



В.В. ЛЕДЕНЕВ, В.Г. ОДНОЛЬКО, А.В. ХУДЯКОВ

**РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ  
СПЕЦИАЛЬНЫХ ИНЖЕНЕРНЫХ  
СООРУЖЕНИЙ**



ИЗДАТЕЛЬСТВО ТГТУ

Министерство образования и науки Российской Федерации  
ГОУ ВПО «Тамбовский государственный технический университет»

**В.В. ЛЕДЕНЕВ, В.Г. ОДНОЛЬКО, А.В. ХУДЯКОВ**

# **РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ СПЕЦИАЛЬНЫХ ИН- ЖЕНЕРНЫХ СООРУЖЕНИЙ**

Рекомендовано Учебно-методическим объединением вузов РФ  
по образованию в области строительства в качестве учебного пособия для студентов, обучающихся по направлению  
270100 «Строительство»



---

Тамбов  
Издательство ТГТУ  
2007

УДК 624(075)  
ББК Н7-02я73-5  
ЛЗ9

Рецензенты:

Заведующий кафедрой проектирования конструкций,  
оснований и фундаментов Воронежского государственного  
архитектурно-строительного университета, профессор  
*П.И. Калугин*

Заведующий кафедрой металлических конструкций  
Липецкого государственного технического университета,  
доктор технических наук  
*В.В. Зверев*

**Леденев, В.В.**

ЛЗ9 Расчет и конструирование специальных инженерных сооружений : учебное пособие / В.В. Леденев, В.Г. Од-  
нолько, А.В. Худяков. – Тамбов : Изд-во Тамб. гос. техн. ун-та, 2007. – 128 с. –  
100 экз. – ISBN 978-5-8265-0650-9.

Приведены примеры расчета и конструирования железобетонных специальных сооружений: подпорных стен, силосов, бункеров, резервуаров. Описан порядок выполнения курсовой работы, даны рекомендации по ее оформлению и образцы заданий.

Предназначено для магистрантов и студентов 4 – 6 курсов специальностей 270102, 270105 всех форм обучения.

УДК 624(075)  
ББК Н7-02я73-5

**ISBN 978-5-8265-0650-9**

© ГОУ ВПО «Тамбовский государственный  
технический университет» (ТГТУ), 2007

Учебное издание

ЛЕДЕНЕВ Виктор Васильевич,  
ОДНОЛЬКО Валерий Григорьевич,  
ХУДЯКОВ Александр Владимирович

**РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ  
СПЕЦИАЛЬНЫХ ИНЖЕНЕРНЫХ СООРУЖЕНИЙ**

Учебное пособие

Редактор Е.С. Мордасова  
Компьютерное макетирование Е.В. Кораблевой

Подписано в печать 27.11.07.  
Формат 60 × 84/16. 7,44 усл. печ. л. Тираж 100 экз. Заказ № 760

Издательско-полиграфический центр  
Тамбовского государственного технического университета  
392000, Тамбов, Советская, 106, к. 14

## ВВЕДЕНИЕ

На территории промышленных и гражданских объектов возводят разнообразные инженерные сооружения: подпорные стены, резервуары, силосные корпуса, водонапорные башни, градирни, галереи и др. Они обеспечивают погрузочно-разгрузочные и производственные операции, технологические процессы, хранение жидкостей и сыпучих материалов.

Часто инженерные сооружения работают в тяжелых температурно-влажностных режимах, подвергаются действию вибрационных нагрузок, агрессивной среды, давлению жидкости и грунта. Вследствие этого к ним предъявляются дополнительные требования по гидроизоляции и антикоррозионной защите, строительству и эксплуатации.

При курсовом и дипломном проектировании возникает необходимость расчета отдельных инженерных сооружений. Студенты заочного отделения выполняют контрольную работу по специальным инженерным сооружениям. Учебно-методической литературы по этому вопросу недостаточно. Основы теоретического курса изложены в [4].

В пособии даны примеры расчета и проектирования сооружений из монолитного и сборного железобетона.

Курсовая работа состоит из задания, введения, архитектурно-планировочного решения, конструктивной части, указаний по технологии возведения и списка используемой литературы.

Задание на проектирование выдает преподаватель. Примерные варианты тем даны в приложении. Тема работы может быть предложена и студентом.

Получив задание, студент знакомится с нормативно-технической литературой по данному вопросу. Изучается технологический процесс в проектируемом сооружении, современные требования к планировке, проектированию, строительству и эксплуатации. Все это описывается во введении.

Следующим этапом является вариантное проектирование. Рассматривают два-три конкурентоспособных варианта. Обосновывают целесообразность принятия одного из них. Разрабатывают архитектурно-планировочное решение, вычерчивают план и разрезы, принимают основные несущие и ограждающие конструкции, назначают временную нагрузку. В конструктивной части работы уточняют температурно-влажностный режим, определяют агрессивность среды, постоянные и временные нагрузки и воздействия на основные несущие конструкции, выбирают классы и марки бетона и арматуры.

При определении постоянных нагрузок размеры рассчитываемых конструкций принимают приближенно, временная нормативная нагрузка на поверхности грунта принимается по заданию.

Далее выполняют расчет конструкций по двум группам предельных состояний: по несущей способности, по деформациям и трещиностойкости. Размеры поперечного сечения конструкций задают исходя из опыта проектирования, рекомендаций, приведенных в учебной литературе по железобетонным конструкциям. Определяют усилия (моменты, продольные и поперечные силы) в наиболее ответственных сечениях. Вычисляют: площадь поперечного сечения продольной и поперечной арматуры, прогибы элементов, ширину раскрытия трещин. Армирование осуществляют с учетом конструктивных требований [19, 21, 22] по СНиП 52-01–2003. Прогибы и ширину раскрытия трещин сравнивают с предельно допустимыми.

Для повышения трещиностойкости круглых резервуаров следует установить предварительно напряженную арматуру. При этом надо выбрать способ натяжения арматуры на бетон, предаточную прочность бетона  $R_{вр}$ .

В пояснительной записке объемом 15 – 20 стр., приводят расчеты конструкций, на миллиметровой бумаге или ватмане, схемы армирования, чертежи каркасов и сеток, спецификацию материалов, изделий и конструкций.

В следующем разделе приводят указания по возведению сооружения, схемы гидроизоляции и антикоррозионной защиты. При проектировании резервуаров следует выполнить, при необходимости, расчет на всплытие. Если устойчивость не обеспечивается, то необходимо предусмотреть конструктивные мероприятия, например, устройство анкеров, повышающих сцепление по боковой поверхности и др.

# 1. ПОДПОРНЫЕ СТЕНЫ

## 1.1. ТИПЫ ПОДПОРНЫХ СТЕН

Стены представляют собой инженерные сооружения, служащие для удержания в устойчивом состоянии грунта или других сыпучих тел. По конструктивному решению их делят на массивные и тонкие. Массивные, выполняемые из бетона или каменной кладки, воспринимают действующее на них давление грунта за счет собственной значительной массы. Железобетонные подпорные стены, являясь относительно тонкостенными конструкциями, воспринимают действующие на них усилия в основном за счет массы засыпки грунта, находящегося на нижней плите, специальных анкеров, препятствующих скольжению и т.п. Различают железобетонные подпорные стены уголкового, с контрфорсами, анкерные и др. (рис. 1.1, а – з).

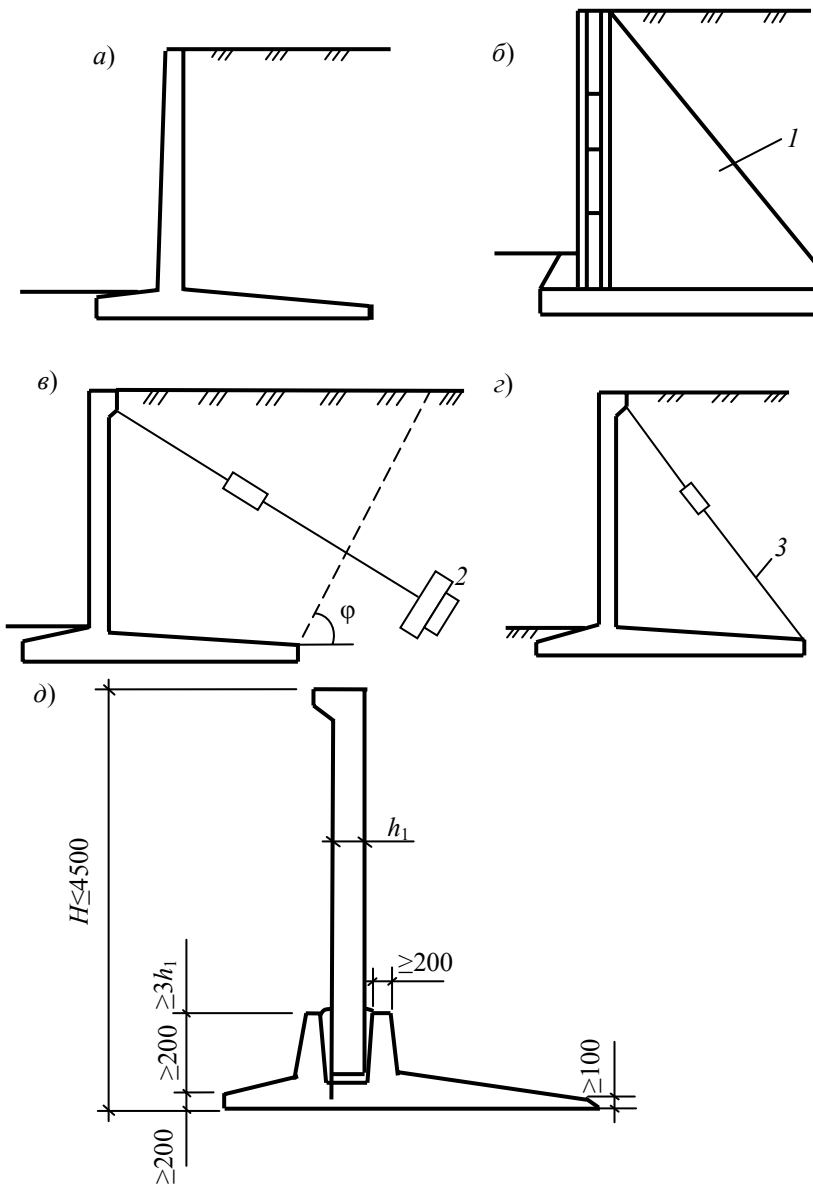


Рис. 1.1. Конструктивные решения подпорных стен:

1 – контрфорс; 2 – анкер; 3 – тяг; а – уголкового подпорные стены;  
б – стены с контрфорсами; в, г – анкерные стены; д – узел сопряжения  
вертикальной стены и плиты

Уголкового подпорные стены (рис. 1.1, а) применяют в случаях, когда полная высота стены не превышает 4,5 м. При большей высоте экономичнее стены с контрфорсами (рис. 1.1, б) или анкерные (рис. 1.1, в, г). Уголкового стены могут быть монолитными или сборными. Сборные стены при разрезке только вертикальными швами (через 2-3 м) по характеру работы не отличаются от монолитных. При разрезке вертикальными и горизонтальными швами сопряжение вертикальной стены с фундаментной плитой осуществляют путем установки плит в специальный паз с последующим омоноличиванием (рис. 1.1, д). В контрфорсных подпорных стенах давление грунта воспринимается стеновыми плитами и передается ребрам (контрфорсам), которые работают как консольные балки, жестко защемленные в фундаментной плите. Анкерные подпорные стены применяют в двух вариантах: с устройством тяг, заанкерных в грунт за пределами призмы обрушения (рис. 1.1, в) и с устройством тяг, соединяющих верхний конец стенки с концом фундаментной плиты (рис. 1.1, г).

Встречаются и другие конструктивные решения подпорных стен: арочные – имеющие заполнения между контрфорсами в виде сводов; ряжевые – возводимые из отдельных брусьев, стены с разгрузочными площадками, снижающими активное давление грунта и т.п.

## 1.2. МАТЕРИАЛЫ КОНСТРУКЦИЙ

В зависимости от принятого конструктивного решения подпорные стены могут возводиться из железобетона, бетона, бутобетона и каменной кладки. Выбор конструктивного материала обуславливается технико-экономическими соображениями, требованиями долговечности, условиями производства работ, наличием местных строительных материалов и средств механизации. Для бетонных и железобетонных конструкций рекомендуется применять бетоны прочностью на сжатие не ниже класса В15. Для конструкций, подвергающихся попеременному замораживанию и оттаиванию, в проекте должна быть оговорена марка бетона по морозостойкости и водонепроницаемости. Предварительно напряженные железобетонные конструкции следует проектировать из бетонов класса В20...В35.

Для армирования железобетонных конструкций, выполняемых без предварительного напряжения, следует применять в качестве рабочей стержневую горячекатаную арматурную сталь периодического профиля класса А300 или А400, а в качестве монтажной распределительной – арматуру класса А240 или обыкновенную арматурную гладкую проволоку класса В500.

Для изготовления предварительно напряженных железобетонных элементов в основном применяют арматуру классов А600, А800, А1000.

Анкерные тяги и закладные элементы изготавливают из прокатной полосовой стали толщиной не менее 6 мм. Возможно использование стали класса А400.

Для конструкций, подвергающихся попеременному замораживанию и оттаиванию, в проекте должна быть оговорена марка бетона по морозостойкости и водонепроницаемости. Проектная марка бетона устанавливается в зависимости от температурного режима, возникающего при эксплуатации сооружения, и значений расчетных зимних температур наружного воздуха в районе строительства и принимается в соответствии с табл. 1.

Таблица 1

Условия эксплуатации конструкций при переменном замораживании, оттаивании	Расчетная зимняя температура наружного воздуха, °С	Марка бетона не ниже					
		по морозостойкости			по водонепроницаемости		
		Класс сооружения					
		I	II	III	I	II	III
В водонасыщенном состоянии (например, конструкции, расположенные в сезоннооттаивающем слое грунта в районах вечной мерзлоты)	Ниже – 40	F300	F200	F150	W6	W4	W2
	Ниже – 20 до – 40	F200	F150	F100	W4	W2	Не нормируется
	Ниже – 5 до – 20	F150	F100	F75	W2	Не нормируется	
	включительно 5 и выше	F100	F75	F50	Не нормируется		
В условиях эпизодического водонасыщения (например, надземные конструкции, постоянно подвергающиеся атмосферным воздействиям)	Ниже – 40	F200	F150	F100	W4	W2	Не нормируется
Условия эксплуатации конструкций при переменном замораживании, оттаивании	Расчетная зимняя температура наружного воздуха, °С	Марка бетона не ниже					
		по морозостойкости			по водонепроницаемости		
		Класс сооружения					
		I	II	III	I	II	III
В условиях воздушно-влажностного состояния при отсутствии эпизодического водонасыщения (например, конструкции, постоянно подвергающиеся воздействию окружающего воздуха, но защищенные от воздействия атмосферных осадков)	Ниже – 20 до – 40	F100	F75	F50	W2	Не нормируется	
	включительно						
	Ниже – 5 до – 20	F75	F50	F35*	Не нормируется	То же	
	включительно – 5 и выше	F50	F35*	F25*			
Ниже – 20 до – 40	F75	F50	F35*				
включительно							
Ниже – 5 до – 20	F50	F35*	F25*				
включительно – 5	F35*	F25*	F15**				



	и выше					
--	--------	--	--	--	--	--

\*Для тяжелого и мелкозернистого бетонов марки по морозостойкости не нормируется.

\*\*Для тяжелого, мелкозернистого и легкого бетонов марки по морозостойкости не нормируются.

Примечание. Расчетная зимняя температура наружного воздуха принимается как средняя температура воздуха наиболее холодной пятидневки в районе строительства.

### 1.3. КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ

Габариты подпорных стен определяют подпором грунта, т.е. разностью верхних и нижних планировочных отметок.

Минимальную высоту сечения элементов подпорных стен рекомендуется назначать: для бутобетонных стен – 600 мм, для бетонных – 400, для железобетонных – 100. Основные размеры подпорных стен (общую высоту, ширину подошвы) следует задавать кратными 300 мм. Размеры толщины элементов стены и подошвы назначают кратными 20 мм.

Глубину заложения подошвы стены назначают в соответствии с требованиями [17, 18]. Минимальная глубина заложения должна быть не менее 0,6 м. При наличии в основании слабых грунтов с расчетным сопротивлением 100...200 кПа или пучинистых при глубине промерзания равной или большей, чем заглубление фундаментной плиты, основанием должна служить песчаная или щебеночная подготовка. Грунт естественного залегания вынимают на глубину не менее 600 мм от подошвы стены и заменяют песком или щебнем. Песок отсыпают слоями, поливают водой и утрамбовывают. Под подошвой монолитной стены следует устраивать выравнивающую бетонную подготовку толщиной 100 мм, которая должна выступать за грань подошвы не менее чем на 100 мм. В продольном направлении подошву подпорной стены следует принимать горизонтальной или с уклоном не более 0,02. При большем уклоне подошва выполняется ступенчатой. В поперечном направлении подошву следует принимать горизонтальной или с уклоном в сторону засыпки не более чем 0,125.

Конструкции подпорных стен должны быть разделены на всю высоту температурно-усадочными швами. Расстояние между швами следует принимать: не более 10 м – в монолитных бетонных стенах, 20 м – в монолитных железобетонных стенах и 30 м – в сборных железобетонных. Швы в подпорных стенах выполняют путем постановки в тело конструкции просмоленной доски. Ширину швов назначают равной 30 мм. Обратную засыпку пазух подпорных стен следует производить дренирующими грунтами (песчаными или крупнообломочными).

### 1.4. ДАВЛЕНИЕ ГРУНТА

Интенсивности горизонтального давления  $p_\gamma$  и  $p_q$  на глубине  $y$  (рис. 1.2) вычисляют по формуле:

$$p_\gamma = [\gamma_f \gamma_I h \lambda - C_I (k_1 + k_2)] y / h, \quad (1.1)$$

где  $\gamma_f$  – коэффициент надежности по нагрузке, принимаемый по ([12], табл. 3);  $\gamma_I$  – расчетное значение удельного веса грунта засыпки, принимаемое по заданию;  $h$  – расстояние от поверхности засыпки до подошвы фундамента стенки;  $\lambda$  – коэффициент горизонтального давления грунта;  $C_I$  – расчетное значение удельного сцепления грунта засыпки на уровне  $h$ , принимаемое по заданию;  $k_1$  – коэффициент, учитывающий сцепление грунта по плоскости скольжения призмы обрушения, наклоненной под углом  $\theta_0$  к вертикали;  $k_2$  – то же, по плоскости, наклоненной под углом  $\varepsilon$  к вертикали

$$k_1 = 2\lambda \cos \theta_0 \cos \varepsilon / \sin (\theta_0 + \varepsilon); \quad (1.2)$$

$$k_2 = \lambda [\sin (\theta_0 - \varepsilon) \cos (\theta_0 + \rho) / \sin \theta_0 \cos (\rho - \varepsilon) \sin (\theta_0 + \varepsilon)] + \operatorname{tg} \varepsilon, \quad (1.3)$$

где  $\varepsilon$  – угол наклона расчетной плоскости к вертикали;  $\rho$  – угол наклона поверхности засыпки к горизонту;  $\theta_0$  – угол наклона плоскости скольжения к вертикали.

При отсутствии сцепления грунта по стене  $k_2 = 0$ . Коэффициент горизонтального давления грунта определяют по формуле:

$$\lambda = \left[ \cos (\varphi - \varepsilon) / \cos \varepsilon \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin (\varphi + \delta) \sin (\varphi - \rho)}{\cos (\varepsilon + \rho) \cos (\varepsilon - \rho)}} \right) \right]^2, \quad (1.4)$$

где  $\delta$  – угол трения грунта на контакте с расчетной плоскостью (для гладкой стены  $\delta = 0$ , шероховатой –  $\delta = 0,5$ , ступенчатой –  $\delta = \varphi_I$ );

$\varphi_I$  – расчетное значение угла внутреннего трения грунта засыпки.

Угол наклона плоскости скольжения к вертикали  $\theta_0$  определяется по формуле:

$$\operatorname{tg} \theta_0 = (\cos \rho - \eta \cos \varphi_I) / (\sin \rho - \eta \sin \varphi_I), \quad (1.5)$$

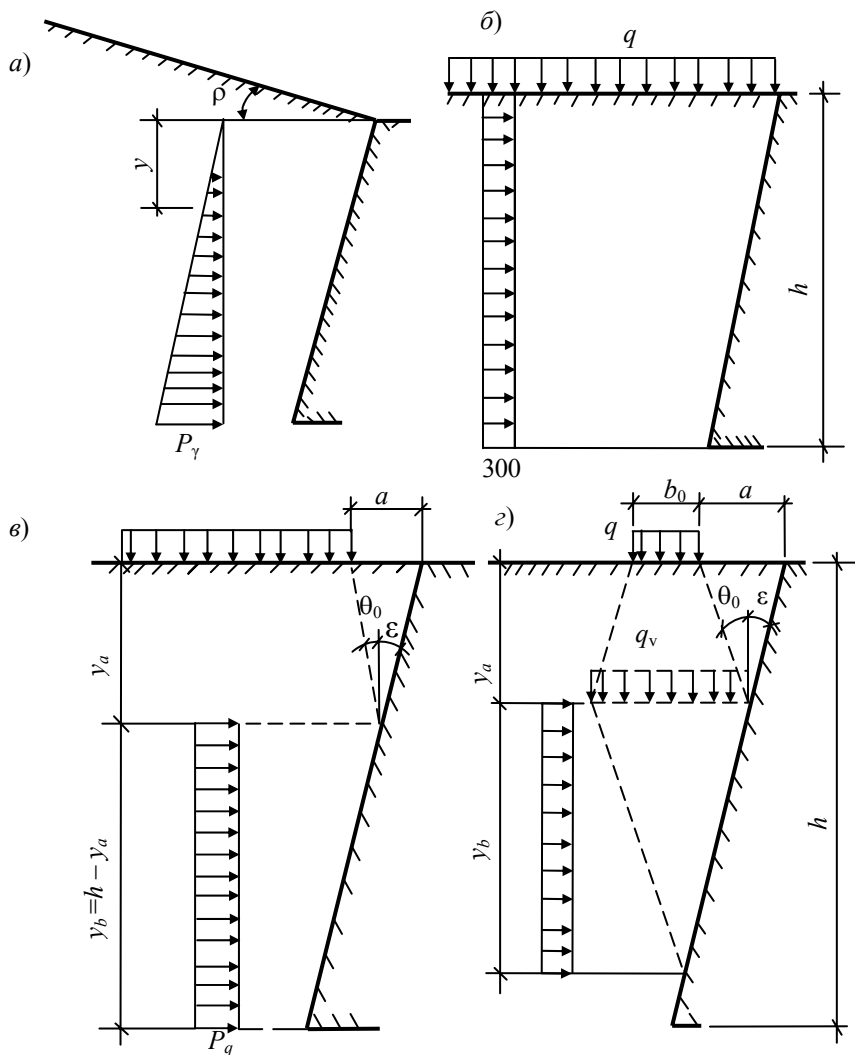
где  $\eta = \cos(\varepsilon - \rho) / \sqrt{\lambda} \cos \varepsilon$ . (1.6)

При горизонтальной поверхности засыпки ( $\rho = 0$ ), вертикальной стене ( $\varepsilon = 0$ ) и отсутствии трения и сцепления со стеной ( $\delta = 0, k_2 = 0$ ) коэффициенты  $\lambda, k_1$  и угол  $\theta_0$  определяют по формулам:

$$\lambda = \operatorname{tg}^2 \theta_0;$$

$$k_1 = 2\sqrt{\lambda};$$

$$\theta_0 = 45^\circ - \varphi_I / 2.$$



**Рис. 1.2. Схема давления грунта на грань стены:**  
*a* – от собственного веса; *б* – от сплошной равномерно распределенной нагрузки; *в* – от фиксированной нагрузки;  
*г* – от полосовой нагрузки

При  $\beta = 0, \delta \neq 0$  значение угла наклона  $\theta_0$  определяется из выражения:

$$\operatorname{tg} \theta_0 = (\cos \varphi_I - \sqrt{\lambda}) / \sin \varphi_I. \quad (1.8)$$

Интенсивность горизонтального давления грунта от равномерно распределенной на поверхности призмы обрушения нагрузки  $q$  следует определять по формулам:

– при сплошном и фиксированном расположении нагрузки

$$p_q = \gamma_f q \lambda; \quad (1.9)$$

– при полосовом расположении нагрузки

$$p_q = \gamma_f q \lambda / (1 + 2 \operatorname{tg} \theta_0 y_a / b_0), \quad (1.10)$$

где  $b_0$  – ширина полосы (рис. 1.2, *г*).

Расстояние от поверхности грунта засыпки до начала эпюры интенсивности давления грунта от нагрузки (рис. 1.2, *в, г*)

$$y_a = a / (\operatorname{tg}\theta_0 + \operatorname{tg}\varepsilon). \quad (1.11)$$

Протяженность эпюры интенсивности давления грунта по высоте (рис. 1.2, в)

$$y_b = h - y_a. \quad (1.12)$$

При полосовой нагрузке протяженность эпюры давления по высоте (рис. 1.2, з)

$$y_b = (b_0 + 2\operatorname{tg}\theta_0 y_a) / (\operatorname{tg}\varepsilon + \operatorname{tg}\theta_0), \quad (1.13)$$

но принимается не более величины

$$y_b \leq h - y_a. \quad (1.14)$$

## 1.5. РАСЧЕТ ПОДПОРНЫХ СТЕН

### 1.5.1. Общие положения

Подпорные стены следует рассчитывать по двум группам предельных состояний. При расчете по первой группе (несущей способности) следует выполнять расчеты: устойчивости положения стены против сдвига; устойчивости грунта основания под подошвой подпорных стен (для нескольких грунтов); прочности скального основания; прочности элементов конструкций и узлов соединения.

Давление грунта для уголкового подпорных стен следует определять исходя из условия образования за стеной клиновидной симметричной (для короткой задней консоли – несимметричной) призмы

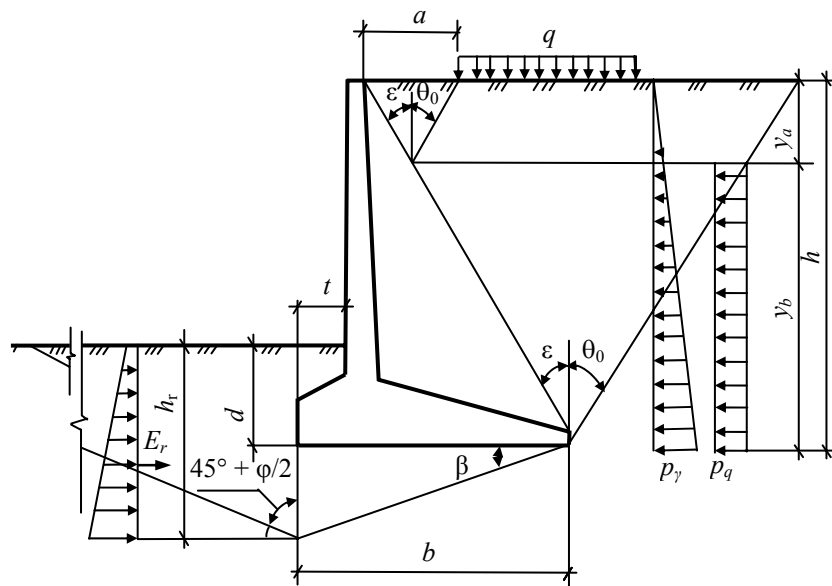


Рис. 1.3. Расчетная схема уголкового подпорной стены:

$F_{sa}$  – сдвигающая сила, равная сумме проекций всех сдвигающих сил на горизонтальную плоскость;  $F_{sr}$  – удерживающая сила, равная сумме проекций всех удерживающих сил на горизонтальную плоскость;  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы грунта основания, принимаемый по ([16], п. 2.19)

обрушения (рис. 1.3). Давление грунта принимают действующим на наклонную (расчетную) плоскость, проведенную под углом  $\varepsilon$  к вертикали при  $\delta = \varphi_I$ .

Угол наклона расчетной плоскости к вертикали  $\varepsilon$  определяют из условия (1.15) и принимают не более  $(45^\circ - \varphi/2)$

$$\operatorname{tg}\varepsilon = (b - t) / h, \quad (1.15)$$

где  $t$  – вылет консоли плиты (рис. 1.3).

Наибольшая величина активного давления грунта при наличии на горизонтальной поверхности засыпки равномерно распределенной нагрузки  $q$  определяется при расположении ее в пределах всей призмы обрушения.

### 1.5.2. Расчет устойчивости положения стены против сдвига

Расчет производится из условия ([16], п. 2.19)

$$F_{sa} \leq \gamma_c F_{sr} / \gamma_n. \quad (1.16)$$

Сдвигающая сила  $F_{sa}$  определяется по формуле

$$F_{sa} = F_{sa\varphi} + F_{saq}, \quad (1.17)$$

где  $F_{sa\gamma}$  – сдвигающая сила от собственного веса грунта,

$$F_{sa\gamma} = p_{\gamma} h / 2, \quad (1.18)$$

$F_{saq}$  – сдвигающая сила от нагрузки, расположенной на поверхности призмы обрушения:

$$F_{saq} = p_q y_b. \quad (1.19)$$

Удерживающая сила вычисляется по формуле

$$F_{sr} = F_V \operatorname{tg}(\varphi_I - \beta) + bc_I + E_r, \quad (1.20)$$

где  $F_V$  – сумма проекций всех сил на вертикальную плоскость;  $b$  – ширина подошвы плиты (рис. 1.3);  $E_r$  – пассивное сопротивление грунта.

Для массивных подпорных стен

$$F_V = F_{sa} \operatorname{tg}(\varepsilon + \delta) + G_{ct} + \gamma_I \operatorname{tg} \beta b^2 / 2, \quad (1.21)$$

где  $G_{ct}$  – собственный вес стены и грунта на ее уступах.

Для уголкового подпорных стен

$$F_V = F_{sa} \operatorname{tg}(\varepsilon + \varphi'_I) + \gamma' \gamma_f [h(b-t)/2 + td] + \gamma_I \operatorname{tg} \beta b^2 / 2, \quad (1.22)$$

где  $\gamma_f = 1,2$  – коэффициент надежности по нагрузке.

Пассивное сопротивление грунта вычисляют по формуле

$$E_r = \gamma_I h_r^2 \lambda_r / 2 + c_I h_r (\lambda_r - 1) / \operatorname{tg} \varphi_I; \quad (1.23)$$

$$\lambda_r = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi_I / 2), \quad (1.24)$$

где  $\lambda_r$  – коэффициент пассивного сопротивления грунта;  $h_r$  – высота призмы выпора грунта, определяемая по формуле

$$h_r = d + b \operatorname{tg} \beta, \quad (1.25)$$

где  $d$  – расстояние от поверхности грунта со стороны передней грани до подошвы фундамента стены (рис. 1.3).

Расчет устойчивости подпорных стен против сдвига должен производиться по формуле (1.16) для 3-х значений угла  $\beta$

$$\beta = 0, \beta = \varphi_I / 2 \text{ и } \beta = \varphi_I.$$

При наклонной подошве стены, кроме указанных значений угла  $\beta$  следует производить расчет против сдвига также для отрицательных значений угла  $\beta$ .

При сдвиге по подошве ( $\beta = 0$ ) следует учитывать следующие ограничения:  $c_I \leq 5$  кПа,  $\varphi_I \leq 30^\circ$ ,  $\lambda_r = 1$ .

Расчет устойчивости грунтов основания на сдвиг можно производить по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения. Метод основан на допущении, что сдвиг основания, потерявшего устойчивость, происходит по круглоцилиндрической поверхности. Он позволяет учитывать практически любые условия загрузки как самого фундамента, так и прилегающего грунта, а также неоднородность основания, наклон поверхности грунта при расчете устойчивости откосов и т.д. Необходимо иметь в виду, что данный метод следует использовать только в тех случаях, когда нельзя применить аналитические решения.

Для проверки устойчивости грунта оснований на сдвиг по круглоцилиндрической поверхности скольжения проводят радиусом  $R$  из произвольно выбранного на некоторой вертикали центра  $O$  дугу окружности, которая отсекает в грунте тело  $ABCD$ , охватывающее всю подошву сооружения (рис. 1.4). Вес этого тела, имеющего форму грунтового сегмента, определяется по формуле:

$$G = \gamma R^2 (\pi \alpha / 180 - \sin \alpha \cos \alpha), \quad (1.26)$$

где  $\alpha$  – половина центрального угла у точки  $O$ , в створе которого взят рассматриваемый сегмент;  $\gamma$  – удельный вес грунта.

Нагрузку от сооружения, воспринимаемую отсекаемым грунтовым сегментом, можно представить в виде равнодействующей  $F$ . Ее можно перенести по направлению действия в точку, лежащую на кривой скольжения, и разложить на нормальную  $N$  и касательную  $T$  составляющие. Сила  $T$  стремится произвести сдвиг грунтового тела. Ее момент относительно  $O$ , называемый сдвигающим, определяется из условия:

$$M_{s,a} = TR. \quad (1.27)$$

Указанному сдвигу препятствуют силы трения и сцепления в грунте, действующие по поверхности скольжения  $ABCD$ , но направленные

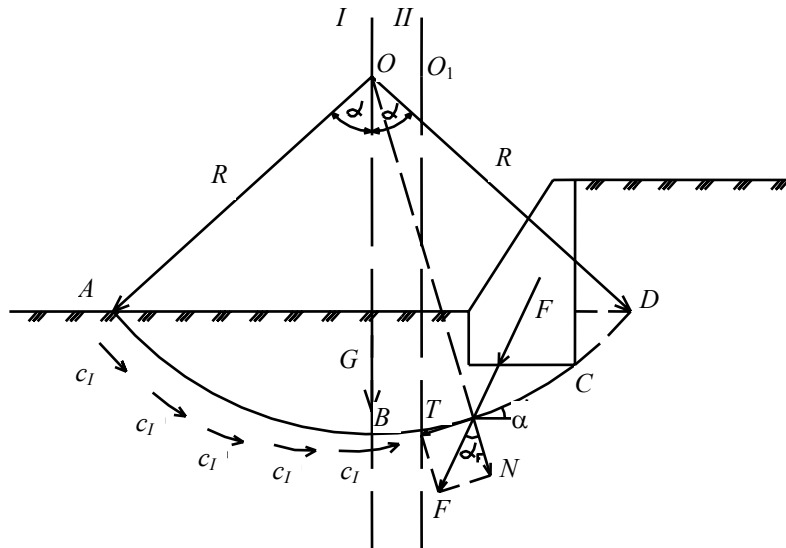


Рис. 1.4. Расчетная схема к определению устойчивости фундамента методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения

в противоположную сторону. Расчетный момент этих сил относительно  $O$  называется удерживающим. Его можно вычислить по формуле:

$$M_{sr} = [(N + G) \operatorname{tg} \varphi_I + c_I L] R, \quad (1.28)$$

где  $L$  – длина дуги  $ABCD$ .

Устойчивость рассматриваемой системы характеризуют коэффициентом

$$k_s = M_{s,r} / M_{s,a}, \quad (1.29)$$

Для сооружений первого класса  $k_s \geq 1,2$ , а для остальных  $k_s \geq 1,1$ .

### 1.5.3. Расчет прочности грунтового основания

Расчет прочности основания следует производить при  $\operatorname{tg} \delta_I < \sin \varphi_I$  из условия:

$$F_V \leq \gamma_c N_u / \gamma_n. \quad (1.30)$$

Тангенс угла наклона к вертикали равнодействующей внешней нагрузки на основание определяется из условия:

$$\operatorname{tg} \delta_I = F_{sa} / F_V. \quad (1.31)$$

Вертикальная составляющая силы предельного сопротивления основания  $N_u$ , сложенного несколькими грунтами в стабилизированном состоянии, определяется по формуле:

$$N_u = b'(N_\gamma b' \gamma_I + N_q \gamma'_I d + N_c c_I), \quad (1.32)$$

где  $N_\gamma$ ,  $N_q$ ,  $N_c$  – безразмерные коэффициенты несущей способности, определяемые по ([18], табл. 7) в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения грунта  $\varphi_I$  и угла наклона к вертикали  $\delta_I$  равнодействующей внешней нагрузки на основание в уровне подошвы стены;  $b'$  – приведенная ширина подошвы фундамента стены, определяемая по формуле:

$$b' = b - 2e, \quad (1.33)$$

где  $e$  – эксцентриситет приложения равнодействующей всех сил относительно оси, проходящей через центр тяжести подошвы фундамента стены, величину которого определяют по формуле:

$$e = M_0 / F_V \leq b/3, \quad (1.34)$$

где  $M_0$  – сумма моментов всех вертикальных и горизонтальных сил относительно оси, проходящей через центр тяжести подошвы.

Величина  $M_0$  определяется по формулам:

а) для массивных подпорных стен

$$M_0 = F_{sa} [h^* - \operatorname{tg}(\varepsilon + \delta)(b/2 - h^* \operatorname{tg} \varepsilon)] + \sum M_i, \quad (1.35)$$

где  $\sum M_i$  – сумма моментов сил от собственного веса стены и грунта на ее обрезах относительно центра тяжести подошвы фундамента стены;

б) для уголкового подпорных стен (при  $\varepsilon \leq \theta$ )

$$M_0 = F_{sa} [h^* - \operatorname{tg}(\varepsilon + \varphi')(b/2 - h^* \operatorname{tg} \varepsilon) + \gamma'_I \gamma_f (b - t) [h(b - 4t) + 6td]] / 12,$$

где  $h^*$  – расстояние от равнодействующей сдвигающей силы до низа подошвы стены

$$h^* = [F_{sax}h/3 + F_{saq}(h - y_a - y_b/2)]/F_{sa} \quad (1.37)$$

#### 1.5.4. Расчет основания по деформациям

При отсутствии специальных технологических требований расчет деформации основания считают удовлетворительным, если среднее давление на грунт под подошвой фундамента от нормативной нагрузки не превышает расчетного сопротивления грунта основания  $R$ , а крайних –  $1,2 R$  :

$$p_m \leq R ;$$

$$p_{\max} \leq 1,2R \quad (1.38)$$

При этом эпюру напряжений допускается принимать трапециевидальной или треугольной. Площадь сжатой зоны при треугольной эпюре должна быть не менее 75 % общей площади фундамента подпорной стены ( $e \leq b/6$ ) (рис. 1.5).

Крайевые давления на грунт под подошвой стены при эксцентриситете приложения равнодействующей всех вертикальных сил относительно центра тяжести подошвы  $e \leq b/6$  определяют по формуле (1.39), а при  $e > b/6$  – по формуле (1.40):

$$p_{\min}^{\max} = F_V(1 \pm 6e/b)/b ; \quad (1.39)$$

$$p_{\max} = 2F_V/3c_0, \quad (1.40)$$

где  $3c_0$  – длина эпюры по подошве фундамента

$$c_0 = 0,5b - e \quad (1.41)$$

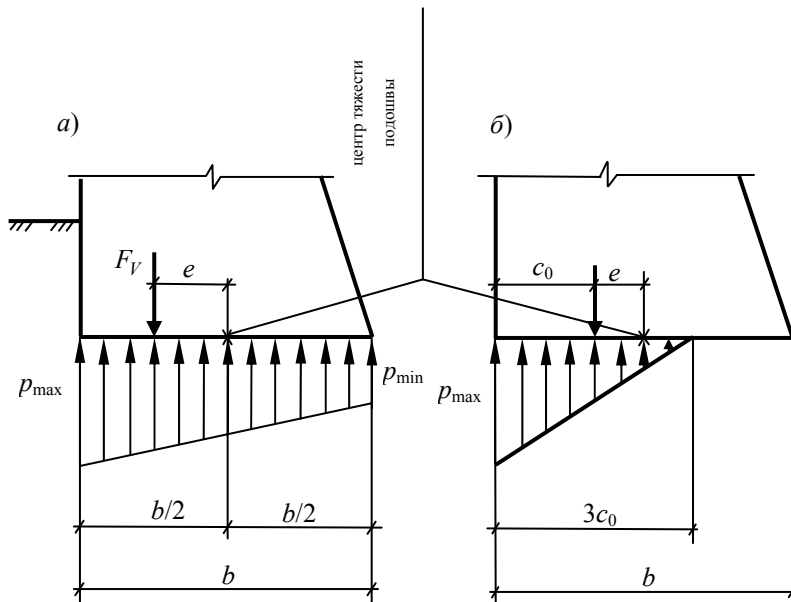


Рис. 1.5. Схемы для определения давлений под подошвой фундаментной стены:

а – при малых эксцентриситетах ( $e \leq b/6$ );

б – при больших эксцентриситетах ( $e > b/6$ )

#### 1.5.5. Определение усилий в элементах конструкции

Для массивной подпорной стены внутренние усилия  $N_i$ ,  $Q_i$  и  $M_i$  в сечении  $i-i$  на глубине  $y_i$  определяют по формулам:

$$N_i = \sum F_{vi} ;$$

$$Q_i = \sum F_{sai} ; \quad (1.43)$$

$$M_i = \sum F_{vi}x_i + \sum F_{sai}y_i,$$

где  $\sum F_{vi}$  – сумма всех вертикальных сил выше сечения  $i-i$ ;  $\sum F_{sai}$  – сумма всех горизонтальных сил выше сечения  $i-i$ ;  $\sum F_{vi}x_i$  – сумма моментов всех вертикальных сил относительно центра тяжести сечения  $i-i$ ;  $\sum F_{sai}y_i$  – сумма моментов всех горизонтальных сил относительно центра тяжести сечения  $i-i$ .

