^2) см. рисунок 5.34.

Расчет в продольном направлении вдоль оси У:

- сечение 1у-1у

вылет нижней ступени L_{1y}=0,6 м;

$$M_{1y} = 237 \cdot 3{,}0 \cdot \frac{0{,}6^2}{2} = 127{,}9 кНм;$$

Расчет ведем по упрощенной схеме принимая η=0,9;

$$A_{sy1} = \frac{M_{1y}}{\eta \cdot f_{yd} \cdot d} = \frac{127{,}9 \cdot 10^6}{0{,}9 \cdot 435 \cdot 405} = 806 мм^2 \cdot$$

- сечение 2у-2у

вылет ступени L_{2y}=0,95 м;

$$M_{2y} = 237 \cdot 3.0 \cdot \frac{0{,}95^2}{2} = 320{,}8 кНм;$$

Расчет ведем по упрощенной схеме принимая η=0,9;

$$A_{sy2} = \frac{M_{2y}}{\eta \cdot f_{yd} \cdot d} = \frac{320{,}8 \cdot 10^6}{0{,}9 \cdot 435 \cdot 1395} = 587 мм^2 \cdot$$

$$A_{sy,\min} = 0{,}26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d = 0{,}26 \cdot \frac{2{,}6}{500} \cdot 3000 \cdot 405 = 1643 мм^2$$

(EC-2, 9.2.1.1); но не менее ρ_{min}=0.13%.

$0.0013 \cdot b \cdot d = 0.0013 \cdot 3000 \cdot 405 = 1579 мм^2$.

Из сопоставления полученных результатов расчета - процент армирования по расчету меньше минимального ρ_{min}. Армирование подошвы фундамента производим исходя из ρ_{min}=0.13%.

Принимаем арматуру, параллельную меньшей стороны подошвы фундамента (вдоль оси «У»), 15∅12 S500 с шагом 200 мм (A_{Sy}=1 696 мм^2) см. рисунок 5.34.

Объемная визуализация расположения стержней в плитной части фундамента на рис. 5.35.

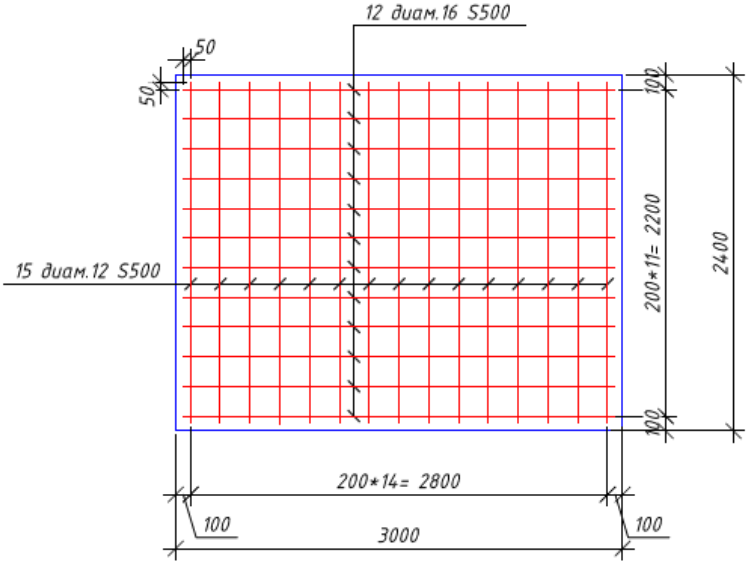

Рис. 5.34 Сетка для армирования плитной части фундамента.

