

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ  
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

---

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение  
высшего профессионального образования  
«Пензенский государственный университет  
архитектуры и строительства»

С.Г. Багдоев

## **ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПОДПОРНЫХ СТЕН**

Рекомендовано Редсоветом университета  
в качестве учебного пособия  
для студентов специальности 270104  
«Гидротехническое строительство»

Пенза 2012

УДК 624.137.5.04(075.8)

ББК 38.112я7

Б14

Рецензенты: заведующий кафедрой городского строительства и архитектуры, кандидат технических наук, доцент А.В. Гречишкин (ПГУАС); генеральный директор ООО «Техностройпроект», кандидат технических наук, профессор В.С. Абрашитов

**Багдоев, С.Г.**

Б14 Проектирование железобетонных подпорных стен: учеб. пособие / С.Г. Багдоев. – Пенза: ПГУАС, 2012. – 88 с.

Изложены вопросы проектирования железобетонных подпорных стен. Рассмотрены тонкостенные подпорные стены. Приведены необходимый справочный материал, а также пример расчета угловых и анкерных подпорных стен.

Учебное пособие подготовлено на кафедре строительных конструкций и предназначено для использования студентами очной формы обучения специальности 270104 «Гидротехническое строительство» при выполнении курсового проекта по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции».

© Пензенский государственный университет  
архитектуры и строительства, 2012

© Багдоев С.Г., 2012

## ПРЕДИСЛОВИЕ

Учебное пособие подготовлено в соответствии с программой дисциплины «Железобетонные и каменные конструкции» и входит в комплект методических материалов для специальности «Гидротехническое строительство». Оно содержит необходимые сведения по проектированию железобетонных подпорных стен.

В пособии освещены вопросы определения основных геометрических параметров подпорной стены, обеспечивающих надежное выполнение ее основных функций. Учебное пособие подготовлено с учетом требований СНиП 2.06.08–87. «Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений» и рекомендаций справочного пособия «Проектирование подпорных стен и стен подвалов». В качестве примера приведены монолитный и сборный варианты тонкостенных подпорных стен. В монолитном варианте рассматривается уголково-консольная подпорная стена, в сборном варианте – анкерная.

Пособие предназначено для студентов, обучающихся по очной форме обучения.

Автор выражает глубокую благодарность безвременно ушедшему из жизни доценту кафедры оснований и фундаментов, кандидату технических наук Кузнецову Анатолию Николаевичу за ценные советы и замечания, которые позволили существенно улучшить содержание пособия.

## ВВЕДЕНИЕ

Подпорная стена предназначена для удерживания находящегося за ней грунта. Подпорные стены нашли широкое применение в гидротехническом, транспортном и промышленном строительстве. Они используются в конструкциях набережных, шлюзов, устоев мостов и т.д. Конструкция подпорной стены должна обеспечить устойчивое ее положение (не опрокидываться от действующих на нее нагрузок, надежно сопротивляться сдвигу); кроме того, она должна быть достаточно прочной, жесткой и трещиностойкой.

В рамках курсового проектирования предполагается подобрать основные геометрические параметры подпорной стены, обеспечивающие ее устойчивое положение, а также запроектировать следующие конструкции: монолитную уголковую консольную стену (подобрать арматуру и произвести расчет по деформациям) и сборную уголковую анкерную стену (подобрать арматуру для лицевой панели, фундаментной панели, анкерной тяги и проверить трещиностойкость анкерной тяги); выполнить рабочие чертежи указанных конструкций.

## 1. ТИПЫ ПОДПОРНЫХ СТЕН

В зависимости от конструкции и назначения подпорные стены подразделяются на гравитационные, возводимые на нескальном и скальном основаниях (рис. 1 и 2), шпунтовые и свайные, возводимые на основаниях, допускающих погружение шпунта или свай (рис.3). Гравитационные подпорные стены в зависимости от принципа работы могут быть массивными, устойчивость которых обеспечивается в основном за счет их собственного веса (см. рис. 1), и тонкоэлементными, устойчивость которых обеспечивается в основном за счет веса грунта над фундаментной плитой (см. рис. 2).

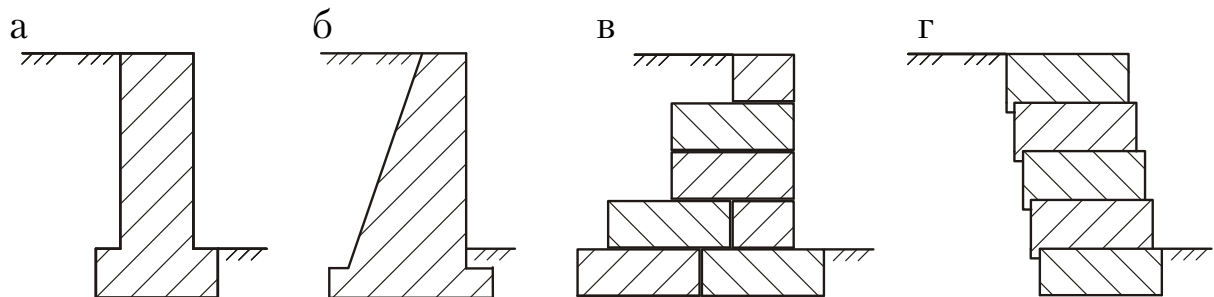


Рис. 1. Массивные подпорные стены:  
а, б – монолитные; в, г – блочные

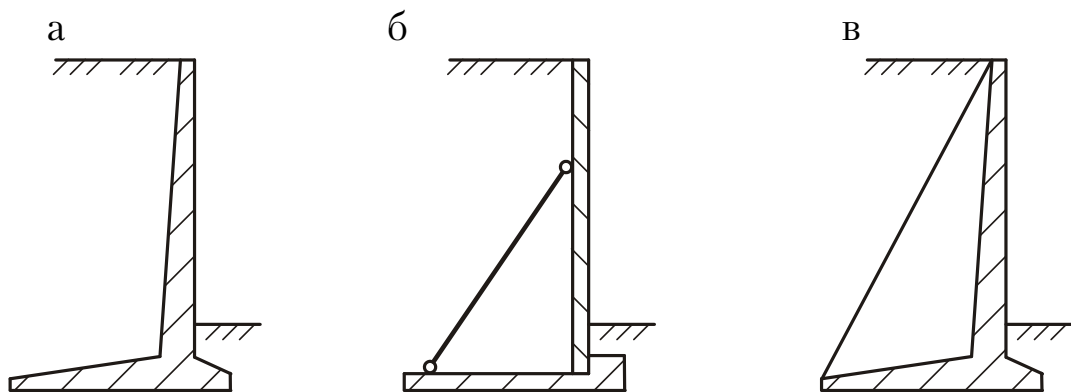


Рис. 2. Тонкостенные подпорные стены:  
а – уголково-консольные; б – уголково-анкерные;  
в – контрфорсные

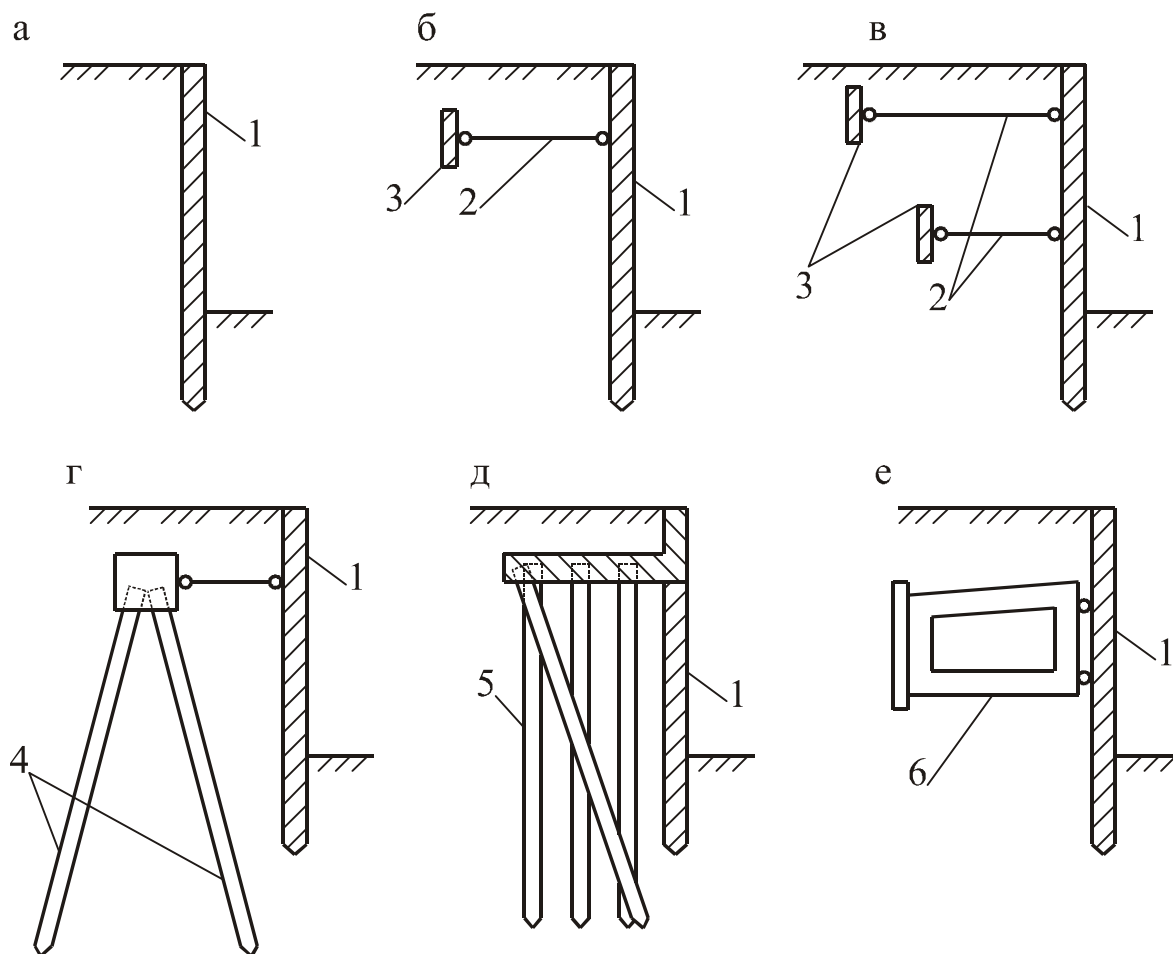


Рис. 3. Шпунтовые и свайные подпорные стены:  
а – безанкерные; б, в, г, д – заанкеренные одной или двумя тягами к плитам  
и сваям; е – с жестким анкерным устройством;  
1 – шпунт; 2 – анкерная тяга; 3 – анкерная плита;  
4 – анкерные сваи; 5 – свайный фундамент; 6 – жесткий анкер

Как правило, массивные подпорные стены более материалоемкие и трудоемкие при возведении, чем тонкостенные, и могут применяться при соответствующем технико-экономическом обосновании (например, при возведении их из местных материалов, отсутствии сборного железобетона и т.д.). Массивные подпорные стены отличаются друг от друга формой поперечного профиля и материалом (бетон, бутобетон и т.д.)

В данном пособии рассматриваются тонкоэлементные железобетонные подпорные стены.

Тонкостенные консольные стены уголкового типа состоят из лицевых и фундаментных плит, жестко сопряженных между собой. По способу изготовления они могут быть монолитными (см. рис. 2,а),

сборными (рис. 4,а, 4,б) и сборно-монолитными. В полносборных конструкциях лицевые и фундаментные плиты выполняются из готовых элементов. В сборно-монолитных конструкциях лицевая плита сборная, а фундаментная – монолитная. В монолитных подпорных стенах жесткость узлового сопряжения лицевых и фундаментных плит обеспечивается соответствующим расположением арматуры, а жесткость соединения в сборных подпорных стенах – устройством щелевого паза (рис. 4,в) или петлевого стыка (рис. 4,г).

Тонкостенные подпорные стены с анкерными тягами (см. рис. 2,б) состоят из лицевых и фундаментных плит, соединенных анкерными тягами (связями), которые создают в плитах дополнительные опоры, облегчающие их работу. Сопряжение лицевых и фундаментных плит может быть шарнирным или жестким.