Расчетные усилия в уголкового подпорных стенах (рис. 1.6) определяют по формулам:

для сечения I-I:

при  $y \leq y_a + y_b$

$$\left. \begin{aligned} M_{1-1} &= p_{\gamma} y^3 / 6h + p_q (y - y_a)^2 / 2; \\ Q_{1-1} &= p_{\gamma} y^2 / 2h + p_q (y - y_a); \end{aligned} \right\} \quad (1.44)$$

при  $y > y_a + y_b$

$$\left. \begin{aligned} M_{1-1} &= p_{\gamma} y^3 / 6h + p_q (y - y_a - y_b / 2) y_b; \\ Q_{1-1} &= p_{\gamma} y^2 / 2h + p_q y_b; \end{aligned} \right\} \quad (1.45)$$

**для сечения 2–2:**

а) в случае, если  $e > b/6$

$$\left. \begin{aligned} M_{2-2} &= 0,5 p_{v\gamma}'' x_2^2 - p_{\max} x_2^2 (1 - x_2 / 9c_0); \\ Q_{2-2} &= p_{v\gamma}'' x_2 - p_{\max} x_2 (1 - x_2 / 6c_0); \end{aligned} \right\} \quad (1.46)$$

б) в случае, если  $e \leq b/6$

$$\left. \begin{aligned} M_{2-2} &= p_{v\gamma}'' x_2^2 / 2 - p_{\max} x_2^3 (p_{\min} / p_1 (1.47) b / x_2 - 1) / 6b; \\ Q_{2-2} &= p_{v\gamma}'' x_2 - p_{\max} x_2^2 (p_{\min} / p_{\max} (1.48) b - 1) / 2b; \end{aligned} \right\}$$

**для сечения 3–3:**

а) в случае, если  $e > b/6$  и  $x_3 \leq \xi + x_b$

$$\begin{aligned} M_{3-3} &= p_{\max} (3c_0 - b + x_3)^3 / 18c_0 - p_{v\gamma} x_3^2 / 2 - \\ &\quad - p_{vq} (x_3 - \xi)^2 / 2 - x_3^2 (p_1 (1.49) / 6(b-t)); \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{3-3} &= p_{\max} (3c_0 - b + x_3)^2 / 6c_0 - p_{v\gamma} x_3 - p_{vq} (x_3 - \xi) - \\ &\quad - x_3^2 (p_{v\gamma}' - p_{v\gamma}) / 2(b-t); \end{aligned}$$

при  $x_3 > \xi + x_b$

$$\begin{aligned} M_{3-3} &= p_{\max} (3c_0 - b + x_3)^3 / 18c_0 - p_{v\gamma} x_3^2 / 2 - \\ &\quad - p_{vq} x_b (x_3 - \xi - x_b / 2) - x_3^2 (1.50) p_{v\gamma} / 6(b-t); \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{3-3} &= p_{\max} (3c_0 - b + x_3)^2 / 6c_0 - p_{vq} x_3 - p_{vq} x_b - \\ &\quad - x_3^2 (p_{v\gamma}' - p_{v\gamma}) / 2(b-t); \end{aligned}$$

б) в случае, если  $e \leq b/6$  и  $x_3 \leq \xi + x_b$

$$\begin{aligned} M_{3-3} &= p_{\min} x_3^3 (p_{\max} / p_{\min} + 3b / (x_3 - 1) / 6b - p_{v\gamma} x_3^2 / 2 - \\ &\quad - p_{vq} (x_3 - \xi)^2 / 2 - x_3^3 (p_{v\gamma}' - p_{v\gamma}) / 6(b-t); \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{3-3} &= p_{\min} x_3^2 (p_{\max} / p_{\min} + 2b / x_3 - 1) / 2b - p_{v\gamma} x_3 - \\ &\quad - p_{vq} (x_3 - \xi) - x_3^2 (p_{v\gamma}' - p_{v\gamma}) (1.51) t); \end{aligned}$$

при  $x_3 > \xi + x_b$

$$\begin{aligned} M_{3-3} &= p_{\min} x_3^3 (p_{\max} / p_{\min} + 3b / x_3 - 1) / 6b - p_{v\gamma} x_3^2 / 2 - \\ &\quad - p_{vq} x_b (x_3 - \xi - x_b / 2) - x_3^3 (p_{v\gamma}' - p_{v\gamma}) / 6(b-t); \end{aligned}$$

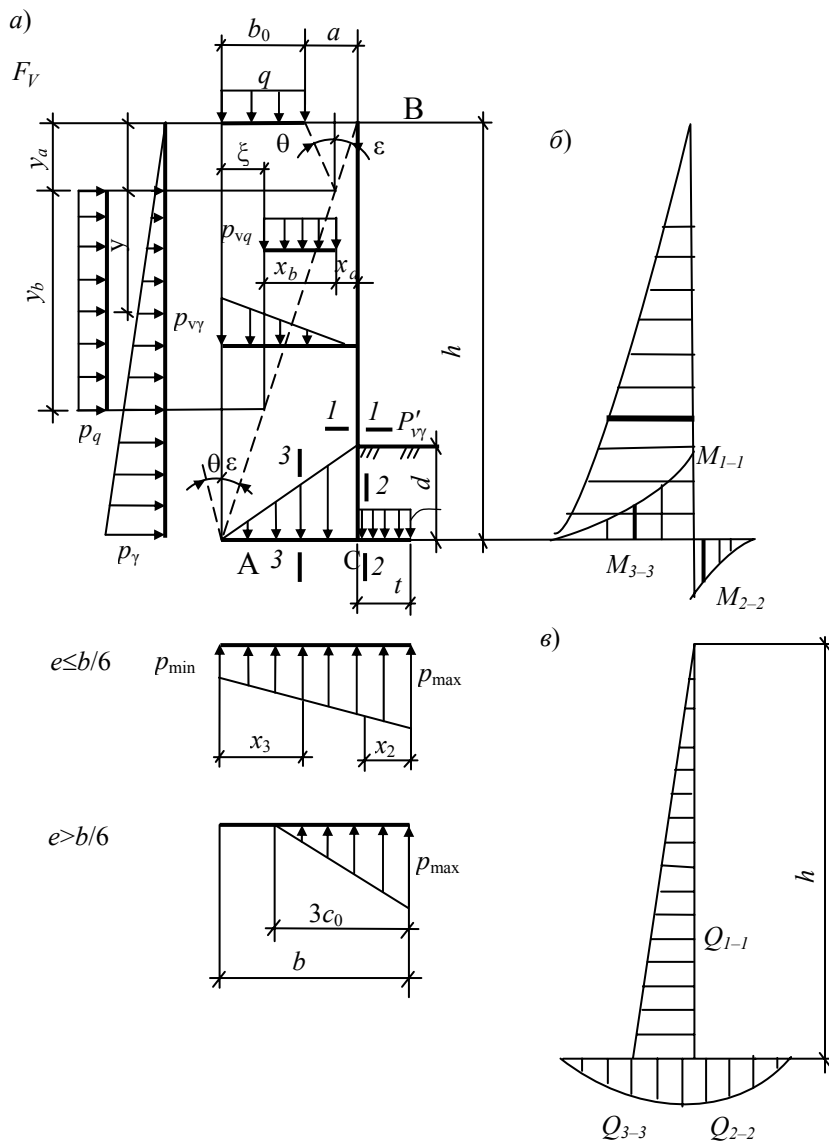
$$\begin{aligned} Q_{3-3} &= p_{\min} x_3^2 (p_{\max} / p_{\min} + 2b / x_3 - 1) / 2b - p_{v\gamma} x_3 - \\ &\quad - p_{vq} x_b - x_3^2 (p_{v\gamma}' - p_{v\gamma}) / 2(b (1.52) \end{aligned}$$

Максимальные расчетные усилия  $M$  и  $Q$  в лицевых и фундаментных плитах должны принимать по граням сопрягаемых элементов.

Интенсивность вертикального давления от собственного веса грунта в призме обрушения  $p_{v\gamma}$  и от временной нагрузки  $p_{vq}$  определяют по формулам:

$$p_{v\gamma} = p_v \operatorname{tg}(\varepsilon + \varphi'_1) / \operatorname{tg} \varepsilon; \quad (1.53)$$

$$p_{vq} = p_q \operatorname{tg}(\varepsilon + \varphi'_1) / \operatorname{tg} \varepsilon.$$



**Рис. 1.6. К расчету уголкового подпорной стены:**

$a, b$  – эпюры изгибающих моментов;  $e$  – поперечных сил

Интенсивность вертикального давления от собственного веса грунта  $p'_{vq}$  и над передней консолью  $p''_{v\gamma}$  в контуре  $ABC$  (рис. 1.6) определяют по формулам:

$$p'_{vq} = \gamma'_I \gamma_f h; \quad (1.54)$$

$$p''_{vq} = \gamma'_I \gamma_f d. \quad (1.55)$$

Расстояние от внутренней грани стены до начала эпюры интенсивности вертикального давления грунта от вертикальной нагрузки  $x_a = y_a \operatorname{tg} \varepsilon$ , а величина  $x_b = y_b \operatorname{tg} \varepsilon$ .

Конструкции подпорных стен, элементы которых шарнирно сопряжены гибкими связями (например, уголкового стены с анкерными тягами), следует рассчитывать по схеме, представленной на рис. 1.7.

При этом рассматривают два случая загрузки призмы обрушения временной нагрузкой:

1-й случай – нагрузка расположена на части призмы обрушения, что создает максимальный пролетный момент в вертикальном элементе стены;

2-й случай – временная нагрузка расположена на всей поверхности призмы обрушения, что создает максимальные усилия в остальных элементах стены.

Величины расчетных усилий в сечениях элементов стены определяются по формулам:

**для сечения 1–1:**

$$\left. \begin{aligned} M_{1-1} &= -y^2(p_\gamma y/3h + p_q)/2; \\ Q_{1-1} &= y(p_\gamma y/2h + p_q); \end{aligned} \right\} \quad (1.56)$$

**для сечения 2–2:**

$$\left. \begin{aligned} M_{2-2} &= -y^3 p_\gamma / 6h - p_q(y - h_b)^2 / 2 + U_1(y - h_b) + V_1 a(h - y)/(h - h_b); \\ Q_{2-2} &= y^2 p_\gamma / 2h + y p_q - U_2 + V_2 a/(h - h_b), \end{aligned} \right\} \quad (1.57)$$

где 
$$U_1 = [h^2 p_\gamma + 3p_q(h - h_b)^2] / 6(h - h_b); \quad (1.58)$$

$$V_1 = U_1 / \operatorname{tg} \alpha; \quad (1.59)$$



$$U_2 = h^2(3p_q + p_v)/6(h - h_b); \quad (1.60)$$

$$V_2 = U_2 / \operatorname{tg} \alpha, \quad (1.61)$$

где  $U_1$  и  $V_1$  – горизонтальная и вертикальная составляющие усилия в тяге при частичном нагружении равномерно распределенной нагрузкой;  $U_2$  и  $V_2$  – то же при полном нагружении.

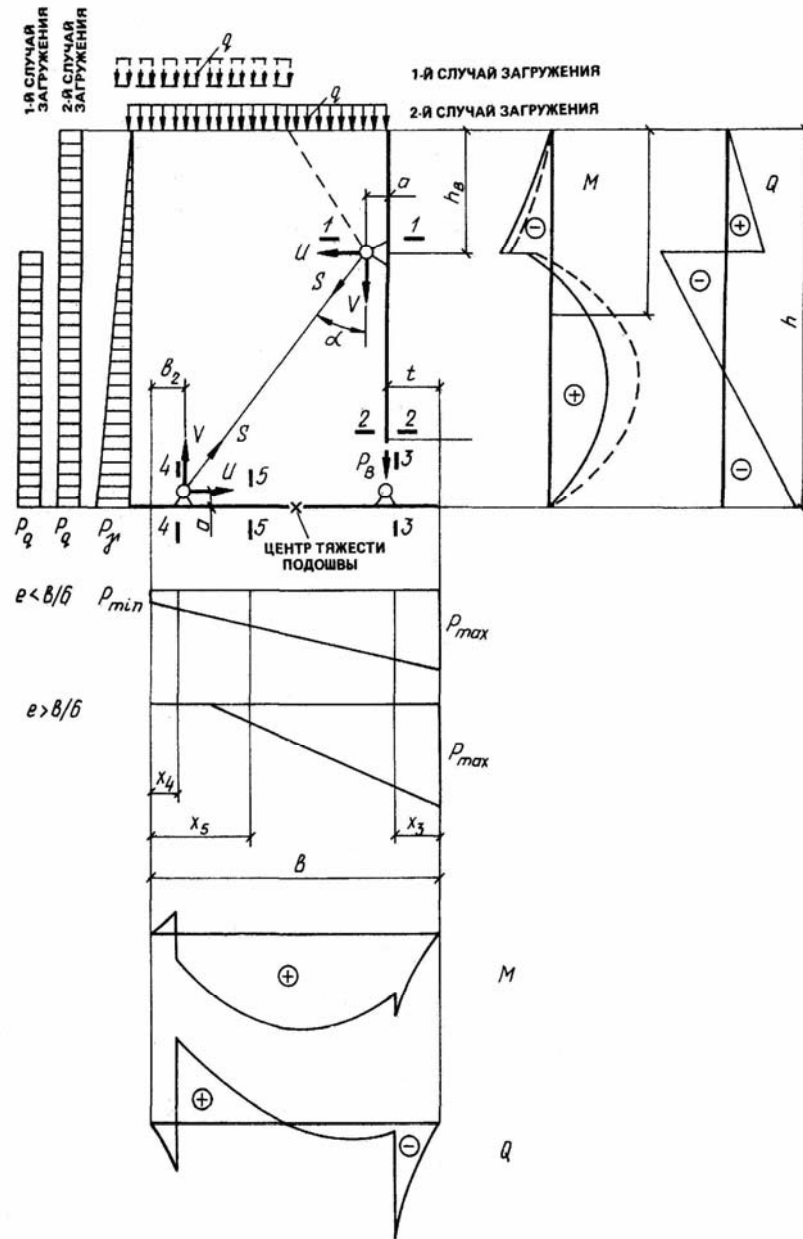


Рис. 1.7. К расчету подпорной стены с анкерными тягами

При  $e \leq b/6$ :  
для сечения 3–3:

$$\left. \begin{aligned} M_{3-3} &= -G_1 x_3 / 2 + p_{\max} x_3^3 (p_{\min} / p_{\max} + 3b / x_3 - 1) / 6b; \\ Q_{3-3} &= G_1 - p_{\max} x_3^2 (p_{\min} / p_{\max} + 2b / x_3 - 1) / 2b; \end{aligned} \right\} \quad (1.62)$$

для сечения 4–4:

$$\left. \begin{aligned} M_{4-4} &= p_{v\gamma} x_4^2 / 3 - x_4^2 [p_{v\gamma} (b - t - x_4) + p'_{v\gamma} x_4] / 6(b - t) - \\ &\quad - p_{vq} x_4^2 / 2 + p_{\min} x_4^3 (p_{\max} / p_{\min} + 3b / x_4 - 1) / 6b; \\ Q_{4-4} &= -G_4 - P_{vq} x_4 + p_{\min} x_4^2 (p_{\max} / p_{\min} + 2b / x_4 - 1) / 2b; \end{aligned} \right\} \quad (1.63)$$

для сечения 5–5:

$$\left. \begin{aligned} M_{5-5} &= -p_{vy}x_5^2/3 - x_5^2[p_{vy}(b-t-x_5) + p'_{vy}x_5]/6(b-t) - p_{vq}x_5^2/2 + \\ &+ p_{\min}x_5^3(p_{\max}/p_{\min} + 3b/x_5 - 1)/6b + V_2(x_5 - b_2) + U_2a; \\ Q_{5-5} &= -G_5 - p_{vq}x_5 + p_{\min}x_5^2(p_{\max}/p_{\min} + 2b/x_5 - 1)/2b + V_2. \end{aligned} \right\} (1.64)$$

При  $e > b/6$  ( $c_0 = 0,5b - e$ ):

для сечения 3-3:

$$\left. \begin{aligned} M_{3-3} &= -G_1x_3/2 + p_{\max}x_3^3(1-x_3/9c_0)/2; \\ Q_{3-3} &= G_1 - p_{\max}x_3^2(1-x_3/6c_0); \end{aligned} \right\} (1.65)$$

для сечения 4-4:

$$\left. \begin{aligned} M_{4-4} &= -p_{vy}x_4^2/3 - x_4^2[p_{vy}(b-t-x_4) + p'_{vy}x_4]/6(b-t) - \\ &- p_{vq}x_4^2/2 + p_{\max}(3c_0 - b + x_4)^3/18c_0; \\ Q_{4-4} &= -G_4 - p_{vq}x_4 + p_{\max}(3c_0 - b + x_4)^2/6c_0; \end{aligned} \right\} (1.66)$$

для сечения 5-5:

$$\left. \begin{aligned} M_{5-5} &= -p_{vy}x_5^2/3 - x_5^2[p_{vy}(b-t-x_5) + p'_{vy}x_5]/6(b-t) - p_{vq}x_5^2/2 + \\ &+ p_{\min}(3c_0 - b + x_5)^3/18c_0 + V_2(x_5 - b_2) + U_2a; \\ Q_{5-5} &= -G_5 - p_{vq}x_5 + p_{\max}(3c_0 - b + x_5)^2/6c_0 + V_2, \end{aligned} \right\} (1.67)$$

где  $G_1$  – вес плиты и грунта, расположенного справа от сечения 3-3;

$$G_{4(5)} = [p_{vy}(b-t-x)/(b-t) + p'_{vy}x/(b-t) + p_{vy}]x/2. \quad (1.68)$$

Максимальные усилия в анкерных тягах  $S$ , имеющих шарнирное сопряжение с лицевыми и фундаментными плитами, определяют по второму случаю загрузки по формуле:

$$S = U_2 / \sin \alpha. \quad (1.69)$$

Учитывая возможность зависания грунта, расчетное усилие в тяге следует увеличить в 1,5 раза.

**Пример 1.1.** Расчет подпорной массивной стены.

**Дано.** Массивная подпорная стена III класса ответственности из готовых бетонных блоков с высотой подпора грунта 3 м. Глубина заложения подошвы фундамента 1,2 м. Геометрические размеры стены приведены на рис. 1.8.

На призме обрушения расположена равномерно распределенная нагрузка интенсивностью  $q = 10$  кПа. Грунт засыпки – пески мелкие, грунт основания – суглинки мягкопластичные.

Расчетные характеристики грунта основания:

$$\begin{aligned} \gamma_I &= 18,9 \text{ кН/м}^3; & \gamma_{II} &= 18 \text{ кН/м}^3; \\ \varphi_I &= 22^\circ; & \varphi_{II} &= 25^\circ; \\ c_I &= 8 \text{ кПа}; & c_{II} &= 12 \text{ кПа}. \end{aligned}$$

Расчетные характеристики грунта засыпки:

$$\begin{aligned} \gamma'_I &= 15,5 \text{ кН/м}^3; & \gamma'_{II} &= 17 \text{ кН/м}^3; \\ \varphi'_I &= 26^\circ; & \varphi'_{II} &= 29^\circ; \\ c'_I &= 0; & c'_{II} &= 0. \end{aligned}$$

Требуется проверить принятые размеры подошвы подпорной стены и определить усилия в сечении I-I (рис. 1.8). Расчет ведем на 1 м длины стены.

Определяем интенсивность давления грунта на конструкцию стены. Сползание призмы обрушения со стороны стены условно принимаем под углом  $\varepsilon$  к вертикали при угле трения по контакту сползания  $\delta = \varphi'_I$ ,

$$\operatorname{tg} \varepsilon = 1,6/4,2 = 0,381; \quad \varepsilon = 21^\circ.$$

Интенсивность горизонтального активного давления грунта от собственного веса на глубине  $y = h = 4,2$  м определяем по формуле (1.1)

$$p_\gamma = [18 \cdot 1,15 \cdot 4,2 \cdot 0,38 - 0] \cdot 4,2/4,2 = 33,04 \text{ кПа}.$$

Интенсивность горизонтального давления грунта от равномерно распределенной нагрузки определяем по формуле (1.9):

$$p_q = 10 \cdot 1,2 \cdot 0,38 = 4,56 \text{ кПа}.$$

Коэффициент горизонтального давления грунта при  $\delta = \varphi_I = 26^\circ$ ,  $\lambda = 0,38$ .

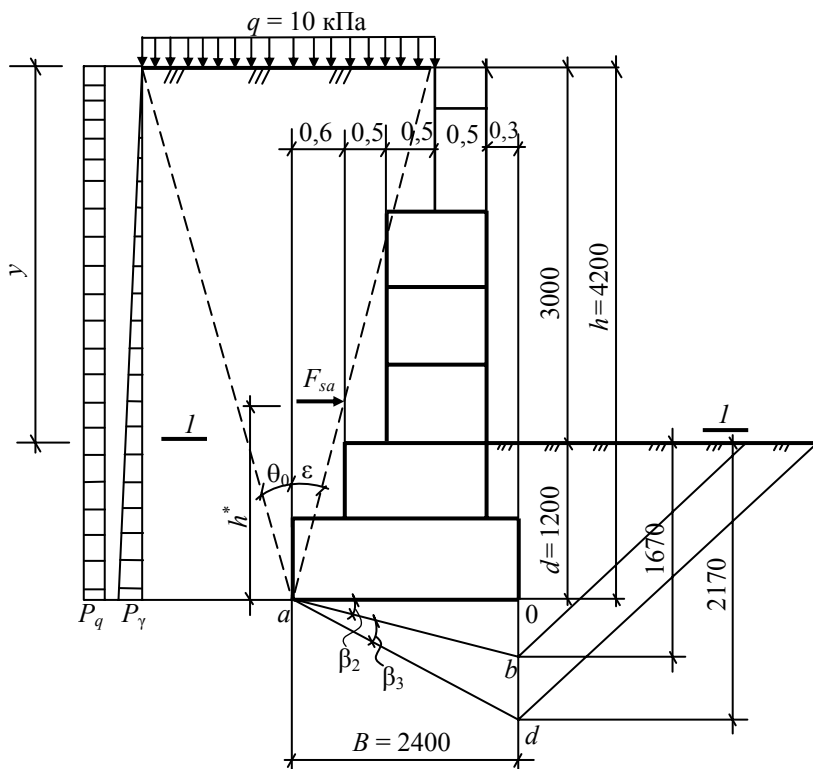


Рис. 1.8. К расчету массивной подпорной стены

**Расчет устойчивости положения стены против сдвига.** Сдвигающую силу  $F_{sa}$  определяем по формуле (1.17) при  $y_b = h$

$$F_{sa\gamma} = 33,04 \cdot 4,2/2 = 69,38 \text{ кН};$$

$$F_{saq} = 4,56 \cdot 4,2 = 19,16 \text{ кН};$$

$$F_{sa} = 69,38 + 19,16 = 88,54 \text{ кН}.$$

Расчет устойчивости производим для трех значений угла  $\beta$ .

**1 случай** ( $\beta_1 = 0$ ).

Сумму проекций всех сил на вертикальную плоскость определяем по формуле (1.21):

$$F_v = 88,54 \cdot (21^\circ + 26^\circ) + 167,2 + 0 = 262 \text{ кН}.$$

Вес стены ( $G_{cm} = 167,2$  кН) взят с учетом веса грунта на уступах фундамента.

Пассивное сопротивление грунта  $E_r$  определяем по формуле (1.23) при  $h_r = d = 1,2$  м.

Для  $\lambda = 1$ ;  $c_1 = 5$  кПа;  $\gamma_1 = 16,4$  кН/м<sup>3</sup>;

$$E_r = 18,9 \cdot 1,22 \cdot 1/2 + 8 \cdot 1,2 \cdot (1-1) \text{ tg } 22^\circ = 14,72 \text{ кН}.$$

Удерживающую силу  $F_{sr}$  определяем по формуле (1.20) при  $c_1 = 8$  кПа:

$$F_{sr} = 262 \text{ tg } (22^\circ - 0) + 2,4 \cdot 8 + 14,72 = 140,6 \text{ кН}.$$

Проверяем устойчивость стены из условия (1.16):

$$F_{sa} = 88,54 \text{ кН} < 0,9 \cdot 140,6/1,1 = 115 \text{ кН}.$$

Условие удовлетворено.

**2 случай** ( $\beta_2 = \varphi_1/2 = 11^\circ$ ).

Равнодействующая вертикальных сил

$$F_v = 88,54 \text{ tg } (21^\circ + 26^\circ) + 167,1 + 18,9 \text{ tg } 11^\circ \cdot 2,4^2 / 2 = 273 \text{ кН}.$$

Пассивное сопротивление грунта  $E_r$  определяем при:

$$\lambda_r = \text{tg}^2(45^\circ + \varphi/2) = 2,19;$$

$$h_r = 1,2 + 2,4 \text{ tg } 11^\circ = 1,67 \text{ м};$$

$$E_r = 18,9 \cdot 1,67^2 \cdot 2,19/2 + 8 \cdot 1,67 \cdot (2,19 - 1) \text{ tg } 22^\circ = 97,07 \text{ кН};$$

$$F_{sr} = 273 \text{ tg } (22^\circ - 11^\circ) + 2,4 \cdot 8 + 97,07 = 226,6 \text{ кН}.$$

Проверяем условие (1.16)  $F_{sa} = 88,54 \text{ кН} < 0,9 \cdot 226,6/1,1 = 185 \text{ кН}$ .

Условие удовлетворено.

**3 случай** ( $\beta_3 = \varphi_1 = 22^\circ$ ).

$$F_v = 88,54 \text{ tg } (21 + 26) + 167,2 + 18,9 \text{ tg } 22^\circ \cdot 2,4^2 / 2 = 284,1 \text{ кН};$$

$$h_r = 1,2 + 2,4 \text{ tg } 22^\circ = 2,17 \text{ м};$$

$$E_r = 18,9 \cdot 2,17^2 \cdot 2,19 / 2 + 8 \cdot 1,67 \cdot (2,19 - 1) / \text{tg } 22^\circ = 97,07 \text{ кН};$$

$$F_{sr} = 284,1 \text{ tg } (22^\circ - 22^\circ) + 2,4 \cdot 8 + 148,58 = 167,78 \text{ кН};$$

$$F_{sa} = 88,54 \text{ кН} < 0,9 \cdot 167,78 / 1,1 = 137,27 \text{ кН}.$$

Условие (1.16) во всех трех случаях удовлетворено, устойчивость стены против сдвига обеспечена.

### Расчет прочности грунтового основания

Так как  $\text{tg} \delta_1 = F_{sa} / F_v = 88,54 / 262 = 0,344 > \sin \varphi_1 = 0,344$ , то расчет прочности основания не производится.

### Расчет основания по деформациям

Расчетное сопротивление грунта основания  $R$  определяем по формуле (1.42):

$$R = \frac{1,3 \cdot 1,1}{1,1} \cdot (0,78 \cdot 2,4 \cdot 18 + 4,11 \cdot 1,2 \cdot 17 + 6,67 \cdot 12) = 256,85 \text{ кПа},$$

где  $\gamma_{c1} = 1,3$ ;  $\gamma_{c2} = 1,1$ ;  $k = 1,1$ ;  $M_\gamma = 0,78$ ;  $M_q = 4,11$ ;  $M_c = 6,67$ ;  $d = 1,2 \text{ м}$ .

Интенсивность давления при  $\lambda = 0,37$  и  $\delta = \varphi'_{II} = 29^\circ$  равна:

$$p_\gamma = (17 \cdot 1,0 \cdot 4,2 - 0) \cdot 0,33 \cdot 4,2 / 4,2 = 23,56 \text{ кПа};$$

$$p_q = 10 \cdot 1 \cdot 0,33 = 3,3 \text{ кПа};$$

$$F_{sa\gamma} = 23,56 \cdot 4,2 / 2 = 49,48 \text{ кН};$$

$$F_{saq} = 3,3 \cdot 4,2 = 13,86 \text{ кН};$$

$$F_{sa} = 49,48 + 13,86 = 63,34 \text{ кН}.$$

Расстояние от равнодействующей сдвигающей силы до низа подошвы стены определяем по формуле (1.37):

$$h^* = [49,48 \cdot 4,2 / 3 + 13,86 \cdot (4,2 - 0 - 4,2 / 2)] / 63,34 = 1,55 \text{ м}.$$

Изгибающий момент от собственного веса стены и грунта на обрезках относительно центра тяжести подошвы

$$\sum M_i = 24,3 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

По формуле (1.5)

$$M_0 = 63,34 \cdot [1,55 - \text{tg}(21^\circ - 29^\circ)(2,4 / 2 - 1,55 \text{ tg } 21^\circ)] + 24,3 = 75,07 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$F_v = 63,34 \text{ tg}(21^\circ + 29^\circ) + 85,3 + 0 = 160,8 \text{ кН},$$

где  $e = 75,07 / 160,8 = 0,47 \text{ м} > b / 6 = 2,4 / 6 = 0,4 \text{ м};$

$$p_{\max} = 2F_v / 3c_0 = 2 \cdot 160,8 / 3 \cdot 0,77 = 133,22 \text{ кПа} \leq 1,2 R = 1,2 \cdot 256,85 = 308 \text{ кПа};$$

$$c_0 = 0,5 \cdot b - e = 0,5 \cdot 2,4 - 0,47 = 0,77 \text{ м}.$$

**Определение усилий в подпорной стене.** Определяем усилия в сечении стены  $I-I$  (при  $y = 3 \text{ м}$ ) по формулам (1.43)

$$N_i = \sum F_{vi} = (0,5 \cdot 1,2 + 1 \cdot 1,8) \cdot 20 \cdot 1,1 + 1,2 \cdot 0,5 \cdot 18 \cdot 1,15 + 10 \cdot 1,2 \cdot 0,5 = 71,22 \text{ кН};$$

$$Q_i = \sum F_{sai} = 2,28 \cdot 3 + 33,04 \cdot 3^2 / 4,2 \cdot 2 = 42,24 \text{ кН};$$

$$M_i = \sum F_{vi} x_i + \sum F_{sai} y_i = 0,77 + 45,66 = 46,43 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\sum F_{vi} x_i = 0,5 \cdot 1,2 \cdot 20 \cdot 1,1 \cdot 0,25 - 0,5 \cdot 1,2 \cdot 0,5 \cdot 18 \cdot 1,15 \cdot 0,5 / 3 - 10 \cdot 0,5 \times \\ \times 1,2 \cdot 0,25 = 0,77 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\sum F_{sai} y_i = 2,28 \cdot 3 \cdot 3 / 3 + 33,04 \cdot 3^2 \cdot 1 / 4,2 \cdot 2 = 45,66 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

### Расчет подпорной стены по прочности

Материал стены – бетон В20 с  $R_B = 11,5 \text{ МПа}$ ;  $R_{Bt} = 0,9 \text{ МПа}$ ;  $E_B = 27 \cdot 10^3 \text{ МПа}$ .

При  $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{46,73}{71,22} = 0,65 \text{ м} > \frac{h}{2} = \frac{1}{2} = 0,5 \text{ м}$ , расчет по прочности производится из условия

$$N \leq \frac{R_{Bt}bh}{\frac{6e_0\eta}{h}-1} = \frac{0,9 \cdot 100 \cdot 100 \cdot 0,1}{\frac{6 \cdot 65 \cdot 1}{100}-1} = 279 \text{ кН} > N = 71,22 \text{ кН}.$$

Коэффициент, учитывающий влияние прогиба в сечении 3-3  $\eta = 1$ .

Минимальная поперечная сила, воспринимаемая бетоном  $Q_{B_{\min}} = 0,5R_{Bt}bh = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 100 \cdot 100 \cdot 0,1 = 405 \text{ кН} > Q = 42,24 \text{ кН}$ .

Условия прочности выполняются.

### Пример 1.2. Расчет уголкового подпорной стены.

**Дано.** Уголкового подпорная стена консольного типа с высотой подпора грунта  $y = 4,5 \text{ м}$ , глубина заложения подошвы фундамента  $d = 2 \text{ м}$ . Равномерно распределенная нагрузка на призме обрушения интенсивностью  $q = 30 \text{ кПа}$ . Геометрические размеры стены приведены на рис. 1.9. Грунт оснований и засыпки – пески мелкие.

Требуется проверить габаритные размеры принятой конструкции, определить нагибающие моменты и поперечные силы в элементах стены и законструировать ее.

Расчетные характеристики грунта основания:

$$\gamma_I = 18,9 \text{ кН/м}^3; \quad \gamma_{II} = 17 \text{ кН/м}^3;$$

$$\varphi_I = 32^\circ/1,1 = 28^\circ; \quad \varphi_{II} = 32^\circ;$$

$$c_I = 0; \quad c_{II} = 0.$$

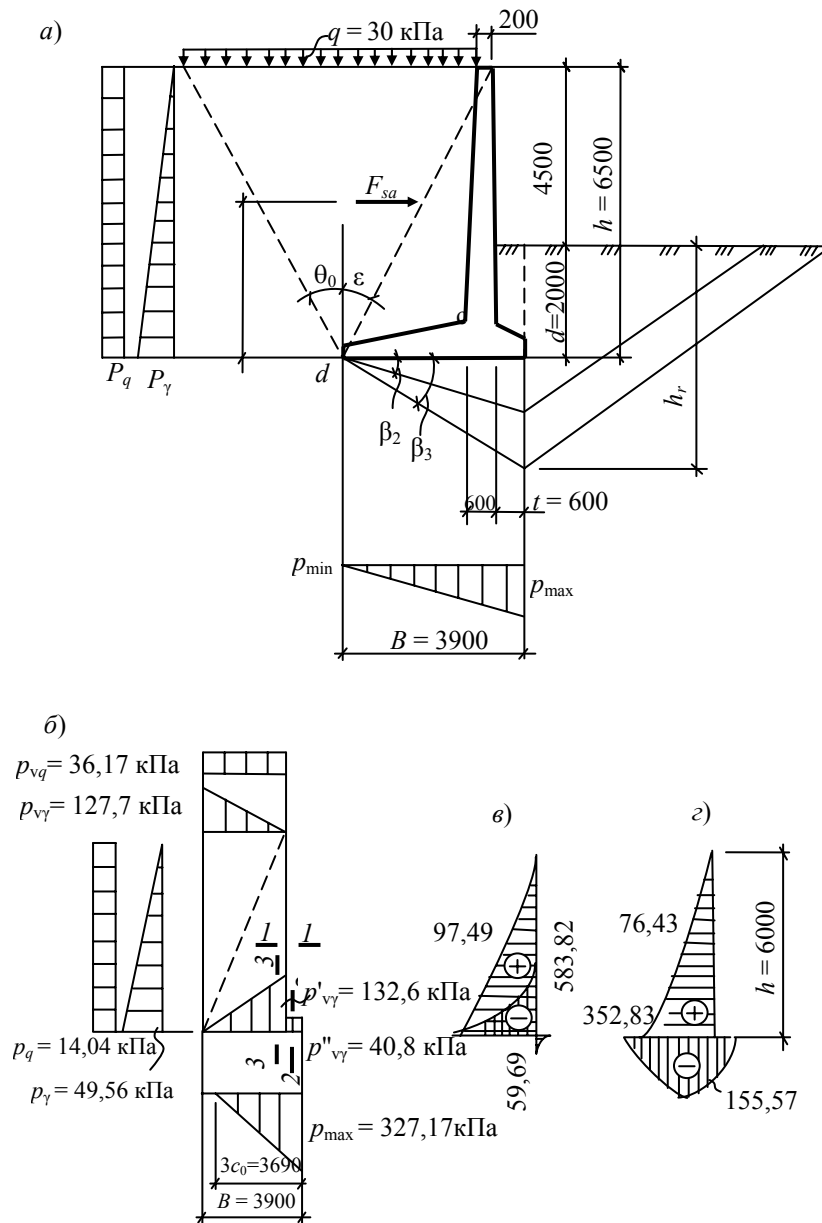


Рис. 1.9. К расчету уголкового подпорной стены: а – конструкция стены; б – схема загрузки; в – изгибающие моменты; г – поперечные силы

Расчетные характеристики грунта засыпки:

$$\begin{aligned}\gamma'_I &= 17 \text{ кН/м}^3; & \gamma'_{II} &= 16 \text{ кН/м}^3; \\ \varphi'_I &= 26^\circ; & \varphi'_{II} &= 29^\circ; \\ c'_I &= 0; & c'_{II} &= 0.\end{aligned}$$

Определяем интенсивность давления грунта на стену. Условный угол плоскости обрушения  $\text{tg } \varepsilon = 3,3/6,5 = 0,5$ ;  $\varepsilon = 29^\circ$ . По формуле (1.4) при  $\delta = \varphi'_I = 26^\circ$   $\lambda = 0,39$ .

Интенсивность горизонтального активного давления грунта от собственного веса на глубине  $y = h = 6,5$  м определяем по формуле (1.1)

$$p_\gamma = [17 \cdot 1,15 - 6,5 \cdot 0,39 - 0] \cdot 6,5 / 6,5 = 49,56 \text{ кПа.}$$

Интенсивность горизонтального давления грунта от равномерно распределенной нагрузки вычисляем по формуле (1.9)

$$p_q = 30 \cdot 1,2 \cdot 0,39 = 14,04 \text{ кПа.}$$

### Расчет устойчивости положения стены против сдвига

Сдвигающую силу  $F_{sa}$  определяем по формулам (1.17) при  $y_b = h = 6,5$  м

$$F_{sa\gamma} = 49,56 \cdot 6,5 / 2 = 161,07 \text{ кН;}$$

$$F_{saq} = 14,04 \cdot 6,5 = 91,26 \text{ кН;}$$

$$F_{sa} = 161,07 + 91,26 = 252,33 \text{ кН.}$$

Расчет устойчивости производим для трех значений угла  $\beta$ .

#### 1 случай ( $\beta = 0^\circ$ ).

Сумму проекций всех сил на вертикальную плоскость определяем по формуле (1.22).

$$\begin{aligned}F_v &= 252,33 \text{ tg}(29 + 26) + 17 \cdot 1,2 \cdot [6,5 \cdot (3,9 - 0,6) / 2 + 0,6 \cdot 2] + \\ &+ 18 \text{tg}0^\circ \cdot 3,9^2 / 2 = 606,63 \text{ кН.}\end{aligned}$$

Пассивное сопротивление грунта  $E_r$  вычисляем по формуле (1.23) при  $h_r = d = 2$  м;  $\gamma_I = 18 \text{ кН/м}^3$ ,  $\lambda_r = 1$ ;  $c_I = 0$ ;  
 $E_r = 18 \cdot 2^2 \cdot 1 / 2 + 0 = 36 \text{ кН.}$

Удерживающую силу  $F_{sr}$  определяем по формуле (1.20)

$$F_{sr} = 503,63 \text{ tg}(29^\circ - 0^\circ) + 36 = 370,6 \text{ кН.}$$

Проверяем устойчивость стены из условия (1.16)

$$F_{sa} = 252,33 \text{ кН} < 1 \cdot 370,6 / 1,1 = 336,9 \text{ кН.}$$

Условие удовлетворено.