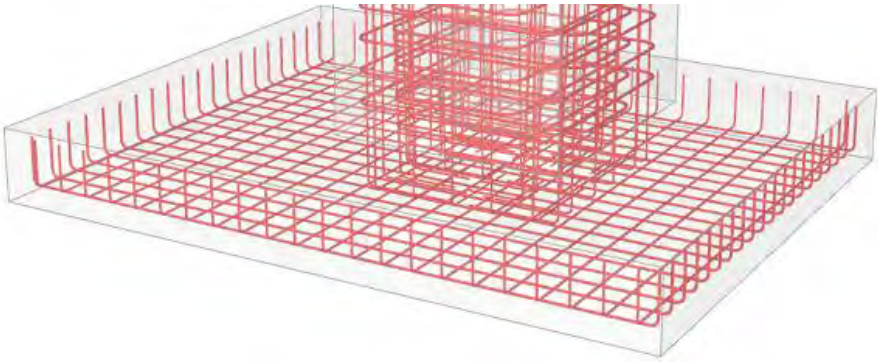

Рис. 5.35. Визуализация армирования плитной части фундамента (произвольное).

1.6.7. Расчет плитной части фундамента на продавливание с учетом армирования

Сопротивление продавливанию фундаментов колонн необходимо определять для контрольного периметра в пределах 2d от края колонны. (EC-2. 6.4.4). Выполним расчеты для периметра на расстоянии от края колонны a=2d и a=0,5d.

Расчет для a=2d.

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{u \cdot d} \cdot \left[1 + k_1 \cdot \frac{M_{Ed} \cdot u}{V_{Ed,red} \cdot W} \right] =$$

$$= \frac{227}{8.912 \cdot 0,55} \cdot \left[1 + 0.65 \cdot \frac{516 \cdot 8.912}{227 \cdot 8.213} \right] = 0,121 МПа$$

$u = 2 \cdot (b_s + h_s) + 2 \cdot \pi \cdot a = 2 \cdot (0.4 + 0.6) + 2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot 0.55 = 8.912$ м.

Продавливающая сила $V_{Ed,red}$, вызванная давлением грунта на подошву фундамента вне расчетной (критической) площади (EC -2, ф. 6.48):

$$V_{Ed,red} = \left(B \cdot L - A_{crt} \right) \cdot p = 227 кН,$$

где B, L, p – габариты в плане фундаменты, среднее давление грунта под подошвой; A_{crt} – критическая площадь:

p=237 кПа (по шестой комбинации усилий, см. выше)

$$A_{crt} = (b_s + 2 \cdot a) \cdot h_s + (h_s + 2 \cdot a) \cdot b_s - b_s \cdot h_s + \pi \cdot a^2 = 6.241 м^2$$

k_1=0.65 (EC 2, таб. 6.1)

Для прямоугольных колонн (EC 2, ф. 6.41)

$$W = \frac{h_s^2}{2} + h_s \cdot b_s + 2 \cdot b_s \cdot a + (2 \cdot a)^2 + \pi \cdot a \cdot h_s = 8,213 м^2$$

$$M_{Ed} = M_{Ed} = 516 кН \cdot м$$

Рабочая высота сечения фундамента в направлении x

$$d_x = d + 0{,}5\varnothing = 545 - 0{,}5 \cdot 16 = 553 \text{ мм.}$$

Коэффициент продольного армирования в x – направлении

$$\rho_{\ell x} = \frac{A_{sx1}}{s \cdot d_x} = \frac{201}{200 \cdot 553} = 0{,}0018$$

Рабочая высота сечения фундамента в направлении y

$$d_y = d - 0{,}5\varnothing = 545 + 0{,}5 \cdot 12 = 551 \text{ мм.}$$

Коэффициент продольного армирования в y – направлении

$$\rho_{\ell y} = \frac{A_{sy1}}{s \cdot d_y} = \frac{113}{200 \cdot 551} = 0{,}0010$$

Расчетный коэффициент армирования

$$\rho_\ell = \sqrt{\rho_{\ell x} \cdot \rho_{\ell y}} = \sqrt{0{,}001 \cdot 0{,}0018} = 0{,}00135 \le 0{,}02.$$

$$v_{Rd} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}\right)^{1/3} \cdot \frac{2 \cdot d}{a} =$$

$$= 0.12 \cdot 1.603 \cdot \left(100 \cdot 0.00135 \cdot 25\right)^{1/3} \cdot \frac{2 \cdot 550}{2 \cdot 550} = 0.289 МПа$$