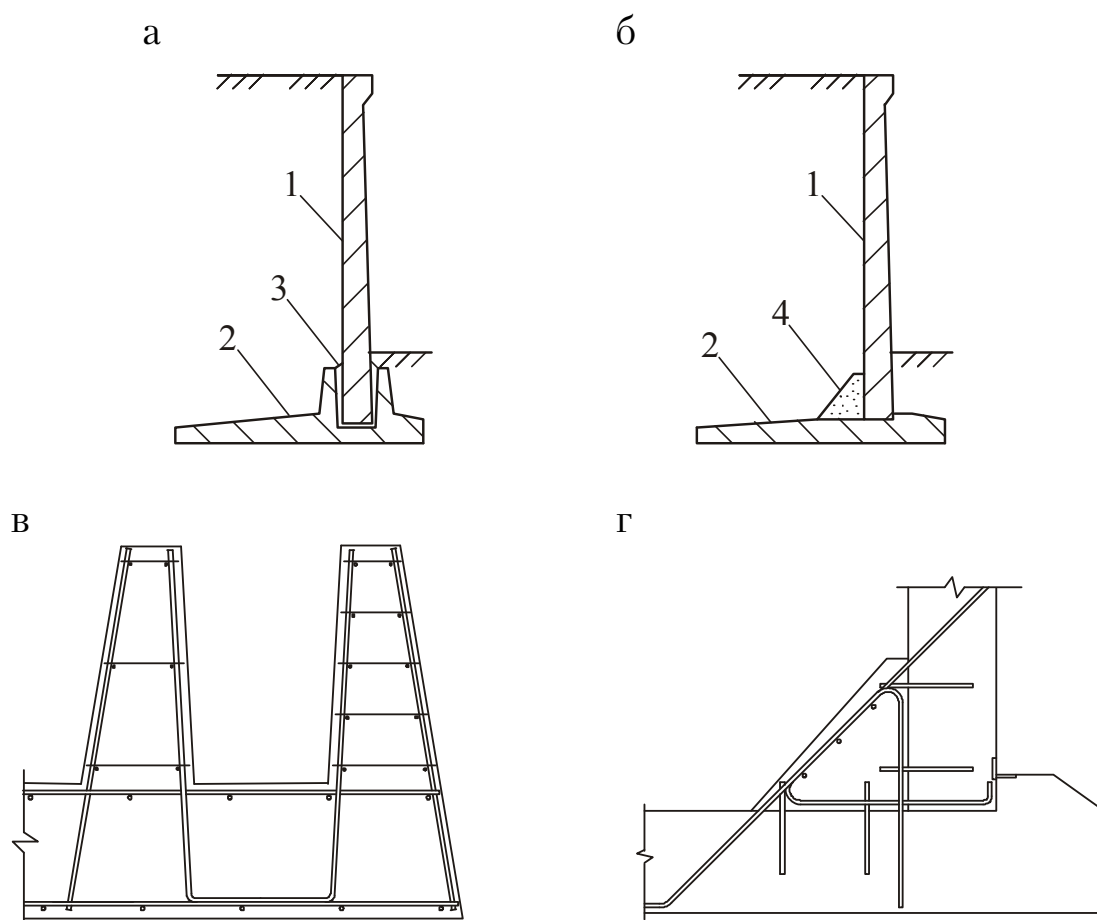


Рис. 4. Сборные консольные подпорные стены:  
а – сопрягаемые с помощью щелевого паза; б – сопрягаемые с помощью петлевого стыка; в – схема армирования щелевого паза; г – конструкция петлевого стыка; 1 – лицевая плита; 2 – фундаментная плита;  
3 – заполнение щелевого паза цементно-песчаным раствором;  
4 – бетон омоноличивания

Контрфорсные подпорные стены (см. рис. 2,в) состоят из ограждающей лицевой плиты, контрфорса и фундаментной плиты. При этом грунтовая нагрузка от лицевой плиты частично или полностью передается на контрфорс.

#### Контрольные вопросы

1. В чем заключается отличие принципа работы гравитационных массивных и тонкоэлементных подпорных стен?
2. Из каких элементов состоят консольные подпорные стены углового типа?
3. Из каких элементов состоят подпорные стены с анкерными тягами?
4. Из каких элементов состоят контрфорсные подпорные стены?



## 2. МАТЕРИАЛЫ КОНСТРУКЦИЙ ПОДПОРНЫХ СТЕН

Для бетонных и железобетонных конструкций рекомендуется применять бетоны по прочности на сжатие не ниже класса В15.

Для конструкций, подвергающихся попеременному замораживанию и оттаиванию, в проекте должны быть оговорены марки бетона по морозостойкости и водонепроницаемости. Проектные марки бетона устанавливаются в зависимости от условий эксплуатации сооружения и принимаются по [2, табл.1 и 2].

Для армирования железобетонных конструкций, выполняемых без предварительного напряжения, следует использовать стержневую горячекатаную арматурную сталь периодического профиля классов А-III (А400) и А-II (А300). Для монтажной (распределительной) арматуры допускается применение горячекатаной арматуры класса А-I (А240). В качестве напрягаемой арматуры предварительно напряженных железобетонных элементов рекомендуется использовать термически упрочненную арматуру классов Ат-VI (А1000) и Ат-V (А800). Допускается также применять горячекатаную арматуру классов А-V, А-VI и термически упрочненную арматуру класса Ат-IV (А600). Здесь в скобках приведено обозначение классов арматуры в соответствии с [7, 8].

### Контрольные вопросы

1. В каких случаях необходимо оговаривать марку бетона по морозостойкости и водонепроницаемости?
2. Арматура какого класса применяется в железобетонных подпорных стенах без предварительного напряжения?
3. Арматура какого класса используется в предварительно напряженных железобетонных подпорных стенах?

### 3. ДАВЛЕНИЕ ГРУНТА

При проектировании необходимо установить значения характеристик грунтов природного (нечтупенного) слоения:

$\gamma^n$  – нормативное значение обьемного веса грунта, кН/м<sup>3</sup>;

$\phi^n$  – нормативное значения угла внутреннего терния, градус;

$c^n$  – нормативное значение удельного сцепления грунта, кПа.

Эти значения следует определять, как правило, на основе непосредственного испытания грунтов в полевых или лабораторных условиях и статистической обработки результатов испытаний. В рамках курсового проектирования при отсутствии непосредственных испытаний грунта допускается принимать параметры  $c^n$ ,  $\phi^n$  и модуля деформации  $E$  по прил. 1, табл. I-III, а нормативное значение удельного веса грунта  $\gamma^n$  равным 18 кН/м<sup>3</sup>.

Расчетные значения характеристик грунта нечтупенного слоения для расчетов конструкций оснований принимаются следующими:

- по первой группе предельных состояний

$$\gamma_I = 1,05\gamma^n; \phi_I = \phi^n \gamma_\phi; c_I = c^n / 1,5,$$

где  $\gamma_\phi$  – коэффициент надежности по грунту, принимается равным:  
1,1 – для песчаных и 1,15 – для пылевато-глинистых грунтов;

- по второй группе предельных состояний:

$$\gamma_{II} = \gamma^n; \phi_{II} = \phi^n; c_{II} = c^n.$$

Значения характеристик грунтов засыпки ( $\gamma'$ ,  $\phi'$  и  $c'$ ), уплотненных согласно нормативным документам с коэффициентом уплотнения  $k_y$  не менее 0,95 от их плотности в природном слоении, допускается устанавливать по характеристикам тех же грунтов в природном залегании. Соотношения между характеристиками грунтов засыпки и грунтов природного слоения принимаются следующие:

$$\gamma'_I = 0,95\gamma_I; \phi'_I = 0,9\phi_I; c'_I = 0,5c_I, \text{ но не более } 7 \text{ кПа};$$

$$\gamma'_{II} = 0,95\gamma_{II}; \phi'_{II} = 0,9\phi_{II}; c'_{II} = 0,5c_{II}, \text{ но не более } 10 \text{ кПа}.$$

Для сооружений с глубиной заложения 3 м и менее предельные значения удельного сцепления грунта засыпки  $c'_I$  следует принимать не более 5 кПа, а  $c'_{II}$  – не более 7 кПа. Для сооружений высотой менее 1,5 м удельное сцепление грунта засыпки не учитывается, т.е.  $c'_I = 0$ .

Коэффициенты надежности по нагрузке  $\gamma_f$  при расчете по первой группе предельных состояний должны приниматься по табл. 1, а при расчете по второй группе – равными единице.

Т а б л и ц а 1

Нагрузки	Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$
<b>Постоянные</b>	
Собственный вес конструкции	1,1
Вес грунта в природном залегании	1,1
Вес грунта в засыпке	1,15
Вес насыпного грунта	1,2
Вес дорожного покрытия проезжей части и тротуаров	1,5
Вес полотна, железнодорожных путей	1,3
Гидростатическое давление грунтовых вод	1,1
<b>Временные длительные</b>	
От подвижного состава железных дорог СК	1,2
От колонн автомобилей АК	1,2
Нагрузка от оборудования, складированного материала, равномерно распределенная нагрузка на территории	1,2
<b>Временные кратковременные</b>	
От колесной НК-80 и гусеничной НГ-60 нагрузки	1
От погрузчиков и каров	1,2
От колонн автомобилей АБ	1,1

На рис. 5 приведены схемы давления грунта.

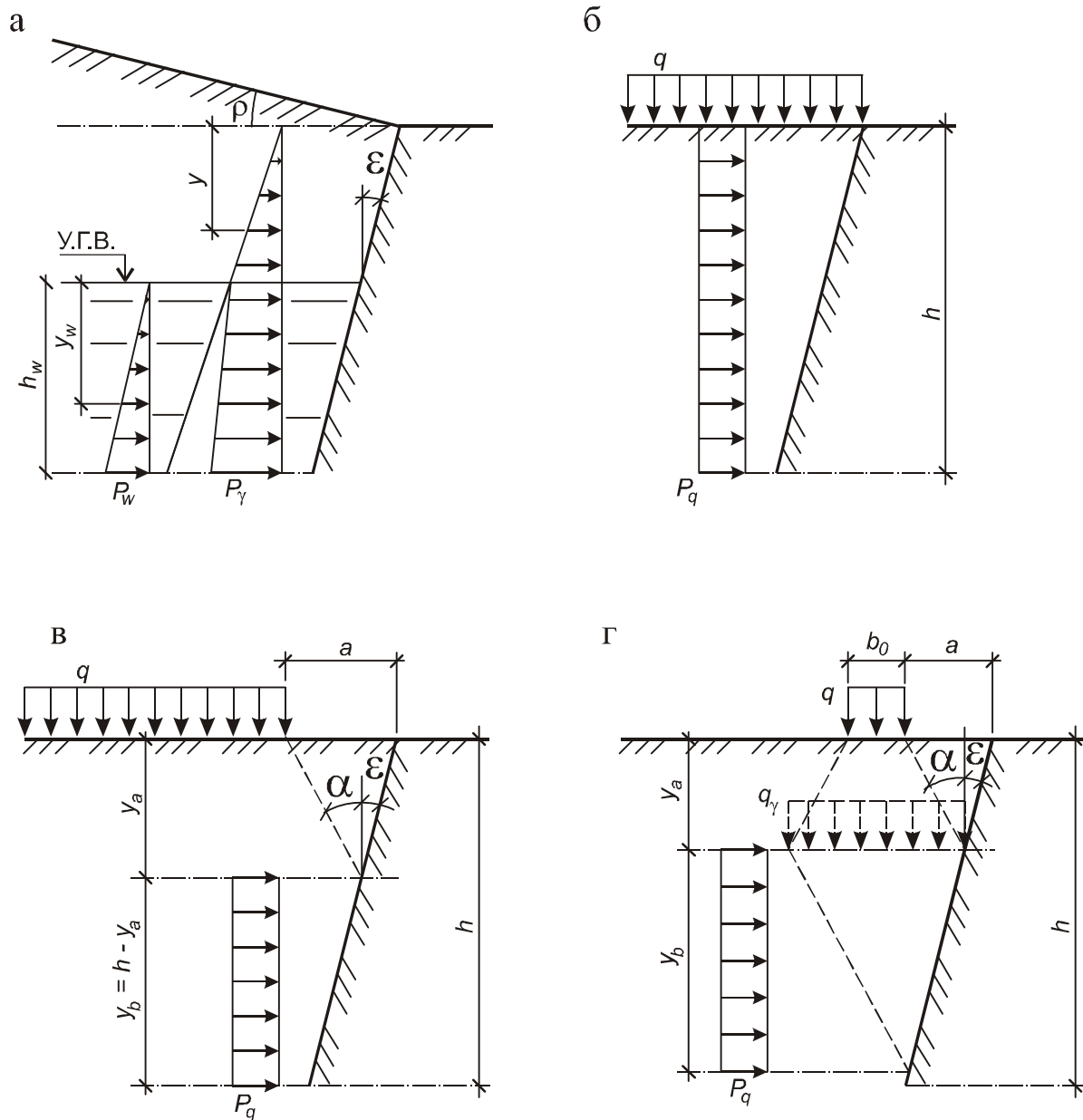


Рис. 5. Схема давления грунта:  
а – от собственного веса и давления воды; б – от сплошной равномерно  
распределенной нагрузки; в – от фиксированной нагрузки;  
г – от полосовой нагрузки

Интенсивность горизонтального активного давления грунта от собственного веса  $p_\gamma$ , на глубине  $y$  (рис. 5,а) определяется по формуле

$$p_\gamma = p_{\gamma y} \lambda_\phi - \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi} (1 - \lambda_c), \quad (1)$$

где  $p_{\gamma y}$  – вертикальное давление в грунте от собственного веса на глубине  $y$ ,

$$p_{\gamma y} = \gamma_f \gamma y; \quad (2)$$

$\lambda_\phi$  и  $\lambda_c$  – коэффициенты горизонтального давления грунта, определяемые по формулам:

$$\lambda_\phi = \left[ \frac{\cos(\varphi - \varepsilon)}{\cos \varepsilon (1 + \sqrt{k_1})} \right]^2; \quad (3)$$

$$\lambda_c = k_3 \left[ \frac{\cos(\varphi - \varepsilon + \rho)}{\cos \varepsilon (1 + \sqrt{k_2})} \right]^2; \quad (4)$$

здесь

$$k_1 = \frac{\sin(\varphi + \varphi_s) \sin(\varphi - \rho)}{\cos(\varepsilon + \varphi_s) \cos(\varepsilon - \rho)}; \quad (5)$$

$$k_2 = \frac{\sin(\varphi + \varphi_s) \sin \varphi}{\cos(\varepsilon + \varphi_s - \rho) \cos(\varepsilon - \rho)}; \quad (6)$$

$$k_3 = \frac{\cos \varepsilon \cos(\varepsilon + \varphi_s)}{\cos(\varepsilon - \rho) \cos(\varepsilon + \varphi_s - \rho)}, \quad (7)$$

где  $\varphi_s$  – угол трения грунта на контакте с расчетной плоскостью (для гладкой стены  $\varphi_s = 0$ , шероховатой  $\varphi_s = 0,5\varphi$ , ступенчатой  $\varphi_s = \varphi$ , но не более  $30^\circ$ ).