#### 2 случай ( $\beta_2 = \varphi_I / 2 = 14^\circ 30'$ ).

$$\lambda_r = \text{tg}(45^\circ + \varphi_I / 2) = \text{tg}^2(45^\circ + 29^\circ / 2) = 2,86;$$

$$\begin{aligned}F_v &= 252,33 \text{ tg}(29^\circ + 26^\circ) + 17 \cdot 1,2 \cdot [6,5(3,9 - 0,6)] \cdot 2 + 0,6 / 2 + \\ &+ 18 \text{tg}14^\circ 30' \cdot 3,9^2 / 2 = 639,03 \text{ кН.}\end{aligned}$$

Пассивное сопротивление грунта  $E_r$  определяем при

$$h_r = 2 + 3,9 \text{ tg}14^\circ \cdot 30 = 3 \text{ м;}$$

$$E_r = 18,3^2 \cdot 2,86 / 2 + 0 = 231,66 \text{ кН;}$$

$$F_{sr} = 639,03 \text{ tg}(29^\circ - 14^\circ 20') + 231,66 = 396,92 \text{ кН;}$$

$$F_{sa} = 252,33 \text{ кН} < 1 \cdot 396,92 / 1,1 = 360,84 \text{ кН.}$$

Условие удовлетворено.

#### 3 случай ( $\beta_3 = \varphi_I = 29^\circ$ ).

$$\begin{aligned}F_v &= 252,33 \text{ tg}(29^\circ + 26^\circ) + 17 \cdot 1,2 \cdot [6,5(3,9 - 0,6) / 2 + 0,6 \cdot 2] + \\ &+ 18 \text{tg}29^\circ \cdot 3,9^2 / 2 = 679,5 \text{ кН;}\end{aligned}$$

$$h_r = 2 + 3,9 \text{ tg}29^\circ = 4,14 \text{ м;}$$

$$E_r = 18 \cdot 4,14^2 \cdot 2,86 / 2 + 0 = 441,17 \text{ кН;}$$

$$F_{sa} = 252,33 \text{ кН} < 1 \cdot 441,17 / 1,1 = 401,06 \text{ кН.}$$

Условие (1.16) во всех трех случаях удовлетворено, устойчивость стены против сдвига обеспечена.

### Расчет прочности грунтового основания

Так как  $\text{tg} \delta_I = 252,33 / 603,33 = 0,418 < \sin \varphi_I = 0,485$ , то следует проверить прочность грунтового основания.

Расстояние от равнодействующей сдвигающей силы до низа подошвы стены определяем по формуле (1.37):

$$h^* = [161,07 \cdot 6,5 / 3 + 91,26 \cdot (6,5 - 0 - 6,5 / 2)] / 252,33 = 2,56 \text{ м.}$$

Сумму моментов всех вертикальных и горизонтальных сил относительно оси, проходящей через центр тяжести, определяем по формуле (1.36):

$$M_0 = 252,33 \cdot [2,56 \text{ tg}(29^\circ + 26^\circ)(3,9 / 2 - 2,56 \text{ tg} 29^\circ)] + 17 \cdot 1,2 \cdot (3,9 - 0,6) \times \\ \times [6,5 \cdot (3,9 - 4 \cdot 0,6) + 6,2 \cdot 0,6] / 12 = 549,46 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Эксцентриситет приложения равнодействующей

$$e = 549,46 / 603,63 = 0,91 \text{ м,}$$

приведенная ширина подошвы  $b' = 3,9 - 2 \cdot 0,91 = 2,08 \text{ м.}$

При  $\varphi_I = 29^\circ$  и  $\delta_I = 23^\circ$ ;  $N_\gamma = 2,03$ ;  $N_q = 6,57$ .

Вертикальную составляющую силы предельного сопротивления основания определяем по формуле (1.32):

$$N_u = 2,08 \cdot (2,03 \cdot 2,08 \cdot 18 + 6,57 \cdot 17,2) = 684,42 \text{ кН.}$$

Так как  $F_v = 603,63 < 1 \cdot 684,42 / 1,1 = 622,71 \text{ кН}$ , то устойчивость стены обеспечена.

### РАСЧЕТ ОСНОВАНИЯ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

Расчетное сопротивление грунта основания определяем по формуле (1.42).

$$R = \frac{1,3 \cdot 1,1}{1,1} \cdot (1,34 \cdot 3,9 \cdot 1,7 + 6,34 \cdot 2 \cdot 6 + 0) = 275,3 \text{ кПа,}$$

где  $\gamma_{c1} = 1,3$ ;  $\gamma_{c2} = 1,1$ ;  $k = 1,1$ ;  $M_\gamma = 1,34$ ;  $M_q = 6,34$ ;  $M_c = 8,85$ ;  $d = 2 \text{ м.}$

Интенсивность нормативного давления грунта на стену

$$p_\gamma = [16 \cdot 1 \cdot 6,5 \cdot 0,35 - 0] \cdot 6,5 / 6,5 = 36,4 \text{ кПа.}$$

Коэффициент горизонтального давления грунта  $\lambda = 0,35$  определяем по формуле (1.4). Вычисляются необходимые параметры при  $\delta = \varphi_{II} = 29^\circ$ ;  $\varepsilon = 29^\circ$

$$p_q = 30 \cdot 1 \cdot 0,35 = 10,5 \text{ кПа;}$$

$$F_{sa\gamma} = 36,4 \cdot 6,5 / 2 = 118,3 \text{ кПа;}$$

$$F_{saq} = 10,5 \cdot 6,5 = 68,25 \text{ кН;}$$

$$F_{sa} = 68,25 + 118,3 = 186,55 \text{ кН;}$$

$$h^* = [118,3 \cdot 6,5 / 3 + 68,25 \cdot (6,5 - 0 - 6,5 / 2)] / 186,55 = 2,56 \text{ м;}$$

$$M_0 = 186,55 \cdot [2,56 - \text{tg}(29^\circ + 26^\circ)(3,9 / 2 - 2,56 \text{ tg} 29^\circ)] + 16 \cdot 1 \cdot (3,9 - 0,6) \times \\ \times [6,5 \cdot (3,9 - 4 \cdot 0,6) + 6,2 \cdot 0,6] / 12 = 410,5 \text{ кН} \cdot \text{м;}$$

$$F_v = 186,55 \text{ tg}(29^\circ + 26^\circ) + 16,1 \cdot (6,5 \cdot (3,9 - 0,6) / 2 + 0,62) = 457,22 \text{ кН;}$$

$$e = 410,5 / 457,22 = 0,89 \text{ м.}$$

Краевое давление на грунт определяем по формуле (1.39) при  $e = 0,89 > b / 6 = 3,9 / 6 = 0,65 \text{ м}$

$$p_{\max} = 2 \cdot 603,63 / 3 \cdot 1,23 = 327,17 \text{ кПа} < 1,2 \cdot 275,3 = 330,4 \text{ кПа.}$$

### Определение изгибающих моментов и поперечных сил.

Расчетные усилия в вертикальном элементе определяем по предыдущим формулам.

Сечение I-I (при  $y = 3 \text{ м}$ ):

$$M_{I-I(3)} = 49,56 \cdot 3^3 / 6 \cdot 6,5 + 14,04 \cdot (3 - 0)^2 / 2 = 97,49 \text{ кН} \cdot \text{м;}$$

$$Q_{I-I(3)} = 49,56 \cdot 3^2 / 2 \cdot 6,5 + 14,04 \cdot 3^2 / 2 = 76,43 \text{ кН.}$$

Сечение I-I (при  $y = 6,5 \text{ м}$ ):

$$M_{I-I(6,5)} = 49,56 \cdot 6,5^3 / 6 \cdot 6,5 + 14,04 \cdot (6,5 - 0)^2 / 2 = 645,68 \text{ кН} \cdot \text{м;}$$

$$Q_{I-I(6,5)} = 49,56 \cdot 6,5^2 / 2 \cdot 6,5 + 14,04 \cdot (6,5 - 0) = 252,33 \text{ кН.}$$

### Расчетные усилия в фундаментной плите:

$$p_{vy} = 49,56 \operatorname{tg}(29^\circ + 26^\circ) / \operatorname{tg} 29^\circ = 127,7 \text{ кПа};$$

$$p_{vq} = 14,04 \operatorname{tg}(29^\circ + 26^\circ) / \operatorname{tg} 29^\circ = 36,17 \text{ кПа};$$

$$p'_{vy} = 17 \cdot 1,2 \cdot 6,5 = 132,6 \text{ кПа};$$

$$p''_{vy} = 17 \cdot 1,2 \cdot 2 = 40,8 \text{ кПа}.$$

Сечение 2–2 (при  $x_2 = 0,6$  м):

$$e = 0,89 \text{ м} > b/6 = 3,9/6 = 0,65 \text{ м};$$

$$c_0 = 0,5 \cdot b - 6 = 0,5 \cdot 3,9 - 0,89 = 1,06 \text{ м},$$

где  $p_{\max} = 2 \cdot 603,63 / 3 \cdot 1,06 = 379,64 \text{ кПа}.$

$$M_{2-2(0,6)} = 40,8 \cdot 0,6^2 / 2 - 379,64 \cdot 0,6^2 \cdot \left(1 - \frac{0,6}{6 \cdot 1,06}\right) / 2 = -59,69 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{2-2(0,6)} = 40,8 \cdot 0,6 - 379,64 \cdot 0,6 \cdot \left(1 - \frac{0,6}{6 \cdot 1,06}\right) = -181,60 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Сечение 3–3 ( $x_3 = 3,3$  м). При  $x_3 \leq \xi + x_b$  по формуле (1.46) вычисляются:

$$\begin{aligned} M_{3-3} &= 379,64 \cdot (3 \cdot 1,06 - 3,9 + 3,3) \cdot 3 / 18 \cdot 1,06 - 127,7 \cdot 3,3^2 / 2 - 36,17 \times \\ &\times (3,3 - 0)^2 / 2 \cdot \frac{3,3^3 \cdot (132,6 - 127,7)}{6 \cdot (3,9 - 0,6)} = 331,35 - 705,33 - 200,95 - 8,89 = \\ &= -583,82 \text{ кН} \cdot \text{м}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{3-3} &= 379,64 / 3 \cdot 1,06 - 3,9 + 3,3^2 / 6 \cdot 1,06 - 127,7 \cdot 3,3 - 36,17 \cdot 3,3 - 3,3^2 \times \\ &\times (132,6 - 127,7) / 2 \cdot (3,9 - 0,6) = -151,93 \text{ кН} \cdot \text{м}. \end{aligned}$$

По полученным усилиям производим расчет рабочей арматуры (рис. 1.10).

#### Армирование уголковой подпорной стены.

Плоские сварные сетки из арматуры класса А400. Используют площадь поперечного сечения продольной арматуры в сечении 1–1,  $y = 3$  м:

Для сечения 2–2

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot 0,9 h_0} = \frac{97,49 \cdot 10^3}{355 \cdot 0,9 \cdot 55} = 4,5 \text{ см}^2.$$

По сортаменту подбираем арматуру 6  $\varnothing$  10 А400  $A_s = 4,71 \text{ см}^2$  (сетка С-1).

$$A_s = \frac{59,69 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 55 \cdot 355} = 3,3 \text{ см}^2.$$

Принимаем арматуру 5  $\varnothing$  10 А400  $A_s = 3,93 \text{ см}^2$ .

В сечении 3–3

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot 0,9 h_0} = \frac{583,82 \cdot 10^3}{365 \cdot 0,9 \cdot 55} = 32,3 \text{ см}^2.$$

Принимаем арматуру 7  $\varnothing$  25 А400  $A_s = 34,36 \text{ см}^2$ .

Все расчеты производятся на 1 м ширины подпорной стены. Поперечную арматуру назначаем из условия свариваемости стержней. Для сеток С-1 и С-2  $\varnothing$  5 В500 с шагом  $S = 200$  мм, для сетки С-3  $\varnothing$  8 А400 с шагом  $S = 200$  мм.

#### Пример 1.3. Расчет уголковой подпорной стены с контрфорсами.

**Дано.** Уголковая монолитная железобетонная подпорная стена с контрфорсами. Высота подпора грунта 4,5 м, глубина заложения подошвы фундамента 1,2 м, ширина подошвы фундамента предварительно принята 4,2 м. На поверхности призмы обрушения расположена равномерно распределительная нагрузка интенсивностью  $q'' = 30$  кПа.



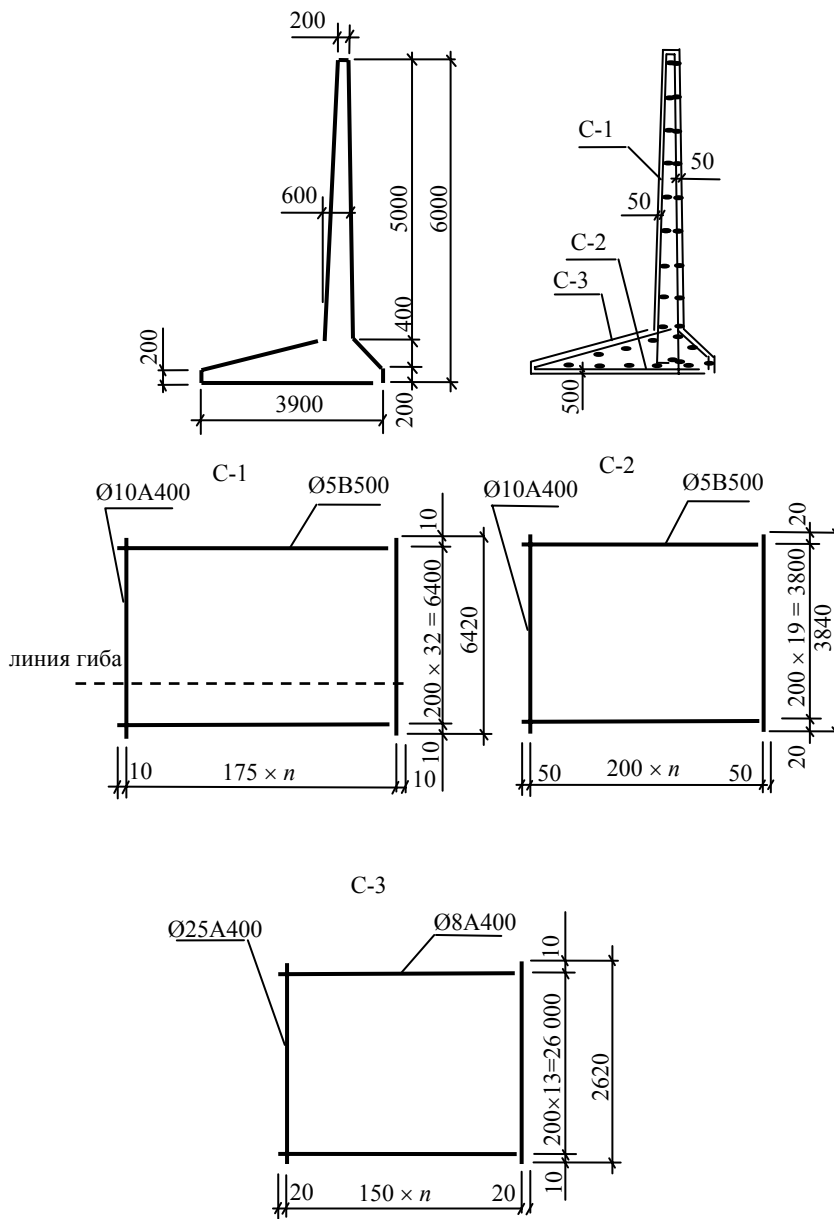


Рис. 1.10. Армирование угловой подпорной стены

Высоту сечения вертикальных и горизонтальных элементов принимаем 0,3 м, толщину контрфорсов – 0,2 м, расстояние между осями контрфорсов – 3 м.

Основание подпорной стены – глинистые грунты со следующими характеристиками грунта природного сложения:

$$\begin{aligned} \gamma_I &= 16,8 \text{ кН/м}^3; & \gamma_{II} &= 16 \text{ кН/м}^3; \\ \varphi_I &= 15^\circ; & \varphi_{II} &= 18^\circ; \\ c_I &= 15 \text{ кПа}; & c_{II} &= 17 \text{ кПа}. \end{aligned}$$

Для повышения несущей способности основания под подошвой фундамента подпорной стены предусматривается щебеночная подушка толщиной 0,6 м и шириной 4,8 м (на 600 мм больше ширины подошвы фундамента) с характеристиками:

$$\gamma = 21 \text{ кН/м}^3; \quad \varphi_I = \varphi_{II} = 40^\circ; \quad c_I = c_{II} = 0.$$

Грунт засыпки – песок мелкий со следующими характеристиками:

$$\begin{aligned} \gamma'_I &= 20,9 \text{ кН/м}^3; & \gamma'_{II} &= 20,9 \text{ кН/м}^3; \\ \varphi'_I &= 30^\circ; & \varphi'_{II} &= 32^\circ; \\ c'_I &= 0; & c'_{II} &= 0. \end{aligned}$$

Расчет ведем на 1 м подпорной стены.

Интенсивность горизонтального активного давления грунта от собственного веса на глубине  $y = h = 6,3$  м и от равномерно распределенной нагрузки определяем по формулам (1.1) и (1.9)

$$p_\gamma = [20,9 \cdot 1,15 \cdot 6,3 \cdot 0,33 - 0] \cdot 6,3 / 6,3 = 50 \text{ кПа};$$

$$p_q = 30 \cdot 1,2 - 0,33 = 11,88 \text{ кПа},$$

где  $\lambda = 0,33$  при  $\delta = \varphi'_I = 30^\circ$ ,  $\varepsilon = 30^\circ$ ,  $\rho = 0$ .

### РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ ПОЛОЖЕНИЯ СТЕНЫ ПРОТИВ СДВИГА

Сдвигающую силу  $F_{sa}$  определяем по формуле (1.17) при  $y_b = h$ :

$$F_{saq} = 50 \cdot 6,3 / 2 = 157,5 \text{ кПа};$$

$$F_{saq} = 11,88 \cdot 6,3 = 74,84 \text{ кН};$$

$$F_{sa} = 157,5 + 74,84 = 232,34 \text{ кН}.$$

Расчет устойчивости выполняем для трех значений угла  $\beta$ .

#### 1 случай ( $\beta_I = 0$ ).

Сумму проекций всех сил на вертикальную плоскость определяем по формуле (1.22):

$$F_v = 232,34 \text{ tg}(30^\circ + 30^\circ) + 20,9 \cdot 1,2 \cdot [6,3 \cdot (4,8 - 0,9) / 2 + 0,9 \cdot 1,2] + 0 = 737,62 \text{ кН}.$$

Пассивное сопротивление грунта вычисляем по формуле (1.23):

$$E_r = 16 \cdot 1,2^2 \cdot 1 / 2 + 0 = 11,52 \text{ кН}.$$

Удерживающую силу  $F_{sr}$  определяем по формуле (1.20):

$$F_{sr} = 737,62 \text{ tg}(16^\circ - 0^\circ) + 4,8 \cdot 5 + 11,52 = 295,03 \text{ кН}.$$

Устойчивость стены по условию (1.16) обеспечена

$$F_{sa} = 232,34 \text{ кН} \leq 1 \cdot 295,03 / 1,1 = 268,2 \text{ кН}.$$

#### 2 случай ( $\beta_2 = 16 / 2 = 8^\circ$ ).

$$\lambda_r = \text{tg}^2(45^\circ + \varphi_I / 2) = \text{tg}^2(45^\circ + 16^\circ / 2) = 1,76;$$

$$F_v = 207,45 \text{ tg}(30^\circ + 30^\circ) + 20,9 \cdot 1,2 \cdot [6,3 \cdot (4,8 - 0,9) / 2 + 0,9 \cdot 1,27 + 16 \text{ tg} 8^\circ \cdot 4,8^2 / 2] = 763,52 \text{ кН};$$

$$h_r = 1,2 + 4,8 \text{ tg} 8^\circ = 1,87 \text{ м};$$

$$E_r = 16 \cdot 1,87^2 \cdot 1,76 / 2 + 15 \cdot 1,87 \cdot (1,76 - 1) / \text{tg} 16^\circ = 96,94 \text{ кН};$$

$$F_{sr} = 763,52 \text{ tg}(16^\circ - 8^\circ) + 4,8 \cdot 15 + 96,94 = 276,21 \text{ кН};$$

$$F_{sa} = 232,34 \text{ кН} < 1 \cdot 276,21 / 1,1 = 251,1 \text{ кН}.$$

Условие удовлетворено.

#### 3 случай ( $\beta_3 = \varphi_I = 16^\circ$ ).

$$F_v = 234,32 \text{ tg}(30^\circ + 30^\circ) + 20,9 \cdot 1,2 \cdot [6,3(4,8 - 0,9) / 2 + 0,9 - 1,27 + 16 \text{ tg} 16^\circ \cdot 4,8^2 / 2] = 790,37 \text{ кН};$$

$$h_r = 1,2 + 4,8 \text{ tg} 16^\circ = 2,58 \text{ м};$$

$$E_r = 16 \cdot 2,58^2 \cdot 1,76 / 2 + 15 \cdot 2,58 \cdot (1,76 - 1) \text{ tg} 16^\circ = 196,29 \text{ кН};$$

$$F_{sr} = 737,62 \text{ tg}(16^\circ - 16^\circ) + 4,8 \cdot 15 + 196,29 = 268,29 \text{ кН};$$

$$F_{sa} = 232,34 \text{ кН} < 1 \cdot 268,29 / 1,1 = 243,9 \text{ кН}.$$

Условие (1.16) во всех трех случаях удовлетворено, устойчивость стены от сдвига обеспечена. В соответствии с (1.30):

$$\text{tg} \delta_I = 232,34 / 737,62 = 0,315;$$

$$\text{tg} \delta_I = 0,315 > \sin \varphi_I = 0,276.$$

Расчет прочности основания не производится.

#### Расчет основания по деформации

Расчетное сопротивление грунта основания определяем по формуле (1.39)

$$R = \frac{1,2 \cdot 1}{1} \cdot (2,46 \cdot 4,2 \cdot 21 + 10,84 \cdot 1,2 \cdot 20,9 + 0) = 586,6 \text{ кПа}.$$

Интенсивность нормативного давления грунта на стену

$$p_{\gamma} = 10,9 \cdot 1 \cdot 5,7 \cdot 0,31 - 0 \cdot 5,7 / 5,7 = 36,93 \text{ кПа.}$$

Коэффициент горизонтального давления грунта  $\lambda = 0,31$  определяем по формуле (1.4). Вычисляем величину и сумму сдвигающих сил при  $\delta = \varphi''_{II} = 32^{\circ}$ ;  $\varepsilon = 29^{\circ}$ ,  $\rho = 0$

$$p_q = 30 \cdot 1 \cdot 0,31 = 9,3 \text{ кПа;}$$

$$F_{s\alpha\gamma} = 36,93 \cdot 5,7 / 2 = 105,25 \text{ кПа;}$$

$$F_{saq} = 9,3 \cdot 5,7 = 53,01 \text{ кН;}$$

$$F_{sa} = F_{s\alpha\gamma} + F_{saq} = 105,25 + 53,01 = 158,26 \text{ кН.}$$

Расстояние от равнодействующей сдвигающей силы до низа подошвы стены определяем по формуле (1.37):

$$h^* = [105,25 \cdot 5,7 / 3 + 53,01 \cdot (5,7 / 2)] / 158,26 = 2,22 \text{ м.}$$

Сумму моментов всех вертикальных и горизонтальных сил относительно оси, проходящей через центр тяжести, определяем по формуле (1,36):

$$M_0 = 158,26 \cdot [2,22 - \text{tg}(30^{\circ} + 30^{\circ})(4,2 / 2 - 2,22 \text{tg} 30^{\circ})] + 20,9 \cdot 1,2 \cdot (4,2 - 0,6) \times \\ \times [5,7 \cdot (4,2 - 4 \cdot 0,6) + 6 \cdot 1,2 \cdot 0,67] / 1,2 = 237 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Краевые давления на грунт определяем по формуле (1.39) при

$$F_v = 158,26 \text{tg}(30^{\circ} + 30^{\circ}) + 20,9 \cdot 1 \cdot (5,7 \cdot (4,2 - 0,6) / 2 + 0,6 \cdot 1,2) = 503,6 \text{ кН;}$$

$$e = 237 / 503,6 = 0,47 \text{ м;}$$

$$e = 47 \text{ см} \leq e = 480 / 6 = 60 \text{ см;}$$

$$p_{\min}^{\max} = 503,60 \cdot (1 \pm 6 \cdot 0,47 / 4,2) / 4,2 ;$$

$$p_{\max} = 200,4 \text{ кПа;}$$

$$p_{\min} = 39,4 \text{ кПа.}$$

**Определение усилий в элементах подпорной стены.** Расчет ведем по первому предельному состоянию.

Вертикальная плита. Рассчитываем как прямоугольную плиту, защемленную по трем сторонам (двумя контрфорсами и плитой основания) со свободным верхним краем. Усилия определяются по [6]. Коэффициент горизонтальной составляющей активного давления грунта определяем по формуле (1.4) при  $\delta = 0$ ;  $\varphi'_I = 30^{\circ}$ ;  $\rho = 0$ ;  $\lambda_r = 0,33$ .

Интенсивности активного давления грунта на глубине 5,4 м

$$p_{\gamma} = 20,9 \cdot 1,1 \cdot 5,4 \cdot 0,33 = 41 \text{ кПа} = 41 \text{ кН/м}^2;$$

$$p_q = 30 \cdot 1,2 \cdot 0,33 = 11,88 \text{ кПа} = 11,88 \text{ кН/м}^2.$$

При соотношении сторон плиты  $5,4 / 2,7 = 2$  моменты в пролете и на опоре от прямоугольной нагрузки  $P_q = 11,88 \text{ кН/м}^2$  составят:

$$M_x = 0,003 \cdot 11,88 \cdot 2,7^2 = 0,26 \text{ кН} \cdot \text{м/м;}$$

$$M_y = 0,041 \cdot 11,88 \cdot 2,7^2 = 3,55 \text{ кН} \cdot \text{м/м;}$$

$$\bar{M}_x = -0,056 \cdot 11,88 \cdot 5,4^2 = -19,4 \text{ кН} \cdot \text{м/м;}$$

$$\bar{M}_y = -0,054 \cdot 11,88 \cdot 5,4^2 = -29,1 \text{ кН} \cdot \text{м/м;}$$

$$M_y^r = 0,045 \cdot 11,88 \cdot 2,7^2 = 3,87 \text{ кН} \cdot \text{м/м;}$$

$$\bar{M}_y^r = 0,0845 \cdot 11,88 \cdot 5,4^2 = 29,27 \text{ кН} \cdot \text{м/м.}$$

Поперечная сила на опоре составит (на 1 м высоты плиты)

$$Q = \frac{p_q l}{2} = \frac{11,88 \cdot 2,7}{2} = 16,04 \text{ кН/м.}$$

Отрывающее усилие (отрыв плиты от контрфорса) составит (на 1 м высоты)

$$N = 11,88 \cdot 2,7 = 32,07 \text{ кН.}$$

От треугольной нагрузки  $P_{\gamma} = 41 \text{ кН/м}^2$ :

$$M_x = 0,002 \cdot 41 \cdot 2,7^2 = 0,6 \text{ кН} \cdot \text{м/м;}$$

$$M_y = 0,002 \cdot 41 \cdot 2,7^2 = 5,97 \text{ кН} \cdot \text{м/м;}$$

$$\bar{M}_x = -0,045 \cdot 41 \cdot 5,4^2 = -53,8 \text{ кН} \cdot \text{м/м;}$$

$$\bar{M}_y = -0,041 \cdot 41 \cdot 5,4^2 = -49,02 \text{ кН} \cdot \text{м/м};$$

$$M_y^r = 0,0041 \cdot 41 \cdot 2,7^2 = 1,23 \text{ кН} \cdot \text{м/м};$$

$$\bar{M}_y^r = 0,046 \cdot 41 \cdot 5,4^2 = 5,5 \text{ кН} \cdot \text{м/м}.$$

Поперечная сила на опоре на 1 м высоты

$$Q = \frac{p_y l}{4} = \frac{41 \cdot 3,3 \cdot 2,7}{4} = 91,3 \text{ кН}.$$

Отрывающее усилие на 1 м высоты (в нижней части плиты)

$$N = \frac{4,1 \cdot 3,3}{2} \cdot 2,7 = 182,65 \text{ кН}.$$

Суммарные усилия на плиту составят:

$$M_x = 0,86 \text{ кН} \cdot \text{м/м}; \quad \bar{M}_y = 19,92 \text{ кН} \cdot \text{м/м};$$

$$M_y = 9,52 \text{ кН} \cdot \text{м/м}; \quad M_y^r = 5,1 \text{ кН} \cdot \text{м/м};$$

$$\bar{M}_x = -73,7 \text{ кН} \cdot \text{м/м}; \quad \bar{M}_y^r = 34,77 \text{ кН} \cdot \text{м/м};$$

$$Q = 107,34 \text{ кН/м}; \quad N = 214,72 \text{ кН/м}.$$

**Контрфорс.** Расчетный изгибающий момент и поперечную силу определяем у основания контрфорса как для консольной балки. Расстояние между контрфорсами – 3 м. Действующая нагрузка – горизонтальное давление от собственного веса грунта и равномерно распределенной нагрузки. Расчетный изгибающий момент составляет:

$$M = \frac{11,88 \cdot 3 \cdot 5,4 \cdot 5,4}{2} + \frac{1}{2} \cdot 41 \cdot 3 \cdot 5,4 \cdot \frac{1}{3} \cdot 5,4 = 1117,4 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

поперечная сила

$$Q = 11,88 \cdot 3 \cdot 5,4 + \frac{1}{2} \cdot 41 \cdot 3 \cdot 5,4 = 524,5 \text{ кН}.$$

**Фундаментная плита.** Распределенная нагрузка над передней консолью:

от веса грунта

$$q_1 = 20,9 \cdot 0,9 \cdot 1,1 = 20,9 \text{ кН/м}^2;$$

от собственного веса плиты основания

$$q_2 = \frac{0,3 \cdot 0,6 \cdot 25 \cdot 1,1}{0,6 \cdot 1} = 8,2 \text{ кН/м}^2.$$

Распределенная нагрузка над задней консолью: от временной равномерно распределенной нагрузки  $q_3 = 30 \cdot 1,2 = 36 \text{ кН/м}^2$ ; от веса грунта  $q_4 = 20,9 \cdot 1,1 \cdot 5,4 = 124 \text{ кН/м}^2$ ; от собственного веса плиты основания (с учетом контрфорса)  $q_5 = 13,2 \text{ кН/м}^2$ .

Максимальный момент и поперечная сила в передней консоли (рис. 1.11):

$$M = -\frac{(157,95 - 136,24) \cdot 0,6^2}{3} - \frac{136,24 \cdot 0,6^2}{2} = -27,1 \text{ кН} \cdot \text{м/м};$$

$$Q = -(157,95 - 136,24) \left( 0,6 - \frac{0,6^2}{2 \cdot 0,6} - 136,24 \cdot 0,6 \right) = -88,3 \text{ кН/м}.$$

Определяем моменты и поперечную силу в задней консоли, рассчитывая ее как плиту, защемленную по трем сторонам (двумя контрфорсами и вертикальной плитой), со свободным четвертым краем загруженной снизу реактивным давлением грунта и сверху – распределенной нагрузкой при соотношении сторон  $3,3/2,7 = 1,2$  (рис. 1.11).

$$M_x = 0,0077 \cdot 35,07 \cdot 2,7^2 + 0,0065 \cdot 151 \cdot 2,7^2 - 0,00077 \cdot (36 + 124 + 13,2) \times \\ \times 2,7^2 = -0,488 \text{ кН} \cdot \text{м/м};$$

$$M_y = 0,0316 \cdot 35,07 \cdot 2,7^2 + 0,0138 \cdot 151 \cdot 2,7^2 - 0,0316 \cdot 173,2 \cdot 2,7^2 = \\ = -16,63 \text{ кН} \cdot \text{м/м};$$

$$\bar{M}_x = -0,0387 \cdot 35,07 \cdot 3,3^2 - 0,026 \cdot 151 \cdot 3,3^2 + 0,0387 \cdot 173,2 \cdot 3,3^2 = \\ = 15,46 \text{ кН} \cdot \text{м/м};$$

$$\bar{M}_y = -0,0734 \cdot 35,07 \cdot 3,3^2 - 0,0347 \cdot 151 \cdot 3,3^2 + 0,0734 \cdot 173,2 \cdot 3,3^2 = \\ = 53,35 \text{ кН} \cdot \text{м/м};$$

$$M_y^r = 0,0443 \cdot 35,07 \cdot 2,7^2 + 0,0082 \cdot 151 \cdot 2,7^2 - 0,0443 \cdot 173,2 \cdot 2,7^2 =$$

$$= -35,58 \text{ кН} \cdot \text{м/м};$$

$$\bar{M}_y^r = -0,0848 \cdot 35,07 \cdot 3,3^2 - 0,01 \cdot 151 \cdot 3,3^2 + 0,0848 \cdot 173,2 \cdot 3,3^2 =$$

$$= 111,11 \text{ кН} \cdot \text{м/м}.$$

### Армирование угловой подпорной стены с контрфорсом

Армирование контрфорсов производится пространственным каркасом КР-1 (рис. 1.12).

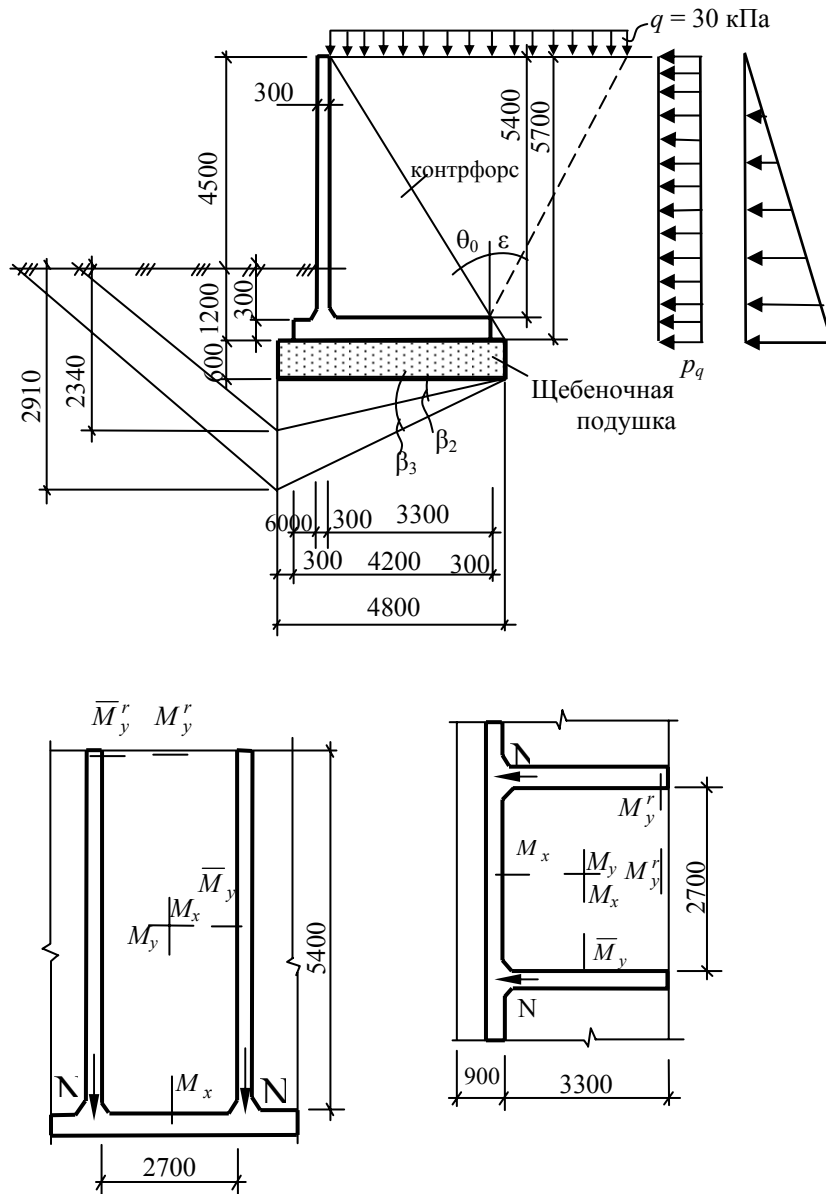


Рис. 1.11. Расчетная схема угловой стены с контрфорсами

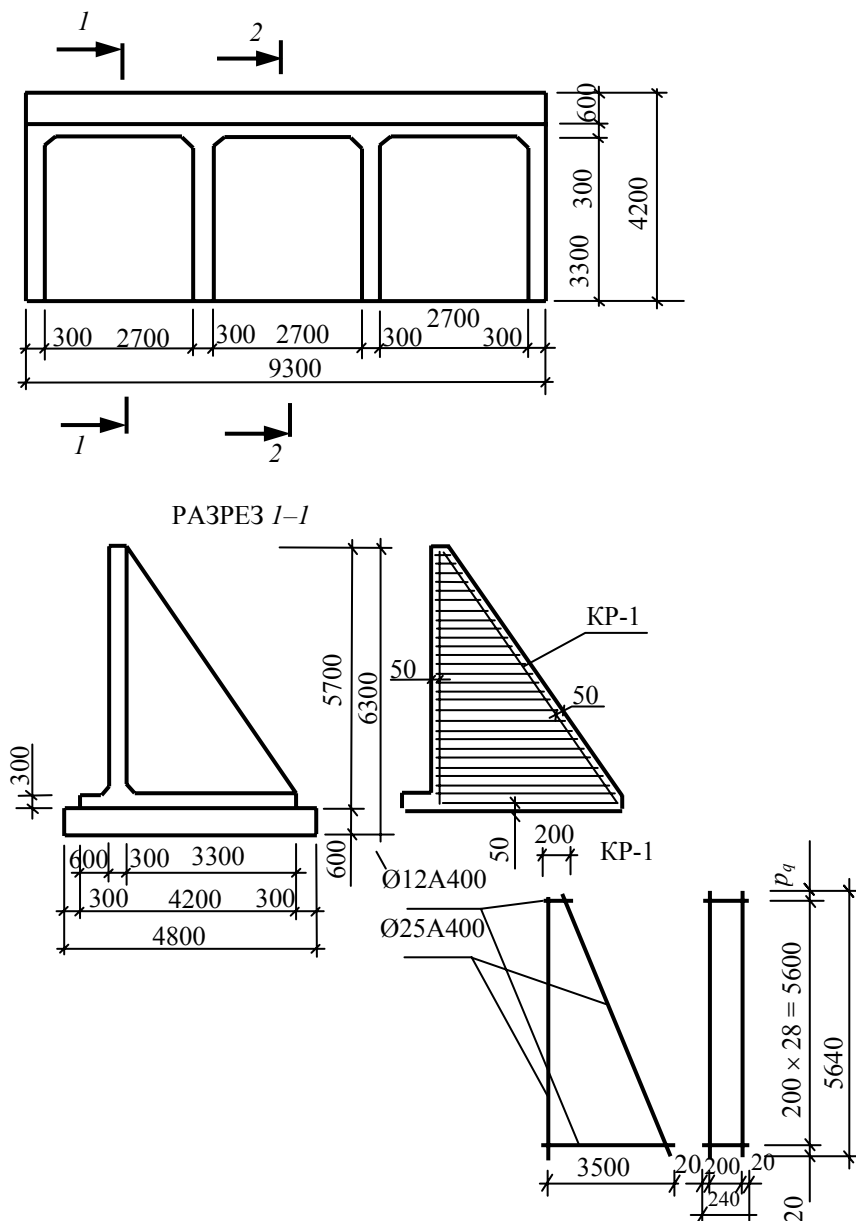


Рис. 1.12. Размеры подпорной стены и армирование контрфорса

Площадь рабочей арматуры

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot 0,9 h_0} = \frac{1117,4 \cdot 10^3}{355 \cdot 0,9 \cdot 355} = 9,8 \text{ см}^2.$$

По сортаменту подбираем арматуру 2 Ø 25 А400  $A_s = 9,8 \text{ см}^2$ .

Принимаем 18 Ø 8 А400  $A_s = 9,05 \text{ см}^2$ .