что меньше чем

$v_{min}=0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \cdot (2d/a) = 0.035 \cdot 1.603^{3/2} \cdot 25^{1/2} \cdot (2 \cdot 0.55) / (2 \cdot 0.55) = 0.355$ МПа

Поскольку условие $v_{Ed} \le v_{Rd} = v_{min.}$ выполнятся: 0.121 МПа ≤ 0.355 МПа несущая способность плиты фундамента по периметру, расположенному на расстоянии 2d от грани колонны обеспечена.

Расчет для a=0.5d.

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{u \cdot d} \cdot \left[1 + k_1 \cdot \frac{M_{Ed} \cdot u}{V_{Ed,red} \cdot W}\right] =$$

$$= \frac{1463}{3.728 \cdot 0{,}55} \cdot \left[1 + 0.65 \cdot \frac{516 \cdot 3.728}{1463 \cdot 1.461}\right] = 1{,}131 МПа$$

$$u= 2\cdot(b_s+ h_s) + 2\cdot\pi\cdot a = 2\cdot(0.4+0.6) + 2\cdot\pi\cdot0.5\cdot0.55 = 3.728 \text{ м.}$$

Продавливающая сила $V_{Ed,red}$, вызванная давлением грунта на подошву фундамента вне расчетной (критической) площади (ЕС -2, ф. 6.48):

$$V_{Ed,red} = \left(B \cdot L - A_{crt} \right) \cdot p = 1463 кН,$$

где B, L, p – габариты в плане фундаменты, среднее давление грунта под подошвой; A_{crt} – критическая площадь:

p=237 кПа (по шестой комбинации усилий, см. выше)

$$A_{crt} = (b_s + 2 \cdot a) \cdot h_s + (h_s + 2 \cdot a) \cdot b_s - b_s \cdot h_s + \pi \cdot a^2 = 1.028 м^2$$

k_1=0.65 (ЕС 2, таб. 6.1)

Для прямоугольных колонн (ЕС 2, ф. 6.41)

$$W = \frac{h_s^2}{2} + h_s \cdot b_s + 2 \cdot b_s \cdot a + (2 \cdot a)^2 + \pi \cdot a \cdot h_s = 1,461 м^2$$

$$M_{Ed} = M_{Ed} = 516 кН \cdot м$$

Рабочая высота сечения фундамента в направлении x

$$d_x = d + 0,5\varnothing = 545 - 0,5 \cdot 16 = 553 \text{ мм.}$$

Коэффициент продольного армирования в x – направлении

$$\rho_{\ell x} = \frac{A_{sx1}}{s \cdot d_x} = \frac{201}{200 \cdot 553} = 0,0018$$

Рабочая высота сечения фундамента в направлении y

$$d_y = d - 0,5\varnothing = 545 + 0,5 \cdot 12 = 551 \text{ мм.}$$

Коэффициент продольного армирования в y – направлении

$$\rho_{\ell y} = \frac{A_{sy1}}{s \cdot d_y} = \frac{113}{200 \cdot 551} = 0,0010$$

Расчетный коэффициент армирования

$$\rho_\ell = \sqrt{\rho_{\ell x} \cdot \rho_{\ell y}} = \sqrt{0,001 \cdot 0,0018} = 0,00135 \le 0,02.$$

$$v_{Rd} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}\right)^{1/3} \cdot \frac{2 \cdot d}{a} =$$

$$= 0.12 \cdot 1.603 \cdot \left(100 \cdot 0.00135 \cdot 25\right)^{1/3} \cdot \frac{2 \cdot 550}{0.5 \cdot 550} = 1.154 МПа$$

что меньше чем

$v_{min}=0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \cdot (2d/a) = 0.035 \cdot 1.603^{3/2} \cdot 25^{1/2} \cdot (2 \cdot 0.55) / (0.5 \cdot 0.55) = 1.421$ МПа

Поскольку условие $v_{Ed} \le v_{Rd}=v_{min.}$ выполнятся: 1.131 МПа ≤ 1.421 МПа несущая способность плиты фундамента по периметру, расположенному на расстоянии 0.5d от грани колонны обеспечена.