В формуле (2) коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f$  при расчете по первой группе предельных состояний принимается равным 1,15.

При  $\rho = 0$  коэффициент  $\lambda_\phi = \lambda_c$ .

Угол наклона плоскости скольжения к вертикали  $\alpha$  (при  $\rho = 0$ ,  $\varphi_s \neq 0$ ,  $\varepsilon \neq 0$ ) определяется из уравнения

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\cos \varphi - \sqrt{\lambda_\varphi}}{\sin \varphi}. \quad (8)$$

Интенсивность дополнительного горизонтального давления грунта, обусловленного наличием грунтовых вод  $p_w$ , кПа, на расстоянии  $y_w$  от верхнего уровня грунтовых вод (рис. 5,а) рассчитывается по формуле

$$p_w = y_w \left[ 10 - \lambda_\varphi \left( \gamma - \frac{16,5}{1+e} \right) \right] \gamma_f, \quad (9)$$

где  $e$  — пористость грунта;

$\gamma_f$  — коэффициент надежности по нагрузке, принимаемый при расчете по первой группе предельных состояний равным 1,1.

Интенсивность горизонтального давления грунта от равномерно распределенной нагрузки  $q$ , расположенной на поверхности призмы обрушения, находим по формулам:

- при сплошном и фиксированном расположении нагрузки (рис. 5,б,в)

$$p_q = q \gamma_f \lambda_\varphi; \quad (10)$$

- при полосовом расположении нагрузки (рис. 5,г)

$$p_q = q \gamma_f \lambda_\varphi \left( 1 + \frac{2 \operatorname{tg} \alpha y_a}{b_0} \right). \quad (11)$$

В формулах (10) и (11) коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f$  при расчете по первой группе предельных состояний принимается равным 1,2.

Расстояние от поверхности грунта засыпки до начала эпюры интенсивности давления грунта от нагрузки  $y_a$  определяется выражением

$$y_a = \frac{a}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \varepsilon}. \quad (12)$$

Протяженность эпюры интенсивности давления грунта по высоте  $y_b$  при фиксированной нагрузке (см. рис. 5,в) принимается равной

$$y_b = h - y_a. \quad (13)$$

При полосовой нагрузке (см. рис. 5,г) протяженность эпюры интенсивности давления грунта по высоте

$$y_b = \frac{b_0 + 2 \operatorname{tg} \alpha y_a}{\operatorname{tg} \varepsilon + \operatorname{tg} \alpha}, \quad (14)$$

но принимается не более величины  $y_b \leq h - y_a$ .

Временные нагрузки от подвижного транспорта следует принимать в соответствии со СНиП 2.05.03-84\* «Мосты и трубы».

Коэффициент пассивного сопротивления грунта  $\lambda_{p\phi}$  определяется по [2, табл. 2] или при  $\varphi \geq 15^\circ$  – по формуле

$$\lambda_{p\phi} = \frac{\cos \varphi_s + \sqrt{\sin^2 \varphi - \sin^2 \varphi_s}}{\cos^2 \varepsilon (1 - \sin \varphi)} \times \exp \left[ \left( \varphi_s + \arcsin \frac{\sin \varphi_s}{\sin \varphi} + 2\varepsilon \right) \operatorname{tg} \varphi \right]. \quad (15)$$

Т а б л и ц а 2

$\varphi$ , град.	$\varphi_s$ , град.	Коэффициенты $\lambda_{p\phi}$ при $\varepsilon$ , град., равном			
		0	10	20	30
5	0	1,18	1,22	1,26	1,30
	5	1,27	1,32	1,37	1,42
10	0	1,42	1,51	1,62	1,75
	5	1,55	1,62	1,77	1,91
	10	1,63	1,71	1,79	1,95
15	0	1,69	1,93	2,07	2,34
	7,5	1,95	2,13	2,39	2,60
	15	2,12	2,32	2,53	2,84
20	0	2,04	2,32	2,79	3,17
	10	2,51	2,84	3,28	3,73
	20	2,86	3,15	3,49	3,86
25	0	2,46	3,00	3,68	4,30
	12,5	3,67	3,86	4,78	5,77
	25	3,94	4,59	5,36	5,83
30	0	3,00	3,70	4,70	6,10
	15	4,46	5,45	7,42	8,66
	30	5,67	6,65	7,82	9,01

При  $\varepsilon \leq 7^\circ$  коэффициент  $\lambda_{p\varphi}$  вычисляется по формуле

$$\lambda_{p\varphi} = \left[ \frac{\cos(\varphi - \varepsilon)}{\cos \varepsilon (1 - \sqrt{k_4})} \right]^2; \quad (16)$$

где  $k_4$  – коэффициент,

$$k_4 = \frac{\sin(\varphi + \varphi_s) \sin(\varphi + \rho)}{\cos(\varepsilon + \varphi_s) \cos(\varepsilon - \rho)}. \quad (17)$$

Коэффициенты пассивного сопротивления грунта  $\lambda_{pc}$  определяются по формуле

$$\lambda_{pc} = \lambda_{p\varphi} + \operatorname{tg} \varepsilon \operatorname{tg} \varphi_s. \quad (18)$$

### Контрольные вопросы

1. Как изменяется горизонтальное давление грунта на подпорную стену от его собственного веса?
2. Как изменяется горизонтальное давление грунта на подпорную стену от временной нагрузки, расположенной на поверхности призмы обрушения?
3. Какая величина коэффициента уплотнения грунта засыпки принимается в расчетах?



#### 4. РАСЧЕТ ПОДПОРНЫХ СТЕН

Подпорные стены следует рассчитывать по двум группам предельных состояний:

первая группа (по несущей способности) предусматривает выполнение расчетов:

- по устойчивости положения стены против сдвига и по прочности грунтового основания;

- по прочности элементов конструкций и узлов соединений;

вторая группа (по пригодности к эксплуатации) предусматривает проверку:

- оснований на допускаемые деформации;

- элементов конструкций на допустимые величины раскрытия трещин.

Давление грунта для уголковых подпорных стен следует определять исходя из условия образования за стеной клиновидной симметричной (а для короткой задней консоли – несимметричной) призмы обрушения (рис. 6). Давление грунта принимается действующим на наклонную (расчетную) плоскость, проведенную под углом  $\varepsilon$ .

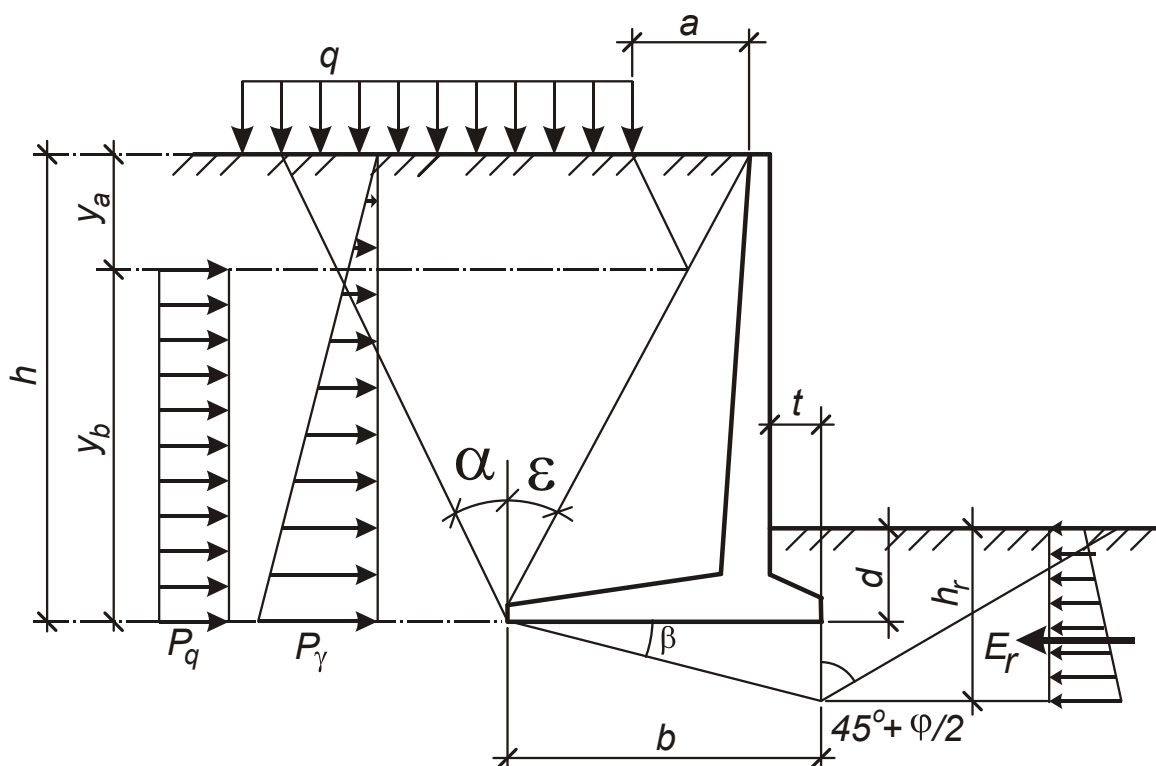


Рис. 6. Расчетная схема подпорной стены углового профиля

Угол наклона расчетной плоскости к вертикали  $\varepsilon$  определяется из условия

$$\operatorname{tg} \varepsilon = (b - t)/h, \quad (19)$$

но принимается не более  $(45^\circ - \varphi/2)$ .

Наибольшая величина активного давления грунта при наличии на горизонтальной поверхности засыпки равномерно распределенной нагрузки  $q$  определяется при расположении этой нагрузки в пределах всей призмы обрушения, если нагрузка не имеет фиксированного положения.

#### 4.1. Расчет устойчивости положения стены против сдвига

Расчет устойчивости положения стены против сдвига производится из условия

$$F_{sa} \leq \gamma_c F_{sr} / \gamma_n, \quad (20)$$

где  $F_{sa}$  – 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, равный: 1 – для песков, кроме пылеватых; 0,9 – для пылеватых песков, а также пылевато-глинистых грунтов в стабилизированном состоянии; 0,85 – для пылевато-глинистых грунтов в нестабилизированном состоянии; 1 – для скальных, неветрелых и слабоветрелых грунтов; 0,9 – для ветрелых; 0,8 – для сильноветрелых;

$\gamma_n$  – коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый равным 1,2, 1,15 и 1,1 соответственно для зданий и сооружений I, II и III классов.

Сдвигающая сила  $F_{sa}$  определяется по формуле

$$F_{sa} = F_{sa,\gamma} + F_{sa,q}, \quad (21)$$

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

$$F_{sa,\gamma} = p_\gamma h/2; \quad (22)$$

$F_{sa,q}$  – сдвигающая сила от нагрузки, расположенной на поверхности призмы обрушения,

$$F_{sa,q} = p_q y_b. \quad (23)$$

Удерживающая сила  $F_{sr}$  для нескального основания вычисляется по формуле

$$F_{sr} = F_v \operatorname{tg}(\varphi_1 - \beta) + bc_1 + E_r, \quad (24)$$

где  $F_v$  – сумма проекций всех сил на вертикальную плоскость, для уголкового подпорного основания определяемая по формуле

$$F_v = F_{sa} \operatorname{tg}(\varepsilon + \varphi_1') + \gamma_1' \gamma_f [h(b - t)/2 + td] + \gamma_1 \operatorname{tg} \beta b^2/2; \quad (25)$$

$E_r$  – пассивное сопротивление грунта,

$$E_r = \gamma_1 h_r^2 \lambda_{p\varphi}/2 + c_1 h_r (\lambda_{pc} - 1) / \operatorname{tg} \varphi_1; \quad (26)$$

здесь  $\gamma_f$  – коэффициент надежности по нагрузке, принимается равным 1,2;

$h_r$  – высота призмы выпора грунта,

$$h_r = d + b \operatorname{tg} \beta. \quad (27)$$

Расчет устойчивости подпорных стен против сдвига выполняется по формуле (20) для трех значений угла  $\beta$  ( $\beta = 0$ ,  $\beta = \varphi_1/2$  и  $\beta = \varphi_1$ ).

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

При сдвиге по подошве ( $\beta = 0$ ) необходимо учитывать следующие ограничения:  $c_1 \leq 5$  кПа,  $\varphi_1 \leq 30^\circ$ ,  $\lambda_{p\varphi} = 1$ ,  $\lambda_{pc} = 1$ .

## 4.2. Расчет прочности грунтового основания

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

$$\operatorname{tg} \delta_1 = F_{sa}/F_v. \quad (28)$$

Расчет прочности основания следует производить для всех скальных и нескальных грунтов при  $\operatorname{tg} \delta_1 < \sin \varphi_1$  из условия

$$F_v \leq \gamma_c N_u / \gamma_n, \quad (29)$$

где  $N_u$  – вертикальная составляющая силы предельного сопротивления основания  $N_u$ , сложенного нескальными грунтами в стабилизированном состоянии,

$$N_u = b' (N_\gamma b' \gamma_1 + N_q \gamma_1' d + N_c c_1); \quad (30)$$

здесь  $N_\gamma, N_q, N_c$  – безразмерные коэффициенты несущей способности, определяемые по прил. 2 в зависимости от расчетного

значения угла внутреннего трения грунта  $\varphi_1$  и угла наклона к вертикали  $\delta_1$  равнодействующей внешней нагрузки на основание в уровне подошвы стены;

$d$  – глубина заложения подошвы от нижней планировочной отметки;

$b'$  – прицеленная ширина подошвы,

$$b' = h - 2e, \quad (31)$$

где  $e$  – эксцентриситет приложения равнодействующей всех сил относительно оси, проходящей через центр тяжести подошвы стены, определяется по формуле

$$e = M_0 / F_v \quad (32)$$

и не должен превышать  $e \leq b/3$ .