Армирование вертикальных стенок производим сварными сетками С-1 (рис.1.13).

$$A_s = \frac{73,7 \cdot 10^3}{355 \cdot 0,9 \cdot 25} = 9,2 \text{ см}^2.$$

Армирование фундаментной (подошвенной) плиты производят сетками С-2:

$$A_s = \frac{15,46 \cdot 10^3}{415 \cdot 0,9 \cdot 25} = 1,66 \text{ см}^2.$$

Принимаем 15 Ø 4 В500 с  $A_s = 1,89 \text{ см}^2$ .

#### Пример 1.4.

Требуется рассчитать уголковую подпорную стену с анкерной тягой.

Высота подпора грунта 8 м. Глубина заложения фундамента 1,5 м. Нагрузка на призме обрушения  $q = 10 \text{ кН/м}^2$

(рис. 1.15).

Расчетные характеристики грунта основания

$$\gamma_I = 17,5 \text{ кН/м}^3; \quad \gamma_{II} = 16,7 \text{ кН/м}^3;$$

$$\varphi_I = 30^\circ; \quad \varphi_{II} = 32^\circ;$$

$$c_I = 17 \text{ кПа}; \quad c_{II} = 25 \text{ кПа}.$$

Требуется проверить принятые размеры конструкции, определить изгибающие моменты и поперечные силы в характерных сечениях подпорной стены и заармировать ее элементы.

**Интенсивность бокового давления на 1 м стены.** Угол наклона плоскости обрушения засыпки к вертикали вычисляем по формуле (1.8)

$$\operatorname{tg} \theta_0 = (\cos 30^\circ - \sqrt{1,3}) / \sin 30^\circ = 0,54; \quad \theta = 28^\circ.$$

Условный угол плоскости обрушения

$$\operatorname{tg} \varepsilon = 5,1 / 9,5 = 0,54; \quad \varepsilon = 28,4^\circ.$$

При  $\delta = \varphi_I = 30^\circ$ ;  $\varepsilon = 28,4^\circ$   $\lambda = 1,3$ .

Интенсивность горизонтального активного давления грунта от собственного веса на глубине  $y = 9,5$  м по формуле (1.1) с учетом (1.2 и 1.3)

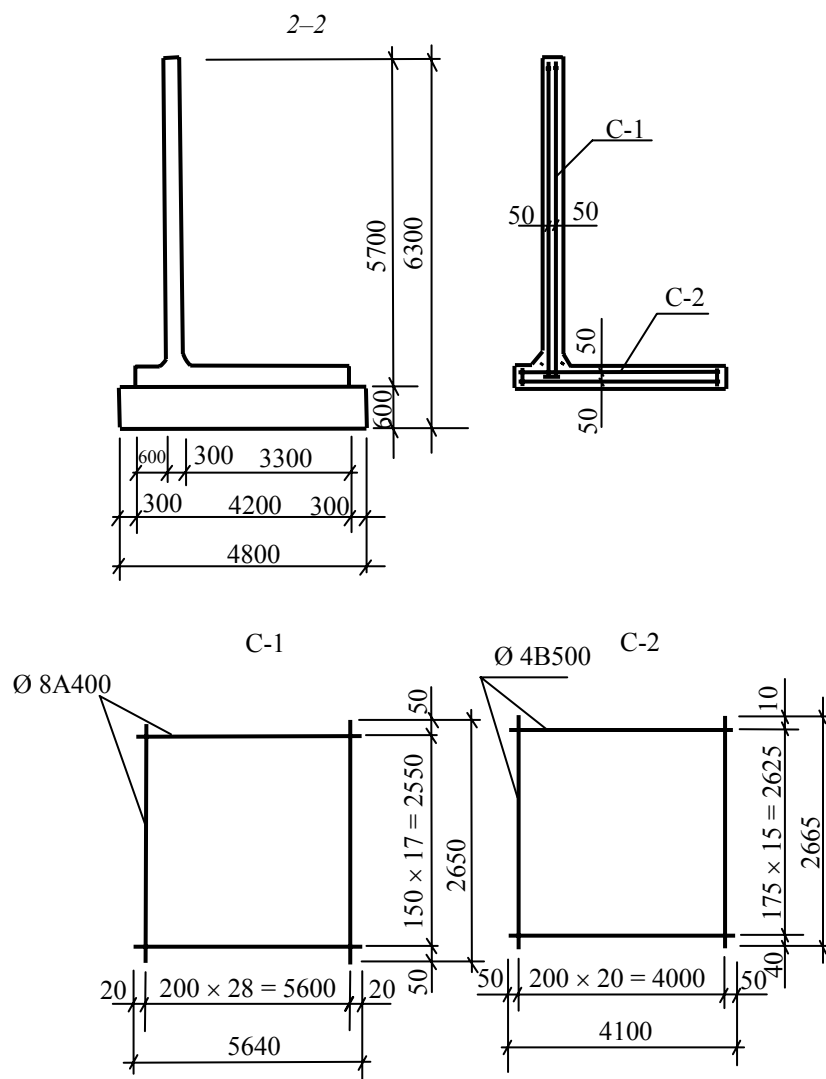


Рис. 1.13. Армирование плит подпорной стены с контрфорсами

$$p_y = [17,5 \cdot 1,15 \cdot 9,5 \cdot 1,3 - 17 \cdot (2,4 + 0,52)] \cdot \frac{9,5}{9,5} = 199 \text{ кН/м}^2;$$

$$k_1 = 2 \cdot 1,3 \cos 2,8^\circ \cos 28^\circ \cos 28,4^\circ / \sin (28^\circ + 28,4^\circ) = 2,4;$$

$$k_2 = 1,3 \cdot [\sin (2,8^\circ - 28,4^\circ) \cos (28^\circ + 0) / \sin 28^\circ \cos (0 - 28,4^\circ) \times \sin (28^\circ + 28,4^\circ)] + \operatorname{tg} 28,4^\circ = 0,52.$$

Интенсивность горизонтального давления грунта от равномерно распределенной нагрузки по формуле (1.9)

$$p_q = 10 \cdot 1,2 \cdot 1,3 = 15,6 \text{ кН/м}^2.$$

### Расчет устойчивости стены против сдвига

Сдвигающая сила по формулам (1.17) и (1.19) при  $h = y_b = 9,5$  м

$$F_{sa,\gamma} = \frac{199 \cdot 9,5}{2} = 472,6 \text{ кН};$$

$$F_{sa,q} = 15,6 \cdot 7,5 = 177 \text{ кН};$$

$$F_{sa} = F_{sa,\gamma} + F_{sa,q} = 472,6 + 177 = 590 \text{ кН}.$$

Интенсивность вертикального давления от собственного веса грунта и нагрузки по формулам 1.53...1.55

$$p_{v\gamma} = 199 \text{ tg}(28,4^\circ + 30^\circ) / \text{tg}28,4^\circ = 598 \text{ кН/м}^2;$$

$$p_{vq} = 15,6 \text{ tg}(28,4^\circ + 30^\circ) / \text{tg}28,4^\circ = 46,9 \text{ кН/м}^2;$$

$$p'_{v\gamma} = 17,5 \cdot 1,2 \cdot 9,5 = 193,8 \text{ кН/м}^2;$$

$$p''_{v\gamma} = 17,5 \cdot 1,2 \cdot 1,5 = 30,6 \text{ кН/м}^2.$$

Определяем сумму проекций всех сил на вертикальную плоскость

$$F_v = (p_{Vv} + p'_{Vv} + 2p_{Vq})(b-t)/2 + p''_{V\gamma}t = (598 + 193,8 + 2 \cdot 46,9)(6-1)/2 + 30,6 \cdot 1,1 = 2203,4 \text{ кН}.$$

**1 случай** ( $\beta_1 = 0$ ).

Пассивное сопротивление грунта  $E_r$  по формуле (1.23) при

$$h_r = d = 1,5 \text{ м}; \gamma_I = 17 \text{ кН/м}^3; \lambda_r = 1; c_I = 5 \text{ кПа};$$

$$E_r = 17,5 \cdot 1,5^2 \cdot 1/2 = 19,1 \text{ кН}.$$

Удерживающая сила по формуле 1.20

$$F_{sr} = 2203,4 \text{ tg}(30^\circ - 0^\circ) + 66,5 + 19,1 = 1321 \text{ кН}.$$

Устойчивость стены обеспечена, так как

$$F_{sa} = 590 \text{ кН} < \gamma_c F_{sr} / \gamma_h = 1 \cdot 1321 / 1,1 = 1201 \text{ кН}.$$

**2 случай** ( $\beta_2 = 0,5$ ;  $\varphi_I = 0,5 \cdot 30 = 15^\circ$ ).

$$\lambda_r = \text{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi_I}{2}\right) = \text{tg}^2\left(45^\circ + \frac{30^\circ}{2}\right) = 3.$$

Сумма проекций всех сил на вертикальную плоскость с учетом веса выпираемого из-под подошвы грунта по формуле 1.22.

$$F_v = 590 \text{ tg}(28,4^\circ + 30^\circ) + 17,5 \cdot 1,2 \cdot [9,5 \cdot (6-1)/2 + 1,1 \cdot 1,5] + 17,5 \text{ tg}15^\circ \times 6 \cdot 2/2 = 1549 \text{ кН};$$

$$h_r = 1,5 + 6 \text{ tg}15^\circ = 3,11 \text{ м};$$

$$E_r = 17,5 \cdot 3,11^2 \cdot 3/2 + 17 \cdot 3,11 \cdot (3-1) \text{ tg}30^\circ = 307,7 \text{ кН};$$

$$F_{sr} = 1549 \text{ tg}(30^\circ - 15^\circ) + 6 \cdot 17 + 307,7 = 825 \text{ кН};$$

$$F_{sa} = 590 \text{ кН} < \frac{825 \cdot 1}{1,1} = 750 \text{ кН}.$$

Требование по устойчивости удовлетворяется.

**3 случай** ( $\beta_2 = 0,5$ ;  $\varphi_I = 30^\circ$ ).

$$F_v = 590 \text{ tg}(28,4^\circ + 30^\circ) + 17,5 \cdot 1,2 \cdot [9,5(6-1)/2 + 1,1 \cdot 1,5] + 17,5 \text{ tg}30^\circ \times \frac{6^2}{2} = 1644 \text{ кН};$$

$$h_r = 1,5 + 6 \text{ tg}30^\circ = 4,96 \text{ м};$$

$$E_r = 17,5 \cdot 4,96^2 \cdot 3/2 + 17 \cdot 4,96 \cdot (3-1) / \text{tg}30^\circ = 919 \text{ кН};$$

$$F_{sr} = 1644 \text{ tg}(30^\circ - 30^\circ) + 6 \cdot 17 + 919 = 1021 \text{ кН};$$



$$F_{sa} = 590 \text{ кН} < \frac{1021 \cdot 1}{1,1} = 928 \text{ кН}.$$

Условие 1.16 для всех 3-х случаев выполняется.

Расчет прочности грунтового основания

Приведенный угол наклона к вертикали  $\delta_I$  равнодействующей внешней нагрузки  $\delta_I$ :

$$\text{tg} \delta_I = F_{sa} / F_V = 590 / 2203,4 = 0,268;$$

$$\sin \varphi_I = \sin 30^\circ = 0,5 > \text{tg} \delta_I = 0,268 \Rightarrow \delta_I = 15^\circ.$$

Необходим расчет прочности грунтового основания по формуле (1.30)

$$F_V \leq \gamma_c N_u / \gamma_n.$$

Вертикальная составляющая предельного сопротивления грунта по (формуле 1.32) вычисляются при  $\varphi_I = 30^\circ$  и  $\delta_I = 15^\circ$

$$N_u = 4,96 \cdot (4,44 \cdot 4,96 \cdot 17,5 + 10,37 \cdot 17,5 \cdot 1,5 + 16,23 \cdot 17) = 4537 \text{ кН};$$

$$N_\gamma = 4,44; N_q = 10,37; N_c = 16,23 \text{ – по табл. 5 [1].}$$

Сумма моментов по формуле 1.36

$$M_0 = 590 \cdot [2,54 - \text{tg}(28,4^\circ + 30^\circ)(6/2 - 2,54 \text{tg} 28,4^\circ)] + 17,5 \cdot 1,2 \cdot (6 - 0,9) \times \\ \times [9,5 \cdot (6 - 4 \cdot 0,9) + 6 \cdot 1,5 \cdot 0,9] / 12 = 1147 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Расстояние от равнодействующей сдвигающей силы до низа подошвы стены по формуле 1.37

$$h^* = \left[ 472,6 \cdot \frac{9,5}{3} + 117(9,5 - 9,5) / 2 \right] / 590 = 2,54 \text{ м},$$

$y_a + y_b = 9,5 \text{ м}$  – при сплошной равномерной нагрузке на поверхности;

$$e = \frac{1147}{2203,4} = 0,52 \text{ м} \leq \frac{b}{3} = \frac{6}{3} = 2 \text{ м};$$

$$b' = b - 2e = 6 - 2 \cdot 0,52 = 4,96 \text{ м};$$

$$F_V = 2203,4 < \frac{N_u \gamma_h}{\gamma_c} = \frac{4537 \cdot 1}{1,1} = 4124 \text{ кН}.$$

Прочность грунтового основания обеспечена.

### Расчет основания по деформациям

Расчетное сопротивление грунта (формула 1.42)

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,1}{1} \cdot (1,34 \cdot 6 \cdot 16,7 + 6,34 \cdot 1,5 \cdot 16,7 + 8,55 \cdot 25) = 543 \text{ кН/м}^2,$$

где  $\gamma_{c1} = 1,25$ ;  $\gamma_{c2} = 1,1$  – табл. 6 [1];  $k = 1$ ;  $M_\gamma = 1,34$ ;  $M_q = 6,34$ ;  $M_c = 8,55$  для  $\varphi_{II} = 32^\circ$ .

Угол наклона плоскости обрушения к вертикали

$$\text{tg} \theta = (\cos 32^\circ - \sqrt{0,84}) / \sin 32^\circ = 0,63; \theta = 7,5^\circ.$$

Интенсивность нормативного давления грунта на стенку

$$p_\gamma = [16,7 \cdot 1 \cdot 9,5 \cdot 0,84 - 25(2,5 + 0,54)] \cdot \frac{9,5}{9,5} = 57 \text{ кН/м}^2;$$

$$k_1 = 2 \cdot 0,84 \cdot \cos 7,5^\circ \cos 28,4^\circ / \sin(7,5^\circ + 28,6^\circ) = 2,5;$$

$$k_2 = 0,84 \cdot [\sin(7,5^\circ - 28,4^\circ) \cos(7,5^\circ + 0^\circ) / \sin 7,5^\circ \cos(0^\circ - 28,4^\circ) \times \\ \times \sin(7,5^\circ + 28,4^\circ)] + \text{tg} 28,4^\circ = 0,54.$$

При  $\varepsilon = 28,4^\circ$  и  $\lambda = 0,84$

$$p_q = 10 \cdot 1 \cdot 0,84 = 8,4 \text{ кН/м}^2;$$

$$F_{sa,\gamma} = 57 \cdot \frac{9,5}{2} = 272 \text{ кН};$$

$$F_{sa,q} = 8,4 \cdot 9,5 = 80 \text{ кН};$$

$$F_{sa} = 272 + 80 = 352 \text{ кН};$$

$$F_V = 352 \operatorname{tg}(28,4^\circ + 32^\circ) + 16,7 \cdot 1,2 \cdot [9,5 \cdot (6 - 1,1) / 2 + 1,1 \cdot 1,1] + 16,7 \operatorname{tg} 0^\circ = 1119 \text{ кН};$$

$$h^* = \left[ 272,6 \cdot \frac{9,5}{3} \right] / 352 = 2,44 \text{ м};$$

$$y_a + y_b = h;$$

$$M_0 = 352 [2,44 - \operatorname{tg}(28,4^\circ + 32^\circ)(6/2 - 2,44 \operatorname{tg} 28,4^\circ)] + 16,7 \cdot 1,2 \cdot (6 - 1,1) \times [9,5 \cdot (6 - 4 \cdot 1,1) + 6 \cdot 1,1 \cdot 1,5] / 2 = 21,3 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$e_0 = \frac{M_0}{F_V} = \frac{21,3}{1119} = 0,02 \text{ м};$$

$$\frac{b}{6} = \frac{6}{6} = 1 \text{ м} > e_0 = 0,02 \text{ м}.$$

Давление под подошвой фундамента вычисляем по формуле (1.39)

$$p_{\max} = 1119 \cdot \left( 1 + \frac{6 \cdot 0,02}{6} \right) / 6 = 190 \text{ кН/м}^2;$$

$$p_{\min} = 1119 \cdot \left( 1 - \frac{6 \cdot 0,02}{6} \right) / 6 = 183 \text{ кН/м}^2.$$

Расчет основания по деформациям удовлетворен.

#### Определение усилий в элементах стены (на 1 п.м)

Расчетные усилия определяем по формулам (1.56...1.69), расчетные сечения см. рис. 1.7.

**Вертикальная плита.** В сечении I-I  $y_1 = h_b = 3,5 \text{ м}$  – расстояние от поверхности грунта до сечения.

$$M_{I-I} = -3,5^2 \cdot (199 \cdot 3,5 / 3 \cdot 9,5 + 15,6) / 2 = -245 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{I-I} = 3,5 \cdot (199 \cdot 3,5 / 2 \cdot 9,5 + 15,6) = 183 \text{ кН}.$$

**Сечение 2-2** ( $y \geq h_b$ ). Первый случай загрузки для  $M_{2-2}$

$$U_1 = [9,5^2 \cdot 199 + 3 \cdot 15,6 \cdot (9,5 - 3,5)^2] / 6 \cdot (9,5 - 3,5) = 506,7 \text{ кН};$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{4}{5,5} = 0,727 \Rightarrow \alpha = 36^\circ;$$

$$V_1 = 506,7 / 0,727 = 697 \text{ кН}.$$

Расстояние  $y$ , при котором в сечении вертикального элемента действует  $M_{\max}$ , определяем из приведенного ниже уравнения при условии частичного нагружения временной нагрузкой призмы обрушения

$$y^2 + 2p_q h y / p_\gamma - 2h [p_q h_b + U_1 - V_1 a / (h - h_b)] / p_\gamma = 0;$$

$$y^2 + 2 \cdot 15,6 \cdot 9,5 \cdot y / 199 - 2 \cdot 9,5 \cdot [3,5 \cdot 15,6 + 506,7 - 697 \cdot 0,3 / (9,5 - 3,5)] / 199 = 0;$$

$$y^2 + 15y - 50,3 = 0.$$

Решая уравнение, находим  $y = 6,4 \text{ м}$ . Изгибающий момент

$$M_{2-2} = -6,4^3 \cdot 199 / 6 \cdot 9,5 - 15,6 \cdot (6,4 - 3,5)^2 / 2 + 506,7(6,4 - 3,5) + 697 \cdot 0,3 \times (9,5 - 6,4) / (9,5 - 3,5) = 596,7 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Максимальная поперечная сила при полном нагружении призмы обрушения временной нагрузкой

$$U_1 = 9,5^2 \cdot (3 \cdot 15,6 + 199) / 6 \cdot (9,5 - 3,5) = 616 \text{ кН};$$

$$V_1 = 616 / 0,727 = 847 \text{ кН}.$$

Поперечная сила при  $y = 3,5 \text{ м}$

$$Q_{2-2} = 3,5^2 \cdot 199 / 2 \cdot 9,5 + 3,5 \cdot 15,6 - 616 + 847 \cdot 0,3 / (9,5 - 3,5) = -390,7 \text{ кН}.$$

Поперечная сила в сечении  $y = 9,5 - 0,7 = 8,8 \text{ м}$

$$Q_{2-2} = 8,8^2 \cdot 199 / 2 \cdot 9,5 + 8,8 \cdot 15,6 - 616 + 847 \cdot 0,3 / (9,5 - 3,5) = 374,7 \text{ кН}.$$

**Анкерная тяга.** Усилие в тяге, установленной с интервалом 1,5 м

$$s = 616 \cdot 1,5 / \sin 36 = 1572 \text{ кН.}$$

С учетом возможного зависания грунта над тягой

$$S_p = 1572 \cdot 1,5 = 2358 \text{ кН.}$$

**Фундаментная плита.** Расчетное давление под подошвой плиты

$$\begin{aligned} M_0 &= -p_{V\gamma}(b-t)(b+2t)/12 - p_{Vq}(b-t)t/2 + p'_{V\gamma}(b-t)(b-4t)/12 + \\ &+ p''_{V\gamma}t(b-t)/2 + V_2 \left( \frac{b}{2} - b_2 \right) + V_2(b/2 - t) + U_2 a = -598 \cdot (6-1,1) \times \\ &\times (6+2 \cdot 1,1)/12 - 46,9 \cdot (6-1,1) \cdot \frac{1,1}{2} + 193,8 \cdot (6-1,1)(6-4 \cdot 1,1)/12 + \\ &+ 30,6 \cdot 1,1 \cdot (6-1,1)/2 + 847 \cdot \left( \frac{6}{2} - 0,6 \right) + 847 \cdot \left( \frac{6}{2} - 1,1 \right) + 616 \cdot 0,3 = 1907 \text{ кН} \cdot \text{м}; \\ e &= \frac{1907}{2203,4} = 0,87 \text{ м}; \\ p_{\min}^{\max} &= 2203,4 \left( 1 \pm \frac{6 \cdot 0,87}{6} \right) / 6; \\ p_{\max} &= 687 \text{ кН/м}^2; \quad p_{\min} = 48 \text{ кН/м}^2. \end{aligned}$$

**В сечении 3-3** ( $x = 1,1$  м).

$$\begin{aligned} G_1 &= 30,6 \cdot 1,1 = 33,7 \text{ кН}; \\ M_{3-3} &= -33,7 \cdot \frac{1,1}{2} + 687 \cdot 1,1^3 \cdot \left( \frac{687}{48} + \frac{3 \cdot 6}{1,1} \right) / 6 \cdot 6 = 760 \text{ кН} \cdot \text{м}; \\ Q_{3-3} &= 33,7 - 687 \cdot 1,1^2 \cdot \left( \frac{687}{48} + \frac{2 \cdot 6}{1,1} - 1 \right) / 2 \cdot 6 = 1644 \text{ кН.} \end{aligned}$$

**В сечении 4-4** ( $x_4 = b_2 = 0,6$  м).

$$\begin{aligned} G_4 &= [(598/6 - 1,1 - 0,6)/(6-1,1) + 193,8 \cdot 0,6/(6-1,1) + 598] \cdot \frac{0,6}{2} = 344 \text{ кН}; \\ M_{4-4} &= -\frac{598 \cdot 0,6^2}{2} + 48 \cdot 0,6^3 \cdot (598/6 - 1,1 - 0,6) + 193,8 \cdot 0,6 / 6 \cdot (6-1,1) - \\ &- 46,9 \cdot 0,6^2 / 2 + 48 \cdot 0,6^3 \cdot \left( \frac{687}{48} + \frac{3 \cdot 6}{0,6} - 1 \right) / 6 \cdot 6 = -32 \text{ кН} \cdot \text{м}; \\ Q_{4-4} &= -344 - 46,9 \cdot 0,6 + 48 \cdot 0,6^2 \cdot \left( \frac{687}{48} + \frac{3 \cdot 6}{0,6} - 1 \right) / 2 \cdot 6 = -310 \text{ кН.} \end{aligned}$$

**В сечении 5-5** ( $x_5 = b_2 = 0,6$  м).

$$\begin{aligned} G_5 &= G_4 = 344 \text{ кН}; \\ M_{5-5} &= -598 \cdot \frac{0,6^2}{3} - 0,6^2 \cdot [598 \cdot (6-1,1-0,6) + 193,8 \cdot 0,6] / 6(6-1,1) - \\ &- \frac{46,9 \cdot 0,6^2}{2} + 687 \cdot 0,6^3 \cdot \left( \frac{687}{48} + 3 \cdot 6 / 0,6 - 1 \right) / 6 \cdot 6 + \\ &+ 847 \cdot (0,6 - 0,6) + 616 \cdot 0,3 = 369,2 \text{ кН} \cdot \text{м}; \\ Q_{5-5} &= -344 - 46,9 \cdot 0,6 + 48 \cdot 0,6 + 48 \cdot 0,6^2 \cdot \left( \frac{687}{48} + \frac{2 \cdot 6}{0,6} - 1 \right) / 2 \cdot 6 + 847 = 523 \text{ кН.} \end{aligned}$$

Расстояние, при котором в фундаментной плите действует  $M_{\max}$  определяем из уравнения:

$$\begin{aligned} &- [p_{V\gamma}(b-t-x_5)/(b-t) + p'_{V\gamma}x_5(b-t) + p_{V\gamma}] \frac{x}{2} - p_{Vq}x_5 + p_{\min}x_5^2 \left( \frac{p_{\max}}{p_{\min}} + \right. \\ &\left. + \frac{2b}{x_5} - 1 \right) / 2b + V_2 = 0; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & -[59\,816 - 1,1 - x_5 / (6 - 1,1) + 193,8x_5(6 - 1,1) + 598] \frac{x_5}{2} - 598x_5 + 48x_5^2 \times \\
 & \times \left( \frac{687}{48} + \frac{2 \cdot 6}{x_5} - 1 \right) / 2 \cdot 6 + 847 = 0; \\
 & -413x_5^2 - 550x_5 + 900 = 0; \\
 & x = 0,95 \text{ м.}
 \end{aligned}$$

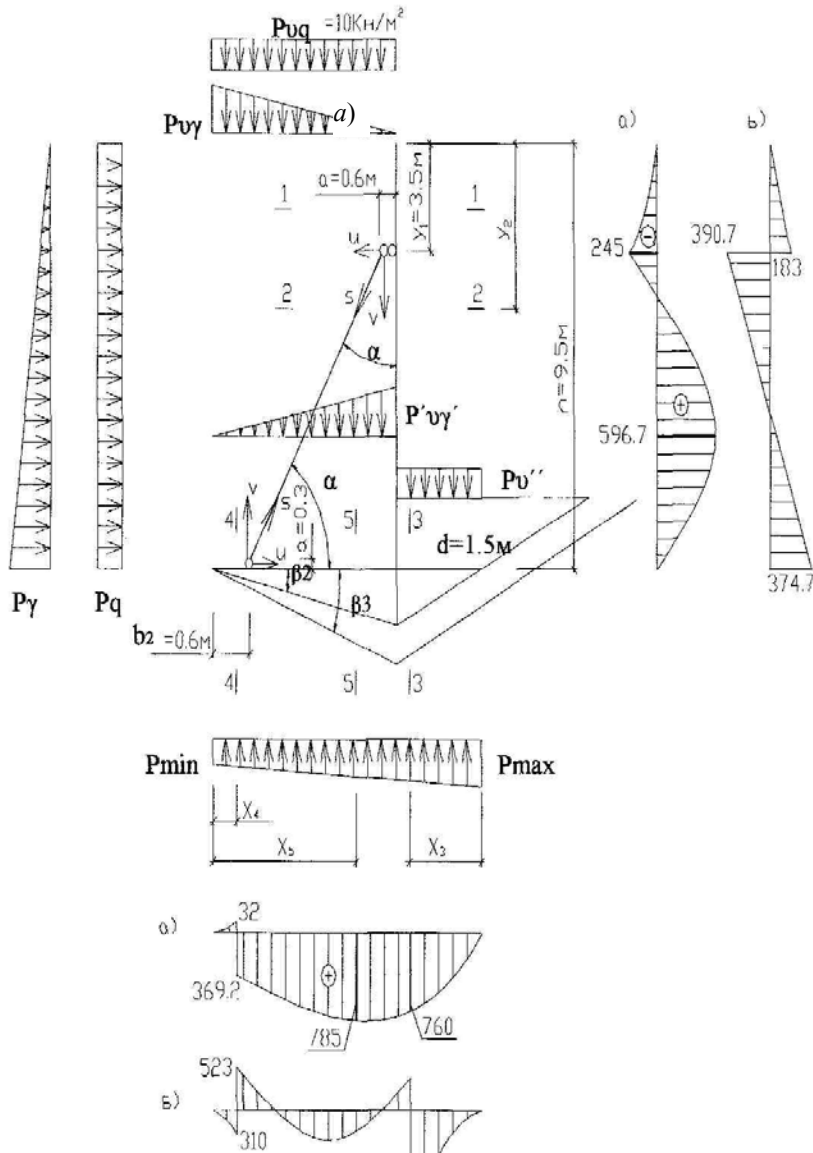


Рис. 1.14. Усилия в угловой подпорной стене с анкерной тягой:  
 а – эпюра  $M$ , кН · м; б – эпюра  $Q$ , кН

Изгибающий момент

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= -598 \cdot \frac{0,95^2}{3} - 0,95^2 \cdot [598 \cdot (6 - 1,1 - 0,95) + 193,8 \cdot 0,95] / 6(6 - 1,1) - \\
 & - \frac{46,9 \cdot 0,95^2}{2} + 687 \cdot 0,95^3 \cdot \left( \frac{687}{48} + 3 \cdot \frac{6}{0,95} - 1 \right) / 6 \cdot 6 + 847(0,95 - 0,6) + \\
 & + 616 \cdot 0,3 = 785 \text{ кН} \cdot \text{м.}
 \end{aligned}$$

**Расчет арматуры подпорной стены.** Принимаем бетон класса В25 с  $R_b = 14,5$  МПа; арматуру класса А400 с  $R_s = 355$  МПа.

**Вертикальная плита.** Сечение 1-1  $M = 245$  кН · м. При шаге анкерных тяг 1,5 м расчетные моменты увеличиваем в 1,5 раза. Расчетное сечение – тавр (рис. 1.15).

Определяем расчетный случай

$$M_f = R_B b'_f h'_f \left( h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) = 14,5 \cdot 150 \cdot 15 \cdot \left( 67 - \frac{15}{2} \right) \cdot 10^{-3} = 1453 \text{ кН} \cdot \text{м} >$$

$$> M = 245 \cdot 1,5 = 367,5 \text{ кН} \cdot \text{м}; h_0 = 70 - 3 = 67 \text{ см};$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_B b'_f h_0^2} = \frac{245 \cdot 1,5 \cdot 10^3}{14,5 \cdot 150 \cdot 67^2} = 0,04 < \alpha_R = 0,39;$$

$$\alpha_R = 0,39 - \text{A400.}$$

$$A_s^{mp} = R_B b'_f h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) / R_s = 14,5 \cdot 150 \cdot 67 \times \\ \times (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,04}) / 355 = 15,8 \text{ см}^2.$$

По сортаменту принимаем 4  $\varnothing 25$  А400 с  $A_s = 19,63 \text{ см}^2$ .

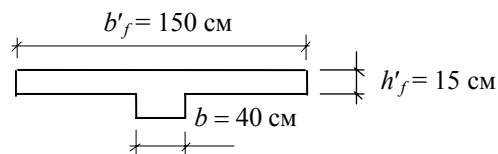
**Сечение 2–2.**  $M = 596,7 \text{ кН} \cdot \text{м}$ . Вычисляем коэффициент  $\alpha_m$  и площадь арматуры

$$\alpha_m = \frac{596,7 \cdot 1,5 \cdot 10^3}{14,5 \cdot 50 \cdot 67^2} = 0,07 < \alpha_R = 0,39,$$

$$A_s^{mp} = 14,5 \cdot 50 \cdot 67 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,07}) / 355 = 46,3 \text{ см}^2.$$

По сортаменту принимаем 6  $\varnothing 32$  А400 с  $A_s = 48,25 \text{ см}^2$ .

**Ошибка!**



**Рис. 1.15.** Расчетное сечение подпорной стены

### Фундаментная плита

**Сечение 4–4.**  $M = 32 \text{ кН} \cdot \text{м}$ .

При малом изгибающем моменте арматуру принимаем  $\varnothing 10$  А400 с шагом  $s = 200 \text{ мм}$ .

**Сечение 5–5.**  $M_{\max} = 785 \text{ кН} \cdot \text{м}$ .

Коэффициент

$$\alpha_m = \frac{785 \cdot 1,5 \cdot 10^3}{14,5 \cdot 150 \cdot 47^2} = 0,27 < \alpha_R = 0,39.$$

Требуемая площадь сечения арматуры

$$A_s^{tp} = 14,5 \cdot 50 \cdot 47 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,27}) / 355 = 84,2 \text{ см}^2.$$

### Ведомость стержней

Марка изделия	№ позиции	Наименование	Количество, шт.	Масса позиции, кг	Общая масса, кг
КП-1	1	∅ 25 А400 l = 4250	4	16,4	106,7
	2	∅ 10 А400 l = 4250	4	2,6	
	3	∅ 10 А400 l = 480	44	0,3	
	4	∅ 10 А400 l = 650	44	0,4	
КП-2	5	∅ 32 А400 l = 4250	6	26,8	202,2
	6	∅ 10 А400 l = 4250	4	2,6	
	7	∅ 10 А400 l = 650	44	0,4	
	8	∅ 10 А400 l = 480	44	0,3	
С-1	9	∅ 10 А400 l = 6050	28	373	230
	10	∅ 10 А400 l = 8150	25	5	
С-2	11	∅ 10 А400 l = 6006	21	3,7	167
	12	∅ 10 А400 l = 6050	24	3,7	
С-3	13	∅ 28 А400 l = 5900	31	28,5	940
	14	∅ 10 А400 l = 3025	30	1,9	

Для сетки С-3 по сортаменту принимаем 14 ∅ 28 А400 с  $A_s = 86,2 \text{ см}^2$ . Шаг стержней  $s = 100 \text{ мм}$ . Поперечная арматура ∅ 10 А400 с шагом  $s = 200 \text{ мм}$ .

Анкерная тяга выполнена из канатов ∅ 15 К1500 с  $R_s = 1250 \text{ МПа}$

$$A_s^{\text{тр}} = \frac{S_p}{R_s \gamma_{s3}} = \frac{2558 \cdot 10}{1250 \cdot 1,1} = 17,8 \text{ см}^2,$$

где  $\gamma_{s6} = 1,1$  – для К1500.

По сортаменту принимаем тягу из 13 канатов.

#### Пример 1.5.

При проектировании здания, находящегося на откосе, возникла необходимость проектирования и устройства 2-х ярусной монолитной подпорной стенки шириной 3,8 м.

Характеристики грунта основания

$$\gamma_I = 18,9 \text{ кН/м}^3; c_I = 2 \text{ кПа}; \varphi_I = 32^\circ.$$

Схема стены и нагрузка от верхнего строения приведена на рис. 1.16.

#### Расчет несущей способности основания подпорных стен методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения.

а) Нижняя подпорная стена.

Центром поворота фундамента будет точка сопряжения горизонтальной площадки и вертикальной стены т.  $O_1$ .

Разбиваем сектор на вертикальные отсеки шириной 1 м и вычисляем вес каждого отсека, конструкций и действующих нагрузок.

Определяем вертикальную составляющую каждого отсека

$$Q_1 = \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot 0,5 \cdot 20 \cdot 3,8 + 4,71 \cdot 3,8 \cdot 1 = 37 \text{ кН};$$

$$Q_2 = \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot \frac{0,5 + 0,7}{2} \cdot 20 \cdot 3,8 + 4,71 \cdot 1 \cdot 3,8 = 41 \text{ кН};$$

$$Q_3 = 214 + 0,5 \cdot 5,6 \cdot 3,8 \cdot 25 + 5,46 \cdot 3,8 \cdot 0,5 = 490 \text{ кН};$$

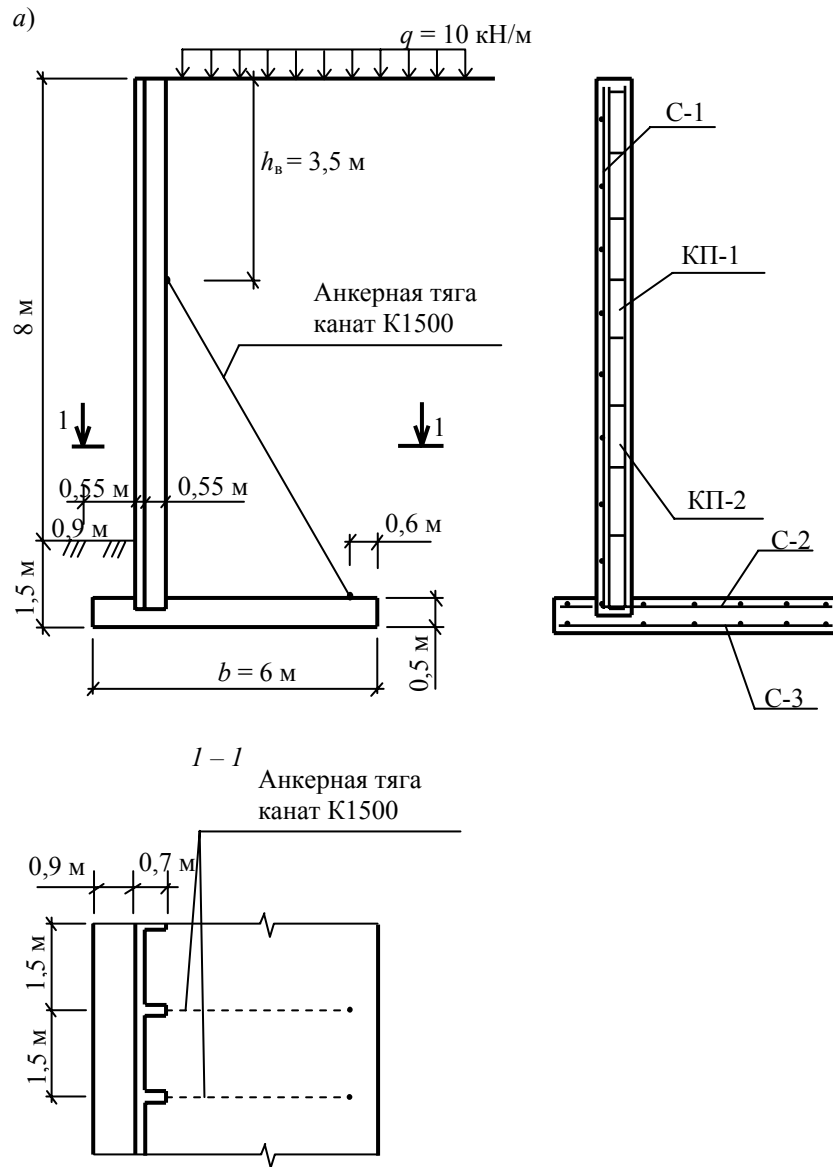
$$Q_4 = 5,46 \cdot 3,8 \cdot 1 + 0,3 \cdot 25 \cdot 3,8 \cdot 1 + \frac{0,3 + 0,6}{2} \cdot 1,2 \cdot 25 \cdot 3,8 + 19 \cdot 1 \cdot 3,8 \cdot 4,4 = 418 \text{ кН};$$

$$Q_5 = 5,46 \cdot 3,8 \cdot 1 + 0,3 \cdot 25 \cdot 3,8 \cdot 1 + 4,8 \cdot 1 \cdot 3,8 \cdot 19 = 396 \text{ кН};$$

$$Q_6 = 5,46 \cdot 3,8 \cdot 1 + 0,3 \cdot 25 \cdot 3,8 \cdot 1 + 3,8 \cdot 1 \cdot 4,2 \cdot 19 = 353 \text{ кН};$$

$$Q_7 = 5,46 \cdot 3,8 \cdot 1 + 0,3 \cdot 25 \cdot 3,8 \cdot 1 + 3,8 \cdot 3,4 \cdot 1 \cdot 19 = 295 \text{ кН};$$

$$Q_8 = 5,46 \cdot 3,8 \cdot 1 + 0,3 \cdot 25 \cdot 3,8 \cdot 1 + 3,8 \cdot 1,9 \cdot 1 \cdot 19 = 187 \text{ кН.}$$



**Рис. 1.16. Угловая подпорная стена с анкерной тягой:**  
*a* – опалубочные размеры и схема армирования; *б* – арматурные изделия; *в* – ведомость стержней

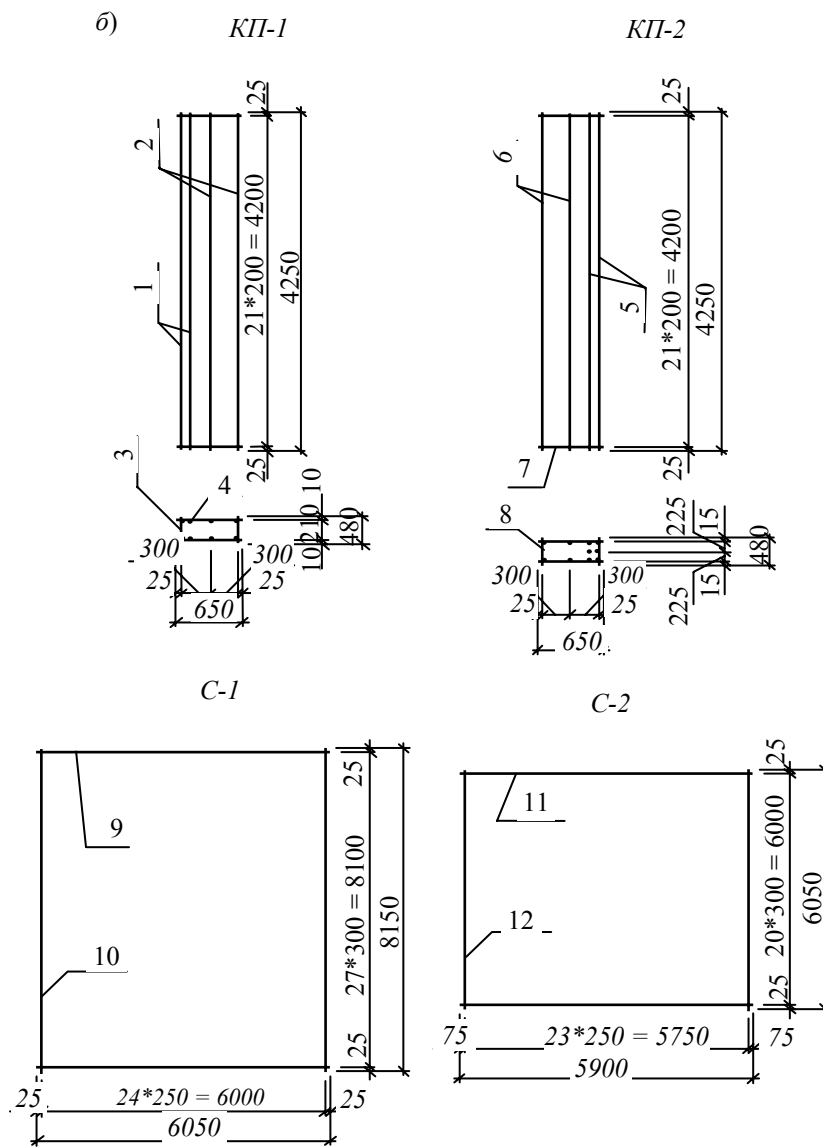


Рис. 1.16. (Продолжение)  
С-3

в)

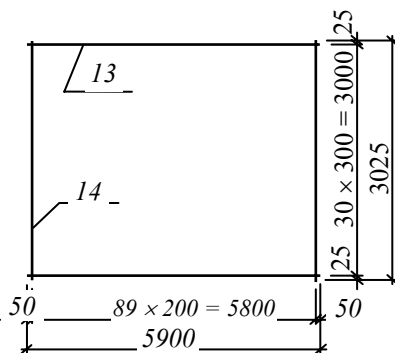


Рис. 1.16. (Окончание)

Действующий вес  $Q_i$  раскладывается на две составляющие – нормальную  $N_i$  и касательную  $T_i$ . Угол  $\alpha_i$  – между вертикалью и нормалью к касательной к окружности определяется графически.