1.6.8. Расчет армирования стакана фундамента

Армирование подколонника фундамента заключается в подборе горизонтальной и вертикальной арматуры см. рис. 5.30, 5.31.

Для стакана неблагоприятным будет сочетание №4 (с максимальным моментм и поперечной силой), со следующими усилиями рис. 5.36:

$M_{Ed}= M_{Ed.4-4}$ = 470 кНм;

$F_{v,Ed}= N_{Ed.4-4}$ = 739 кН;

$H_{Ed}= N_{Ed.4-4}$ = 56 кН.

В реальном проектировании необходимо расчитать конструкции на воздействия от трех комбинаций усилий.

Усилия Gw (от конструкций стен) см. рис. 5.36 благоприятно влияют на работу стакана, поэтому в расчетах их не учитываем.

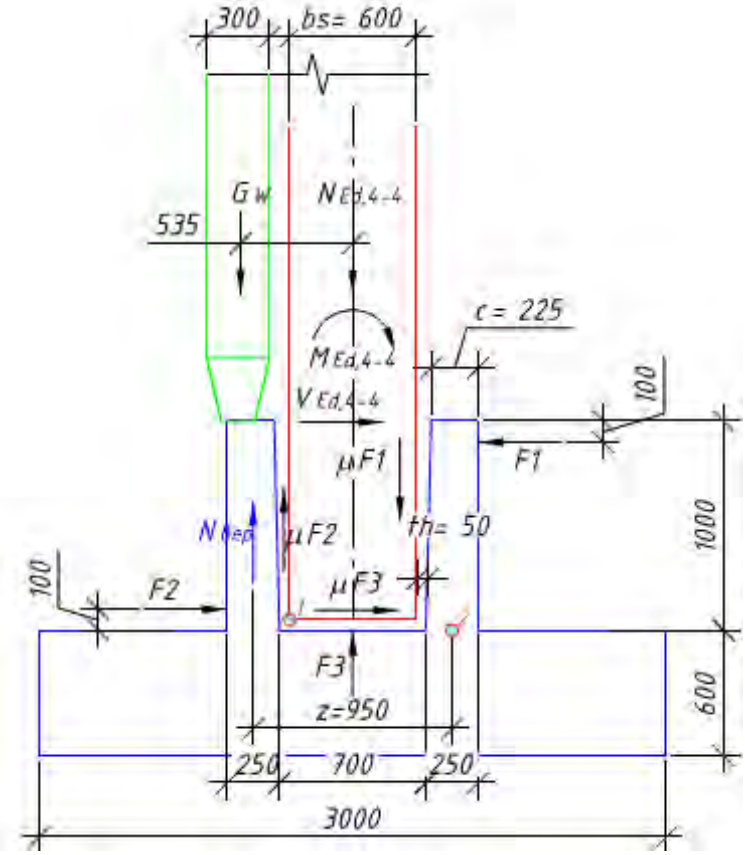

Рис. 5.36. Внешние усилия действующие на стакан

Согласно, схемы распределения усилий, (рис. 10.7 b EC-2) в стаканах с гладкими поверхностями, можно сформулировать модель расчета, содержащую три условия равновесия:

$H_{Ed} - F_1 + F_2 + \mu \cdot F_3 = 0$

$F_{V,Ed} + \mu \cdot F_1 - \mu \cdot F_2 - F_3 = 0$

$M_{Ed,1} + H_{Ed} \cdot l_k + 0{,}5 \cdot F_{V,Ed} \cdot b_s + \mu \cdot F_1 \cdot b_s - (l_k - 0{,}1 \cdot l_k) \cdot F_1 + 0{,}1 \cdot l_k \cdot F_2 - 0{,}5 \cdot F3 \cdot b_s = 0$

Предположим (наихудший вариант), что μ=0, т.е.трение отсутсвует, b_s =600 мм ширина колонны, l_k=1000 мм глубина стакана. Система из трех уравнений примет вид:

$F_1=H_{Ed} + F_2$

$F_2 =(M_{Ed,1} + 0,1 \cdot H_{Ed} \cdot l_k) / 0,8 \cdot l_k;$

$F_3 = F_{V,Ed}$

Подставив соответствующие значения получим:

$F_1=650$ кН

$F_2=594$ кН

$F_3=739$ кН

Определим необходимую горизонтальную арматуру в стакане.

$A_{swh}= F_1/ f_{yd} =650$ кН /435 МПа=1 494 мм^2, следовательно в каждой стенке параллельной действию изгибающего моменты необходимо армирование равное 1 494 мм^2/ 2 =747 мм^2, принимаем 7 стержней ∅ 12 (792 мм^2).

Поперечное (горизонтальное) армирование в виде замкнутых хомутов по максимуму размещаем в верхней части стакана по длине 0,2 l_k, в зоне действия F1. Первых три слоя хомутов устанавливаем на расстоянии 50 мм от верхнего обреза фундамента, с шагом 50 мм, следующий через 100 мм, остальные через 150 мм см. рис.5.38. Семь верхних хомутов на участке 200 мм – расчетные, остальные с шагом 150 мм принимаем конструктивно.

Необходимое количество вертикальной арматуры стакана определяем из схемы 5.27, 5.36 и формулы 5.6:

$$A_{sv1} = \frac{N_{вер}}{f_{yd}}$$

$$A_{sv1} = \frac{F_1 \cdot 0.9 \cdot l_k}{z \cdot f_{yd}} = \frac{650 \cdot 0.9 \cdot 1}{0,95 \cdot 435} = 1416 mm^2$$

z – плечо сил определяется z = 600 мм + 2·50 мм+250 мм=950 мм.

Количество арматуры в стенке стакана соосной с растянутой гранью колонны дожно быть не меньше

соответствующей арматуры в колонне (3 ∅25 = 1473 мм^2, либо расчетным значением). Поэтому для армирования «растянутой» стенки стакана принимаем 8 стержней ∅16 (1608 мм^2)в виде четырех петель (П1).

Противоположную стенку «сжатую» армируем симметрично.

Армирование в стенках параллельных изгибающему моменту назначаем конструктивно, 12 стержней ∅ 8 по три петли (П2) каждой стенке.

Длину анкеровки петель в подошве фундамента рассчитываем согласно: п.п. 5.5.6.2 и рисунка 5.29 настоящих указаний. Схема армирования стакана (без спецификации) представлена на рис. 5.38.