В формуле (32)  $M_0$  – сумма моментов всех вертикальных и горизонтальных сил относительно оси, проходящей через центр тяжести подошвы, определяется для уголкового стен при  $\varepsilon \leq \alpha$  по формуле

$$M_0 = F_{sa} [h^* - \operatorname{tg}(\varepsilon + \varphi') (b/2 - h^* \operatorname{tg} \varepsilon)] + \gamma'_f \gamma_f (b - t) [h(b - 4t) + 6td]/12, \quad (33)$$

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

$$h^* = [F_{sa, \gamma} h/3 + F_{sa, q} (h - y_a - y_b/2)] / F_{sa}; \quad (34)$$

$\gamma_f$  – коэффициент надежности по нагрузке, принимается равным 1,2.

#### 4.3. Расчет оснований по деформациям

В рамках курсового проектирования по дисциплине «Железобетонные конструкции» расчет по деформациям выполняется не в полном объеме. Здесь допускается не определять величину осадки. При расчете основания по деформациям принимается, что давление по подошве фундамента распределяется по линейному закону. Среднее давление на грунт под подошвой фундамента от нормативной нагрузки не должно превышать расчетного сопротивления грунта основания  $R$ , а крайевые давления –  $1,2R$ :

$$\left. \begin{array}{l} p \leq R, \\ p_{\max} \leq 1,2R. \end{array} \right\} \quad (35)$$

При небольших эксцентриситетах ( $e < b/6$ ) эпюра напряжений принимается трапециевидной, при больших эксцентриситетах – треугольной. При этом допускается отлипание фундамента не более чем на 25 % площади, т.е. эксцентриситет должен быть не более четверти ширины подошвы фундамента ( $e \leq b/4$ ) (рис. 7).

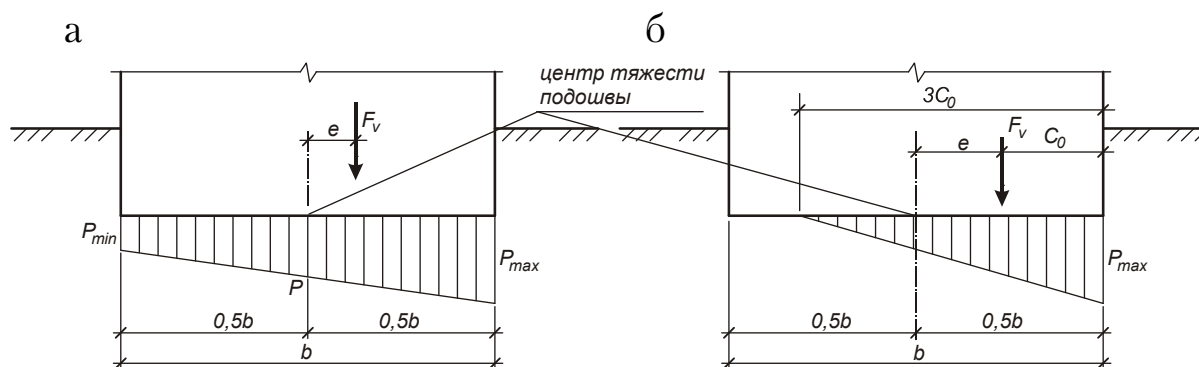


Рис. 7. Схема для определения давлений под подошвой стены:  
а – при малых эксцентриситетах ( $e < b/6$ );  
б – при больших эксцентриситетах ( $e \geq b/6$ )

Краевые давления на грунт под подошвой стены  $p_{\max}$  и  $p_{\min}$  при эксцентриситете приложения равнодействующей всех вертикальных сил относительно центра тяжести подошвы  $e \leq b/6$  находим по формуле (36), а при  $e > b/6$  – по формуле (37):

$$p_{\max}^{\min} = \frac{F_v}{b} \left( 1 \pm \frac{6e}{b} \right); \quad (36)$$

$$p_{\max} = 2F_v/3c_0, \quad (37)$$

где  $F_v$  – сумма проекций всех сил на вертикальную плоскость, определяемая по формуле (25);

$e$  – эксцентриситет приложения равнодействующей всех сил относительно оси, проходящей через центр тяжести подошвы стены, вычисляется по формуле (32);

$3c_0$  – длина эпюры давления по подошве фундамента по схеме, изображенной на рис. 7,б:

$$c_0 = 0,5b - e. \quad (38)$$

Расчетное сопротивление грунта основания  $R$ , кПа (тс/м<sup>2</sup>), определяется по формуле

$$R = (\gamma_{c1}\gamma_{c2}/k) (M_{\gamma}b\gamma_{II} + M_q d\gamma'_{II} + M_{cII}), \quad (39)$$

где  $\gamma_{c1}$  – коэффициент условий работы, принимаемый по [10, табл. 3];

- $\gamma_{c2}$  – коэффициент условий работы при гибкой конструктивной схеме, принимается равным единице;
- $k$  – коэффициент, принимаемый:  $k = 1$ , если прочностные характеристики грунта  $\varphi$  и  $c$  определены непосредственными испытаниями;  $k = 1,1$ , если они приняты по прил. 1, табл. I-III;
- $M_\gamma, M_q, M_c$  – коэффициенты, принимаемые по [6, табл.4];
- $b$  – ширина подошвы фундамента;
- $d$  – глубина заложения подошвы фундамента от нижней планировочной отметки.

Т а б л и ц а 3

Грунты	Коэффициент $\gamma_{c1}$
1	2
Крупнообломочные с песчаным заполнителем и песчаные, кроме мелких и пылеватых	1,4
Пески:	1,3
мелкие пылеватые, в том числе:	
маловлажные и влажные	1,25
насыщенные водой	1,1
Пылевато-глинистые, крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем с показателем текучести грунта или заполнителя $I_L \leq 0,25$	1,25
То же при $0,25 < I_L \leq 0,5$	1,2
То же при $I_L > 0,5$	1,1

Т а б л и ц а 4

Угол внутреннего трения $\varphi_{\text{в}}$ , град.	Коэффициенты			Угол внутреннего трения $\varphi_{\text{в}}$ , град.	Коэффициенты		
	$M_\gamma$	$M_q$	$M_c$		$M_\gamma$	$M_q$	$M_c$
1	2	3	4	5	6	7	8
0	0	1	3,14	23	0,69	3,65	6,24
1	0,01	1,06	3,23	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	25	0,78	4,11	6,67
3	0,04	1,18	3,41	26	0,84	4,37	6,9
4	0,06	1,25	3,51	27	0,91	4,64	7,14
5	0,08	1,32	3,61	28	0,98	4,93	7,4
6	0,1	1,39	3,71	29	1,06	5,25	7,67

Окончание табл. 4

1	2	3	4	5	6	7	8
7	0,12	1,47	3,82	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	31	1,24	5,95	8,24
9	0,16	1,64	4,05	32	1,34	6,34	8,55
10	0,18	1,73	4,17	33	1,44	6,76	8,88
11	0,21	1,83	4,29	34	1,55	7,22	9,22
12	0,23	1,94	4,42	35	1,68	7,71	9,58
13	0,26	2,05	4,55	36	1,81	8,24	9,97
14	0,29	2,17	4,69	37	1,95	8,81	10,37
15	0,32	2,3	4,84	38	2,11	9,44	10,8
16	0,36	2,43	4,99	39	2,28	10,11	11,25
17	0,39	2,57	5,15	40	2,46	10,85	11,73
18	0,43	2,73	5,31	41	2,66	11,64	12,24
19	0,47	2,89	5,48	42	2,38	12,51	12,79
20	0,51	3,06	5,66	43	3,12	13,46	13,37
21	0,56	3,24	5,84	44	3,38	14,5	13,98
22	0,61	3,44	6,04	45	3,66	15,64	14,64

#### 4.4. Определение усилий в элементах конструкции

Схема приложения нагрузок к тонкостенной подпорной стене приведена на рис. 8.

Интенсивности горизонтального давления  $p_\gamma$  и  $p_q$  вычисляются по формулам (1) и (11).

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

$$p_{v\gamma} = p_\gamma \operatorname{tg}(\varepsilon + \varphi'_I) / \operatorname{tg} \varepsilon; \quad (40)$$

$$p_{vq} = p_q \operatorname{tg}(\varepsilon + \varphi') / \operatorname{tg} \varepsilon. \quad (41)$$

Интенсивности вертикального давления от собственного веса грунта  $p'_{v\gamma}$  в контуре  $abc$  и над передней консолью  $p''_{v\gamma}$  вычисляются по формулам:

$$p'_{v\gamma} = \gamma'_I \gamma_f h; \quad (42)$$

$$p''_{v\gamma} = \gamma'_I \gamma_f d. \quad (43)$$

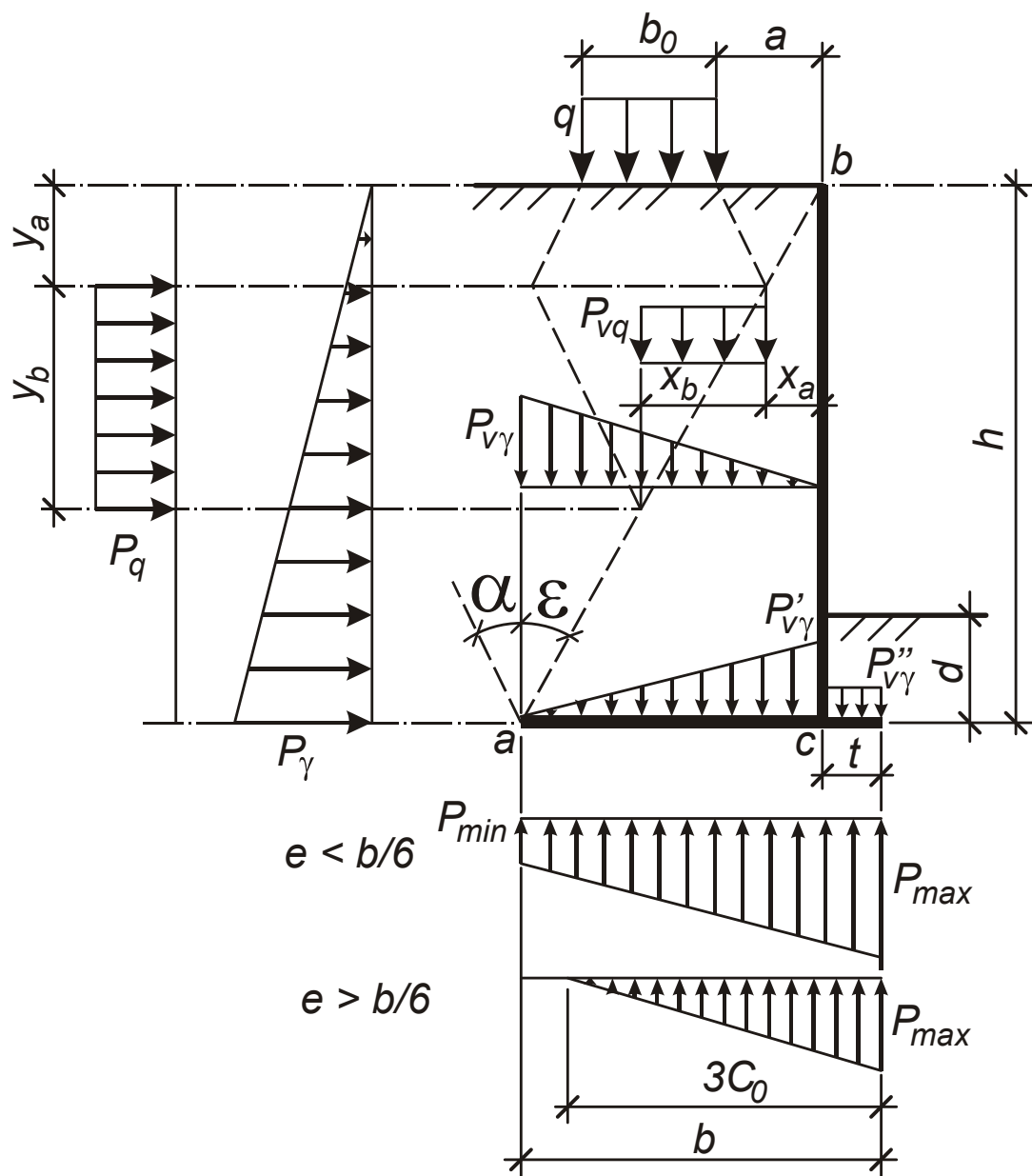


Рис. 8. Схема воздействия нагрузок на тонкостенную подпорную стену при расчете ее на прочность

Коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f$  в формулах (42) и (43) принимается равным 1,2.

Расстояние от внутренней грани стены до начала эпюры интенсивности вертикального давления грунта под действием временной нагрузки находим согласно выражению  $x_a = y_a \operatorname{tg} \epsilon$ . Величина  $x_b = y_b \operatorname{tg} \epsilon$ .



Краевые давления на грунт под подошвой стены  $p_{\min}$  и  $p_{\max}$  определяются по формулам соответственно (36) и (37) из условия расчета по первой группе предельных состояний. В рамках курсового проектирования рассматриваются уголкового монолитная подпорная стена и сборная подпорная стена с анкерными тягами. Внутренние усилия в таких стенах вычисляют с помощью уравнений статики, учитывая, что расчетные схемы таких конструкций статически определимы.

#### 4.4.1. Определение внутренних усилий в элементах уголкового подпорной стены

Расчетная схема уголкового подпорной стены приведена на рис. 9,а. Учитывая, что максимальные внутренние усилия возникают при расположении временной нагрузки по схеме, изображенной на рис. 5,г, рассматриваем именно такое расположение временной нагрузки. Интерес представляют сечения с экстремальными значениями внутренних усилий, а также сечение 1-1, расположенное посередине высоты стены. На рис. 9,б,в приведены эпюры моментов и поперечных сил.