Радиус окружности  $R = \sqrt{4,8^2 + 1,1} = 4,92$  м.

Коэффициент устойчивости:

$$\eta = \frac{\sum N_i f + cL}{\sum T_i},$$

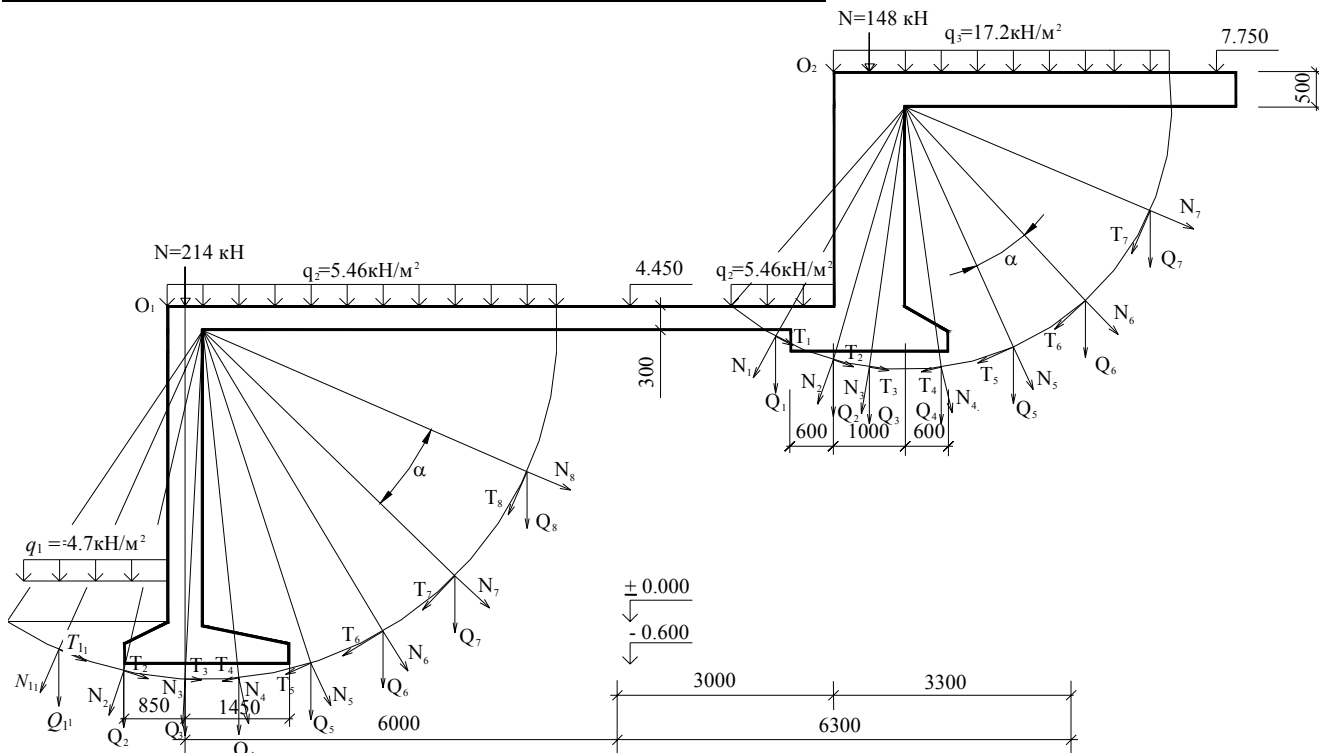
где

$$f = \operatorname{tg} \varphi_I.$$

$$\text{Длина дуги } L = \frac{\pi R \alpha}{180^\circ} = \frac{3,14 \cdot 4,92 \cdot 130^\circ}{180^\circ} = 11,1 \text{ м.}$$



№ отсека	$Q_i$ , кН	$\alpha$ , град.	$N_i = Q_i \cos \alpha_i$	$T_i = Q_i \sin \alpha_i$
1	37	27	33	-16
2	41	15	39	-10
3	490	5	480	-42
4	418	5	416	36
5	396	20	372	135
6	353	32	299	187
7	295	48	197	219
8	187	70	63	176
			$\sum N_i = 1899$	$\sum T_i = 689$



с. 1.17. К расчету устойчивости откоса против сдвига по круглоцилиндрическим поверхностям

Для нисходящей ветви кривой величина  $T$  – положительна, для восходящей – отрицательна.  
Коэффициент устойчивости

$$k_s = \frac{1899 \operatorname{tg} 32^\circ + 2 \cdot 11,1}{689} = 1,75 > 1,2.$$

Устойчивость обеспечена.

б) Расчет верхней подпорной стенки.

Центр поворота т.  $O_2$ .

$$Q_1 = 5,46 \cdot 3,8 \cdot 1 + 25 \cdot 0,3 \cdot 3,8 + 0,3 \cdot 19 \cdot 3,8 \cdot 1 = 71 \text{ кН};$$

$$Q_2 = 5,46 \cdot 3,8 \cdot 0,5 + 25 \cdot 0,6 \cdot 3,8 \cdot 0,5 = 39 \text{ кН};$$

$$Q_3 = 148 + 1 \cdot 3,4 \cdot 3,8 \cdot 25 = 536 \text{ кН};$$

$$Q_4 = 17,2 \cdot 3,8 \cdot 1 + 3,6 \cdot 19 \cdot 3,8 \cdot 1 + \frac{0,3+0,6}{2} \cdot 0,6 \cdot 25 \cdot 3,8 = 350 \text{ кН};$$

$$Q_5 = 17,2 \cdot 3,8 \cdot 1 + 19 \cdot 3,8 \cdot 1 \cdot 3,3 = 303 \text{ кН};$$

$$Q_6 = 17,2 \cdot 3,8 \cdot 1 + 19 \cdot 3,8 \cdot 1 \cdot 2,7 = 259 \text{ кН};$$

$$Q_7 = 17,2 \cdot 3,8 \cdot 0,75 + 19 \cdot 3,8 \cdot 1,2 \cdot 0,75 = 114 \text{ кН}.$$

Радиус окружности и длина дуги

$$R = \sqrt{3,4^2 + 1,6^2} = 3,75 \text{ м};$$

$$L = \frac{3,14 \cdot 3,75 \cdot 135^\circ}{180^\circ} = 8,8 \text{ м.}$$

Результаты расчета приведен в табл. 2.  
Коэффициент устойчивости

$$k_s = \frac{1460 \operatorname{tg} 32^\circ + 2 \cdot 8,8}{340} = 2,7 > 1,2.$$

Устойчивость обеспечена.

Проверка допустимой разности отметок заложения фундаментов (подпорной стены). При заложении фундаментов на разных отметках необходимо проверить эту разность по формуле 5.24 [9]

$$\Delta h \leq a \left( \operatorname{tg} \varphi_I + \frac{c_I}{p} \right).$$

Таблица 2

№ отсека	$Q_i$ , кН	$\alpha_i$ , град.	$N_i = Q_i \cos \alpha_i$ , кН	$T_i = Q_i \sin \alpha_i$ , кН
1	71	32	60	-37
2	39	20	36	-13
3	536	8	530	-74
4	350	8	346	49
5	303	25	274	128
6	259	43	189	176
7	114	77	25	111
			$\sum N_i = 1460$ кН	$\sum T_i = 340$ кН

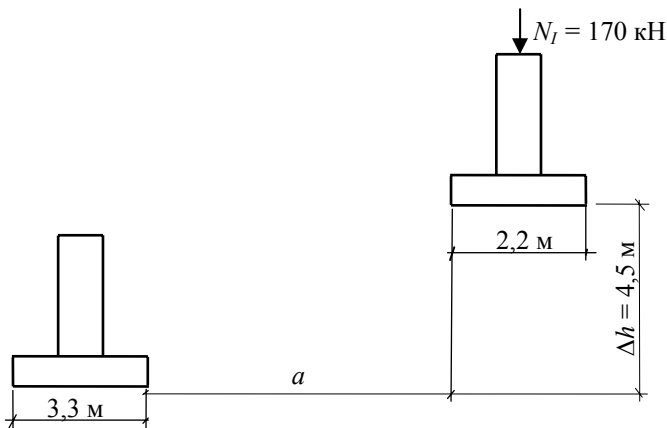


Рис. 1.18. Схема для определения допустимой разности отметок

Расчетная нагрузка

$$N_1 = N_2 \gamma_m = 148 \cdot 1,15 = 170 \text{ кН,}$$

где  $\gamma_m = 1,15$  – осредненный коэффициент надежности по нагрузке;

$$a = 6 + 3 - 1,45 - 0,6 = 6,95 \text{ м;}$$

$$\varphi_I = 32^\circ / 1,1 = 29^\circ; \quad c_I = 2 / 1,1 = 1,8 \text{ кПа.}$$

Расчетное давление на основание

$$p = \frac{N_1}{A_\Phi} = \frac{170}{2,2 \cdot 3,8} = 20 \text{ кПа.}$$

Ширина подошвы подпорной стены 3,8 м. Разность отметок заложения фундаментов допустима.

$$\Delta h = 4,5 \text{ м} \leq 6,95 \cdot \left( \operatorname{tg} 29^\circ + \frac{1,8}{20} \right) = 4,48 \approx 4,5 \text{ м.}$$

Проверка давления под подошвой подпорной стены

а) Нижняя часть

$$R \leq \frac{N_{II} + G_{\phi} + G_{гр}}{A_{\phi}} = P.$$

Вес подпорной стены и грунта на уступах:

$$G_{\phi} + G_{гр} = (0,6 \cdot 0,6 \cdot 3,8 + 1,7 \cdot 3,8 \cdot 5,05) \cdot 20 = 693 \text{ кН.}$$

Расчетное сопротивление грунта вычисляем по формуле (1.42).

Величины  $\gamma_{c_1} = 1,1$  и  $\gamma_{c_2} = 1,2$ . Так как прочностные характеристики определялись непосредственными испытаниями, то  $k = 1$ ,  $M_{\gamma} = 1,34$ ;  $M_q = 6,34$ ;  $M_c = 8,85$ ;  $b = 2,3$  м – ширина подошвы;  $c = 2$  кПа;  $d = 0,6$  м;

$$R = \frac{1,1 \cdot 1,2}{1} \cdot (1,34 \cdot 2,3 \cdot 19 + 6,34 \cdot 0,6 \cdot 19 + 8,55 \cdot 21) = \\ = 195 \text{ кПа} > p = \frac{214 + 693}{3,8 \cdot 2,3} = 104 \text{ кПа.}$$

б) Для верхней части

$$G_{\phi} + G_{гр} = (0,6 \cdot 0,6 \cdot 3,8 + 1,6 \cdot 3,8 \cdot 3,9) \cdot 20 = 502 \text{ кН;}$$

$$N_{II} = 148 \text{ кН;}$$

$$M_f = R_B b'_f h'_f \left( h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) = 14,5 \cdot 150 \cdot 15 \cdot \left( 67 - \frac{15}{2} \right) \cdot 10^{-3} = 1453 \text{ кН} \cdot \text{м} > \\ > M = 245 \cdot 1,5 = 367,5 \text{ кН} \cdot \text{м; } h_0 = 70 - 3 = 67 \text{ см.}$$

### Расчет подпорной стены по материалу

Определение бокового давления грунта с учетом действующей нагрузки на поверхности. Стену рассчитываем как уголковая без учета верхней плиты. Расчетное давление грунта на глубине 5,5 м

$$p_{\gamma} = \gamma_{гр} \gamma_f h \lambda b = 19 \cdot 1,1 \cdot 5,05 \cdot 0,31 \cdot 3,8 = 120 \text{ кН/м}^2,$$

где  $b = 3,8$  м – ширина подпорной стенки;  $\lambda = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{32^\circ}{2} \right) = 0,31$ .

Расчетное давление от временной нагрузки

$$p_q = \gamma_f q \lambda l = 1,2 \cdot 5,46 \cdot 0,31 \cdot 3,8 = 7,6 \text{ кН/м}^2.$$

Изгибающий момент, действующий в узле сопряжения плиты и стенки

$$M = \frac{p_{\gamma} \gamma^3}{bh} + \frac{p_q \gamma^2}{2} = \frac{120 \cdot 4,45^3}{6 \cdot 5,05} + \frac{7,6 \cdot 4,45^2}{2} = 424 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Поперечная сила

$$Q = \frac{p_{\gamma} \gamma^2}{2h} + p_q \gamma = \frac{120 \cdot 4,45^2}{2 \cdot 5,05} + 7,6 \cdot 4,45 = 269 \text{ кН.}$$

Расчетное сечение прямоугольное с размерами  $b \times h = 50 \times 380$  см.

Принимаем бетон В15 с  $R_b = 8,5$  МПа;  $R_{bt} = 0,75$  МПа.

Минимальная поперечная сила:

$$Q_B = 0,5 R_{bt} b h_0 = 0,5 \cdot 0,75 \cdot 380 \cdot 45 \cdot 0,1 = 577 \text{ кН} > Q = 269 \text{ кН.}$$

Поперечная арматура не требуется.

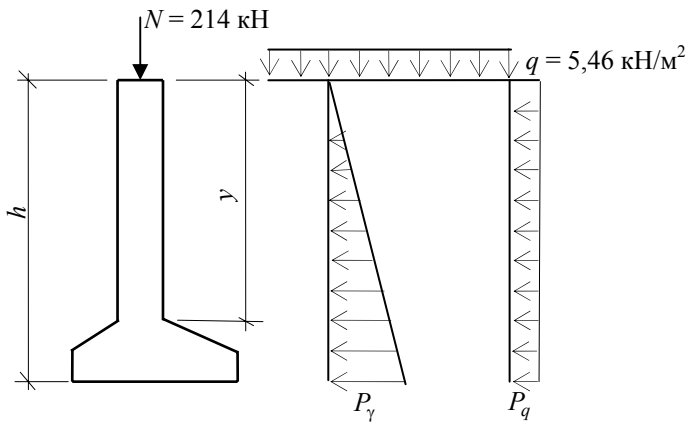


Рис. 1.19. Для определения усилий в подпорной стене

### РАСЧЕТ ВЕРТИКАЛЬНОЙ АРМАТУРЫ

Вычисляем коэффициент

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{424 \cdot 10^3}{8,5 \cdot 380 \cdot 45^2} = 0,07 < \alpha_R = 0,411;$$

$\alpha_R = 0,411$  – для арматуры А300.

Требуемую площадь поперечного сечения арматуры

$$\begin{aligned} A_s^{mp} &= R_b b' h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) / R_s = \\ &= 8,5 \cdot 380 \cdot 45 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,07}) / 270 = 36,2 \text{ см}^2. \end{aligned}$$

По сортаменту принимаем 19  $\varnothing$  16 А300 с  $A_s^{\text{табл}} = 38,2 \text{ см}^2$ .

Проверяем стену на внецентренное сжатие.

Коэффициент

$$\alpha_n = \frac{N}{R_b b h_0} = \frac{214 \cdot 10 \cdot 1,15}{8,5 \cdot 380 \cdot 45} = 0,01 < \xi_R = 0,577.$$

где  $\xi_R = 0,577$  – для арматуры А300.

Площадь симметричной арматуры:

$$A_s = A'_s = \frac{R_b b h_0}{R_s} \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n \left(1 - \frac{\alpha_n}{2}\right)}{1 - \delta};$$

$$\alpha_{m1} = \frac{M + N(h_0 - a')/2}{R_b b h_0^2} = \frac{42,4 \cdot 10^2 + 214 \cdot (45,5 - 5)/2}{8,5 \cdot 380 \cdot 45^2 \cdot 0,1} = 0,01;$$

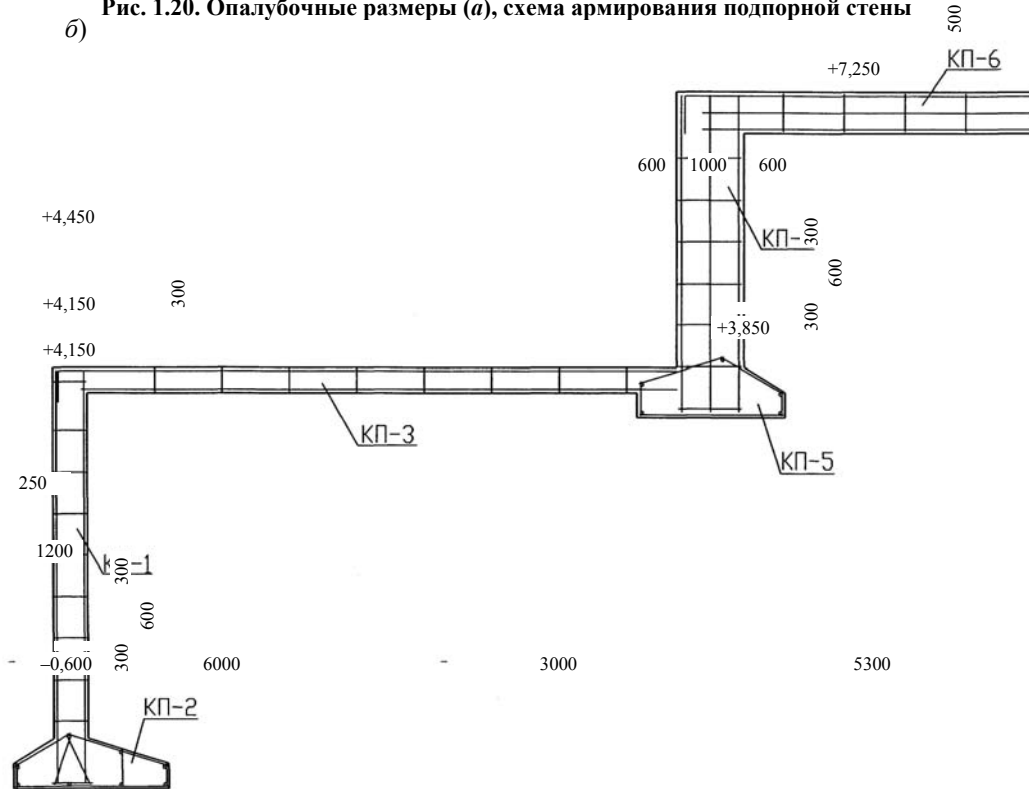
$$A_s = A'_s = \frac{8,5 \cdot 380 \cdot 45^2}{270} \cdot \frac{0,01 - 0,01 \left(1 - \frac{0,01}{2}\right)}{1 - 0,11} < 0;$$

$$\delta = \frac{a'}{h_0} = \frac{5}{45} = 0,11.$$

Арматура принимается конструктивно 19  $\varnothing$  16 А300.

a)

Рис. 1.20. Опалубочные размеры (a), схема армирования подпорной стены



б)

Рис. 1.20. (Продолжение)

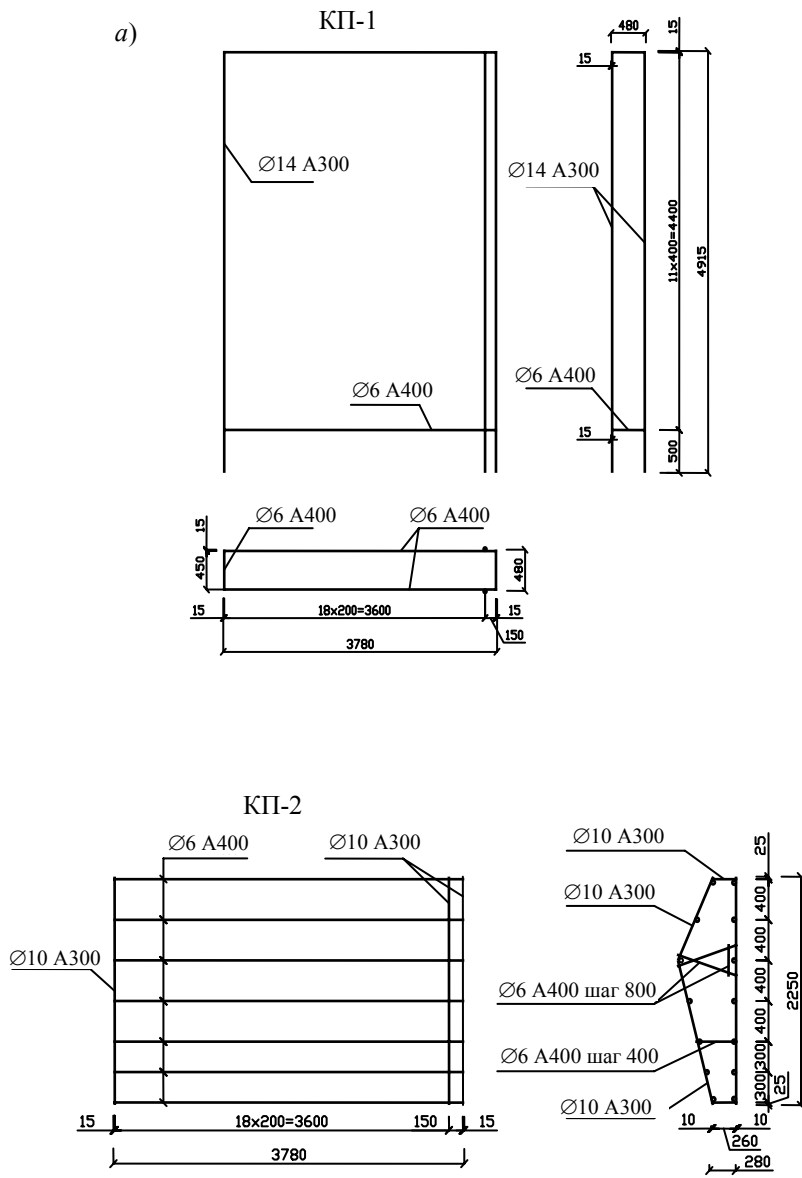


Рис. 1.21. Арматурные изделия для армирования подпорной стены (а – в)

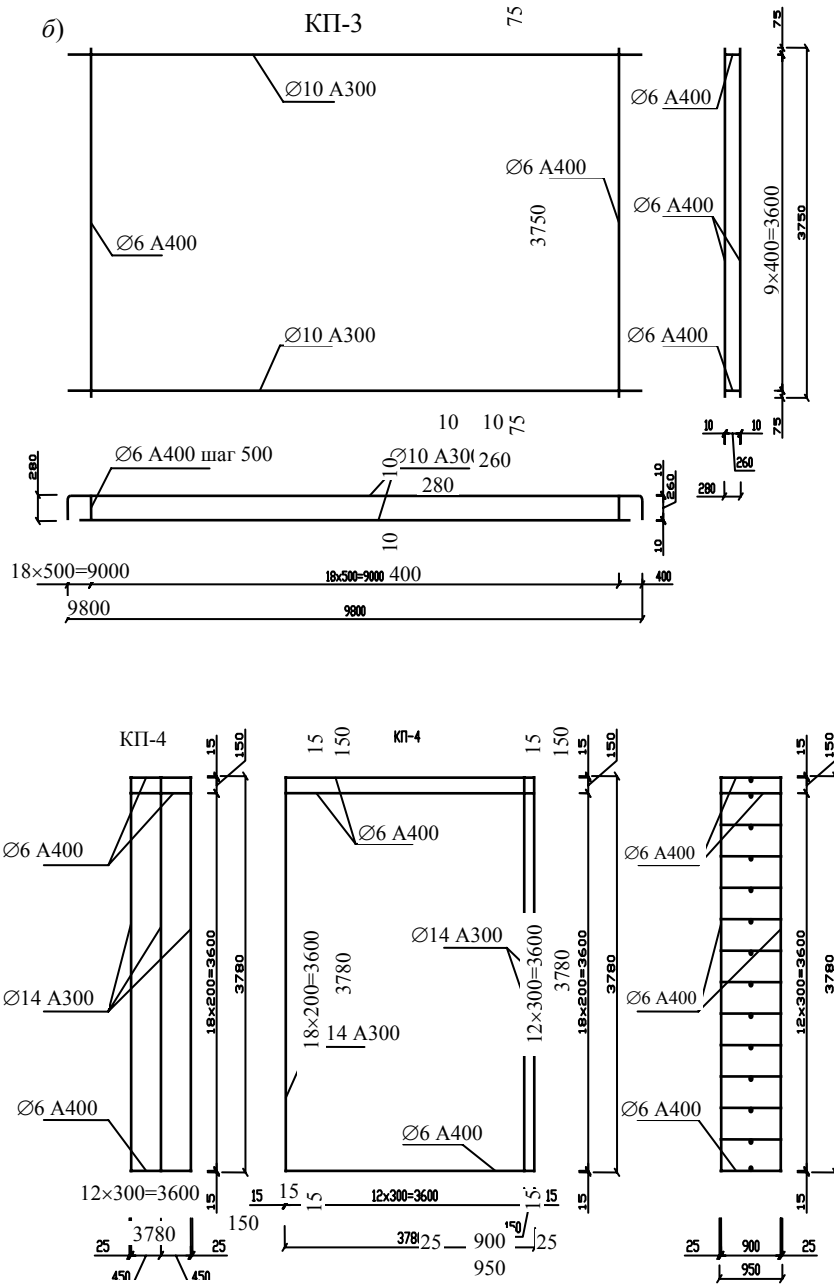


Рис. 1.21. (Продолжение)

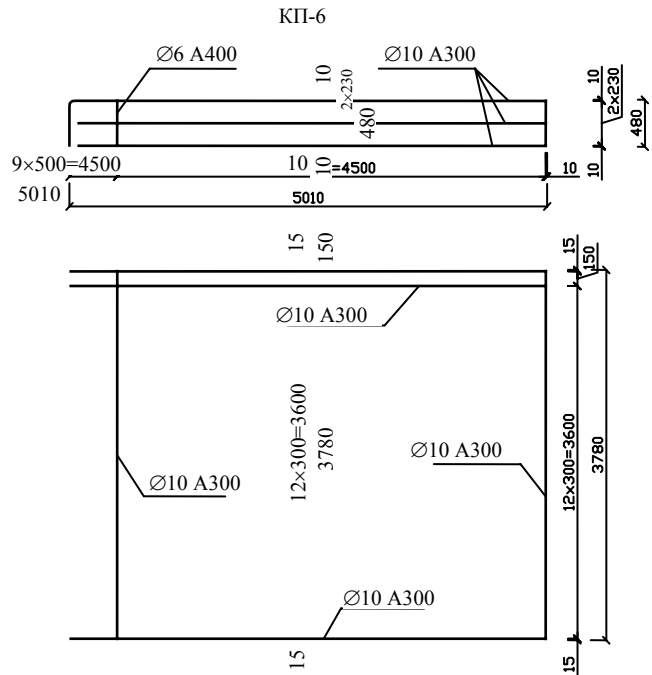
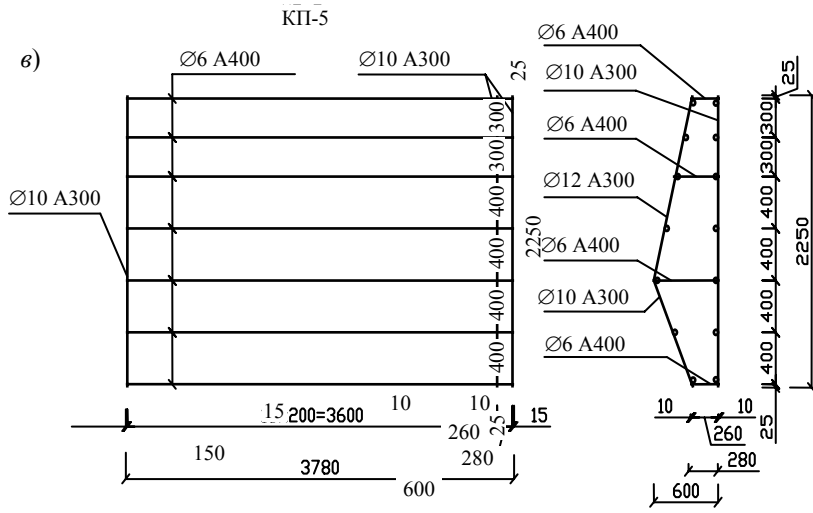


Рис. 1.21. (Окончание)



## 2. СИЛОСЫ

Силосы – это инженерные сооружения, предназначенные для хранения сыпучих материалов, высота которых превышает больший размер в плане более чем в 1,5 раза. Наиболее распространены силосы круглого и прямоугольного (квадратного) поперечного сечения.

При необходимости отдельные силосы объединяют в силосные корпуса. Форма, размеры поперечного сечения силосов и их количество в силосном корпусе назначают в соответствии с технологическими требованиями хранения и транспортировки сыпучего материала, технико-экономическими соображениями. На выбор объемно-планировочного и конструктивного решений большое влияние оказывают свойства сыпучих материалов, предназначенных для хранения. Основными из них являются насыпная плотность  $\gamma$ , угол внутреннего трения  $\varphi$ , коэффициент трения сыпучего материала о стены силоса  $\mu$  и коэффициент бокового давления  $\lambda$ . Если для хранения используют различные материалы, то принимают характеристики того сыпучего материала, при котором создаются наиболее неблагоприятные условия.

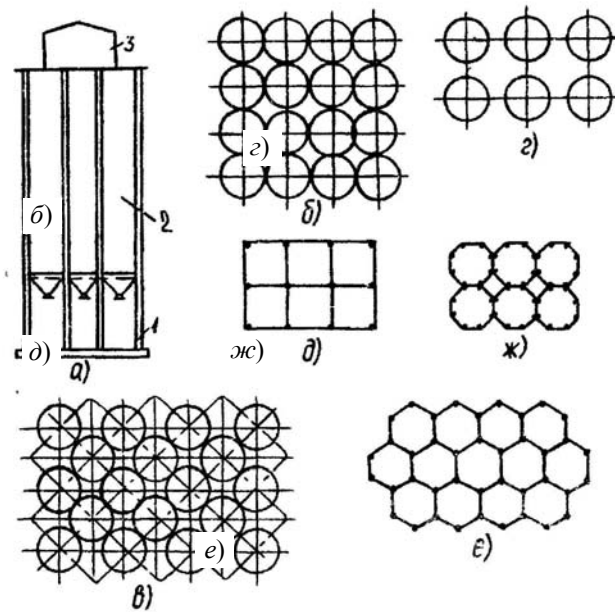
По форме в плане силосы бывают круглыми, квадратными, прямоугольными, шестигранными и многогранными. Наиболее рациональной является круглая, при которой стенки работают преимущественно на растяжение. Предварительное обжатие стенок в этом случае наиболее простое.

Для цилиндрических силосов оптимальный диаметр по расходу материалов и стоимости – 6 м; для некоторых сыпучих материалов (уголь, сахар) применяют силосы диаметром 12 м. Прямоугольные и квадратные в плане силосы имеют размеры сторон 3...4 м. При больших размерах в стенках возникают значительные изгибающие моменты, что приводит к увеличению сечения стенок.

При строительстве нескольких круглых силосов рекомендуется располагать их в ряд. Пространство между силосами при двух и более рядах (звездочки) также может использоваться для хранения материалов или установки оборудования. Шахматное расположение силосов применяется редко.

Корпуса из прямоугольных силосов проектируют с расположением ячеек без зазоров, что является достоинством этого типа силосов, так как рационально используется вся площадь застройки. Шестиугольные и восьмиугольные силосы имеют ряд преимуществ (меньший пролет стенок, отсутствие криволинейных элементов и др.). Однако большого распространения они не получили (рис. 2.1).

Высота силосов обычно до 30 м, а при строительстве на скальных грунтах – до 42 м.



**Рис. 2.1. Конструктивная схема силосных корпусов:**

- а – поперечный разрез; б – рядовое расположение круглых силосов;  
в – шахматное расположение; г – цилиндрические расставленные силосы;  
д – квадратные силосы; е – шестигранные силосы;  
ж – восьмигранные силосы; 1 – подсилосный этаж; 2 – силосы;  
3 – надсилосная галерея

Объемно-планировочные решения силосных корпусов унифицированы. В сборных силосах унифицированы железобетонные изделия заводского изготовления, а в монолитных – опалубки. Разбивка и размеры силосов выполняют по унифицированной квадратной сетке 6х6 м, что позволяет увязывать расположение силосов с типовыми конструкциями подсилосной галереи и подсилосного этажа.

### 2.1. КОНСТРУКЦИИ СИЛОСОВ

Монолитные железобетонные силосы возводят в скользящей опалубке из бетона класса не ниже В15. Минимальная толщина стенок таких силосов устанавливается из условия недопущения разрывов в бетоне при перемещении опалубки. При диаметре силосов 6 м толщина стенок составляет 160...180 мм, при диаметре 12 м – 240 мм, для прямоугольных силосов – 150...160 мм.

Стены армируют преимущественно стержневой арматурой класса А300 в виде вязанных сеток. Стыки рабочей горизонтальной арматуры обычно выполняют внахлестку. В одном вертикальном сечении быть не более 25 % стыков.

Внутренние банки силосных корпусов, а также – отдельные цилиндрические силосы диаметром до 6 м и более армируют одиночной арматурой. Наружные силосы корпусов на 2/3 высоты (от низа) армируют двойной арматурой, а в верхней части – одиночной арматурой. Вертикальные стержни принимают диаметром не менее 10 мм из стали классов А240, А300 и располагают с шагом 300...350 мм в наружных и 400...500 мм во внутренних стенках. Вертикальную арматуру стыкуют в разбежку, без сварки с перепуском соединяемых стержней на 35 диаметров при арматуре из стали класса А300 и на 50 диаметров – из стали класса А240.

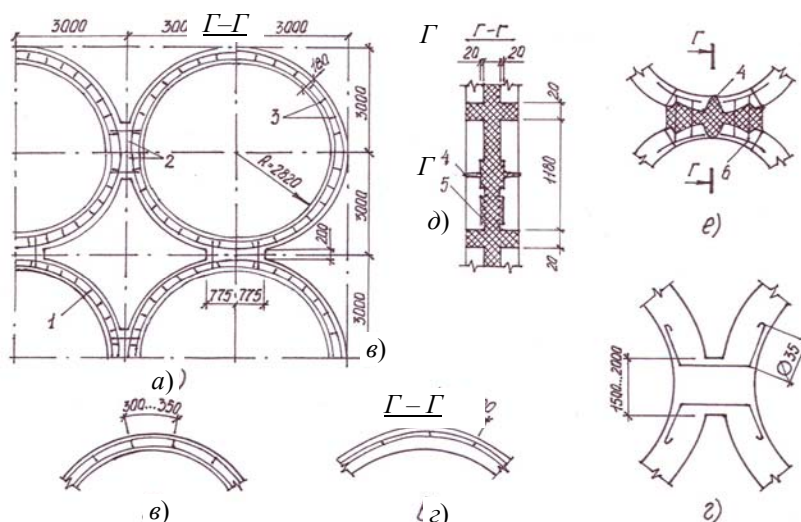
Места сопряжения соседних силосов армируют дополнительными стержнями, диаметр и шаг которых принимают такими же, как и для основной кольцевой арматуры (рис. 2.2).

Прямоугольные и квадратные монолитные силосы с учетом того, что давление сыпучих материалов на внутренние стенки возможно с двух сторон, армируют двойной арматурой. Изгибающие моменты на опорах в два раза больше, чем в пролете. Для обеспечения прочности опорных сечений горизонтальная арматура с двух соседних пролетов заводится за осевую линию стен другого направления на 1/3...1/4 пролета. Вуты в местах сопряжения стен силосов армируют дополнительными стержнями.

Силосы из сборных элементов возводят различной формы в плане. Наиболее распространены круглые и прямоугольные силосы. Класс бетона сборных элементов не ниже В25.

При строительстве круглых силосов применяется разрезка на кольцевые или сегментные элементы. Силосы из цельных колец применяют при диаметре до 3 м, так как при больших размерах колец возникают трудности при их транспортировании. Кольца могут быть гладкими с постоянной толщиной 10; 12 см или ребристыми со стенкой толщиной 5...7 см и ребрами высотой 12...15 см. При монтаже кольца собираются на цементном растворе со сваркой закладных деталей. Для улучшения стыковки в верхней части кольца может устраиваться шип, а в нижней – паз. Соединение смежных колец силосов при строительстве корпусов выполняется на оцинкованных болтах, а также при помощи монолитных участков с дополнительным армированием (рис. 2.2).

Стены прямоугольных силосов из сборного железобетона могут собираться из отдельных плоских плит, про-  
странственных



**Рис. 2.2. Армирование монолитных силосов:**

- a* – общий вид; *б* – двойное армирование стен; *в* – одиночное армирование;
- г* – дополнительное армирование сопряжения стен монолитных силосов;
- д* – сопряжение сборных силосов; *1* – вертикальная арматура с шагом 400...500 мм; *2* – то же с шагом 200 мм; *3* – то же с шагом 300...350 мм;
- 4* – стяжной болт; *5* – шпонки; *6* – сварная сетка

Г-образных, Т-образных, крестовых элементов. В практике наиболее распространена компоновка квадратных силосов из объемных блоков высотой 1,2 м, располагаемых в плане в шахматном порядке, и из плит, заполняющих промежутки между объемными блоками. Для повышения жесткости и трещиностойкости стен применяют разрезку силоса с перевязкой вертикальных швов.