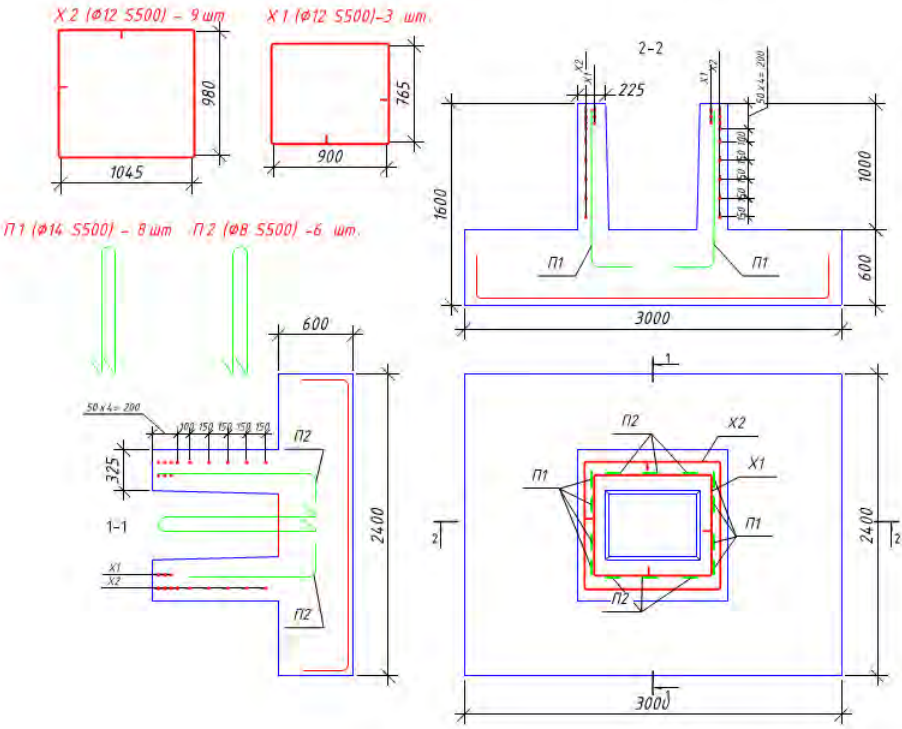

Рис. 5.38. Схема армирования стакана фундамента

ЛИТЕРАТУРА

1. Основы проектирования строительных конструкций: ТКП EN 1990-2011* (02250) Еврокод / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2015. – 86 с.
2. Воздействия на конструкции. Часть 1-1. Общие воздействия. Объемный вес, собственный вес, функциональные нагрузки для зданий: ТКП EN 1991-1-1-2016 (33020). Еврокод 1 / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2016. – 38 с.
3. Воздействия на конструкции. Часть 1-3. Общие воздействия. Снеговые нагрузки: ТКП EN 1991-1-3-2009 (02250). Еврокод 1 / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2009. – 40 с. – С изменениями 1, 2.
4. Воздействия на конструкции. Часть 1-4. Общие воздействия. Ветровые воздействия: ТКП EN 1991-1-4-2009 (02250). Еврокод 1 / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2009. – 132 с.
5. Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 3. Воздействия, вызванные кранами и механическим оборудованием: ТКП EN 1991-3-2009 (02250) / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2009. – 73 с
6. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий: ТКП EN 1992-1-1-2009* (02250). Еврокод 2 / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2015. – 205 с.
7. Железобетонные конструкции. Основы теории расчета и конструирования // Учебное пособие для студентов строительных специальностей. Под ред. Т. М. Пецольда и В. В. Тура. – Брест, БГТУ, – 2003. – 380 с.

8. Изделия бетонные и железобетонные сборные. Общие требования: СТБ EN 13369-2012 / Госстандарт. – Минск, 2013. – 57 с.
9. Арматура ненапрягаемая для железобетонных конструкций. Технические условия: СТБ 1704-2012 / Госстандарт. – Минск, 2012. – 16 с.
10. Пособие к выполнению 2-го курсового проекта и раздела дипломного проекта по курсу «Железобетонные контрукции» 2-ое изд. Брест 2014г.
11. Włodzimierz Starosulskk. Konstrukcje żelbetowe według Eurokodu 2 i norm związanych. Wydawnictwo naukowe PWN. Warszawa 2012.
12. Canha R.M.F., de Cresce El Debs A.I.H., El Debs M.K., Design model for socket base connections adjusted from experimental results, Structural Concrete, nr 1, 2007, s. 3-10.
13. Проектирование железобетонных конструкций. Голышев А.Б , Будівелник, Киев 1985.
14. ТКП 45-5.01-67-2007. Фундаменты плитные. Правила проектирования. – Введ. 2007-04-02. – Минск : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2008. – 136 с.