Расчетные усилия (изгибающие моменты и поперечные силы) в уголкового подпорных стенах (см. рис. 9) определяются по формулам:

- для сечения 1-1

$$M_1 = p_{\gamma} \frac{h^2}{48} + p_q \frac{h^2}{8}; \quad (44)$$

$$Q_1 = 0,125 p_{\gamma} h + 0,5 p_q h; \quad (45)$$

- для сечения 2-2

$$M_2 = p_{\gamma} \frac{h^2}{6} + p_q \frac{h^2}{2}; \quad (46)$$

$$Q_2 = 0,5 p_{\gamma} h + p_q h; \quad (47)$$

- для сечения 3-3

а) в случае  $e \leq b/6$

$$M_3 = (2p_{\min} + p_t - 3p_{vq} - 2p_{v\gamma} - p'_{v\gamma}) \frac{(b-t)^2}{6}; \quad (48)$$

$$Q_3 = 0,5 (p_{\min} + p_t - 2p_{vq} - p_{v\gamma} - p'_{v\gamma}) (b-t); \quad (49)$$

здесь 
$$p_t = p_{\min} + (p_{\max} - p_{\min}) \frac{b-t}{b}; \quad (50)$$

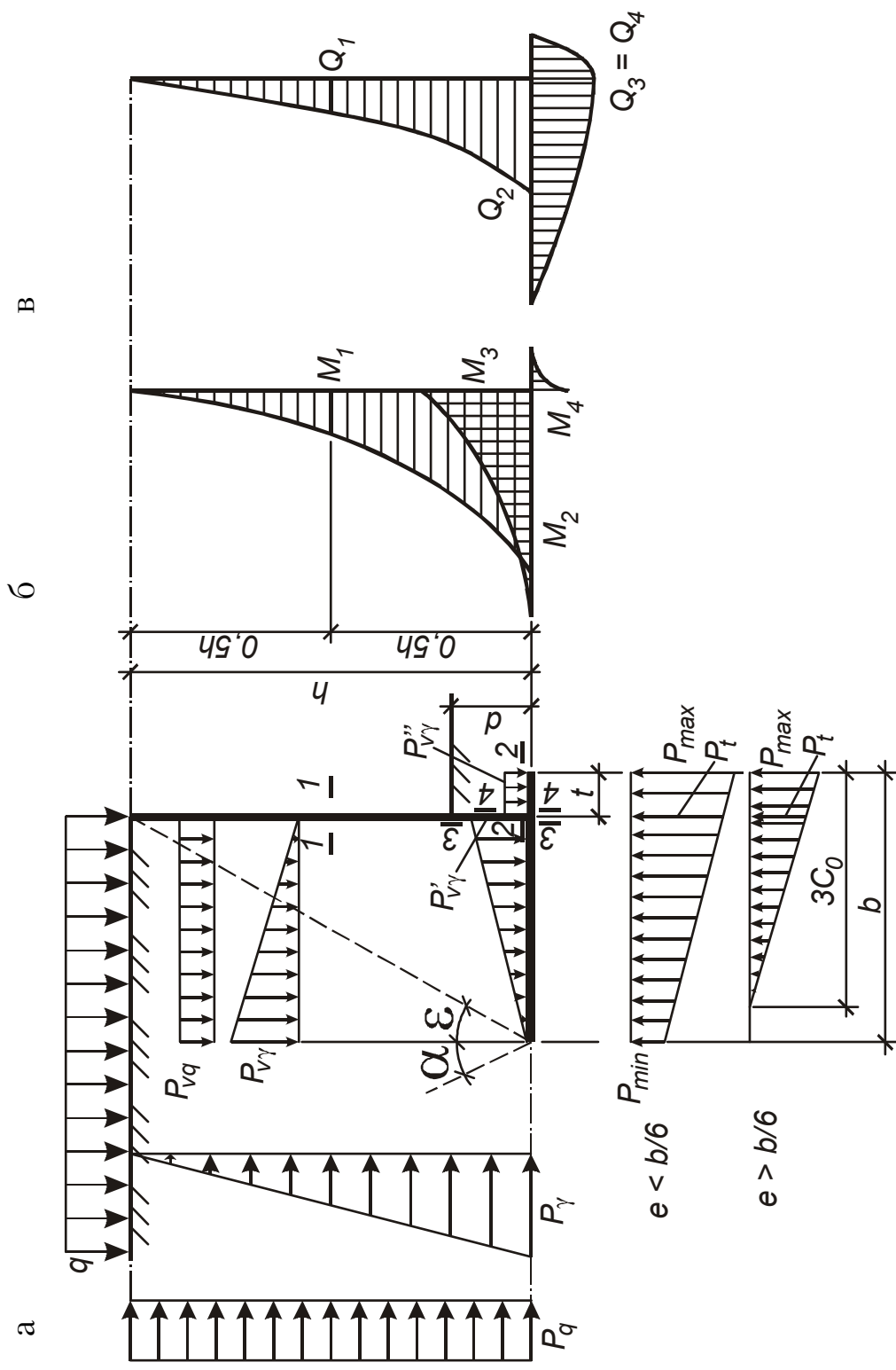


Рис. 9. К расчету угловой подпорной стены:  
а – расчетная схема; б – эпюры моментов; в – эпюра поперечных сил

б) в случае  $e > b/6$

$$M_3 = p_t \frac{(3c_0 - t)^2}{6} - (3p_{vq} + 2p_{v\gamma} + p'_{v\gamma}) \frac{(b-t)^2}{6}; \quad (51)$$

$$Q_3 = 0,5p_t(3c_0 - t) - 0,5(2p_{vq} + p_{v\gamma} + p'_{v\gamma})(b-t); \quad (52)$$

здесь 
$$p_t = p_{\max} \frac{3c_0 - t}{3c_0}; \quad (53)$$

• для сечения 4-4

$$M_4 = (2p_{\max} + p_t - 3p''_{v\gamma}) \frac{t^2}{6}; \quad (54)$$

$$Q_4 = 0,5(p_{\max} + p_t - 2p''_{v\gamma})t. \quad (55)$$

В формулах (54) и (55) при  $e \leq b/6$  определяется по формуле (50), при  $e > b/6$  – по формуле (53).

#### 4.4.2. Определение внутренних усилий в элементах подпорной стены с анкерными тягами

Расчетные усилия (изгибающие моменты и поперечные силы) в подпорных стенах с анкерными тягами (рис. 10) определяются по формулам:

Для сечения 1-1

максимальные значения  $M_1$  и  $Q_1^B$  получаются при втором случае загрузки:

$$M_1 = -\left(p_{\gamma} \frac{h_1}{h} + 3p_q\right) \frac{h_1^2}{6}; \quad (56)$$

$$Q_1^B = 0,5\left(p_{\gamma} \frac{h_1}{h} + 2p_q\right) h_1; \quad (57)$$

максимальное значение  $Q_1^H$  – при втором варианте загрузки:

$$Q_1^H = Q_1^B - (3p_q + p_{\gamma}) \frac{h^2}{6(h-h_1)}. \quad (58)$$



Рис. 10. К расчету подпорной стены с анкерными тягами:  
а – расчетная схема; б – эпюра моментов; в – эпюра поперечных сил

Для сечения 2-2  
(сечение с максимальным изгибающим моментом  
при первом варианте загрузки)

$$M_2 = \frac{p_\gamma}{6} \left( h^2 \frac{h_2 - h_1}{h - h_1} - \frac{h_2^3}{h} \right) + \frac{p_q}{2} (hh_2 + h_1h_2 - hh_1 - h_2^2); \quad (59)$$

$$Q_2 = 0, \quad (60)$$

где

$$h_2 = \sqrt{\left( h \frac{p_q}{p_\gamma} \right)^2 + h(h + h_1) \frac{p_q}{p_\gamma} + \frac{h^3}{3(h - h_1)}} - h \frac{p_q}{p_\gamma}. \quad (61)$$

Для сечения 3-3

$$M_3 = 0; \quad (62)$$

максимальная поперечная сила  $Q_3$  при первом варианте загрузки:

$$Q_3 = p_q \frac{h - h_1}{2} + p_\gamma \frac{h(2h - 3h_1)}{6(h - h_1)}. \quad (63)$$

Для сечения 4-4

- при  $e \leq b/6$  (второй случай загрузки)

$$M_4 = \frac{b_4^2}{6} \left[ p_{\max} \frac{b_4}{b} + p_{\min} \frac{3b - b_4}{b} - 3q - p_{vy} \left( 3 - \frac{b_4}{b - t} \right) - p'_{vy} \frac{b_4}{b - t} \right]; \quad (64)$$

$$Q_4^H = \frac{b_4}{2} \left[ p_{\max} \frac{b_4}{b} + p_{\min} \left( 2 - \frac{b_4}{b} \right) - 2q - p_{vy} \left( 2 - \frac{b_4}{b - t} \right) - p'_{vy} \frac{b_4}{b - t} \right]; \quad (65)$$

вертикальная составляющая усилия в анкерной тяге

$$R_4 = (3p_q + p_\gamma) \frac{h^2}{6(b - t - b_4)}; \quad (66)$$

поперечная сила

$$Q_4^B = R_4 + Q_4^H; \quad (67)$$

- при  $e > b/6, b_4 > b - 3c_0$

$$M_4 = p_{vq} \frac{b_4^2}{2} + \left[ p_{vy} (3b - 3t - b_4) + p'_{vy} b_4 \right] \frac{b_4^2}{6(b - t)} - p_{\max} \frac{(3c_0 - b + b_4)^3}{18c_0}; \quad (68)$$

$$Q_4^H = p_{\max} \frac{(3c_0 - b + b_4)^2}{6c_0} - q_{vq} b_4 - [p_{v\gamma}(2b - 2t - b_4) + p'_{v\gamma} b_4] \frac{b_4}{2(b-t)}; \quad (69)$$

поперечная сила  $Q_4^B$  определяется по формуле (67);

- при  $e > b/6, b_4 = b - 3c_0$

$$M_4 = p_{vq} \frac{b_4^2}{2} + [p_{v\gamma}(3b - 3t - b_4) + p'_{v\gamma} b_4] \frac{b_4^2}{6(b-t)}; \quad (70)$$

$$Q_4^H = -p_{vq} b_4 - [p_{v\gamma}(2b - 2t - b_4) + p'_{v\gamma} b_4] \frac{b_4}{2(b-t)}; \quad (71)$$

поперечная сила  $Q_4^B$  определяется по формуле (67), при этом  $R_4$  вычисляется по формуле (66).

#### Для сечения 5 – 5

(сечение с максимальным изгибающим моментом)

- при  $e \leq b/6$

поперечная сила

$$Q_5 = 0; \quad (72)$$

$$M_5 = R_4 (b_5 - b_4) + (p_{\min} - p_{v\gamma} - p_{vq}) \frac{b_5^2}{2} + \left( \frac{p_{\max} - p_{\min}}{b} + \frac{p_{v\gamma} - p'_{v\gamma}}{b-t} \right) \frac{b_5^3}{6}, \quad (73)$$

где расстояние  $b_5$  определяется по формуле

$$b_5 = k_1 \pm \sqrt{k_1^2 - k_2}. \quad (74)$$

В формуле (74) параметры:

$$k_1 = \frac{p_{vq} + p_{v\gamma} - p_{\min}}{\frac{p_{\max} - p_{\min}}{b} + \frac{p_{v\gamma} - p'_{v\gamma}}{b-t}}; \quad (75)$$

$$k_2 = \frac{2R_4}{\frac{p_{\max} - p_{\min}}{b} + \frac{p_{v\gamma} - p'_{v\gamma}}{b-t}} \quad (76)$$

Полученное по формуле (74) значение  $b_5$  принимается не менее  $b_4$  и не более  $(b-t)$ . Если полученное по формуле (74) значение  $b_5$  меньше  $b_4$  или больше  $(b-t)$ , то величина  $Q_5$  находится по формуле

$$Q_5 = R_4 + \left[ p_{\min} (2b - b_5) + p_{\max} b_5 \right] \frac{b_5}{2b} - p_{vq} b_5 - \left[ p_{v\gamma} (2b - 2t - b_5) - p'_{v\gamma} b_5 \right] \frac{b_5}{2(b-t)}. \quad (77)$$

Вертикальная составляющая усилия в анкерной тяге  $R_4$  в формулах (73) и (77) определяется по формуле (66);

- при  $e > b/6$

поперечная сила вычисляется по формуле (72);

$$M_5 = R_4 (b_5 - b_4) + p_{\max} \frac{(b_5 + 3c_0 - b)^3}{18c_0} - \left[ 3p_{vq} + p_{v\gamma} \left( 3 - \frac{b_5}{b-t} \right) + p'_{v\gamma} \frac{b_5}{b-t} \right] \frac{b_5^2}{6}, \quad (78)$$

где расстояние  $b_5$  определяется по формуле (74), при этом параметры  $k_1$  и  $k_2$ , подставляемые в формулу (74), находятся по формулам (79) и (80):

$$k_1 = \frac{\left[ p_{\max} (b - 3c_0) + 3c_0 (p_{vq} + p_{v\gamma}) \right] (b-t)}{p_{\max} (b-t) + 3c_0 (p_{v\gamma} - p'_{v\gamma})}; \quad (79)$$

$$k_2 = \frac{\left[ 6R_4 c_0 + p_{\max} (b - 3c_0)^2 \right] (b-t)}{p_{\max} (b-t) + 3c_0 (p_{v\gamma} - p'_{v\gamma})}. \quad (80)$$

Полученное по формуле (74) значение  $b_5$  принимается не менее  $b_4$  и не более  $(b-t)$ . Если полученное по формуле (74) значение  $b_5$  меньше  $b_4$  или больше  $(b-t)$ , то величина  $Q_5$  определяется по формуле

$$Q_5 = R_4 + p_{\max} \frac{(b_5 - b - 3c_0)^2}{6c_0} - p_{vq} b_5 - p_{v\gamma} \left( 2 - \frac{b_5}{b-t} \right) \frac{b_5}{2} - p'_{v\gamma} \frac{b_5^2}{2(b-t)}, \quad (81)$$

Вертикальная составляющая усилия в анкерной тяге  $R_4$ , входящая в формулы (78) и (81), вычисляется по формуле (66).