## 2.2. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ РАСЧЕТОВ СИЛОСОВ

Выполняют расчет стенок, днища, воронки, колонн, фундамента, покрытия. Все конструкции силосов, кроме стенок, рассчитывают аналогично соответствующим конструкциям промышленных зданий.

При расчете стенок силосов учитывают нагрузки от их веса и давления сыпучего материала, веса конструкций и технологического оборудования, а также нагрузки от снега и ветра.

Горизонтальное давление *p* на стенки силоса определяют по формулам Янсена-Кенена, которые выводятся из условия равновесия слоя материала, находящегося на глубине *у*.

С учетом установленных экспериментальных поправочных коэффициентов, учитывающих податливость стенок, способ загрузки и разгрузки силоса, форму поперечного сечения и других факторов при  $\gamma_f = 1$ :

$$p^H = a \frac{\gamma r}{\mu} \left( 1 - e^{-\lambda \mu \frac{y}{r}} \right), \quad (2.1)$$

где  $a$  – эмпирический коэффициент, принимаемый:  $a = 2$  – при расчете горизонтальной арматуры нижней зоны стенок на  $2/3$  их высоты и  $a = 1,5$  при расчете днища воронок, в остальных случаях  $a = 1$ ;  $\gamma$  – удельный вес сыпучего материала;  $r = A/U$  – гидравлический радиус поперечного сечения силоса;  $\mu$  – коэффициент трения сыпучего материала о стенки силоса, равный для разных материалов  $0,44 \dots 0,8$ ;  $\lambda = \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)$  – коэффициент бокового давления;  $y$  – расстояние от верха загружаемого материала до рассматриваемого сечения;  $A$  – площадь поперечного сечения силоса;  $U$  – его периметр;  $\varphi$  – угол внутреннего трения, град.;  $\gamma$ ,  $\mu$ ,  $\varphi$ ,  $\lambda$  – приведены в табл. 6.1 [2].

Вертикальное нормативное давление, передающееся через трение на стенки силоса

$$p_{v\mu}^H = \mu p^H. \quad (2.2)$$

Кроме того, при расчете днищ и воронок силосов учитывается вертикальное давление сыпучего материала, определяемое по формуле

$$p_v^H = p^H / \lambda. \quad (2.3)$$

Нормативное давление по скату воронки силоса

$$p_2 = p \sin^2 \alpha + p_{v\mu} \cos^2 \alpha, \quad (2.4)$$

где  $\alpha$  – угол наклона плоскости к горизонту.

Расчетное горизонтальное кольцевое растягивающее усилие в стенке круглого силоса

$$S = \gamma_f p^H R / \gamma_c, \quad (2.5)$$

где  $\gamma_f = 1,3$  – коэффициент надежности по нагрузке для сыпучих материалов; при расчете на сжатие нижней зоны силосов (колонн подсилосного этажа и фундаментов) расчетная нагрузка от веса сыпучих материалов умножается на коэффициент  $0,9$ ;  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы конструкции, учитываемый только при расчете элементов конструкций, для которых  $a > 1$ , и принимаемый: для стенок круглых отдельно стоящих и наружных силосов с рядовым расположением  $\gamma_c = 1$ ; для стенок внутренних силосов с рядовым расположением, а также для прямоугольных силосов со стороной до  $4$  м –  $\gamma_c = 2$ ; для плоских днищ без забуток и для днищ в виде воронок  $\gamma_c = 1,3$ ; для плоских днищ с забуткой толщиной  $1,5$  м и более –  $\gamma_c = 2$ ;  $R$  – внутренний радиус силоса.

Площадь поперечного сечения кольцевой арматуры на  $1$  м высоты силоса определяется из условия расчета на прочность

$$A_s = S / R_s. \quad (2.6)$$

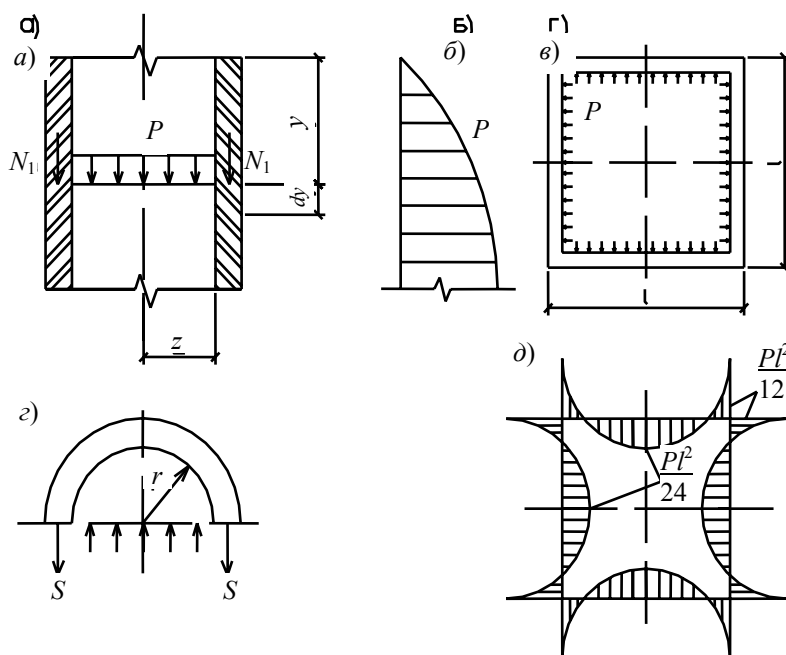


Рис. 2.3. К расчету стенок силосов:

$a$  – вертикальный разрез по силосу;  $b$  – эпюра нормального давления в сыпучем материале силоса;  $c$  – расчетная схема силоса квадратного поперечного сечения;  $d$  – эпюра изгибающих моментов в стенке силоса

Стены силосов необходимо рассчитывать на действие вертикальных сил в горизонтальных сечениях, рассматривая их как центрально сжатые. В монолитных силосах в месте сопряжения дна и стенки возникает изгибающий момент, который по высоте затухает. Определить его можно по формуле 14.8 [5].

Вертикальное сжимающее усилие на глубине  $y$  на 1 м горизонтального сечения равно сумме продольных сил от веса вышележащих конструкций и порождаемых трением сыпучего материала о стены силоса

$$N_p = 0,9 \frac{D_B}{4} \gamma_c (\gamma_f \gamma y - p_v), \quad (2.7)$$

где  $D_B$  – внутренний диаметр силоса.

Расчет прямоугольных (квадратных) силосов выполняют в нескольких ярусах по высоте. На каждом ярусе ячейка силоса рассматривается как замкнутая рама, находящаяся под воздействием горизонтального давления  $p$ . Осевое растягивающее усилие в стенке

$$N = pl / 2, \quad (2.8)$$

где  $l$  – размер ячейки силоса в осях стен противоположного направления. Изгибающие моменты в стенах силоса:

$$M_{on} = -pl^2 / 12; \quad M_{np} = -pl^2 / 24. \quad (2.9)$$

Площадь поперечного сечения горизонтальной арматуры определяется расчетом на прочность стенки как внецентренно растянутого элемента.

Кроме того, выполняют расчет по образованию и раскрытию трещин. В последнем случае  $\gamma_f = 1$ . Длительно действующее горизонтальное усилие принимается равным  $S$ , а кратковременное

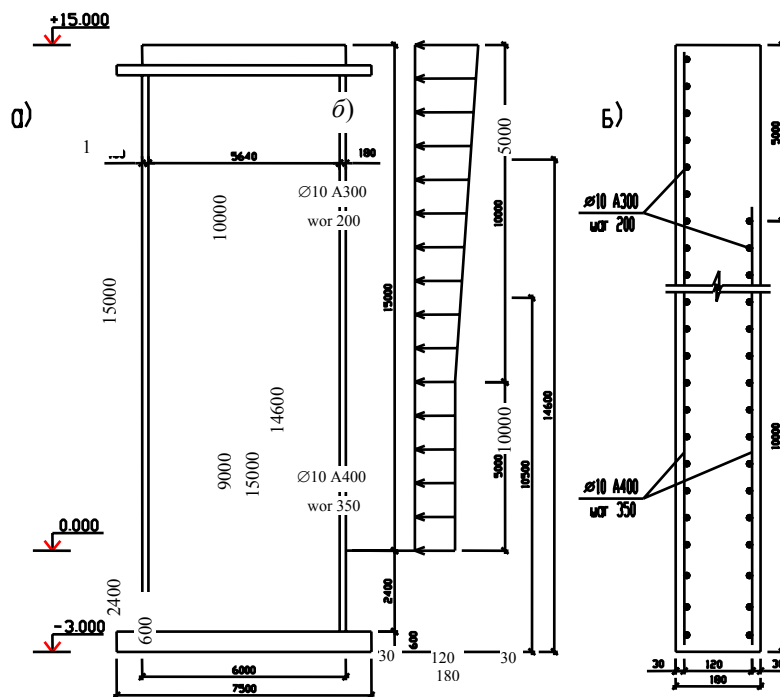
$$S_{sh} = S(a / \gamma_c - 1). \quad (2.10)$$

Стенки прямоугольных силосов рассчитывают на прогиб при  $\gamma_f = 1$ . Предельный прогиб  $[f] \leq l / 200$ .

**Пример 2.1.** Требуется рассчитать стену и фундамент отдельно стоящего монолитного круглого силоса для хранения гашеной извести в порошке. Диаметр силоса 6 м, высота 15 м. Силос возводится в скользящей опалубке. Фундамент принят в виде монолитной круглой плиты, покрытие и галерея из сборных элементов (рис. 2.4).

#### Расчет стенки силоса.

Исходные данные:  $H_{cm} = 15$  м,  $D_H = 6$  м,  $\gamma = 7$  кН/м<sup>3</sup>;  $\varphi = 35^\circ$ ,  $\mu = 0,5$ ,  $\lambda = 0,271$ .



**Рис. 2.4. К расчету монолитного силоса:**  
 $a$  – геометрические размеры;  $b$  – схема армирования стенки

Принимаем кольцевую горизонтальную арматуру класса А300 с  $R_s = 270$  МПа, а вертикальную класса А400 с  $R_s = 225$  МПа; бетон класса В-20 с  $R_b = 11,5$  МПа. Толщина стены 180 мм.

Определяем нагрузки, действующие на стенки силоса. Нормативное горизонтальное и вертикальное давление, передающиеся на стенки силоса от трения сыпучего материала, определяют по формулам (2.1 и 2.2)

$$p^H = a \frac{\gamma r}{\mu} \left( 1 - e^{-\lambda \mu \frac{y}{r}} \right);$$

$$p_v^H = \frac{p^H / \lambda}{\lambda}.$$

Гидравлический радиус  $r = D_B / 4 = 5,64 / 4 = 1,41$  м;  $D_B = 6 - 2 \cdot 0,18 = 5,64$  м – внутренний диаметр силоса;  $e = 2,718$ ;  $y$  – глубина сыпучего материала, м.

При расчете нижней зоны стенки на высоту  $2/3 H$  коэффициент  $a = 2$ ; верхней – на  $1/3 H$   $a = 1$ ; стенок на сжатие  $a = 1$ .

Для получения расчетных значений  $p$  и  $p_v$  нормативные значения умножаются на  $\gamma_f = 1,3$ . Расчетное кольцевое усилие в стенке определяют по формуле

$$S = p^H \gamma_f R / \gamma_c;$$

$$R = 5,64 / 2 = 2,82 \text{ м.}$$

Площадь арматуры  $A_s = S / R_s$ .

Кольцевую арматуру подбираем на центральное растяжение от силы  $S$ . Для этого стенку по высоте разбиваем на зоны высотой по 5 м.

Расчеты горизонтальных и вертикальных давлений, подбор кольцевой арматуры приведен в табл. 2.1.

Произведем расчет стенки в вертикальном направлении. Расчетная вертикальная нагрузка от веса галереи, покрытия, оборудования и снега принимается для данного примера в размерах 40 кН на 1 м периметра верха стены. Расчетное вертикальное усилие от веса стенок силоса

$$N_g = h \gamma H \gamma_f,$$

где  $h = 0,18$  м – толщина стенки силоса;  $\gamma = 25$  кН/м<sup>3</sup> – удельный вес железобетона;  $\gamma_f = 1,3$  – коэффициент надежности по нагрузке.

$$N_g = 0,18 \cdot 15 \cdot 1,3 \cdot 25 = 87,75 \text{ кН/м.}$$

Расчетное вертикальное усилие, возникающее от трения сыпучего материала о стенки силоса по формуле (2.7)

$$N_p = \frac{0,9 \cdot 5,64}{4} \cdot (7 \cdot 15 \cdot 1,3 - 78,32) = 73,8 \text{ кН/м.}$$

**ТАБЛИЦА 2.1**

Глубина сыпучего материала, м	$p^H$ , кН/м <sup>2</sup>	$p$ , кН/м <sup>2</sup>	$p_v$ , кН/м <sup>2</sup>	$S$ , кН/м	Требуемая площадь арматуры $A_s$ , см <sup>2</sup> /м	Армирование
5	7,52	9,78	19,56	27,6	0,98	1Ø10 А300 шаг 200
10	24,36	31,67	63,34	89,31	3,19	2Ø10 А300 шаг 200
15	30,12	39,16	78,32	110,44	3,94	2Ø10 А300 шаг 200

Для  $y = 15$  м (место сопряжения стенки с фундаментом) полное расчетное вертикальное давление будет

$$N = 40 + 87,75 + 73,8 = 201,55 \text{ кН/м.}$$

В месте сопряжения стенки силоса и фундамента возникает изгибающий момент, максимальное значение которого можно найти по формуле

$$M_{\max} = -\frac{p_{\max}}{2m^2} \left( 1 - \frac{1}{mH} \right),$$

где  $p_{\max} = 39,16$  кН/м<sup>2</sup> – давление в месте сопряжения стенки и фундамента,  $m$  – характеристика жесткости стенки, определяемая по формуле  $m = \frac{1,3}{\sqrt{Rh}}$ ;  $R = 2,91$  м – средний радиус силоса;  $h = 0,18$  м – толщина стенки:

$$m = 1,3 / \sqrt{2,91 \cdot 0,18} = 1,8 \text{ 1/м;}$$

изгибающий момент

$$M_{\max} = 39,16 / 2 \cdot 1,8^2 \cdot (1 - 1/1,815) = 15,4 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Зная значения продольной силы и изгибающего момента, производим расчет вертикальной арматуры как для внецентренно сжатого элемента.

Расчетное сечение условно рассматриваем как прямоугольное  $b \times h = 100 \times 18$  см. Определяем относительную величину продольной силы

$$\alpha_n = \frac{N}{\gamma_{B2} R_b b h_0} = \frac{201,55 \cdot 10}{0,9 \cdot 11,5 \cdot 100 \cdot 15} = 0,129,$$

$\gamma_{B2} = 0,9$  – для стен монолитных силосов.

Так как  $\alpha_n = 0,129 < \xi_r = 0,531$  (для арматуры А400), то площадь симметричной арматуры по формуле

$$A_s = A'_s = \frac{\gamma_{B3} R_b b h_0}{R_s} \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n (1 - \alpha_n / 2)}{1 - \delta},$$

где  $\delta = a' / h_0 = 3 / 15 = 0,2$ ;

$$\alpha_{m1} = \frac{M + N(h_0 - a') / 2}{\gamma_{B3} R_b b h_0^2} = \frac{15,4 \cdot 10^2 + 201,55 \cdot (15 - 3) / 2}{0,9 \cdot 11,5 \cdot 100 \cdot 15^2 \cdot 0,1} = 0,118;$$

$$A_s = A'_s = \frac{0,9 \cdot 11,5 \cdot 100 \cdot 15}{355} \cdot \frac{0,118 - 0,129 \cdot \left(1 - \frac{0,129}{2}\right)}{1 - 0,2} < 0.$$

Арматура ставится конструктивно. Принимаем  $\varnothing 10$  А400 с шагом  $S = 350$  мм. Схема армирования показана на рис. 2.4.

### РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТА.

Принимаем фундамент в виде круглой плиты диаметром  $D_\phi = 7,5$  м из бетона класса В15 с  $R_{bt} = 0,75$  МПа. Армирование кольцевой и радиальной арматурой класса А300 с  $R_s = 270$  МПа. Нормативное давление на грунт основания  $R = 0,25$  МПа.

Определяем усилия по подошве фундамента.

Расчетная продольная сила от веса силоса с фундаментом и сыпучего материала в нем:

$$N = 2 \cdot 3,14 \cdot 2,91 \cdot (40 + 87,75) + \frac{3,14 \cdot 7,5}{4} \cdot 0,6 \cdot 1,3 \cdot 25 + \frac{3,14 \cdot 5,64^2}{4} \times \\ \times 15 \cdot 1,3 \cdot 7 \cdot 0,9 = 6645,5 \text{ кН.}$$

Расчетную ветровую нагрузку, приходящуюся на единицу высоты силоса, определяем по формуле

$$\omega = \omega_0 c \gamma_f k D_n,$$

где  $\omega_0 = 0,3$  кН/м – нормативное значение ветрового давления (для II ветрового района), определяется по ([16], табл. 5),  $c = 0,6$  – аэродинамический коэффициент, определяемый по ([16], прил. 4),  $\gamma_f = 1,4$  – коэффициент надежности по ветровой нагрузке;  $k$  – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте, определяемый по ([16], табл. 6),  $D_n = 6$  м – диаметр силоса.

При  $H = 5$  м  $k = 0,5$ ,  $\omega = 0,3 \cdot 0,6 \cdot 1,3 \cdot 0,5 \cdot 6 = 0,7$  кН/м;

при  $H = 15$  м  $k = 0,75$ ,  $\omega = 0,3 \cdot 0,6 \cdot 1,3 \cdot 0,75 \cdot 6 = 1,05$  кН/м.

Изгибающий момент относительно подошвы фундамента

$$M = 0,7 \cdot 15 \cdot (7,5 + 0,6) + 0,35 \cdot 10 \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot 10 + 5 + 0,6\right) = 106,5 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Площадь подошвы и момент сопротивления фундаментной плиты

$$A_\phi = \pi D_\phi^2 / 4 = 3,14 \cdot 7,5^2 / 4 = 44,2 \text{ м}^2;$$

$$W_\phi = \pi D_\phi^3 / 32 = 3,14 \cdot 7,5^3 / 32 = 41,5 \text{ м}^3.$$

Расчетное напряжение в грунте под подошвой фундамента

$$p = N / A_\phi \pm M / W = 6645,5 / 44,2 \pm 106,5 / 41,5 ;$$

$$p_{\max} = 152,9 \text{ кН/м}^2, p_{\min} = 147,7 \text{ кН/м}^2, p_m = 150,3 \text{ кН/м}^2.$$

Аналогично определяем нормативные напряжения по подошве фундамента и проверяем достаточность принятых размеров подошвы фундамента.

Нормативные усилия по подошве фундамента:

$$N_{ser.1} = N_1 / 1,1 = 3576,5 / 1,1 = 3251 \text{ кН} – \text{вес силоса и фундамента};$$

$$N_{ser.2} = N_2 / 1,3 = 3069 / 1,3 = 2361 \text{ кН} – \text{вес сыпучего материала};$$

$$M_{ser} = 106,5 / 1,4 = 76,1 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

$$p_{ser}^{max} = \frac{3251 + 2361}{44,2} + \frac{76,1}{41,5} = 129 \text{ кН/м}^2 > 1,2R = 1,2 \cdot 250 = 300 \text{ кН/м}^2.$$

При отсутствии сыпучего материала в силосе

$$p_{ser}^{min} = \frac{3251}{44,2} - \frac{76,1}{41,5} = 71,7 \text{ кН/м}^2 > 0;$$

$$p_{ser}^{cp} = \frac{3251}{44,2} = 127 \text{ кН/м}^2 = 0,127 \text{ МПа} < R = 0,25 \text{ МПа}.$$

Принятые размеры подошвы фундамента достаточны. Проверяем прочность фундамента. Рабочая высота сечения  $h_0 = 60 - 9 = 51 \text{ см}$ .

Поперечная сила по контуру корпуса продавливания

$$Q = \frac{p_{cp}(D_n - 2h_0)^2}{4(D_b - h_0)} = \frac{150,3 \cdot (6 - 2 \cdot 0,51)^2}{4 \cdot (5,64 - 0,51)} = 156,3 \text{ кН/м}.$$

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном фундамента,

$$Q_b = 0,5R_{bt}bh_0 = 0,5 \cdot 0,75 \cdot 100 \cdot 51 = 1913 \text{ МПа} \cdot \text{см}^2 = 191,3 \text{ кН},$$

где  $\varphi_{b3} - 0,6$  – для тяжелого бетона;

$$Q_b = 206,6 > Q = 156,3 \text{ кН/м}.$$

Следовательно, поперечная арматура не требуется. Радиальная арматура внизу фундамента по наружной грани силоса определяется на действие консольного изгибающего момента от сил отпора, вычисляемого по формуле:

$$M = p_{max}(2r_{\Phi}^3 - 3r_{\Phi}^2r_c + r_c^3) / 6r_c = 152,9 \cdot (2 \cdot 7,5^3 - 3 \cdot 7,5^2 \cdot 6 + 6^3) / 6 \times \\ \times 6 = 200,7 \text{ кН} \cdot \text{м/м}.$$

$$d_r = 2r = 6000$$

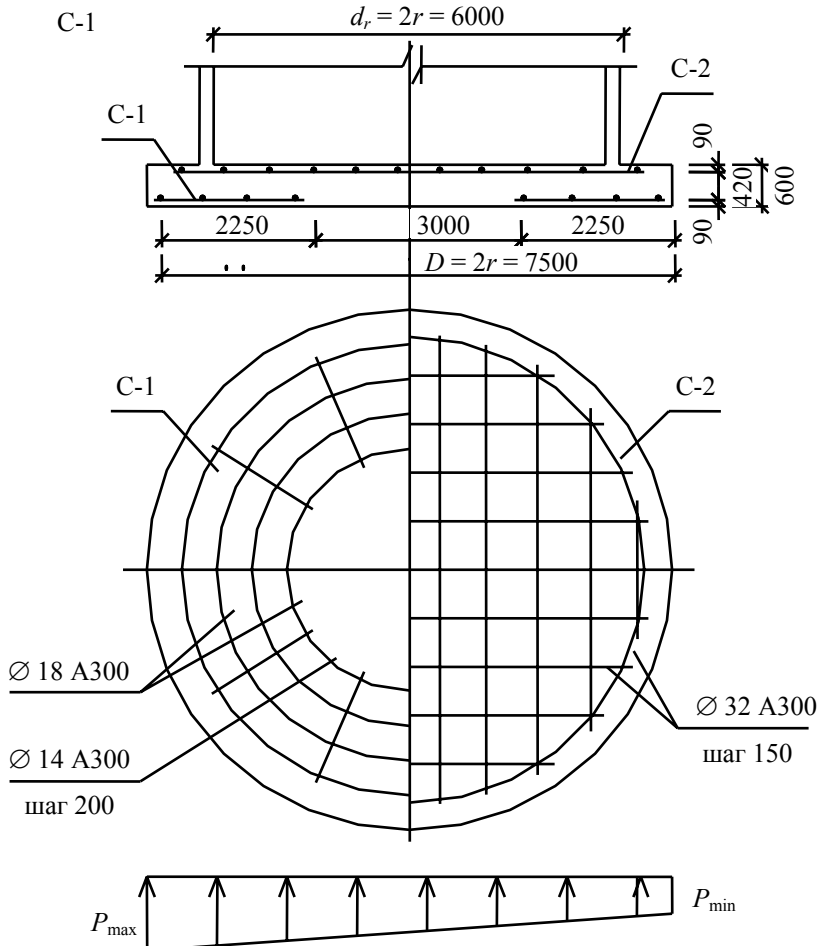


Рис. 2.5. Схема армирования фундаментной плиты

Площадь радиальной арматуры определяется как для прямоугольного элемента шириной  $b = 1 \text{ м}$  с одиночной арматурой при  $z_0 = 0,9h_0$

$$A_s = \frac{M}{z_0 R_s} = \frac{200,7 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 51 \cdot 270} = 16,2 \text{ см}^2/\text{м}.$$

По сортаменту принимаем 7 Ø 18 А300 с  $A_s = 17,81 \text{ см}^2$ . Площадь нижней арматуры в кольцевом направлении составляет 50 % площади радиальной арматуры, т.е.  $8,9 \text{ см}^2/\text{м}$ ; принимаем 7 Ø 12 А300 с  $A_s = 92 \text{ см}^2$ .

Радиус теоретического обрыва нижней арматуры

$$r_3 = 2r_c r_{\phi} = 2 \cdot 3 - 3,75 = 2,25 \text{ м.}$$

По полученным данным изготавливается сетка С-1. Верхняя арматура в пределах контура силоса определяется на действие изгибающего момента, вычисляемого по формуле

$$M_1 = p_{\max} r_{\phi}^2 (2r_{\phi} - 3r_c) / 6r_c = 152,9 \cdot 7,5^2 \cdot (2 \cdot 7,5 - 3 \cdot 6) / 6 \times \\ \times 6 = -716,7 \text{ кН} \cdot \text{м/м.}$$

(растяжение сверху). Верхняя арматура, одинаковая в обоих направлениях, определяется из условия

$$A_s = \frac{M}{zR_s} = \frac{716,7 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 51 \cdot 270} = 57,8 \text{ см}^2/\text{м.}$$

Принимаем по сортаменту арматуру в двух направлениях 7 Ø 32 А300 с  $A_s = 56,3 \text{ см}^2$ . По полученным данным изготавливается сетка С-2. Схема армирования показана на рис. 2.5.

**Пример 2.2.** Требуется рассчитать силосный корпус элеватора из сборных железобетонных квадратных элементов, предназначенный для хранения комбикорма. Производится расчет внутреннего блока (рис. 2.6).

Элемент выполняется из тяжелого бетона В25 с характеристиками:  $R_b = 14,5 \text{ МПа}$ ,  $R_{b,ser} = 18,5 \text{ МПа}$ ,  $R_{bt,ser} = 1,6 \text{ МПа}$ ,  $E_b = 30\,000 \text{ МПа}$ .

Напрягаемая арматура К1500 с  $R_s = 1250 \text{ МПа}$ ,  $R_{s,ser} = 1500 \text{ МПа}$ ,  $E_s = 180\,000 \text{ МПа}$ .

Определение нагрузок и расчетных усилий. Нормативное горизонтальное давление комбикорма  $p^H$  на глубине  $y$  от верха определяем по формуле 2.1

$$p^H = (5,5 \cdot 0,725 / 0,4) (1 - e^{0,172 \cdot 0,4 \cdot 30 / 0,725}) = 0,4 \text{ кН/м}^2,$$

где  $\gamma = 5,5 \text{ кН/м}^3$  – удельный вес комбикорма;  $r = 2,9^2 / (4 \cdot 2,9) = 0,725$  – гидравлический радиус;  $\mu = 0,4$  – коэффициент трения сыпучего материала по бетону;  $\lambda = \text{tg}^2(45^\circ - 40^\circ / 2) = 0,172$  – коэффициент бокового давления;  $\varphi = 40^\circ$  – угол внутреннего трения;  $y = 30 \text{ м}$  – глубина силоса.

При расчете стен силосов с квадратными ячейками необходимо учитывать местное горизонтальное полосовое давление, которое равно  $0,2 p^H$ .

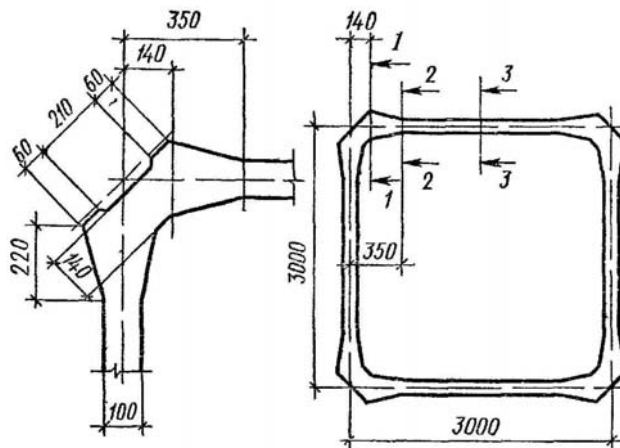


Рис. 2.6. Внутренний объемный блок

Нормативное горизонтальное давление

$$\sum p_h^n = 1,2 p^H = 1,2 \cdot 9,4 = 11,3 \text{ кН/м}^2.$$

Номинальная высота сборного элемента  $H = 1,2 \text{ м}$ . Горизонтальные расчетные нагрузки на одной горизонтальной проекции стен силоса

$$q = \gamma_n H \gamma_f p^H,$$

где  $\gamma_f = 1,3$  – коэффициент надежности по нагрузке.

По нагрузкам вычисляем изгибающие моменты и растягивающие усилия во внутренних стенах силоса.

Полная расчетная нагрузка  $q = 0,95 \cdot 1,2 \cdot 1,3 \cdot 11,3 = 16,7 \text{ кН/м}$ ;

– нормативная  $q_{ser} = 0,95 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot 11,3 = 12,8 \text{ кН/м}$ .



В качестве характерных сечений приняты: пролетное в месте действия  $M_{\max}$ , приопорное на расстоянии 350 мм от оси стенки элемента и опорное сечение на расстоянии 140 мм от оси поперечной стенки. Расчетные усилия в основных сечениях элементов силоса определяем по формулам:

$$M = \alpha q l^2;$$

$$N = q(l - h) / 2.$$

Здесь  $l = 3$  м,  $h = 0,1$  м.

Коэффициент  $\alpha$  – определяем для каждого сечения по табл. 3.12 [22].

*Внутренний элемент*

Сечение 1.  $\alpha = -0,075$

$$M_{1,ser} = -0,075 \cdot 12,8 \cdot 9 = -8,64 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{1l,ser} = -0,075 \cdot 10,2 \cdot 9 = -6,9 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_1 = -0,075 \cdot 16,7 \cdot 9 = -11,3 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Сечение 2.  $\alpha = -0,047$

$$M_{2,ser} = -0,047 \cdot 12,8 \cdot 9 = -5,4 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{2l,ser} = -0,047 \cdot 10,2 \cdot 9 = -4,3 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_2 = -0,047 \cdot 16,7 \cdot 9 = -7,1 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Сечение 3.  $\alpha = 0,04$

$$M_{3,ser} = 0,04 \cdot 12,8 \cdot 9 = 4,6 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{3l,ser} = 0,04 \cdot 10,2 \cdot 9 = 3,7 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_3 = 0,04 \cdot 16,7 \cdot 9 = 6 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Знак «-» означает, что растягнута внутренняя грань элемента. Армирование производится симметричное. Растягивающее усилие во всех 3-х сечениях

$$N_{ser} = 12,8 \cdot 2,9 / 2 = 18,6 \text{ кН};$$

$$N_{l,ser} = 10,2 \cdot 2,9 / 2 = 14,8 \text{ кН};$$

$$N = 16,7 \cdot 2,9 / 2 = 24,2 \text{ кН}.$$

**Расчет объемных сборных элементов по первой группе предельных состояний.** Рассчитываем элементы силовосов, находящихся в нижних рядах корпуса на глубине от 30 до 10 м от уровня верха засыпки. Элементы верхних рядов могут быть армированы меньшим количеством напрягаемой арматуры.

**Сечение 1.**  $M = 11,3$  кН · м,  $N = 24,2$  кН.

Выполняем расчет прочности внутреннего растянутого элемента с рабочей высотой  $h_0 = 5,6$  см. Учитываем только напрягаемую арматуру. Граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона для арматуры К1500  $\xi_R = 0,365$ .

Прочность прямоугольного сечения обеспечивается при условии

$$M = Ne \leq R_b b x (h_0 - 0,5x).$$

Высота сжатой зоны сечения при назначенной заранее площади рабочей арматуры может быть определена из выражения

$$R_s A_s - R_{sc} A'_s - N = R_b b x.$$

Для упрощения расчета с небольшой погрешностью принимаем  $A'_s = 0$  и  $A_s = A_{sp}$ .

Тогда  $R_s A_s - N = R_b b x$ .

Изгибающий момент

$$Ne = M = R_b b x (h_0 - 0,5x);$$

$$11,3 = 14,5 \cdot 117x (5,6 - 0,5x) = 150,1x (5,6 - 0,5x).$$

Из уравнения находим  $x = 1,4$  см;

$$x / h_0 = 1,4 / 5,6 = 0,24 \leq \xi_R = 0,365;$$

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{\sigma,ult}}} = \frac{0,8}{1 + \frac{0,0042}{0,0035}} = 0,365,$$

где  $\varepsilon_{\sigma,ult} = 0,0035$  – относительная деформация сжатого бетона;

$$\varepsilon_{s,l} = \frac{R_s + 400 - \sigma'_{sp}}{E_s} = \frac{1250 + 400 - 886}{180000} = 0,0042 \quad - \text{ относительная деформация растянутой арматуры;}$$

$$\sigma'_{sp} = \left( \sigma_{sp} - \sum_{i=1}^{i=6} \Delta\sigma_{sp_i} \right) \gamma_{sp} \quad - \text{ предварительное напряжение в арматуре с учетом всех потерь при } \gamma_{sp} = 0,9;$$

$$\sigma'_{sp} = (1180 - 196) \cdot 0,9 = 886 \text{ МПа.}$$

Подставляя значение  $x$  в написанную ранее формулу, получаем  $A_s^{mp} = 1,8 \text{ см}^2$ . Армируем сборные элементы канатами  $\varnothing 6 \text{ К1500}$ , имеющим площадь поперечного сечения  $8 \varnothing 6 \text{ К1500}$  с  $A_s^{\text{табл}} = 1,82 \text{ см}^2$ .

Так как  $M_3 = 6 \text{ кН} \cdot \text{м} \leq M_2 = 7,1 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_1 = 11,3 \text{ кН} \cdot \text{м}$ ;  $N_3 = N_2 = N_1 = 24,2 \text{ кН} \cdot \text{м}$ , то расчет не производится. Площадь напрягаемой арматуры достаточна в сечениях 2 и 3.

Потери при электротермическом способе натяжения арматуры

$$\sigma_{sp} = 1180 \text{ МПа} \leq 0,8R_{s,ser} = 0,8 \cdot 1500 = 1200 \text{ МПа};$$

$$\Delta\sigma_{sp_1} = 0,05\sigma_{sp} = 0,05 \cdot 1180 = 59 \text{ МПа};$$

$$\Delta\sigma_{sp_2} = 1,25\Delta t = 1,25 \cdot 65 = 81 \text{ МПа};$$

$$\Delta\sigma_{sp_5} = \varepsilon_{e,sh} E_s = 0,0002 \cdot 180\,000 = 36 \text{ МПа},$$

где  $\varepsilon_{e,sh} = 0,0002$  – для бетона В35 и ниже.

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{sp_6} &= \frac{0,8\alpha\varphi_{e,cr}\sigma_{вр}}{1 + \alpha\mu_{sp} \left( 1 + \frac{y_s^2 A}{I} \right) (1 + 0,8\varphi_{e,cr})} = \\ &= \frac{0,8 \cdot 6 \cdot 2,5 \cdot 1,3}{1 + 6 \cdot 0,0008 \cdot \left( 1 + \frac{4,7^2 \cdot 2422}{85478} \right) (1 + 0,8 \cdot 2,5)} = 20 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

где  $\varphi_{e,cr} = 2,5$  – для бетона В25 (табл. 5 [21]).

Напряжения в бетоне на уровне центра тяжести рассматриваемой арматуры

$$\sigma_{вр} = \frac{P_1}{A} + \frac{P_1 e_{op}^2}{I} = \frac{1893}{2422} + \frac{1893 \cdot 4,7^2}{85478} = 1,3 \text{ МПа};$$

$$P_1 = A_{sp} (\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp_1} - \Delta\sigma_{sp_2}) = 1,82 \cdot (1180 - 59 - 81) = 1893 \text{ МПа} \cdot \text{см}^2;$$

$$e_{op} = y - h_0 = 10,3 - 5,6 = 4,7 \text{ см};$$

$$y_s = e_{op};$$

$$\mu_{sp} = \frac{A_{sp}}{bh_0} = \frac{1,82}{117 \cdot 20,6} = 0,0008,$$

$$\sum_{i=1}^{i=6} \Delta\sigma_{sp_i} = (59 + 81 + 36 + 20) = 196 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа.}$$

Усилие предварительно обжатия:

$$P_2 = 1,82 \cdot (1180 - 196) = 1791 \text{ МПа} \cdot \text{см}^2 = 179,1 \text{ кН.}$$

Геометрические характеристики сечения:

$$\text{площадь } A = 117 \cdot 20,6 + 1,73 \cdot 6,7 = 2410 + 11 = 2422 \text{ см}^2,$$

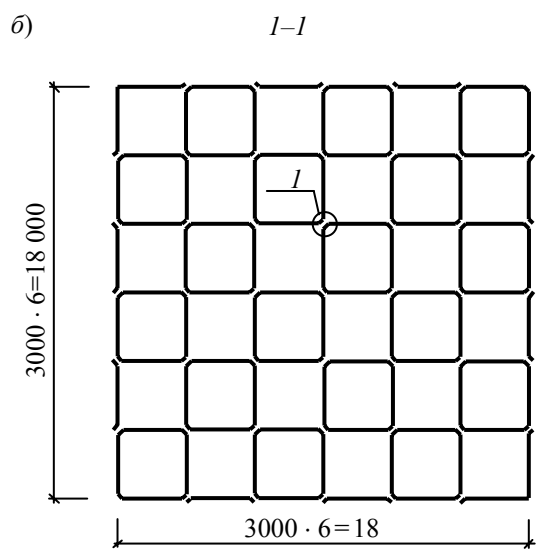
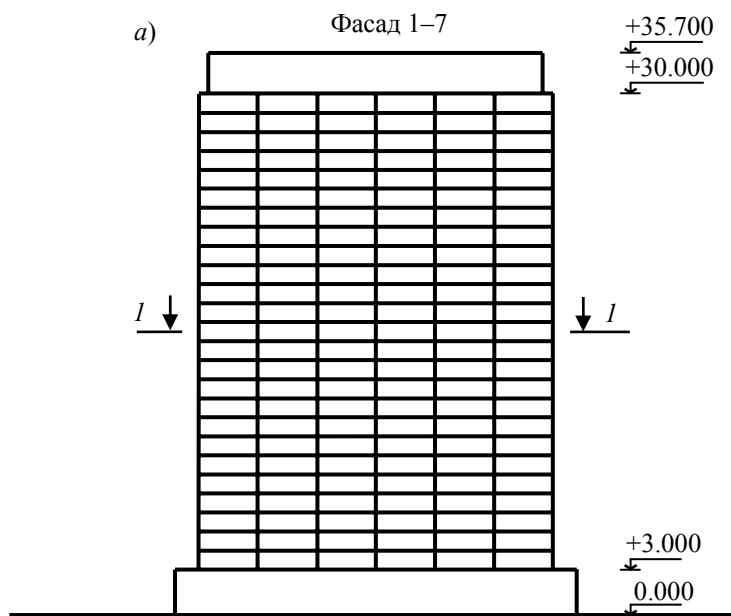
где  $\alpha = E_s / E_B = 180\,000 / 27\,000 = 6,7$ .