Если в формуле (74) подкоренное выражение отрицательное, то на рассматриваемом участке между сечениями 3 и 4 эпюра моментов не имеет локальных экстремумов.

Для сечения 6 – 6

- при  $e \leq b/6$

$$M_6 = p_{\max} \frac{t^2}{6} \left( 3 - \frac{t}{b} \right) + p_{\min} \frac{t^3}{6b} - p''_{vy} \frac{t^2}{2}; \quad (82)$$

$$Q_6 = \frac{b-t}{2} \left( p_{\min} \frac{b+t}{b} + p_{\max} \frac{b-t}{b} - p_{vy} - p'_{vy} - 2p_{vq} \right) + R_4; \quad (83)$$

В формуле (83) вертикальную составляющую усилия в анкерной тяге  $R_4$  находим по формуле (66);

- при  $e > b/6$

$$M_6 = R_4 (b-t-b_4) + p_{\max} \frac{(3c_0-t)^3}{18c_0} - [3p_{vq} + 2p_{vy} + p'_{vy}] \frac{(b-t)^2}{6}, \quad (84)$$

$$Q_6 = R_4 + p_{\max} \frac{(t+3c_0)^2}{6c_0} - p_{vq} (b-t) - (p_{vy} + p'_{vy}) \frac{b-t}{2}. \quad (85)$$

Вертикальная составляющая усилия в анкерной тяге  $R_4$ , входящая в формулы (84) и (85), определяется по формуле (66).

Для сечения 7 – 7:

$$M_7 = M_6. \quad (86)$$

Поперечная сила:

- при  $e \leq b/6$

$$Q_7 = -[p_{\min} t + p_{\max} (2b-t)] \frac{t}{2b}; \quad (87)$$

- при  $e > b/6$

$$Q_7 = -p_{\max} t \left( 1 - \frac{t}{6c_0} \right). \quad (88)$$



Растягивающее усилие  $N$  в анкерной тяге

$$N = R_4 \frac{\sqrt{(h-h_1)^2 + (b-b_4-t)^2}}{h-h_1}, \quad (89)$$

где  $R_4$  – вертикальная составляющая усилия в анкерной тяге, вычисляется по формуле (66) при  $e < b/6$  и при  $e \geq b/6$ .

#### Контрольные вопросы

1. По каким группам предельных состояний рассчитываются подпорные стены?
2. Сколько вариантов поверхностей скольжения рассматривается при расчете подпорной стены на сдвиг?
3. Какие условия должны выполняться при расчете оснований по деформациям?
4. Лицевая панель консольной уголковой подпорной стены испытывает растяжения по одной или по двум граням?
5. Фундаментная панель консольной уголковой подпорной стены испытывает растяжения по одной или по двум граням?
6. Лицевая панель анкерной подпорной стены испытывает растяжения по одной или по двум граням?
7. Фундаментная панель анкерной подпорной стены испытывает растяжения по одной или по двум граням?

## 5. КОНСТРУКЦИОННЫЙ РАСЧЕТ ПОДПОРНЫХ СТЕН

В рамках курсового проектирования необходимо подобрать арматуру для всех элементов подпорных стен, проверить трещиностойкость растянутого элемента (анкерной тяги) и определить смещение верха стены уголкового подпорной стены. Подбор арматуры производят по условиям прочности элементов и относят к расчетам по первой группе предельных состояний. Расчеты по трещиностойкости и деформативности относят к расчетам по второй группе предельных состояний.

### 5.1. Расчет на прочность сечений, нормальных к продольной оси изгибаемого элемента

Расчет изгибаемого элемента прямоугольного сечения с одиночной арматурой следует производить по формуле

$$\gamma_{lc}\gamma_n M \leq \gamma_c \gamma_b R_b b x (h_0 - 0,5x), \quad (90)$$

где  $\gamma_{lc}$  – коэффициент сочетания нагрузок (учитывая, что в рамках курсового проектирования рассматривается только одна временная нагрузка, коэффициент  $\gamma_{lc} = 1,0$ );

$\gamma_n$  – коэффициент надежности по назначению сооружения; при расчетах по предельным состояниям первой группы принимается для класса сооружения:

I .....1,25;  
II.....1,20;  
III.....1,15;  
IV..... 1,10;

$\gamma_c$  – коэффициент условий работы сооружения (для подпорных стен принимается равным 1);

$\gamma_b$  – коэффициент условий работы бетона (для железобетонных конструкций принимается равным 1,1);

$M$  – изгибающий момент от расчетных нагрузок;

$R_b$  – расчетное сопротивление бетона при сжатии, определяемое по прил.3;

$b$  – ширина сечения (рис. 11);

$x$  – высота сжатой зоны;

$h_0$  – рабочая высота сечения (см. рис. 11).

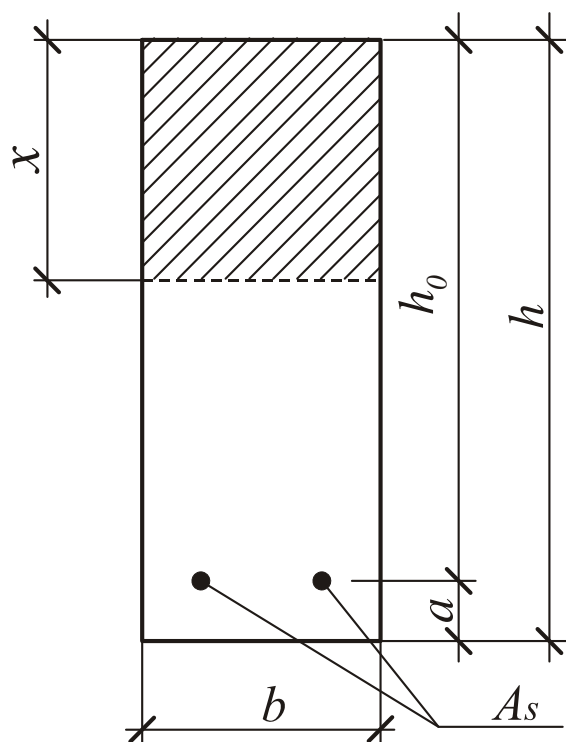


Рис. 11. Расчетное поперечное сечение изгибаемого железобетонного элемента прямоугольного профиля с одиночным армированием

Высота сжатой зоны  $x$  при  $\xi \leq \xi_R$  определяется из условия равновесия:

$$x = \frac{\gamma_s R_s A_s}{\gamma_b R_b b}, \quad (91)$$

где  $\gamma_s$  – коэффициент условий работы арматуры (для железобетонных конструкций в рамках курсового проектирования можно принять равным 1,1);

$\xi$  – относительная высота сжатой зоны,  $\xi = \frac{x}{h_0}$ ;

$\xi_R$  – граничное значение относительной высоты сжатой зоны, определяемое по табл. 5;

$R_s$  – расчетное сопротивление арматуры при растяжении, находим по прил. 5.

Т а б л и ц а 5

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны  $\xi_R$

Класс арматуры	Класс бетона		
	В15 и ниже	В20; В25; В30	В35 и выше
А-I	0,70	0,65	0,60
А-II, А-III, Вр-I	0,65	0,60	0,50

При  $\xi > \xi_R$  высоту сжатой зоны  $x$  допускается вычислять по формуле

$$x = \xi_R h_0. \quad (92)$$

Расчет изгибаемого элемента таврового сечения с одиночной арматурой и полкой, расположенной в сжатой зоне, следует производить по формулам:

- при  $x \leq h'_f$  (рис. 12,а)

$$\gamma_{lc}\gamma_n M \leq \gamma_c \gamma_b R_b b'_f x (h_0 - 0,5x); \quad (93)$$

- при  $x > h'_f$  (рис. 12,б)

$$\gamma_{lc}\gamma_n M \leq \gamma_c \left[ \gamma_b R_b b x (h_0 - 0,5x) + \gamma_b R_b (b'_f - b) x (h_0 - 0,5h'_f) \right], \quad (94)$$

где  $h'_f$  — толщина сжатой полки;

$b'_f$  — ширина сжатой полки.

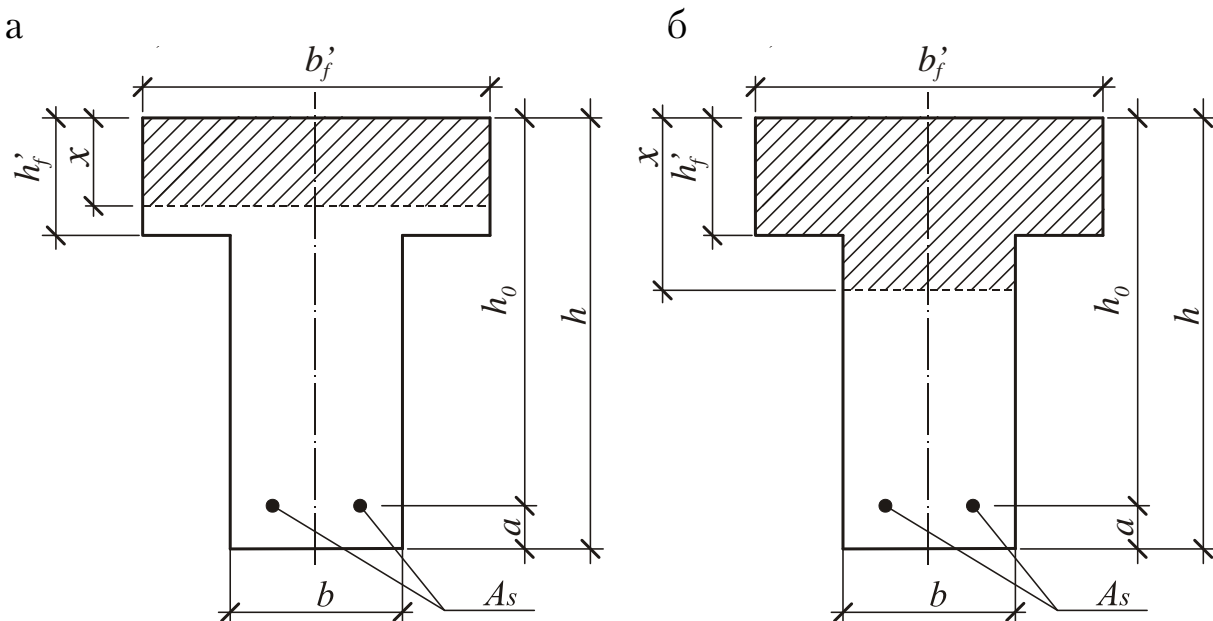


Рис. 12. Расчетное поперечное сечение изгибаемого железобетонного элемента таврового профиля с одиночным армированием:

- а — сжатая зона располагается в пределах полки;
- б — граница сжатой зоны проходит по ребру

Определим высоту сжатой зоны  $x$ :

- при  $x \leq h'_f$

$$x = \frac{\gamma_s R_s A_s}{\gamma_b R_b b'_f}, \quad (95)$$

- при  $x > h'_f$  и  $\xi \leq \xi_R$

$$x = \frac{\gamma_s R_s A_s - \gamma_b R_b (b'_f - b) h'_f}{\gamma_b R_b b}. \quad (96)$$

При  $\xi > \xi_R$  высоту сжатой зоны  $x$  допускается определять по формуле (92).

## 5.2. Подбор продольной арматуры сечений, нормальных к продольной оси изгибаемого элемента

Подбор одиночной арматуры для изгибаемых элементов прямоугольного профиля можно проводить по следующему алгоритму:

- 1) определяем коэффициент

$$\alpha_m = \frac{\gamma_{lc} \gamma_n M}{\gamma_c \gamma_b R_b b h_0^2}; \quad (97)$$

- 2) по прил. 5 находим коэффициенты  $\xi$  и  $\zeta$ ;

3) если  $\xi \leq \xi_R$ , то вычисляем необходимое количество продольной рабочей арматуры (если указанное условие не выполняется, следует увеличить высоту сечения элемента):

$$A_s = \frac{\gamma_{lc} \gamma_n M}{\gamma_c \gamma_s R_s \zeta h_0}. \quad (98)$$

Подбор одиночной арматуры для изгибаемых элементов таврового профиля можно проводить по следующему алгоритму:

- 1) определяем коэффициент

$$\alpha_m = \frac{\gamma_{lc} \gamma_n M}{\gamma_c \gamma_b R_b b'_f h_0^2}; \quad (99)$$

- 2) по прил. 5 находим коэффициенты  $\xi$  и  $\zeta$ ;

- 3) определяем высоту сжатой зоны:

$$x = \xi h_0; \quad (100)$$

4) если  $x \leq h'_f$ , то по формуле (98) рассчитываем необходимое количество продольной рабочей арматуры.