Статический момент сопротивления

$$S = 2410 \cdot 10,3 + 11,6 \cdot 5,6 = 24\,888 \text{ см}^3.$$

Положение центра тяжести

$$y = S / A = 24888 / 2422 = 10,3 \text{ см.}$$



**Рис. 2.7. Силосный корпус:**

*a* – фасад; *б* – план; *в* – стык элементов; *г* – внутренний объемный блок

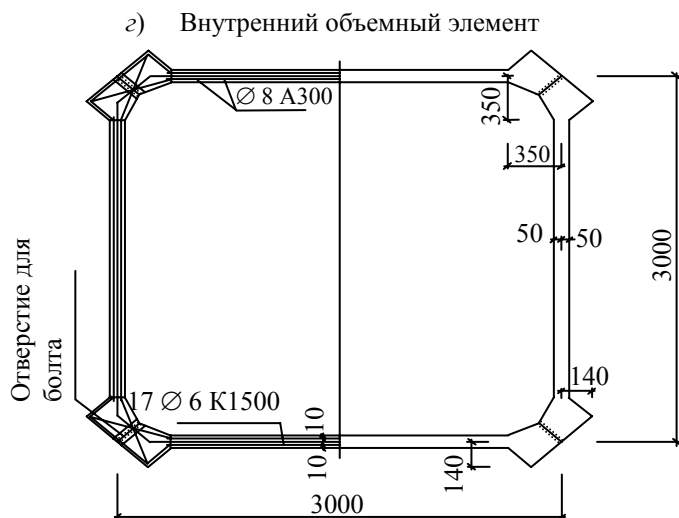
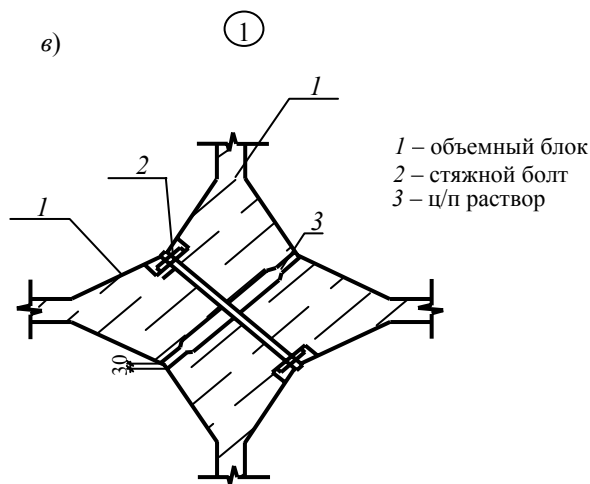


Рис. 2.7. (Продолжение)

Момент инерции

$$J = 117 \cdot 20,6^3 / 12 + 11 \cdot 4,6^2 = 85\,478 \text{ см}^4.$$

Момент сопротивления для растянутой грани

$$W = \frac{J}{h - y} = \frac{85478}{20,6 - 10,3} = 8299 \text{ см}^3.$$

Проверка элемента по второй группе предельного состояния

$$M_{ser} \leq M_{crc}.$$

Сечение 1.1  $M = 8,64 \text{ кН} \cdot \text{м}$ ,  $N = 18,6 \text{ кН}$ ;

Момент трещинообразования

$$M_{crc} = R_{Bt,ser} W_{pl} + M_{rp}.$$

Рассчитываем сечение  $I-I$  по образованию трещин в зоне растянутой от усилия  $P_2$

$$M_{rp} = P_2 (e_{op} + r) = 179,1 \cdot (4,7 + 3,4) \cdot 10^{-2} = 14,5 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где  $r = \frac{W}{A} = \frac{8299}{2422} = 3,4 \text{ см}$  – расстояние от центра тяжести сечения до ядровой точки.

Момент трещинообразования

$$M_{crc} = R_{Bt,ser} W - M_p = 1,6 \cdot 8299 \cdot 10^{-3} + 14,5 = 27,8 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Момент внешних сил

$$M_{l,ser} \quad M_{l,ser} = 8,64 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{crc} = 27,8 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Следовательно, трещины в стенке внутреннего объемного элемента не образуются.

Итак, стенки объемных элементов толщиной 100 мм армируем напрягаемыми семью проволочными канатами 8 Ø 6 К1500. Учитывая, что в первом и последующих витках спиральной арматуры, закрепляемой на сердечнике во время навивки, предварительное напряжение в процессе закрепления и обрезки концов арматуры существенно теряет-

ся, в конструкцию следует добавить дополнительный виток, не учитываемый в расчете. Навиваемая арматура натягивается с помощью грузов и одновременно нагревается электрическим током.

### 3. БУНКЕРА

Саморазгружающиеся емкости для хранения сыпучих материалов с малой по сравнению с размерами в плане глубиной  $H$  называют бункерами. Они обычно состоят из воронкообразного днища с углом наклона стен на  $50...100^\circ$  превышающим угол естественного откоса сыпучего материала, что обеспечивает полную самотечную его разгрузку, и призматической части, предназначенной для увеличения объема бункера. Для защиты от истирания в процессе загрузки и выгрузки стены бункеров защищают футеровкой в виде стальных листов, рельсов, плит из каменного литья или чугуна.

#### 3.1. КОНСТРУКЦИИ БУНКЕРОВ

Железобетонные бункера выполняют монолитными или сборными. Широко распространены монолитные бункера, которые могут быть любой формы и вместимости. К недостаткам бункеров этого типа относятся необходимость устройства сплошной опалубки, сложность армирования и бетонирования воронкообразной части бункера и, как следствие, высокая трудоемкость работ. Армируют бункера отдельными стержнями или каркасами и сетками. В углах с внутренней стороны воронки и призматической части бункера устраивают вуги для улучшения анкеровки стержней. Наклонные стержни воронки заходят в вертикальную стенку и надежно анкеруют. Для армирования применяют преимущественно сталь класса А300.

Сборные железобетонные бункера выполняют из ребристых или плоских плит. Наиболее целесообразно применение сборных конструкций при проектировании бункеров лоткового или ящичного типа.

#### 3.2. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ РАСЧЕТА БУНКЕРОВ

Каждая стенка бункера испытывает местный изгиб от давления сыпучего материала на данную стенку и двухосное растяжение, возникающее от давления содержимого бункера на поперечные стены (горизонтальное растяжение) и от веса расположенной ниже части бункера, а также от давления сыпучего материала на днище (вертикальное растяжение). Давление материала на стенки бункера зависит от высоты слоя материала, находящегося в бункере выше рассматриваемой точки, его свойств и угла наклона к горизонту плоскости, на которую передается давление (рис. 3.1). Так как высота бункера мала, давление на стенки обычно определяется без учета трения сыпучего материала о стенки бункера и считается направленным перпендикулярно к плоскости стенки или днища. Расчетное вертикальное давление сыпучего материала на горизонтальную плоскость

$$p_v = 1,3\gamma h, \quad (3.1)$$

где  $\gamma$  – удельный вес материала;  $h$  – высота слоя материала над данной точкой.

Расчетное горизонтальное давление на горизонтальную плоскость

$$p_h = 1,3\lambda\gamma h, \quad (3.2)$$

где  $\lambda$  – коэффициент бокового давления, равный отношению горизонтального давления к вертикальному

$$\lambda = p_h / p_v = \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2), \quad (3.3)$$

здесь  $\varphi$  – угол внутреннего трения материала, обычно принимаемый равным углу естественного откоса.

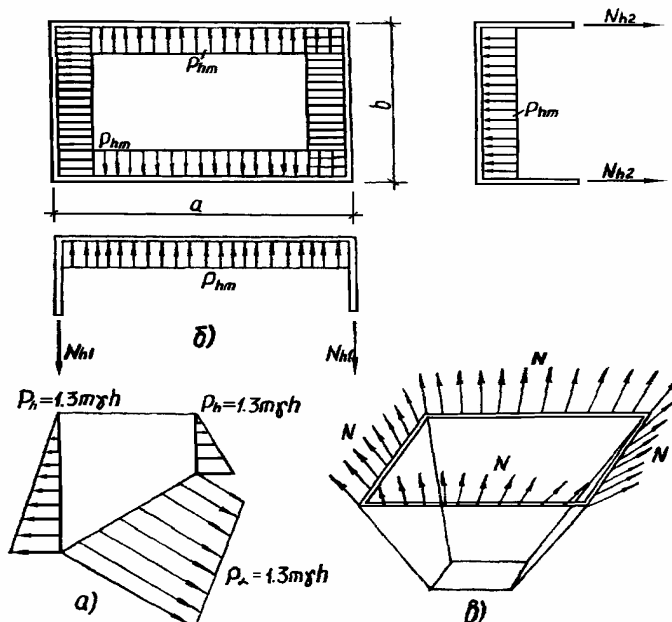


Рис. 3.1. К расчету бункеров:

- $a$  – эпюра давления материала на стенки бункера и воронку;
- $б$  – эпюра распределения нагрузок при определении горизонтальных растягивающих усилий  $N$  в симметричном бункере;  $в$  – к определению вертикальных скатных растягивающих усилий

Расчетное давление на наклонные стенки бункера и воронку

$$p_{\alpha} = 1,3m_0\gamma h, \quad (3.4)$$

где  $m_0 = \cos^2 \alpha + \lambda \sin^2 \alpha$ ;  $\alpha$  – угол наклона плоскости к горизонту.

При загрузке бункера механизмом с объемом ковша, составляющим значительную часть от вместимости бункера, давление на стенки и днище определяется с учетом коэффициента динамичности, который принимается 1,1...1,4 в зависимости от отношения объема ковша к объему бункера, равному 1/5...1/2.

Горизонтальное растягивающее усилие от распора материала на единицу высоты призматической части бункера определяются по формулам:

$$N_{h_1} = p_{h_m} b / 2, \quad N_{h_2} = p_{h_m} a / 2, \quad (3.5)$$

где  $a$  и  $b$  – размеры призматической части бункера в плане;  $p_{h_m}$  – расчетное среднее горизонтальное давление до рассматриваемой глубины (по формуле 3.1).

Для наклонной части бункера горизонтальные растягивающие усилия на единицу высоты

$$N_{h_1} = p_{\alpha_m} b_1 \sin \alpha / 2, \quad N_{h_2} = p_{\alpha_m} a_1 \sin \alpha / 2, \quad (3.6)$$

где  $p_{\alpha_m}$  – расчетное среднее давление на наклонные стенки бункера,

$$p_{\alpha_m} = 1,3m_0\gamma h + 1,1g \cos \alpha_1, \quad (3.7)$$

где  $g$  – вес 1 м<sup>2</sup> стенки воронки;  $\alpha$  – угол наклона стенок воронки бункера к горизонту.

В несимметричных бункерах определяют растягивающие усилия для обеих поперечных стенок и берется среднее их значение.

В вертикальном (скатном) направлении растягивающие усилия в стенке симметричных бункеров вычисляют приближенно в предположении их равномерного распределения вдоль всей стенки.

Для пирамидальной части бункера

$$N = \frac{1,1G_1 + 1,3G_2}{2 \cdot (a + b)}, \quad (3.8)$$

где  $G_1$  и  $G_2$  – соответственно вес бункера и материала, полностью заполняющего бункер.

В наклонных стенках воронки скатные усилия на единицу длины стенки определяют по формуле

$$N = \frac{1,1G_1 + 1,3G_2}{2 \cdot (a_1 + b_1) \sin \alpha}. \quad (3.9)$$

В вертикальных и наклонных стенках бункеров под действием нормального давления ( $p_h$ ,  $p_{\alpha}$ ) возникают местные изгибающие моменты, которые вычисляют в зависимости от отношения размеров плит и условий их опирания по контуру.

Стенки призматической части бункера выполняют из прямоугольных плит, которые рассчитывают на действие треугольной нагрузки, как плиты, опертой по контуру при  $a/h = 0,5...2$ , и как балочные плиты при  $a/h > 2$ . Если  $a/h < 0,5$ , то стены следует рассчитывать как замкнутые рамы, аналогично расчету прямоугольных силовосов.

Верхняя грань стенки призматической части бункера может быть свободной, свободно опертой (при наличии плиты перекрытия) или защемленной (при устройстве жесткого железобетонного перекрытия).

Наклонные стенки бункеров имеют трапециевидную форму и в зависимости от размеров верхнего  $a_2$  и нижнего  $a_1$  оснований и высоты  $h$ , рассчитывают на изгиб как треугольные плиты при  $a_2/a_1 \geq 4$ , либо как трапециевидные плиты при  $a_2/a_1 < 4$ . Расчет трапециевидных и треугольных плит выполняют по таблицам. Если плиты несимметричные трапециевидные, их приводят к прямоугольным и рассчитывают по табл. [10]. Расчетные размеры прямоугольной плиты  $b \times h$  определяются по формулам:

$$\left. \begin{aligned} b &= \frac{2}{3} a_2 \frac{(2a_1 + a_2)}{a_1 + a_2}; \\ h_1 &= \frac{a_2(a_1 + a_2)}{6(a_1 + a_2)}. \end{aligned} \right\} \quad (3.10)$$

По найденным усилиям арматуру в стенках бункеров вычисляют из расчета на внецентренное растяжение. При этом горизонтальные и вертикальные растягивающие усилия передаются только на арматуру.

**Пример 3.1.** Рассчитать сборный бункер для цемента. Удельный вес сыпучего  $\gamma = 16$  кН/м<sup>3</sup>, угол внутреннего трения  $\varphi = 30^\circ$ . Загрузка бункера производится равномерно транспортером. Для бункера  $\alpha = 63,2^\circ$  (согласно рис. 3.2).

Материал бункера: бетон класса В 30, арматура класса А400 с расчетным сопротивлением на растяжение и сжатие  $R_s = R_{sc} = 355$  МПа. Толщина стенок бункера: призматической части 260 мм, пирамидальной части 200 мм.

Для заданного сыпучего материала коэффициент бокового давления по формуле 3.4

$$\lambda = \operatorname{tg}^2(45^\circ - 30^\circ / 2) = 0,333,$$

$$\text{при } m_0 = \cos^2 63,2^\circ + 0,333 \sin^2 63,2^\circ = 0,469.$$

Находим расчетные нормальные давления на стенках в точках 1–8, показанных на рис. 3.2.

Давление на вертикальные стенки вычисляют по формуле

$$p_h = 1,3\lambda\gamma h,$$

а на наклонные

$$p_{\alpha_m} = 1,3m_0\gamma h + 1,1\gamma_6 h_{\text{CT}} \cos \alpha,$$

где 1,1 – коэффициент перегрузки для нагрузки от веса конструкции;  $\gamma_6 = 25 \text{ кН/м}^3$  – удельный вес железобетона; 1,3 – коэффициент надежности по нагрузке для сыпучего материала;  $h_{\text{CT}}$  – толщина стенки воронки;  $h$  – толщина засыпки.

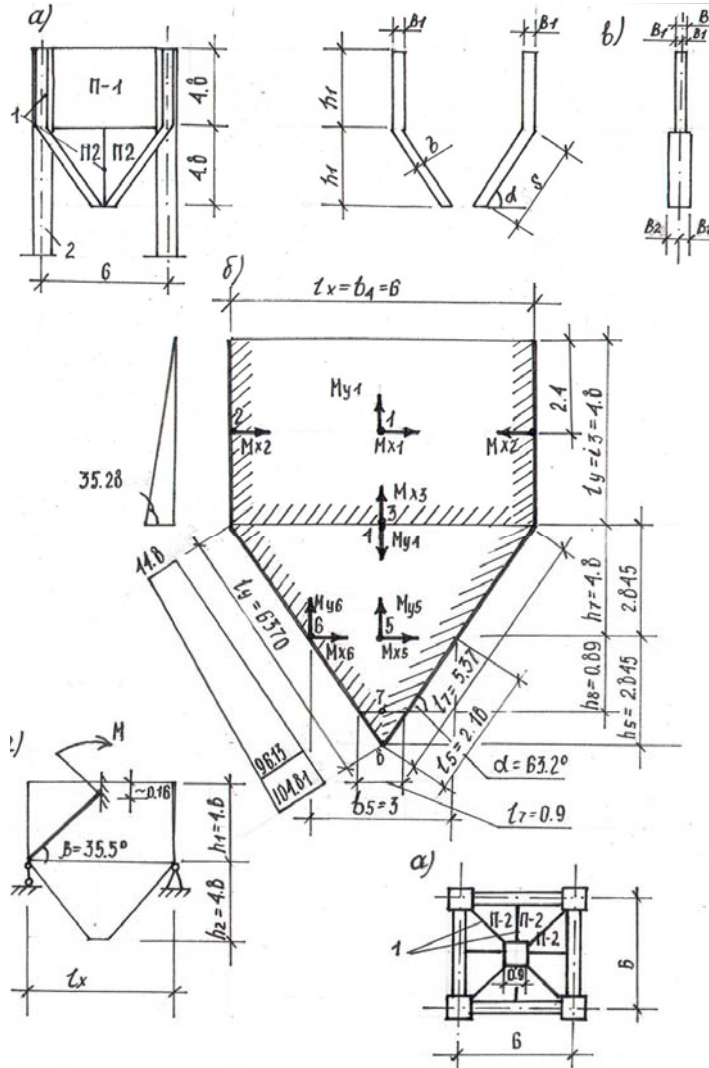


Рис. 3.2. К расчету бункера:

а – маркировка сборных элементов; б – расчетная схема бункера;  
в – расчетное сечение при расчете бункера на изгиб; г – расчетная схема

Результаты вычисления приведены в табл. 3.1. Расчет бункера выполняем по методу предельного равновесия. Однако расчет стенок бункера на местный изгиб из-за отсутствия готовых решений произведем на основании статического расчета в упругой стадии.

Расчет стенок на местный изгиб производим (для характерных точек бункера 1 – 6) (рис. 3.2) по таблицам для расчета плит. Для вертикальной стенки изгибающие моменты находим по таблицам для пластинки с тремя защемленными и одним свободным верхним краем при соотношении  $l_y / l_x = 4,8/6 = 0,8$ . Изгибающие моменты в наклонных стенках определяем по таблицам для треугольных плит [6] при отношении основания треугольника к высоте  $l_y / l_x = 6/6,37 \approx 1$ . Учитывая, что для трапециевидной нагрузки таблиц не имеется, изгибающие моменты принимаем как разность моментов в плите от равномерно распределенной нагрузки  $p_h = 104,81 \text{ кН/м}^2$  и от треугольной  $p_h = 104,81 - 77,11 = 27,7 \text{ кН/м}^2$ .

На пересечении вертикальной и наклонной стенок момент принимаем равным полусумме моментов:

$$M_{y_3} = -34,74 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{y_4} = -39,32 \text{ кН} \cdot \text{м};$$



$$M = -(34,74 + 39,32) \cdot 0,5 = -37,03 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Горизонтальные силы, приходящиеся на 1 м длины стенки, вычисляются по формулам 3.5 и 3.6:

$$\text{для призматической части } N_h = p_{h_m} b / 2 ;$$

$$\text{для пирамидальной части } N_h = (p_{h_m} b \sin \alpha) / 2 ,$$

где  $b$  – ширина бункера (воронки) на данной глубине.

Определяем скатные растягивающие усилия  $N_c$  в воронке, предварительно определив вес отдельных частей бункера. Для точки 4: вес сыпучего материала на глубине  $h = 4,8$  м:

$$G_1 = 1,3 \gamma b_4 b_4 h = 1,3 \cdot 16 \cdot 6 \cdot 6 \cdot 4,8 = 3594 \text{ кН};$$

вес воронки и сыпучего материала в ней

$$\begin{aligned} G_2 &= 1,1 \gamma_6 \delta_{ст} 4 \cdot (b_4 + b_7) / 0,5 l_7 + 1,3 \gamma \frac{1}{3} \cdot [b_4^2 (h_7 + h_8) - b_7^2 h_0] = \\ &= 1,1 \cdot 25 \cdot 0,2 \cdot 4 \cdot 4 \cdot (6 + 0,9) / 0,5 \cdot 5,37 + 1,3 \cdot 16 \cdot 1/3 \cdot [6^2 \cdot (4,8 + 0,89) - \\ &- 0,9^2 \cdot 0,9] = 1823 \text{ кН}; \end{aligned}$$

полный вес

$$G = G_1 + G_2 = 3594 + 1823 = 5417 \text{ кН};$$

скатное растягивающее усилие

$$N = \frac{G}{2 \cdot (b_4 + b_4) \sin \alpha} = \frac{5417}{2 \cdot (6 + 6) \cdot 0,838} = 252,8 \text{ кН/м}.$$

Для точки 5: вес сыпучего на глубине  $y = 7,64$  м

$$G_1 = 1,3 \gamma b_5 b_5 y = 1,3 \cdot 16 \cdot 3 \cdot 3 \cdot 7,64 = 1430,21 \text{ кН}.$$

Вес воронки и сыпучего в ней на уровне сечения 5:

$$\begin{aligned} G_2 &= 1,1 \gamma_6 \delta_{ст} 4 (b_5 + b_7) / 0,5 l_5 + 1,3 \gamma \frac{1}{3} [b_5^2 h_7 - b_7^2 h_0] = 1,1 \cdot 25 \times \\ &\times 0,2 \cdot 4 \cdot 4 \cdot (3 + 0,9) / 0,5 \cdot 2,18 + \\ &+ 1,3 \cdot 16 \cdot 1/3 \cdot [3^2 \cdot 2,84 - 0,9^2 \cdot 0,9] = 265,8 \text{ кН}; \\ G &= G_1 + G_2 = 1430,2 + 265,8 = 1696 \text{ кН}; \end{aligned}$$

$$N = \frac{G}{2 (b_5 + b_5) \sin \alpha} = \frac{1696}{2 \cdot (3 + 3) \cdot 0,838} = 158,3 \text{ кН/м}.$$

Для точки 7: вес сыпучего на глубине  $y = 9,6$  м

$$G_1 = 1,3 \gamma b_7 b_7 y = 1,3 \cdot 16 \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 9,6 = 161,8 \text{ кН};$$

$$N = \frac{G}{2 (b_7 + b_7) \sin \alpha} = \frac{161,8}{2 \cdot (0,9 + 0,9) \cdot 0,893} = 50,31 \text{ кН/м}.$$

Требуемую площадь арматуры определяем из расчета на внецентренное растяжение или на изгиб (для  $M_{y_1}$  и  $M_{y_3}$ ).

Армируют бункер двойными сварными сетками из стержней  $\varnothing 8$  А400 с шагом  $s = 200$  мм ( $5 \varnothing 8$  с  $A_s = 2,52 \text{ см}^2$ ). Армирование симметричное (рис. 3.3).

Проверяем бункер на растяжение в горизонтальном направлении от действия продольной силы, приходящейся на всю грань стенки.

Для вертикальной стенки

$$N_h = p_{hcp} l_3 b / 2 = 0,5 \cdot (0 + 33,28) \cdot 4,8 \cdot 6 / 2 = 239,6 \text{ кН},$$

где  $p_{hcp}$  – усредненное нормальное давление сыпучего на данном участке.

Продольная сила, воспринимаемая принятой горизонтальной арматурой,

$$\sum A_s R_s = 4,8 \cdot (2,52 + 2,52) \cdot 35,5 = 835 \text{ кН} > 239,6 \text{ кН}.$$

Для наклонной стенки (арматура  $5 \varnothing 10$  с  $A_s = 3,93 \text{ см}^2$ )

$$\begin{aligned} N_\alpha &= 0,5 (p_{амср} l_7 b_{cp} \sin \alpha) = 0,5 \cdot (0,5 \cdot (49,3 + 96,13)) \cdot 5,37 \cdot 0,5 \cdot (6 + 0,9) \times \\ &\times 0,893 = 602,75 \text{ кН}; \end{aligned}$$

$$\sum A_s R_s = 4,8 \cdot (3,93 + 3,93) \cdot 35,5 = 1339 \text{ кН} > 564 \text{ кН}.$$

Прочность бункера на отрыв воронки в месте ее прикрепления определяем по максимальным скатным растягивающим усилиям, приходящимся на 1 м длины:  $N = 252,8 \text{ кН}$ .

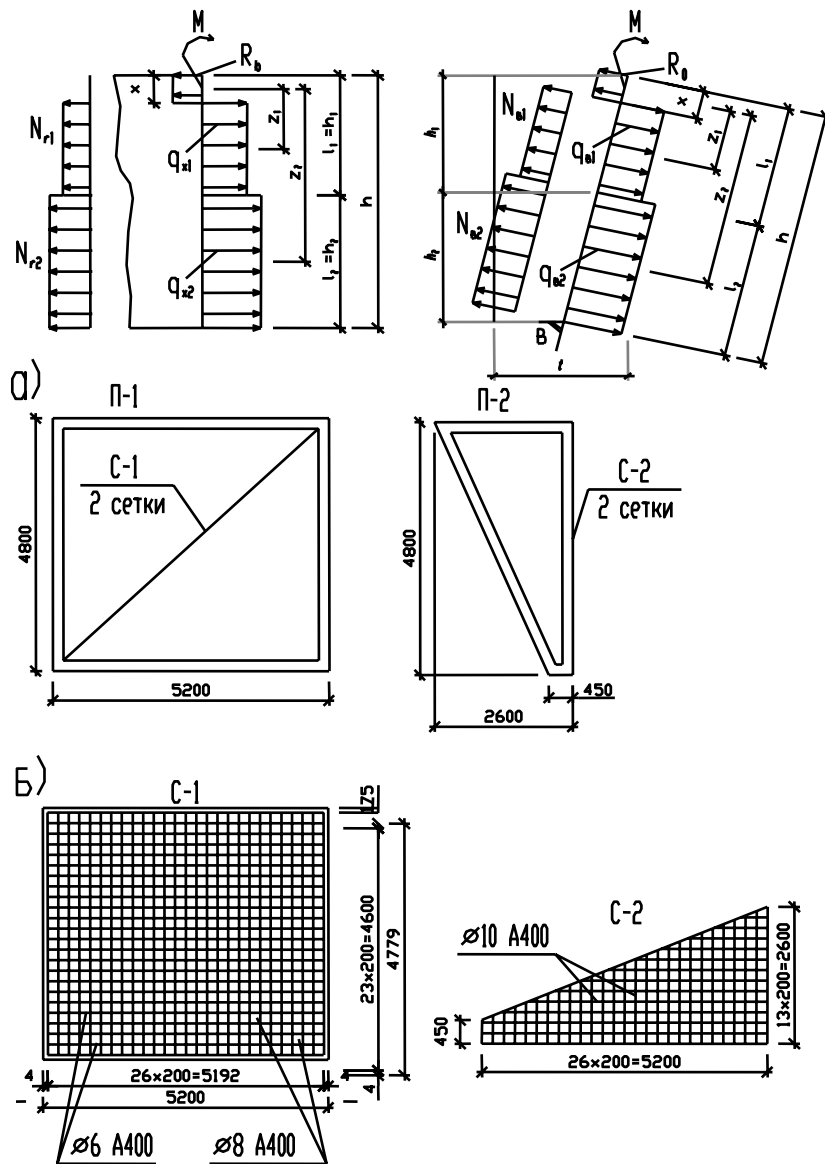


Рис. 3.3. К расчету бункера:

$a$  – расчетные схемы;  $b$  – армирование сборных панелей бункера

Несущая способность арматуры, поставленной вдоль ската, составляет:

$$\sum A_s R_s = (3,93 + 3,93) \cdot 35,5 = 287 \text{ кН} > 252,8 \text{ кН}.$$

Проверку несущей способности бункера на общий изгиб производим приближенно путем приведения складчатого сечения бункера в расчетном направлении к балке-стенке переменного сечения (рис. 3.2). Изгибающие моменты и поперечные силы определяют как в балке от трапециoidalной нагрузки.

Вначале произведем расчет по нормальному сечению в середине пролета  $l_x$ . Изгибающий момент в этом сечении:

$$M = \frac{l_x}{8} \left( G_n + \frac{4}{3} G_2 \right),$$

где  $G_n$  – вес призматической части бункера с сыпучим материалом

$$G_n = G_1 + 1,1 \cdot 6 \cdot 6 \cdot 4,8 \cdot \delta_{ст} \gamma_6 = 3594 + 1,1 \cdot 6 \cdot 6 \cdot 4,8 \cdot 0,26 \cdot 25 = 4829 \text{ кН};$$

$$M = \frac{6}{8} \cdot \left( 4829 + \frac{4}{3} \cdot 1823 \right) = 5445 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Усилия, воспринимаемые горизонтальной арматурой для вертикальных и наклонных стенок бункера, приходящиеся на единицу длины

$$q_{x1} = 0,8 R_s A_s = 0,8 \cdot 36,5 \cdot (2 \cdot 3,93 + 2 \cdot 2,52) = 377 \text{ кН/м},$$

где 0,8 – коэффициент, учитывающий снижение расчетного сопротивления арматуры при многорядном расположении по высоте сечения;  $l_1 = l_2 = 480$  см; ширина приведенного сечения  $b = 2 \cdot 26 = 52$  см.

Усредненные значения горизонтальных сил в вертикальной и наклонной стенках бункера для приведенного сечения, приходящегося на единицу длины (см. табл. 3.1):

$$N_{h_1} = 2 \cdot \left( \frac{0 + 99,84}{2} \right) \approx 100 \text{ кН/м};$$

$$N_{h_2} = 2 \cdot \left( \frac{124 + 36,2}{2} \right) = 160,2 \text{ кН/м}.$$

Высоту скатной зоны  $x$  определяем из проекции всех сил на горизонтальную ось (см. рис. 3.3):

$$(q_{x_1} - N_{h_1})(l_1 - x) + (q_{x_2} - N_{h_2})l_2 - b_x R_b = (377 - 100)(4,8 - x) + \\ + (377 - 160,2) \cdot 4,8 - 0,52 \cdot x \cdot 1,7 \cdot 0,9 = 0.$$

Отсюда  $x = 9$  см.

Плечи внутренних пар:

$$z_1 = l_1 / 2 = 480 / 2 = 240 \text{ см};$$

$$z_2 = (l_2 - x) / 2 + l_1 = (480 - 9) / 2 + 480 = 715 \text{ см}.$$

Исходя из условия равновесия моментов внешних и внутренних сил относительно центра тяжести сжатой зоны бетона имеем:

$$M \leq (q_{x_1} - N_{h_1})(l_1 - x)z_1 + (q_{x_2} - N_{h_2})l_2z_2 = (377 - 100)(4,8 - x) \cdot 2,4 + \\ + (377 - 160,2) \cdot 4,8 \cdot 7,15 = 10638 \text{ кН} \cdot \text{м} > 5445 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Проверяем несущую способность бункера на изгиб по наклонному сечению при  $\beta = 55,5^\circ$ .

Внешний изгибающий момент относительно центра тяжести сжатой зоны  $M = 5445 \text{ кН} \cdot \text{м}$ . Усилие, воспринимаемое горизонтальной и вертикальной арматурой на единицу длины,  $q_{x_1} = 377 \text{ кН/м}$ .

Усилия, приходящиеся на единицу длины наклонного сечения, воспринимаемые горизонтальной и вертикальной арматурой,

$$q_{\beta_1} = q_{x_1} \sin^2 \beta + q_{y_1} \cos^2 \beta = 377 \cdot (0,765)^2 + 377 \cdot (0,643)^2 = 377 \text{ кН/м}.$$

Усредненное значение растягивающих сил, приходящихся на единицу длины,

$$N_{\beta_1} = N_{h_1} \sin^2 \beta = 100 \cdot (0,765)^2 = 58,5 \text{ кН/м} = 0,585 \text{ кН/см}.$$

Так как  $l_2 = 0$ , то  $q_{\beta_2} = 0$  и  $N_{\beta_2} = 0$ ;

$$q_{y_2} = 0,8R_s A_s = 0,8 \cdot 36,5 \cdot (2 \cdot 3,93 + 2 \cdot 2,52) = 377 \text{ кН/м} = 3,77 \text{ кН/м};$$

$$l_1 = h_1 / \sin \beta = 4,8 / 0,765 = 6,27 \text{ см}; \quad l_2 = 0.$$

Высоту сжатой зоны определяем из выражения:

$$(q_{\beta_1} - N_{\beta_1})(l_1 - x) + (q_{\beta_2} - N_{\beta_2})l_2 - b_x R_b = (3,77 - 0,585)(6,27 - x) - \\ - 52 \cdot x \cdot 1,7 \cdot 0,9 = 0.$$

Отсюда  $x = 24$  см;  $z_1 = l_1 / 2 = 6,27 / 2 = 3,135$  см.

Несущая способность бункера:

$$M \leq (q_{\beta_1} - N_{\beta_1})(l_1 - x)z_1 + (q_{\beta_2} - N_{\beta_2})l_2z_2 = (3,77 - 0,585)(6,27 - 24) \times \\ \times 291 = 602094 \text{ кН} \cdot \text{см} = 6021 \text{ кН} \cdot \text{м} > 5445 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Для осуществления стыка панелей с колонной и между собой все сетки приваривают к закладным деталям в виде полос по контуру панелей. Толщину полос назначают не менее половины диаметра привариваемой арматуры.

## 4. РЕЗЕРВУАРЫ

### 4.1. ОСНОВНЫЕ СВЕДЕНИЯ

Резервуары – это емкостные инженерные сооружения, предназначенные для хранения жидкостей, газов.

Железобетонные резервуары по сравнению с металлическими более долговечны, огнестойки и имеют меньшие эксплуатационные расходы. Они классифицируются по форме в плане, отметке днища, конструктивным особенностям армирования, способу возведения. В плане имеют преимущественно круглую или прямоугольную форму. Железобетонные резервуары более сложной формы (сферической, линзообразной) трудоемки и широкого распространения не получили. Резервуары бывают подземными, полузаглубленными, наземными и надземными (водонапорные башни), открытыми (без покрытия) и закрытыми.

По способу возведения различают сборные, монолитные и сборно-монолитные резервуары. В последнем случае стены и покрытие выполняют сборными, а днище монолитным. Армирование резервуаров выполняют без предварительного напряжения арматуры, либо с натяжением арматуры преимущественно на отвердевший бетон (навивка арматуры на стенки, натяжение арматуры, расположенной в каналах днища). Элементы покрытия предварительно напряженные, изготовленные в заводских условиях.

Форма, размеры, отметка днища, наличие или отсутствие покрытия резервуаров обычно обусловлены технологическими требованиями. Если по условиям технологии задается только вместимость сооружения, выбор формы и размеров определяется технико-экономическими соображениями.

При сравнении цилиндрических и прямоугольных резервуаров следует учитывать характер работы стенок сооружения под нагрузкой. От внутреннего гидростатического давления жидкости стенки цилиндрических резервуаров работают на осевое растяжение, а от давления грунта – на осевое сжатие. Изгибающие моменты возникают только в местах сопряжения стенки с днищем и покрытием. В прямоугольных резервуарах стенки работают на изгиб (внецентренное растяжение). При применении предварительного напряжения целесообразно проектировать цилиндрические резервуары с натяжением наружной кольцевой арматуры. Это значительно повышает трещиностойкость стенок и уменьшает расход бетона и стали за счет использования высокопрочных материалов. Предварительное напряжение стенок прямоугольных резервуаров выполнить труднее. Кроме того, при одинаковой вместимости периметр стенок цилиндрического резервуара меньше, чем прямоугольного.

В цилиндрических резервуарах растягивающие усилия в стенках увеличиваются пропорционально диаметру резервуара, что приводит к существенному утолщению стенок, и увеличению площади сечения кольцевой арматуры.

В прямоугольном резервуаре, размеры в плане которого значительно превышают высоту стенок изгибающие моменты в стенках зависят только от высоты. Это позволяет применять для резервуаров различной вместимости унифицированные элементы стен одинаковой толщины и армирования. При выборе высоты резервуаров учитывают технологические требования. Размеры прямоугольных резервуаров в плане назначают кратными 6 м. Это позволяет при соответствующей привязке наружных рядов колонн или стен применять для покрытия типовые ригели и плиты перекрытий многоэтажных промышленных зданий.

### 4.2. ЦИЛИНДРИЧЕСКИЕ РЕЗЕРВУАРЫ

Монолитный цилиндрический резервуар (рис. 4.1) состоит из стенки постоянной или переменной по высоте толщины, жестко или шарнирно соединенной с днищем и покрытием.

Покрытие резервуаров обычно монолитное, безбалочное, опирающееся на стенки и промежуточные колонны. Сетка осей – квадратная или прямоугольная. Днище – плоское постоянной толщины с обратными капителями в местах опирания колонн. В узлах сопряжения стенки с днищем и покрытием устраиваются вуты, которые дополнительно армируют отдельными стержнями.

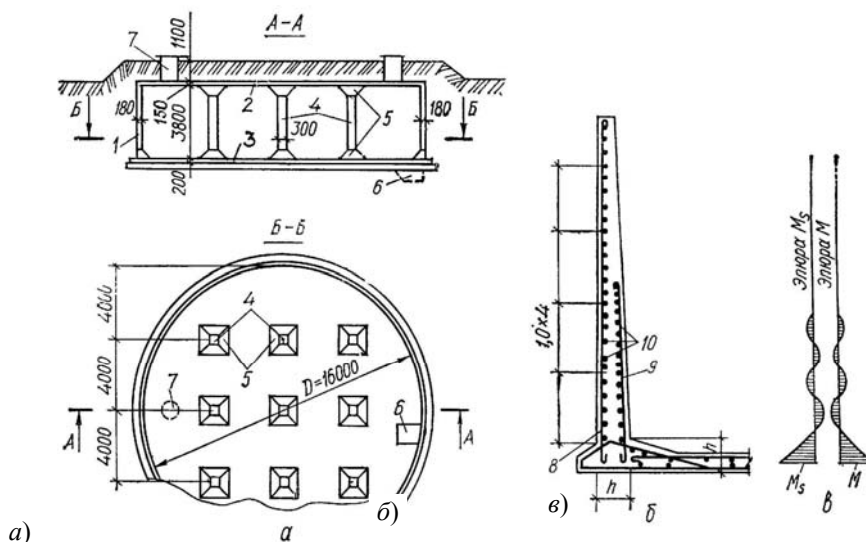


Рис. 4.1. Цилиндрический железобетонный монолитный

резервуар с безбалочным покрытием:

*a* – конструкция резервуара; *б* – армирование стенки; *в* – эпюры изгибающих моментов в стенке от давления грунта и жидкости; 1 – стенка; 2 – безбалочная плита покрытия; 3 – плита днища; 4 – колонны; 5 – капители; 6 – приямок;

7 – люк; 8 – вертикальная арматура по расчету на момент от давления грунта;  
 9 – то же на момент от давления жидкости; 10 – кольцевая арматура  
 по расчету на растягивающие усилия

Стенку армируют горизонтальной кольцевой и вертикальной арматурой. Площадь сечения кольцевой арматуры определяют по действующим растягивающим усилиям и обычно меняют по высоте стенки, а вертикальную арматуру подбирают по изгибающим моментам, возникающим в местах сопряжения стенки с дном и покрытием. Часть вертикальной арматуры по высоте стенки может обрываться в соответствии с эпюрой моментов. Обычно стенки ненапряженных резервуаров армируют двумя симметрично расположенными сетками с прямоугольной ячейкой 100...200 мм. В небольших резервуарах возможно армирование одной сеткой. Покрытие и дно армируют аналогично безбалочным перекрытием.

Стенки сборных или сборно-монолитных резервуаров выполняют из железобетонных панелей длиной, равной высоте резервуара. Панели устанавливают в кольцевой паз дна. После выверки панелей зазоры заполняют бетоном или цементным раствором. Затем стенки обжимают кольцевой арматурой и защищают от коррозии торкрет-бетоном.

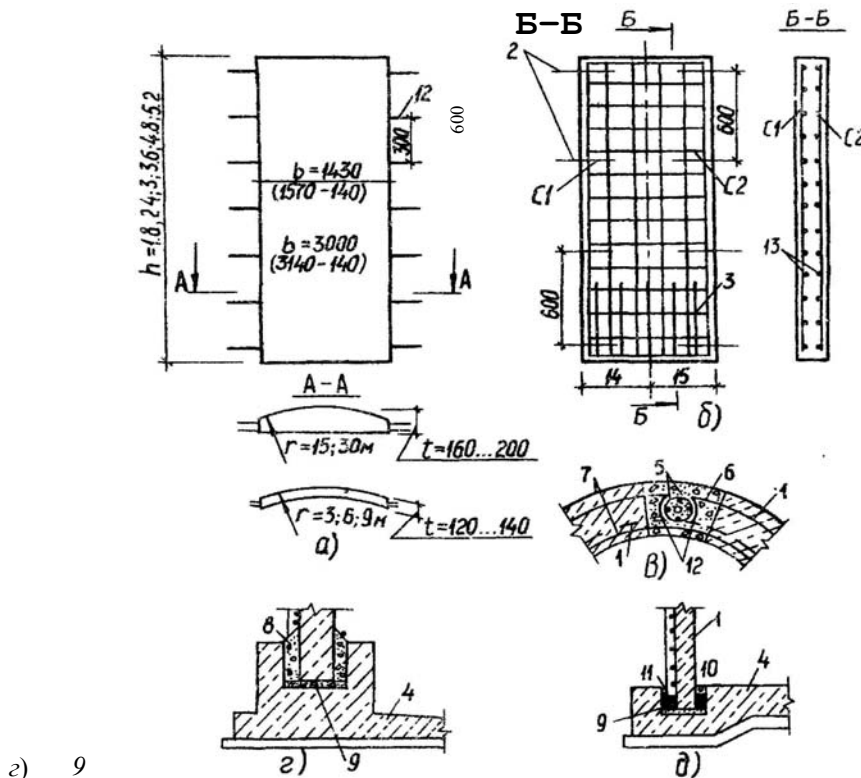
Покрытие резервуара часто устраивают из типовых конструкций перекрытий многоэтажных промышленных зданий – сборных ригелей и плит. Однако при этом значительные участки покрытия выполняют из монолитного железобетона.