Если вышеуказанное условие не выполняется, т.е.  $x > h'_f$ , то необходимо произвести перерасчет армирования:

1) определяем коэффициент

$$\alpha_m = \frac{\gamma_{lc}\gamma_n M - \gamma_c \gamma_b R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5 h'_f)}{\gamma_c \gamma_b R_b b h_0^2}; \quad (101)$$

2) по прил. 5 находим коэффициент  $\xi$ ;

3) если условие  $\xi \leq \xi_R$  выполняется (если указанное условие не выполняется, следует увеличить высоту сечения элемента), то вычисляем необходимое количество продольной рабочей арматуры:

$$A_s = \frac{\gamma_b R_b [b \xi h_0 + (b'_f - b) h'_f]}{\gamma_s R_s}. \quad (102)$$

### 5.3. Подбор продольной арматуры сечений, нормальных к продольной оси центрально растянутого элемента

Подбор арматуры для центрально растянутых элементов из условия прочности выполняется по формуле

$$A_s = \frac{\gamma_{lc}\gamma_n N}{\gamma_c \gamma_s R_s}, \quad (103)$$

где  $N$  – продольная сила от расчетных нагрузок;

$A_s$  – площадь сечения всей рабочей арматуры элемента.

### 5.4. Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси центрально растянутых элементов

Расчет по образованию трещин производится по формуле

$$\gamma_{lc} N \leq \gamma_c \gamma_l \gamma_d R_{bt,ser} A_{red}, \quad (104)$$

где  $\gamma_l$  – коэффициент условий работы арматуры, равный: при одно-рядном армировании – 1,0; при многорядном армировании – 1,2 (для железобетонных конструкций в рамках курсового проектирования можно принять равным 1,1);

$\gamma_d$  – коэффициент, учитывающий влияние на трещиностойкость элемента количества арматуры,

$$\gamma_d = 1 + \mu^2 v^2 \frac{100}{d}; \quad (105)$$

здесь  $\mu$  – коэффициент армирования сечения;

$v$  – отношение модулей упругости арматуры и бетона;

$d$  – диаметр арматуры, мм.

При  $\gamma_l \gamma_d > 2$  следует принимать  $\gamma_l \gamma_d = 2$ .

## 5.5. Расчет по раскрытию трещин центрально растянутых элементов

Расчет по раскрытию нормальных к продольной оси трещин выполняется по условию

$$a_{cr} \leq \gamma_c \Delta_{cr}, \quad (106)$$

где  $a_{cr}$  – расчетная ширина раскрытия трещин, мм;

$\Delta_{cr}$  – допускаемая ширина раскрытия трещин, мм. В рамках курсового проектирования при использовании в качестве рабочей арматуры классов А-I, А-II, А-III, Вр-I можно принять  $\Delta_{cr} = 0,4$  мм.

Ширина раскрытия трещин  $a_{cr}$ , мм, определяется по формуле

$$a_{cr} = 8,4 \phi_l \eta \frac{\sigma_s - \sigma_{s,bg}}{E_s} (4 - 100\mu) \sqrt{d}, \quad (107)$$

где  $\phi_l$  – коэффициент, принимаемый равным: 1,0 – при  $F_l/F_c < 2/3$  и 1,3 – при  $F_l/F_c \geq 2/3$ ; здесь  $F_l$  и  $F_c$  – наибольшие обобщенные усилия (нормальные силы) соответственно от действия полной нагрузки (постоянной, длительной, кратковременной) и от действия постоянной и длительной нагрузок;

$\eta$  – коэффициент, принимаемый равным при арматуре:

стержневой периодического профиля – 1,0;

стержневой гладкой – 1,4;

проволочной периодического профиля – 1,2;

$\sigma_s$  – напряжения в растянутой арматуре для центрально растянутых элементов,

$$\sigma_s = N/A_s; \quad (108)$$

$\sigma_{s,bg}$  – начальное растягивающее напряжение в арматуре от набухания бетона. Для конструкций, находящихся в воде,  $\sigma_{s,bg}=20$  МПа; для конструкций, подверженных длительному высыханию,  $\sigma_{s,bg}=0$ . В рамках курсового проектирования можно принять  $\sigma_{s,bg}=0$ ;

$\mu$  – коэффициент армирования сечения,

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0}, \quad (109)$$

но не более 0,02;

$d$  – диаметр стержней арматуры, мм.

## 5.6. Расчет по деформациям

В рамках курсового проектирования определяется горизонтальное смещение верха стены уголкового консольной подпорной стены за счет деформаций изгиба лицевой плиты. Деформации находятся методами строительной механики с учетом трещин и неупругих свойств бетона.

При одновременном действии кратковременных и длительных нагрузок жесткость изгибаемого элемента определяется по формулам:

- для трещиностойких элементов или их участков

$$B = 0,8E_b I_{red}, \quad (110)$$

- для нетрещиностойких элементов или их участков

$$B = \frac{1,1E_b (I_b + \nu I_s)(C + V)}{\delta C + V}, \quad (111)$$

где  $E_b$  – начальный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении, принимаемый по прил.3, табл. II;

$I_{red}$  – момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести;

$I_b$  – момент инерции сжатой зоны бетона относительно центра тяжести сечения;

$I_s$  – момент инерции площади сечения арматуры относительно центра тяжести сечения элемента;

$\nu$  – отношение модулей упругости арматуры и бетона;

$C$  – обобщенное усилие (в нашем случае – изгибающий момент) от длительно действующих нагрузок;



$V$  – обобщенное усилие от кратковременно действующих нагрузок;

$\delta$  – коэффициент снижения жесткости. Для тавровых сечений с полкой в сжатой зоне  $\delta = 1,5$ , в растянутой зоне  $\delta = 2,5$ , для прямоугольных, двутавровых, коробчатых и других замкнутых сечений  $\delta = 2,0$ .

Горизонтальное смещение верха уголкового консольной подпорной стены определяется по формуле

$$\Delta = k \frac{Mh^2}{B}, \quad (112)$$

где  $B$  – жесткость нижнего сечения стены (в уровне примыкания к фундаментной части);

$h$  – высота стены (см. рис. 9);

$M$  – изгибающий момент в нижнем сечении стены;

$k$  – коэффициент, принимаемый равным 0,25 для консольных стен постоянного сечения и вычисляемый по формуле для стен переменного сечения:

$$k = \frac{1 + 1,5\alpha - 3\alpha^2 + 0,5\alpha^3 + 3\alpha \ln \alpha}{(1 - \alpha)^4}; \quad (113)$$

здесь  $\alpha$  – отношение высоты сечения стены в верхней части ( $h_B$ ) к высоте сечения в нижней ( $h_H$ ),  $\alpha = \frac{h_B}{h_H}$ .

### Контрольные вопросы

1. От каких параметров зависит граничное значение относительной высоты сжатой зоны?
2. От каких параметров зависит прочность растянутых элементов?
3. Как влияет высота сечения на прочность изгибаемого элемента?
4. Как влияет количество арматуры на прочность изгибаемого элемента, если сечение перearмированное?
5. Какие параметры влияют на усилие образования трещин?
6. Как влияет диаметр арматуры на ширину раскрытия трещины?

## 6. КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К ПРОЕКТИРОВАНИЮ ПОДПОРНЫХ СТЕН

Габариты подпорных стен определяются одним параметром – высотой подпора грунта, т.е. разностью перепада верхних и нижних планировочных отметок. Минимальная глубина заложения подпорных стен должна быть не менее 0,6 м в нескальных и не менее 0,3 м – в скальных грунтах. При наличии кювета глубина заложения назначается от дна кювета. Основные размеры подпорных стен – общую высоту, ширину подошвы – следует назначать, как правило, кратными 300 мм.

При наличии в основании стены слабых грунтов с расчетным сопротивлением 100–200 кПа либо пучинистых глинистых грунтов при глубине промерзания, равной или большей, чем заглубление фундаментной плиты, основанием должна служить песчаная или щебеночная подушка. Грунт естественного залегания вынимается на глубину не менее 600 мм от подошвы стены и заменяется песком (крупным или средней крупности) либо щебнем. Песок отсыпается слоями, поливается водой и утрамбовывается.

Подушку следует выполнять в котловане с предельно крутыми откосами. Размеры подушки должны быть больше соответствующих размеров подошвы на 400 мм (по 200 мм в каждую сторону) при засыпке песком и на 600 мм (по 300 мм в каждую сторону) при засыпке котлована щебнем.

Под подошвой монолитной стены надо устраивать выравнивающую бетонную подготовку толщиной 100 мм, которая должна выступать за грань подошвы не менее чем на 100 мм.

Сборные фундаментные плиты необходимо устанавливать на подготовленное основание в виде утрамбованного в грунт щебня. Толщина слоя щебня должна приниматься не менее 100 мм и выступать за грани подошвы не менее чем на 150 мм.

Ширина подошвы подпорной стены принимается в пределах  $(0,5–0,7)h$ , где  $h$  – полная высота подпорной стены (рис. 13).

Величина выступа передней консоли подошвы подпорной стены  $t$  (см. рис. 13) ориентировочно равна:

$$t = 200 \text{ мм} + 0,05h. \quad (114)$$

В продольном направлении подошву подпорной стены следует принимать горизонтальной или с уклоном не более 0,02. При большем уклоне подошва выполняется ступенчатой. В поперечном на-

правлении подошву подпорной стены принимаем горизонтальной или с уклоном в сторону засыпки не более  $0,125$ .

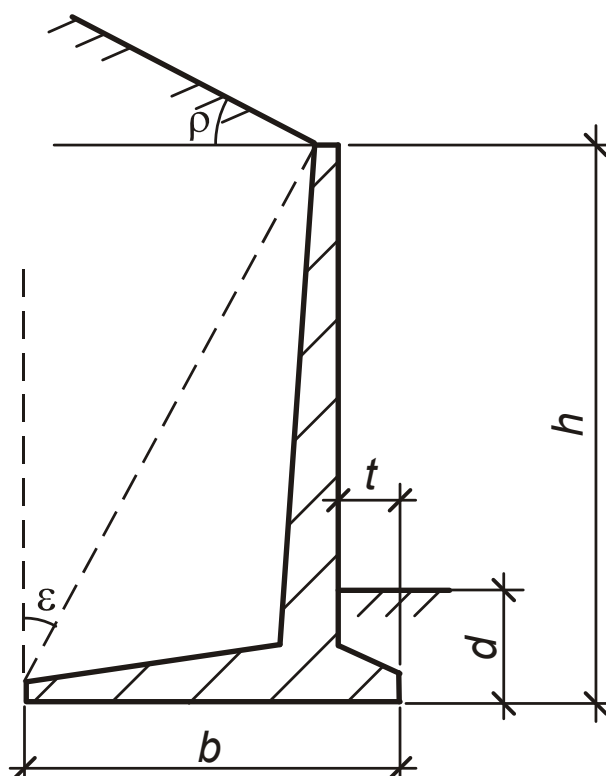


Рис. 13. Габаритные параметры подпорной стены

Минимальные размеры сечений элементов железобетонных подпорных стен рекомендуется назначать равными 100 мм, размеры толщины элементов стены и подошвы назначаются кратными 20 мм, размер нижнего сечения вертикального элемента уголкового стены  $t_n$  – не менее величины  $h_0/15$  ( $h_0$  – высота стены от ее верха до уровня сопряжения с плитой).

Конструкции подпорных стен должны быть разделены на всю высоту (включая фундаменты) температурно-усадочными и осадочными швами. Расстояния между швами следует назначать в зависимости от климатических и геологических условий, конструктивных особенностей сооружения, последовательности производства работ. В рамках курсового проектирования расстояние между швами можно принимать: не более 20 м – в монолитных и сборно-монолитных железобетонных конструкциях и 30 м – в сборных железобетонных конструкциях. При наличии в основании подпорной стены неоднородных грунтов расстояния между швами должны быть уменьшены

с таким расчетом, чтобы подошва фундамента каждого отсека опиралась на однородный грунт. Расстояние между швами допускается увеличивать при проверке конструкции расчетом.

Обратную засыпку пазух подпорных стен необходимо выполнять дренирующими грунтами (песчаными или крупнообломочными). Допускается использовать местные связные грунты – супеси и сухие суглинки. Уплотнение засыпки следует производить согласно требованиям нормативных документов. Грунты засыпки необходимо трамбовать послойно, пока величина коэффициента уплотнения менее 0,95.

Армирование монолитных консольных подпорных стен углового профиля производится самонесущими пространственными блоками, собираемыми из плоских сеток, или может быть осуществлено отдельными стержнями.

Толщина защитного слоя бетона для рабочей арматуры в сборных железобетонных конструкциях принимается не менее 30 мм и не менее диаметра рабочей арматуры; в монолитных конструкциях – не менее 35 мм и не менее диаметра рабочих стержней.

В монолитных фундаментных плитах при отсутствии бетонной подготовки защитный слой бетона для нижней рабочей арматуры должен быть не менее 70 мм. Толщину защитного слоя бетона для распределительной арматуры и хомутов следует принимать не менее 20 мм.

### Контрольные вопросы

1. Какова минимальная глубина заложения фундамента подпорной стены?
2. Какой толщины устраивают выравнивающую бетонную подготовку под подошвой монолитной стены?
3. Какова должна быть толщина защитного слоя рабочей арматуры в сборных конструкциях?
4. Какова должна быть толщина защитного слоя рабочей арматуры в монолитных конструкциях?
5. Какова должна быть толщина защитного слоя распределительной арматуры?

## 7. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА УГОЛКОВЫХ ПОДПОРНЫХ СТЕН

В рамках курсового проектирования необходимо разработать два варианта проекта подпорной стены: монолитной угловой консольной и сборной угловой анкерной.