Так как ширина сборных панелей стен (с учетом шва) кратна значению  $\pi$ , то стенку собирают из целого числа панелей. Толщину стенки определяют расчетом по образованию и раскрытию трещин и принимают  $t = 120...200$  мм с градацией через 20 мм (рис. 4.2).

Форма панелей стен в горизонтальном сечении зависит от диаметра резервуара. При диаметре до 15 м применяют панели типа «скорлупа» с криволинейными наружной и внутренней поверхностями. Такие панели имеют минимальный расход бетона и массу, однако их изготовление сложно. Более удобной является плоско-выпуклая форма панелей, которая применяется при диаметре резервуаров более 15 м.

Вертикальные боковые грани панелей предварительно напряженных резервуаров либо прямые с выпусками горизонтальной арматуры через 300 мм для лучшей связи с бетоном в стыке, либо имеют вертикальный треугольный паз (рис. 4.2). Конструктивная ширина панели меньше номинальной на ширину стыка. В первом случае зазор равен 140 мм, во втором – 30 мм.

Стык стеновых панелей с дном может быть жестким или шарнирным (рис. 4.2). При жестком стыке зазоры между панелями и гранями паза дна заполняют бетоном, что исключает возможность перемещения стенки в радиальном направлении. На участке примыкания стенки к дну возникают значительные изгибающие моменты как при предварительном напряжении кольцевой арматуры, так и от давления



**Рис. 4.2. Сборные цилиндрические резервуары:**

- a* – общий вид сборной стеновой панели цилиндрического резервуара;
- б* – армирование панели; *в* – стык панелей с петлевыми выпусками арматуры;
- г* – жесткое соединение стенки с дном; *д* – то же, шарнирное соединение;
- 1 – сборная стеновая панель; 2 – выпуски арматуры; 3 – дополнительные стержни; 4 – дно; 5 – вертикальные стержни, устанавливаемые в стыке;
- 6 – бетон в стыках панелей; 7 – кольцевая напрягаемая арматура панели;
- 8 – бетон на мелком заполнителе; 9 – выравнивающий слой раствора;
- 10 – битумная мастика; 11 – асбестоцементный раствор; 12 – петлевые выпуски арматуры; 13 – дополнительные стержни

жидкости и грунта. Для уменьшения изгибающих моментов от обжатия стенки при монтаже зазоры между панелями в пазу дна заполняют сухим песком. Это обеспечивает подвижность стенки при обжатии ее кольцевой арматурой и снижение изгибающих моментов. После натяжения арматуры песок удаляется и зазоры бетонируют.

При шарнирном соединении стенки с дном зазоры заполняют холодной битумной мастикой, которая может деформироваться при перемещении стенки без нарушения водонепроницаемости шва. Шарнирное соединение элементов стенки с дном более сложное и может быть рекомендовано при строительстве резервуаров диаметром более 30 м.

В качестве кольцевой предварительно напрягаемой арматуры применяют высококачественную холоднотянутую проволоку класса Вр1200...Вр1500 и стержневую арматуру классов А500...А800. Напрягаемую арматуру защищают от коррозии несколькими слоями торкрет-бетона общей толщиной не менее 25 мм. Торкретирование выполняют после наполнения резервуара, что исключает возможность появления трещин в последующих наполнениях.

### 4.3. ПРЯМОУГОЛЬНЫЕ РЕЗЕРВУАРЫ

Монолитные прямоугольные резервуары состоят из стенок постоянной или переменной по высоте толщины, жестко соединенных с дном, а в закрытых резервуарах и с покрытием. Стенки резервуаров высотой до 4 м гладкие, а при большей высоте – с внешними вертикальными ребрами. Покрытие резервуаров безбалочное, реже ребристое с балочными плитами, опирается на внутренние колонны обычно с квадратной сеткой от 4 × 4 м до 6 × 6 м.

Днище – плоское с обратными капителями либо утолщенными в местах опирания колонн и вугами на участке примыкания к стене. При опирании плиты покрытия непосредственно на стену в плите также устраивают вуги.

Толщину стенок монолитных резервуаров определяют расчетом по раскрытию трещин, а их армирование – по прочности на гидростатическое давление жидкости и боковое давление грунта. Стенки армируют двумя сетками с вертикальной рабочей арматурой. Конструкция и армирование дна и покрытия резервуара аналогичны монолитным перекрытиям многоэтажных зданий.

Сборные резервуары из унифицированных элементов имеют, как правило, монолитное плоское днище с утолщениями в местах установки колонн и стеновых панелей (рис. 4.3). Сборные железобетонные панели стен высотой 3,6...4,8 м, номинальной шириной 3 м и толщиной 20 см устанавливают в продольный паз дна. Стык панелей с дном жесткий. Вертикальный стык панелей либо шпоночный с зазором 30 мм, либо прямой со сваркой выпусков арматуры и шириной стыка 200 мм. В первом случае стык заполняют цементным раствором, во втором – бетонируют. Конструктивный размер панелей меньше номинального для первого случая на 3 см и для второго – на 20 см (2,97 м и 2,8 м). Узлы сборных резервуаров замоноличивают и дополнительно армируют. Арматуру стыкуют на сварке с выпусками из панелей.

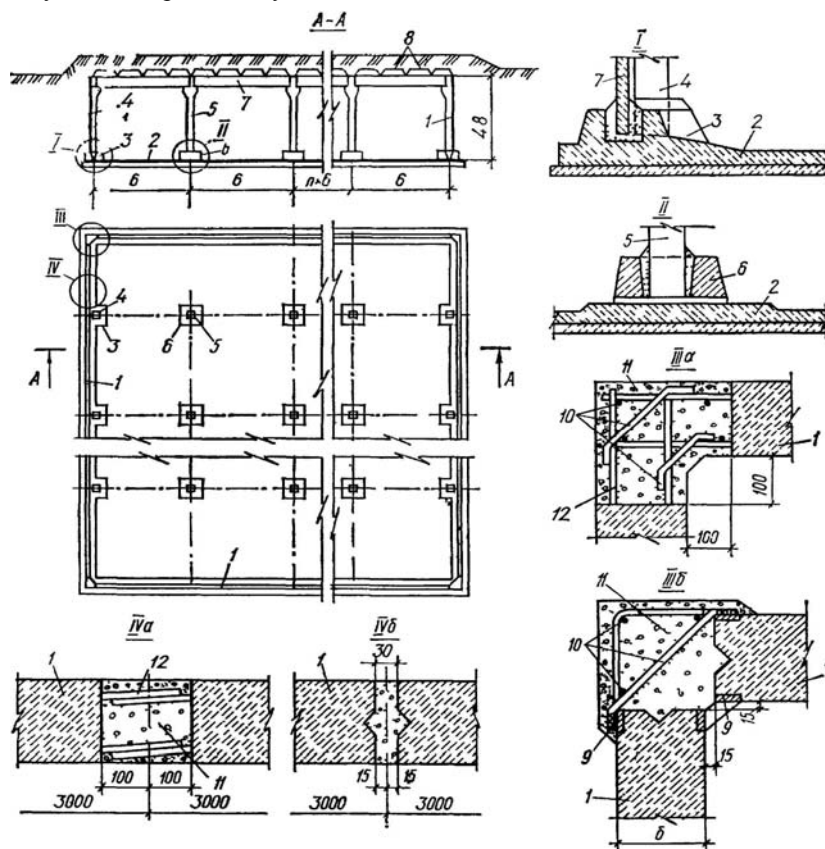


Рис. 4.3. Прямоугольный резервуар из унифицированных сборных железобетонных элементов:

1 – стеновые панели; 2 – монолитное днище; 3 – фундамент крайней колонны;  
4 – крайняя колонна; 5 – промежуточная колонна; 6 – фундаментный блок;

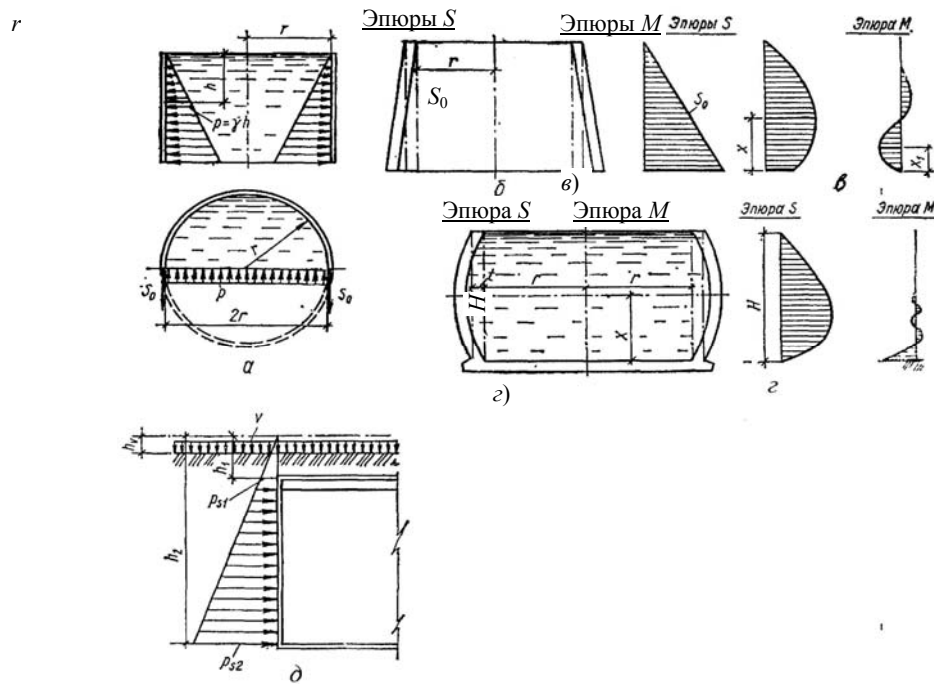
7 – ригель; 8 – плиты покрытия; 9 – закладные детали; 10 – дополнительная арматура в монолитном участке; 11 – бетон; 12 – выпуски арматуры

### 4.4. Основные положения по расчету цилиндрических резервуаров

Гидростатическое давление жидкости на стенки круглого резервуара с увеличением глубины возрастает по линейному закону (рис. 4.4)

$$p = \gamma \gamma_f h, \quad (4.1)$$

где  $\gamma$  – удельный вес жидкости;  $\gamma_f$  – коэффициент надежности по нагрузке;  $h$  – высота резервуара.



**Рис. 4.4. К расчету цилиндрических резервуаров:**

*a* – определение кольцевых растягивающих усилий в цилиндрической стенке; *б* – перемещение стенки, не связанной с дном, от гидростатического давления жидкости; *в* – эпюра кольцевых усилий и изгибающих моментов в стенке, шарнирно связанной с дном, при учете сил трения; *г* – перемещение стенки, жестко связанной с дном; эпюры кольцевых усилий  $S$  и изгибающих моментов  $M$  в стенке; *д* – давление грунта на стенку резервуара

Гидростатическое давление вызывает в стенке кольцевое растягивающее усилие  $S_0$ , значение которого определяют из условия равновесия полукольца (рис. 4.4)

$$S_0 = pr, \quad (4.2)$$

где  $r$  – радиус резервуара.

Стенка является осесимметричной цилиндрической оболочкой и усилия в ней могут быть определены по общим формулам расчета тонкостенных цилиндрических оболочек покрытия. С достаточной точностью усилия  $M$ ,  $S$ ,  $Q$  в сечениях стенки можно определить, если рассмотреть условно вырезанную из оболочки вертикальную полосу шириной 1 м, защемленную внизу, нагруженную гидростатическим давлением и подпертую по всей длине упругими силами – радиальными составляющими кольцевого усилия  $S$ . Прогиб этой полосы пропорционален упругому отпору. В расчетной схеме такую полосу можно представить как балку на упругом основании. Из решения дифференциальных уравнений изгиба балки на упругом основании с защемленным концом получаются формулы для определения расчетных усилий:

$$S = S_0 - p_{\max} r \left[ \eta_1 + \eta_2 \left( 1 - \frac{1}{mH} \right) \right]; \quad (4.3)$$

$$M = \frac{p_{\max}}{2m^2} \left[ \left( 1 - \frac{1}{mH} \right) \eta_1 - \eta_2 \right], \quad (4.4)$$

где  $S_0$  – расчетное кольцевое усилие, определяемое по формуле (4.2);  $p_{\max}$  – расчетное гидростатическое давление внизу стенки;  $m$  – характеристика жесткости стенки

$$m = 1,3 / \sqrt{rt}, \quad (4.5)$$

где  $t$  – толщина стенки, см,  $t \approx 0,5 \cdot r \geq 12$  см;  $H$  – высота стенки;  $r$  и  $H$  в метрах;  $\eta_1$  и  $\eta_2$  – коэффициенты для расчета балок на упругом основании. Их значения приведены в ([5], табл. 4, 14) в зависимости от величины  $\varphi = mx$ ;  $x$  – расстояние от низа стенки до рассматриваемого сечения.

При шарнирном сопряжении с дном радиальному перемещению стенки препятствует сила трения

$$Q_{\mu} = N\mu, \quad (4.6)$$

где  $N$  – расчетная продольная сила;  $\mu$  – коэффициент трения стенки о днище; при заполнении шва битумной мастикой  $\mu = 0,5$ .

Расчетное кольцевое усилие в стенке на расстоянии  $x$  от низа

$$S = S_0 - 2mrQ_\mu \eta_1. \quad (4.7)$$

Максимальный момент от воздействия  $Q_\mu$  в сечении на расстоянии  $x_1 = 0,6\sqrt{rt}$  (рис. 4.4, в) равен

$$M = \frac{Q_\mu}{m} \eta_2. \quad (4.8)$$

Приведенные выше зависимости для определения усилий  $S$  и  $M$  от гидростатического давления жидкости соответствуют напряженному состоянию для надземных и наземных резервуаров в период эксплуатации, а для подземных и полузаглубленных – в период гидравлических испытаний.

Боковое давление грунта при обсыпке резервуара создает в стенке кольцевые сжимающие усилия, а при жестком соединении стенки с днищем и покрытием и изгибающие моменты. Сжимающие усилия при заполненном резервуаре снижают растягивающие усилия в стенке, а при опорожненном – воспринимаются бетоном стенки и не требуют дополнительного армирования.

Изгибающие моменты от давления грунта действуют в меридиональной плоскости, имеют знак, противоположный знаку моментов от давления жидкости, и требуют установки дополнительной вертикальной арматуры в стенке в зонах, примыкающих к днищу и покрытию.

Максимальный изгибающий момент в стенке вычисляют по формуле

$$M_s = \frac{P_{s2}}{2m^2} \left( 1 - \frac{1 - P_{s1}/P_{s2}}{mH} \right), \quad (4.9)$$

где  $p_{s1}$  и  $p_{s2}$  – давление грунта вверху и внизу стенки, определяемые по формулам

$$p_{s1} = \gamma_f \gamma_s (h_1 + h_v) \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2); \quad (4.10)$$

$$p_{s2} = \gamma_f \gamma_s (h_1 + h_v) \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2), \quad (4.11)$$

где  $h_v = v/\gamma_s$ ,  $v$  – распределенная временная нагрузка на поверхности;  $\gamma_s$  – удельный вес;  $h$  – расстояние от поверхности земли до рассматриваемого сечения;  $\varphi$  – угол внутреннего трения грунта (рис. 4.4). Площадь кольцевой арматуры определяют по формуле

$$A_s = S/R_s. \quad (4.12)$$

Кольцевое растягивающее усилие вычисляют через  $(0,5 \dots 1)$  м по высоте стенки. Для каждой зоны находят площадь сечения арматуры и число стержней.

Вертикальную арматуру стенки подбирают по наибольшему изгибающему моменту в уровне примыкания днища или покрытия к стенке. Рассчитывают полосу шириной 1 м на изгиб. По усилию  $M$  (от давления жидкости при отсутствии засыпки) арматуру располагают с внутренней стороны стенки, а по  $M_s$  (от давления грунта при опорожненном резервуаре) – с внешней стороны.

Элементы сборного перекрытия закрытых резервуаров (панели, ригели, стыки) рассчитывают и конструируют аналогично подобным конструкциям многоэтажных промышленных зданий. Колонны рассчитываются на сжатие при  $e = e_a$ .

#### 4.5. Основные положения расчета прямоугольных резервуаров

Работа стенок прямоугольных резервуаров зависит от соотношения их сторон и принятого конструктивного решения.

Стенки резервуаров, высота которых в несколько раз превышает размеры в плане, при расчете условно разбивают по высоте на зоны, равные 1 м, и рассчитывают их как замкнутые рамы, нагруженные максимальным давлением в рассматриваемой зоне аналогично расчету прямоугольных силосов.

Стенки открытых резервуаров, высота которых в несколько раз меньше их длины, рассчитывают как консольные балки шириной  $b = 1$  м, защемленные в уровне днища и нагруженные гидростатическим давлением жидкости и боковым давлением грунта.

Если стенки имеют вертикальные ребра (рис. 4.5) на расстоянии  $c < 0,5 - h$ , то ребро рассчитывают как балку на нагрузки, собранные с ширины  $c$ , а стенка – как неразрезная балочная плита с пролетами, равными  $c$ . Так как нагрузка на стенку меняется по высоте, ее следует разделять на зоны шириной 1 м.

При  $0,5h \leq c \leq 3h$  стенку рассчитывают как плиту, опертую по контуру, а нагрузку на ребро определяют с грузовой площади, вычисленной с учетом характера разрушения плит.

При сборном покрытии гладкие длинные стены резервуаров рассчитывают как вертикальные балки шириной 1 м, защемленные в днище и имеющие шарнирно-неподвижную опору вверху (рис. 4.5). От треугольной нагрузки значение отрицательного изгибающего момента и поперечной силы в уровне днища определяют по формулам:

$$M_2 = Ph^2/15; \quad Q_2 = 2Ph/5, \quad (4.13)$$



а значение положительного момента на расстоянии  $0,55h$  от дна

$$M_1 = Ph^2 / 33,6. \quad (4.14)$$

Стенки открытых и закрытых резервуаров с соотношением сторон  $h/c < 2$  (рис. 4.5) рассчитывают как плиты, защемленные по низу и по боковым граням. По верхней грани плиты имеют либо свободный край (открытые резервуары), либо защемлены (закрытые монолитные резервуары), либо шарнирно опираются на сборное покрытие. Усилия в них определяются как в плитах, опертых по контуру.

Необходимое количество вертикальной рабочей арматуры вычисляют по наибольшим изгибающим моментам. Горизонтальная арматура стенок принимается конструктивно.

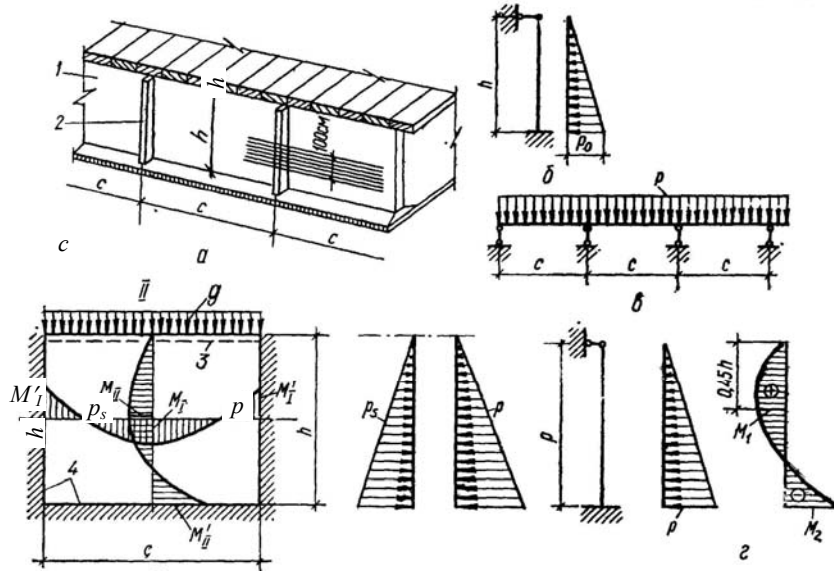


Рис. 4.5. К расчету прямоугольных закрытых резервуаров:

*a* – конструкция стенок с вертикальными ребрами; *б* – расчетная схема ребра при  $c > h/2$ ; *в* – расчетная схема плиты при  $c < h/2$ ; *г* – расчетная схема и эпюра изгибающих моментов в стенке резервуара, работающей по схеме вертикальной балки; *д* – то же в стенке, работающей как плита, опертая по контуру: 1 – стенка; 2 – вертикальные ребра; 3 – шарнирное опирание; 4 – защемление

**Пример 4.1.** Требуется запроектировать монолитный железобетонный цилиндрический открытый резервуар диаметром 10 м и высотой  $H = 5$  м, заглубленный на всю высоту в грунт с удельным весом  $\gamma_s = 18$  кН/м<sup>3</sup> и углом внутреннего трения  $\varphi = 30^\circ$ . Материал – тяжелый бетон класса В20 и арматура класса А300. Временная нагрузка на грунт возле резервуара  $\nu = 10$  кН/м<sup>3</sup>.

Расчетные данные: для бетона В20  $R_b = 11,5$  МПа,  $R_{bt} = 0,9$  МПа по ([13] табл. 13),  $\gamma_{B2} = 1$ . Для арматуры А300  $R_s = 270$  МПа по [22, табл. 5.8].

Толщина стенки определяется по формуле

$$t = 0,5rH = 0,5 \cdot 5 \cdot 5 = 12,5 \text{ см} > 12 \text{ см.}$$

Рабочая высота сечения  $h_0 = h - a = 12,5 - 2,5 = 10$  см. Расчетная ширина сечения  $b = 100$  см. Сопряжение дна и стенки жесткое.

**Определение усилий.** Кольцевые растягивающие усилия определяются по формуле (4.3), а изгибающие моменты в вертикальном направлении от давления воды – по формуле (4.4) с  $\gamma_f = 1,1$

$$S = S_0 - p_{\max} r \left[ \eta_1 + \eta_2 \left( 1 - \frac{1}{mH} \right) \right];$$

$$M = \frac{p_{\max}}{2m^2} \left[ \left( 1 - \frac{1}{mH} \right) \eta_1 - \eta_2 \right].$$

Для расчета усилий стенку резервуара условно разбиваем на зоны, каждая высотой 1 м (рис. 4.6). Для каждой зоны вычисляем  $S$  и  $M$ .

Расчет сведен в табл. 4.1, предварительно вычислив  $m$  по формуле (4.5) и сделав вспомогательные расчеты при удельном весе жидкости в резервуаре  $\gamma = 10$  кН/м<sup>3</sup>,

$$m = 1,3 / \sqrt{rt} = 1,3 / \sqrt{5 \cdot 0,125} = 1,644;$$

$$1 - \frac{1}{mH} = 1 - \frac{1}{1,644 \cdot 5} = 0,878; \quad 2m^2 = 2 \cdot 1,644^2 = 5,408;$$

$$p_{\max} = 1,1 \cdot 5 \cdot 10 = 55 \text{ кН/м.}$$

Коэффициенты  $\eta_1$  и  $\eta_2$  определяем по [5, табл. XIV. 4] из условия, что  $\varphi = m\chi$ .

Давление грунта на стенку резервуара определяем по формулам (4.11)

$$p_{s1} = 1,15 \cdot 18 \cdot (0 + 10/18) \operatorname{tg}^2(45^\circ - 30^\circ/2) = 3,11 \text{ кН/м}^2;$$

$$p_{s2} = 1,15 \cdot 18 \cdot (5 + 10/18) \operatorname{tg}^2(45^\circ - 30^\circ/2) = 4,68 \text{ кН/м}^2.$$

Изгибающий момент в вертикальном направлении от давления грунта определим по формуле 4.9

$$M_s = \frac{4,68}{5,408} \cdot \left( 1 - \frac{1 - (3,11/4,68)}{1,644 \cdot 5} \right) = 0,83 \text{ кН·м}.$$

Подбор кольцевой и вертикальной арматуры от гидростатического давления сведен в табл. (4.3) в соответствии с приведенными в табл. 4.1, 4.2 значениями  $S$  и  $M$ .

Расчет площади сечения кольцевой арматуры выполним по формуле

$$A_s = S / R_s.$$

Подбор площади вертикальной арматуры от гидростатического давления для  $M = 8,98 \text{ кН·м}$  производится по формулам для изгибаемых элементов (табл. 4.3) при  $h_0 = 10 \text{ см}$ :

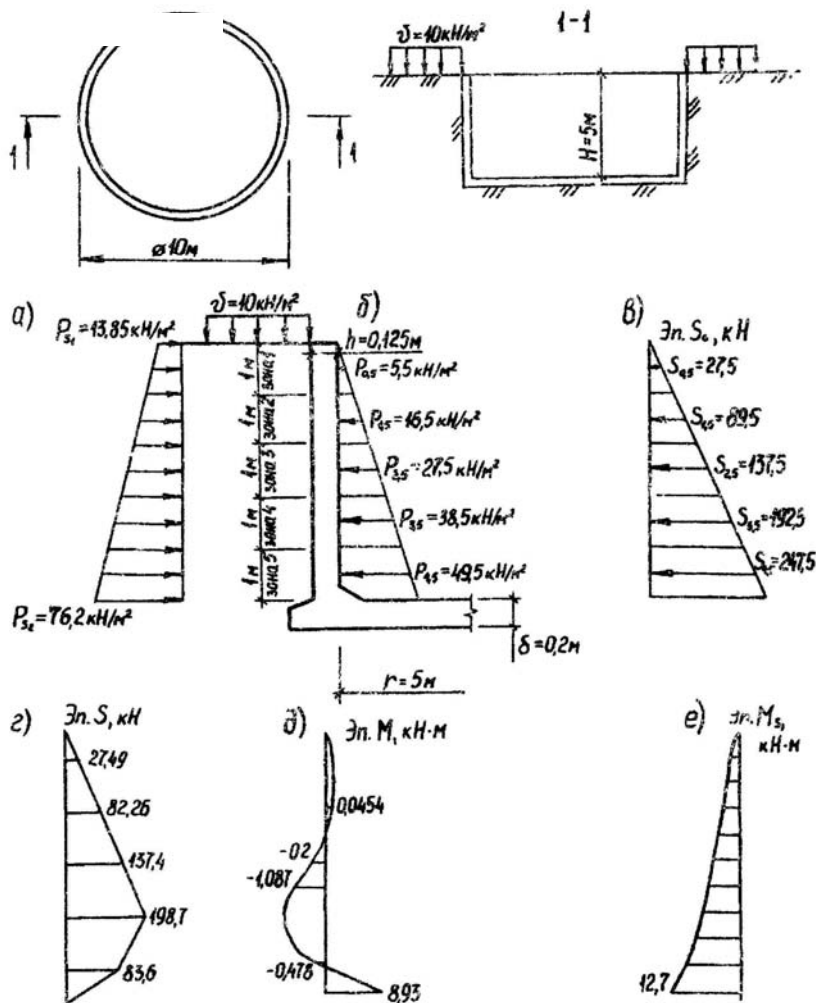


Рис. 4.6. К расчету резервуара:

а – давление грунта; б – гидростатическое давление; в – расчетное растягивающее кольцевое усилие  $S_0$ ; г – расчетное усилие  $S$ ; д – эпюра изгибающих моментов от давления; е – эпюра изгибающих моментов от давления грунта

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{8,93 \cdot 10^3}{11,5 \cdot 100 \cdot 10^2} = 0,086.$$

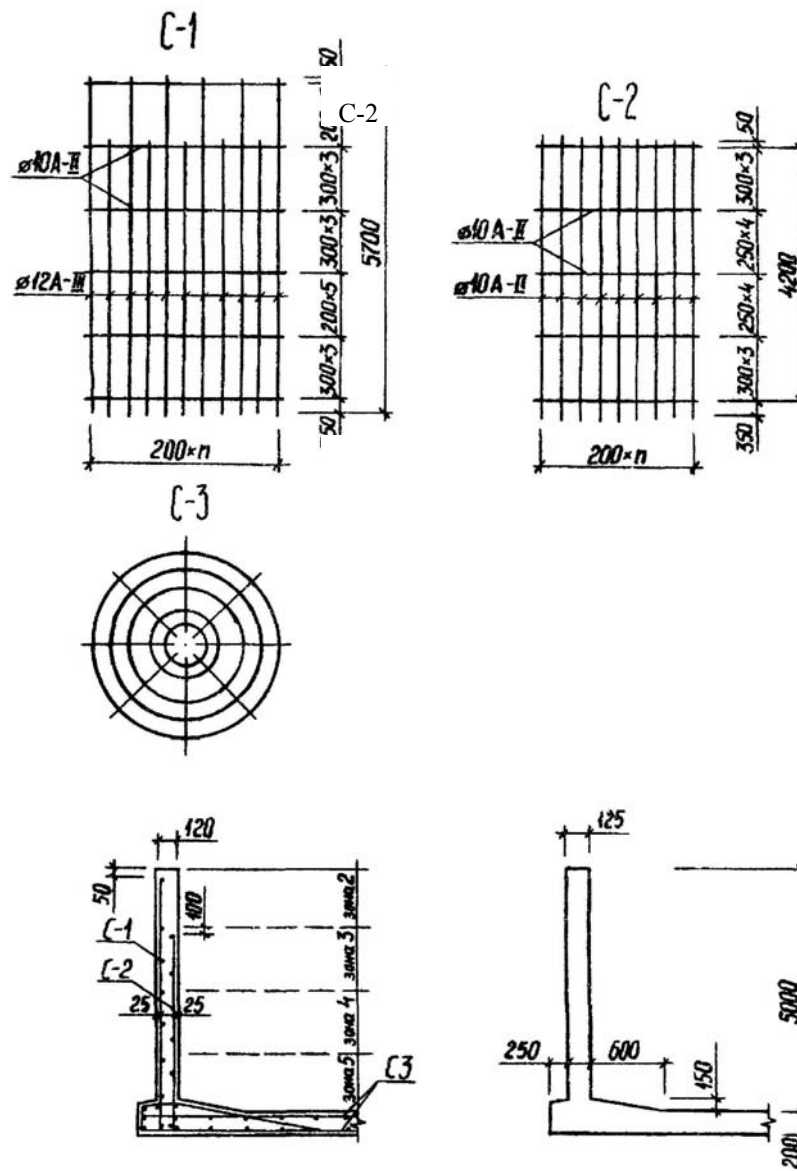


Рис. 4.7. Схема армирования монолитного железобетонного резервуара

Для восприятия момента от давления грунта при опорожненном резервуаре площадь вертикальной арматуры, размещаемой с внешней стороны стенки при  $M = 12,7$  кН·м, равна:

$$\alpha_m = \frac{0,83 \cdot 10^3}{11,5 \cdot 100 \cdot 10^2} = 0,007;$$

$$A_s = \frac{11,5 \cdot 100 \cdot 10 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,007})}{270} = 0,29 \text{ см}^2.$$

Принимаем 5  $\text{O} 10$  А300 с  $A_s = 3,93 \text{ см}^2$  с шагом  $S = 200$  мм.

Проверку на трещиностойкость при

$$R_{Bt,ser} = 1,4 \text{ МПа}; E_b = 27 \text{ 000 МПа}; E_s = 200 \text{ 000 МПа}$$

с учетом  $\gamma_f = 1,1$  выполняем для зоны 4 (самой напряженной) из условия  $N \leq N_{cr}$ , где

$$N_{cr} = \frac{S}{\gamma_f} = \frac{202,6}{1,1} = 184 \text{ кН},$$

где  $N_{cr} = R_{Bt,ser}(A + 2\alpha A_s) = 1,35 \cdot (1250 + 2 \cdot 7,86 \cdot 7,27) = 1842 \text{ Мпа} \cdot \text{см}^2 = 184,2 \text{ кН}$ ;  $A = bh = 100 \cdot 12,5 = 1250 \text{ см}^2$  – площадь сечения элемента;  $\alpha = E_s / E_b = 200 \text{ 000} / 27 \text{ 500} = 7,27$  – коэффициент приведения.

Так как  $N = 184 \text{ кН} \leq N_{cr} = 184,2 \text{ кН}$ , то трещины в стенке резервуара не образуются. Схема армирования приведена на рис. 4.7.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Байков, В.Н. Железобетонные конструкции: Общий курс : учебник для вузов / В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. – 5-е изд. – М. : Стройиздат, 1971. – 767 с.

2. Бондаренко, В.М. Расчет железобетонных и каменных конструкций : учебное пособие для строительных вузов / В.М. Бондаренко, А.И. Судницын, В.Г. Назаренко // под ред. В.М. Бондаренко. – М. : Высшая школа, 1988. – 304 с.
3. Емельянов, Л.М. Расчет подпорных сооружений : справочное пособие / Л.М. Емельянов. – М. : Стройиздат, 1987. – 288 с.
4. Железобетонные конструкции : специальный курс / под ред. В.Н. Байкова. – М. : Стройиздат, 1981. – 766 с.
5. Железобетонные конструкции / под ред. Л.Д. Полякова, Е.Ф. Лысенко, Л.В. Кузнецова. – Киев : Вища школа, – 1984. – 348 с.
6. Жилые и общественные здания : краткий справочник инженера-конструктора / Ю.А. Дыховичный, В.А. Максименко, А.Н. Кондратьев и др. // под ред. Ю.А. Дыховичного. – 3-е изд. – М. : Стройиздат, 1991. – 656 с.
7. Латышев, Б.В. Практические методы расчета железобетонных силосных корпусов / Б.В. Латышев. – Л. : Стройиздат, 1973. – 112 с.
8. Леденев, В.В. Проектирование конструкций специальных инженерных сооружений / В.В. Леденев, В.Г. Однолько, В.П. Ярцев. – Тамбов, 1991. – 99 с.
9. Липницкий, М.Е. Железобетонные бункера и силосы (расчет и проектирование) / М.Е. Липницкий, Ж.Р. Абрамович. – Л. : Стройиздат, 1967.
10. Мандриков, А.П. Примеры расчета железобетонных конструкций / А.П. Мандриков. – 2-е изд. – М. : Стройиздат, 1989. – 506 с.
11. Основания, фундаменты и подземные сооружения: Справочник проектировщика / под ред. Е.А. Сорочана, Ю.Г. Трофименко. – М. : Стройиздат, 1985. – 479 с.
12. Попов, Н.Н. Расчет конструкции специальных сооружений : учебное пособие для вузов / Н.Н. Попов, Б.С. Расторгуев. – М. : Стройиздат, 1990. – 208 с.
13. Проектирование подпорных стен и стен подвалов : справочное пособие к СНИП. – М. : Стройиздат, 1990. – 101 с.
14. Пособие по проектированию сооружений по хранению и переработке зерна. – М., 1986.
15. Руководство по проектированию подпорных стен и стен подвалов для промышленного и гражданского строительства. – М. : Стройиздат, 1984. – 116 с.
16. СНИП 2.01.07.85\*. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования / Госстрой России. – М. : ГУП ЦПП, 2003. – 55 с.
17. СНИП 2.09.03.85. Сооружения промышленных предприятий. М. : Стройиздат, 1985. – 56 с.
18. СНИП 2.02.01–83\*. Основания зданий и сооружений. – М. : Стройиздат, 1995. – 40 с.
19. СНИП 52-01–2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. – М. : ГУП ЦПП, 2004. – 24 с.
20. СНИП 2.10.05–85. Предприятия, здания и сооружения по хранению и переработке зерна. – М., 1985.
21. СП 52-102–2004. Предварительно напряженные железобетонные конструкции. – М. : ГУП ЦПП, 2005. – 36 с.
22. СП 52-101–2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. – М. : ГУП ЦПП, 2004.
23. Сперанский, Н.М. Примеры расчета железобетонных конструкций : учебное пособие для вузов по специальности «Промышленное и гражданское строительство» / Н.М. Сперанский, С.Г. Сташевская, С.В. Бондаренко. – М. : Высшая школа, 1989. – 176 с.
24. Строительные конструкции : библиографическое указание / сост. : В.В. Леденев, В.А. Сушкова // Тамб. гос. техн. ун-т. – Тамбов, 1974. – 56 с.

1. Задание на расчет подпорной стены

Исходные данные	Буквы шифра	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1. Тип стены	а	массивная	уголковая	уголковая с контрфорсами	уголковая с анкерными тягами	уголковая	уголковая с контрфорсами	массивная	уголковая с контрфорсами	уголковая	уголковая с анкерными тягами
2. Высота подпора грунта, м	б	8	6	5,5	3,5	4	4,5	5	5,5	6	6,5
3. Характеристики грунта засыпки:											
плотность $\gamma'_{II}$ , кН/м <sup>3</sup> ;	в	18,5	18,4	18,3	19,3	19	18	18,9	17,4	18	17
угол внутреннего трения $\phi'_{II}$ град.	в	18	16	15	18	11	26	22	25	29	32
коэффициент сцепления $c'_{II}$ , кПа	в	47	43	38	7	32	0	8	12	0	0
4. Характеристики грунта засыпки:											
плотность $\gamma_{II}$ , кН/м <sup>3</sup>	г	18,9	18	18	17	18	19	18	17	18	16
угол внутреннего трения $\phi_{II}$ град.	г	22	25	26	29	32	24	26	24	22	17
коэффициент сцепления $c_{II}$ , кПа	г	8	12	0	0	0	17	20	10	7	24
5. Равномерно распределенная нагрузка на призме обрушения, кН/м <sup>2</sup>	а	15	20	25	30	25	20	15	10	15	20

Примечание: Расчетные характеристики грунтов в общем виде определяются выражением  $x = x_n / \gamma_q$ , где  $x_n$  – нормативное значение характеристики грунта;  $\gamma_q$  – коэффициент надежности по грунту, принимаемый равным 1,5 при определении  $c_I$ , 1,05 – при определении  $\gamma_I$ ; 1,1 – при определении  $\phi_I$  песчаных грунтов, 1,15 – то же, пылеватоглинистых.

## 2. Задание на расчет квадратного бункера

Исходные данные	Буквы шифра	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
Размеры в плане $a \times b$ , м	а	4,5	6	3	3,6	3,9	6	7,2	7,5	4,8	5,4
Загружаемый материал	б	известь гашеная	глинозем	цемент	гравий	карбид	уголь	штейн свин- цовый	железная руда	кокс	шлак
Класс бетона	в	B15	B20	B25	B25	B15	B20	B25	B15	B20	B25
Загружение бункера	г	транспортёр	транспортёр	транспортёр	грейфер	грейфер	транспортёр	грейфер	транспортёр	грейфер	транспортёр

Примечание: Высота бункера принимается из условия  $H < 1,5a$ .

### 3. Задание на расчет отдельно стоящего круглого силоса

Исходные данные	Буквы шифра	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1. Район строительства	а	Тамбов	Пенза	Саратов	Иваново	Москва	Волгоград	Минск	Киев	Донецк	Воронеж
2. Диаметр силоса $D$ , м	б	6	9	12	15	6	9	12	15	3	9
3. Загружаемый материал	в	известь гашеная	мел	цемент	гравий	кокс	торф	уголь каменный	зерно	отруби	мука
4. Расчетное сопротивление грунта, кПа	г	200	250	300	350	400	350	300	250	200	150
5. Класс бетона	а	В15	В20	В25	В15	В20	В25	В30	В25	В20	В15

Примечание: высота силоса принимается из условия  $H \geq 1,5 D$ .

#### 4. Задание на расчет цилиндрического заглубленного резервуара

Исходные данные	Буквы шифра	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1. Диаметр резервуара, м	а	10	15	20	25	20	15	10	20	25	30
2. Высота резервуара, м	б	4	5	6	7	8	9	10	8	6	5
3. Характеристики грунта: удельный вес, кН/м <sup>3</sup> угол внутреннего трения, град.	в	19	18	17,9	17	16,5	20,9	19	18	17,9	16,5
		23	29	28	21	26	22	23	25	27	24
4. Класс бетона	г	В15	В20	В25	В15	В20	В25	В15	В20	В25	В15
5. Временная нагрузка на поверхности грунта, кН/м <sup>2</sup>	а	10	15	20	25	10	15	20	25	10	15
6. Хранимый материал	б	вода	нефть	вода	мазут	нефть	мазут	вода	нефть	мазут	вода