В качестве задания принимаем следующие параметры:

1. Высота подпорной стены, м	6,5
2. Глубина заложения подошвы, м	1,5
3. Временная нормативная нагрузка, кПа	12,0
4. Класс бетона монолитных конструкций	B20
5. Класс бетона сборных конструкций	B25
6. Класс арматуры монолитных конструкций	AII
7. Класс арматуры сборных конструкций	AIII
8. Грунт основания – глина	$I_L=0,60$
9. Грунт засыпки – песчаный, средней крупности	
10. Объемный вес грунта основания, кН/м <sup>3</sup>	19,0
11. Объемный вес засыпки, кН/м <sup>3</sup>	17,0
12. Коэффициент пористости грунта основания	0,75
13. Коэффициент пористости грунта засыпки	0,45
14. Класс ответственности сооружения	II

### 7.1. Определение расчетных характеристик грунтов

По заданию, грунт основания – глина с показателем текучести  $I_L=0,60$ ; объемный вес грунта  $\gamma^n=19,0$  кН/м<sup>3</sup>; коэффициент пористости грунта основания 0,75. По табл. II и III прил. 1 находим:

- удельное сцепление  $c^n = 41$  кПа;
- угол внутреннего трения  $\varphi^n = 14^\circ$ ;
- модуль деформации  $E = 15$  МПа.

Расчетные параметры грунта определяем по формулам, приведенным в разд. 3.

Получаем следующие значения параметров грунта основания:

- для расчетов по первой группе предельных состояний

$$\left. \begin{aligned} \gamma_I &= 1,05\gamma^n = 1,05 \cdot 19,0 = 19,95 \text{ кН/м}^3; \\ \varphi_I &= \varphi^n \gamma_\varphi = 14,0 \cdot 1,15 = 16,1^\circ; \\ c_I &= \frac{c^n}{1,5} = \frac{41}{1,5} = 27,3 \text{ кПа.} \end{aligned} \right\} \quad (115)$$

- для расчетов по второй группе предельных состояний

$$\left. \begin{aligned} \gamma_{II} &= \gamma^n = 19,0 \text{ кН/м}^3; \\ \varphi_{II} &= \varphi^n = 14,0^\circ; \\ c_{II} &= c^n = 41,0 \text{ кПа.} \end{aligned} \right\} \quad (116)$$

По заданию, грунт засыпки – песчаный, средней крупности; объемный вес грунта  $\gamma^n = 17,0 \text{ кН/м}^3$ ; коэффициент пористости грунта засыпки 0,45. По табл. I прил. 1 находим:

- удельное сцепление  $c^n = 3 \text{ кПа}$ ;
- угол внутреннего трения  $\varphi^n = 40^\circ$ ;
- модуль деформации  $E = 45 \text{ МПа}$ .

Получаем следующие значения параметров грунта засыпки:

- для расчетов по первой группе предельных состояний

$$\left. \begin{aligned} \gamma'_I &= 0,95\gamma_I = 0,95 \cdot 1,05\gamma^n = 0,95 \cdot 1,05 \cdot 17,0 = 16,96 \text{ кН/м}^3; \\ \varphi'_I &= 0,9\varphi_I = 0,9\varphi^n \gamma_\varphi = 0,9 \cdot 40 \cdot 1,1 = 39,6^\circ; \\ c'_I &= 0,5c_I = 0,5 \frac{c^n}{1,5} = 0,5 \frac{3}{1,5} = 1,0 \text{ кПа.} \end{aligned} \right\} \quad (117)$$

Величина  $c'_I$  принимается не более 7 кПа;

- для расчетов по второй группе предельных состояний

$$\left. \begin{aligned} \gamma'_{II} &= 0,95\gamma_{II} = 0,95\gamma^n = 0,95 \cdot 17,0 = 16,15 \text{ кН/м}^3; \\ \varphi'_{II} &= 0,9\varphi_{II} = 0,9\varphi^n = 0,9 \cdot 40 = 36,0^\circ; \\ c'_{II} &= 0,5c_{II} = 0,5c^n = 0,5 \cdot 3 = 1,5 \text{ кПа.} \end{aligned} \right\} \quad (118)$$

Величина  $c'_{II}$  принимается не более 10 кПа.

## 7.2. Определение основных геометрических параметров подпорной стены

Основные геометрические параметры подпорной стены приведены на рис. 13. По заданию, высота подпорной стены  $h = 6,5 \text{ м}$ ; глубина заложения подошвы  $d = 1,5 \text{ м}$ . Принимаем ширину подошвы фундамента стены в пределах  $(0,5-0,7)h$ , что при высоте стены 6,5 м составляет 3,25–4,55 м. Принимаем ширину подошвы фундамента  $b = 3,9 \text{ м}$ .

Величину выступа передней консоли подошвы подпорной стены  $t$  (см. рис. 13) ориентировочно определяем по формуле (114):

$$t \approx 200 \text{ мм} + 0,05h = 200 + 0,05 \cdot 6500 = 525 \text{ мм.}$$

Принимаем  $t = 500 \text{ мм}$ .

Поскольку заданием предусматривается временная нагрузка, расположенная на верхнем уровне стены, что предполагает здесь горизонтальную поверхность, получаем:  $\rho = 0^\circ$ .

Угол наклона расчетной плоскости (см. рис. 13) к вертикали  $\varepsilon$  определяем из уравнения (19):

$$\varepsilon = \arctg \frac{b-t}{h} = \arctg \frac{3,9-0,5}{6,5} = \arctg 0,523 = 27,6^\circ,$$

при этом  $\varepsilon$  принимаем не более  $\left(45^\circ - \frac{\phi'_I}{2}\right) = \left(45 - \frac{39,6}{2}\right) = 25,2^\circ = 0,440 \text{ рад.}$

### 7.3. Определение параметров давления грунта на подпорную стену

Расчетная схема подпорной стены уголкового профиля приведена на рис. 6. Поскольку наибольшая величина активного давления грунта при наличии на горизонтальной поверхности засыпки равномерно распределенной нагрузки  $q$  определяется при расположении этой нагрузки в пределах всей призмы обрушения, получаем (см. рис.6):  $a = 0$ ;  $y_a = 0$ . Горизонтальные нагрузки на подпорную стену от временной нагрузки и от активного давления грунта вычисляются по формулам (1) и (10).

Предварительно по формулам (5), (6) и (7) находим коэффициенты:

$$k_1 = \frac{\sin(\phi'_I + \phi_s) \sin(\phi'_s - \rho)}{\cos(\varepsilon + \phi_s) \cos(\varepsilon - \rho)} = \frac{\sin(39,6^\circ + 30^\circ) \cdot \sin(39,6^\circ - 0^\circ)}{\cos(25,2^\circ + 30^\circ) \cdot \cos(25,2^\circ - 0^\circ)} = 1,15695;$$

$$k_2 = \frac{\sin(\phi'_I + \phi_s) \sin \phi'}{\cos(\varepsilon + \phi_s - \rho) \cos(\varepsilon - \rho)} = \frac{\sin(39,6^\circ + 30^\circ) \cdot \sin 39,6^\circ}{\cos(25,2^\circ + 30^\circ - 0^\circ) \cdot \cos(25,2^\circ - 0^\circ)} = 1,15695;$$

$$k_3 = \frac{\cos \varepsilon \cos(\varepsilon + \phi_s)}{\cos(\varepsilon - \rho) \cos(\varepsilon + \phi_s - \rho)} = \frac{\cos 25,2^\circ \cdot \cos(25,2^\circ + 30^\circ)}{\cos(25,2^\circ - 0^\circ) \cdot \cos(25,2^\circ + 30^\circ - 0^\circ)} = 1,00,$$

где  $\phi_s$  — угол трения грунта на контакте с расчетной плоскостью (для уголкового стены  $\phi_s = \phi = 39,6^\circ$ , но не более  $30^\circ$ . Принимаем  $\phi_s = 30^\circ$ ).

Коэффициенты горизонтального давления грунта вычисляем по формулам (3) и (4):

$$\lambda_{\varphi} = \left[ \frac{\cos(\varphi'_I - \varepsilon)}{\cos \varepsilon (1 + \sqrt{k_1})} \right]^2 = \left[ \frac{\cos(39,6^\circ - 25,2^\circ)}{\cos 25,2^\circ \cdot (1 + \sqrt{1,15695})} \right]^2 = 0,266;$$

$$\lambda_c = k_3 \left[ \frac{\cos(\varphi'_I - \varepsilon + \rho)}{\cos \varepsilon (1 + \sqrt{k_2})} \right]^2 = 1,0 \cdot \left[ \frac{\cos(39,6^\circ - 25,2^\circ + 0^\circ)}{\cos 25,2^\circ \cdot (1 + \sqrt{1,15695})} \right]^2 = 0,266.;$$

Вертикальное давление в грунте от собственного веса на глубине  $y = h$  определяем по формуле (2):

$$p_{\gamma h} = \gamma_f \gamma'_I h = 1,15 \cdot 16,96 \cdot 6,5 = 126,8 \text{ кН/м}^2.$$

Интенсивность горизонтального активного давления грунта от собственного веса на глубине  $y = h$  вычисляем по формуле (1):

$$p_{\gamma} = p_{\gamma h} \lambda_{\varphi} - \frac{c'_I}{\operatorname{tg} \varphi'_I} (1 - \lambda_c) = 126,8 \cdot 0,266 - \frac{1,0}{\operatorname{tg} 39,6^\circ} (1 - 0,266) = 32,83 \text{ кН/м}^2.$$

Интенсивность горизонтального давления грунта от равномерно распределенной нагрузки  $q$ , расположенной на поверхности призмы обрушения, определяем по формуле (10):

$$p_q = q \gamma_f \lambda_{\varphi} = 12,0 \cdot 1,2 \cdot 0,266 = 3,83 \text{ кН/м}^2.$$

Поскольку  $\varphi_I = 16,1^\circ > 15^\circ$ , коэффициент пассивного сопротивления грунта  $\lambda_{p\varphi}$  находим по формуле (15):

$$\begin{aligned} \lambda_{p\varphi} &= \frac{\cos \varphi_s + \sqrt{\sin^2 \varphi_I - \sin^2 \varphi_s}}{\cos^2 \varepsilon (1 - \sin \varphi_I)} \times \exp \left[ \left( \varphi_s + \arcsin \frac{\sin \varphi_s}{\sin \varphi_I} + 2\varepsilon \right) \operatorname{tg} \varphi_I \right] \\ &= \frac{\cos 16,1^\circ + \sqrt{\sin^2 16,1^\circ - \sin^2 16,1^\circ}}{\cos^2 25,2^\circ \cdot (1 - \sin 16,1^\circ)} \times \\ &\times \exp \left[ \left( 0,281 + \arcsin \frac{\sin 16,1^\circ}{\sin 16,1^\circ} + 2 \cdot 0,440 \right) \operatorname{tg} 16,1^\circ \right] = 3,572. \end{aligned}$$

Коэффициент пассивного сопротивления грунта  $\lambda_{pc}$  вычисляем по формуле (18):

$$\lambda_{pc} = \lambda_{p\varphi} + \operatorname{tg} \varepsilon \operatorname{tg} \varphi_s = 3,572 + \operatorname{tg} 25,2^\circ \operatorname{tg} 16,1^\circ = 3,708.$$



В формулах (15) и (18) угол трения грунта на контакте с расчетной плоскостью  $\varphi_s$  принимаем для грунта основания  $\varphi_s = \varphi_1$ , но не более  $30^\circ$ , т.е. принимаем  $\varphi_s = 16,1^\circ = 0,281$  рад.

#### 7.4. Расчет устойчивости положения стены против сдвига

Расчет устойчивости положения стены против сдвига производится из условия (20). При этом выделяем один погонный метр стенки. Предварительно определяем следующие параметры:

- по формуле (22) – сдвигающую силу от собственного веса грунта:

$$F_{sa,\gamma} = p_\gamma h / 2 = 32,83 \cdot 6,5 / 2 = 106,7 \text{ кН/м};$$

- по формуле (23) – сдвигающую силу от нагрузки, расположенной на поверхности призмы обрушения (здесь  $y_b = h$ , поскольку  $y_a = 0$ ):

$$F_{sa,q} = p_q y_b = 3,83 \cdot 6,5 = 24,9 \text{ кН/м};$$

- по формуле (21) – сдвигающую силу:

$$F_{sa} = F_{sa,\gamma} + F_{sa,q} = 106,7 + 24,9 = 131,6 \text{ кН/м}.$$

Удерживающую силу  $F_{sr}$  находим по формуле (24) для трех значений угла наклона поверхности сдвига  $\beta$  (см. рис. 6).

Рассмотрим п е р в ы й в а р и а н т :  $\beta = 0^\circ$ .

При  $\beta = 0^\circ$  следует учитывать следующие ограничения:

- удельное сцепление грунта – не более 5 кПа (так как в нашем случае  $c_1 = 27,3$  кПа, принимаем  $c_1 = 5$  кПа;
- угол внутреннего трения грунта – не более  $30^\circ$  (так как в нашем случае  $\varphi_1 = 16,1^\circ < 30^\circ$ , принимаем  $\varphi_1 = 16,1^\circ$ );
- коэффициенты пассивного сопротивления грунта  $\lambda_{p\varphi}$  и  $\lambda_{pc}$  принимаем равными единице.

Высоту призмы выпора грунта находим по формуле (27):

$$h_r = d + b \operatorname{tg} \beta = 1,5 + 3,9 \cdot \operatorname{tg} 0^\circ = 1,5 \text{ м}.$$

Пассивное сопротивление грунта определяем по формуле (26):

$$E_r = \frac{\gamma_1 h_r^2 \lambda_{p\varphi}}{2} + \frac{c_1 h_r (\lambda_{pc} - 1)}{\operatorname{tg} \varphi_1} = \frac{19,95 \cdot 1,5^2 \cdot 1}{2} + \frac{5 \cdot 1,5 \cdot (1 - 1)}{\operatorname{tg} 16,1^\circ} = 22,4 \text{ кН/м}.$$

Сумму проекций всех сил на вертикальную плоскость вычисляем по формуле (25):

$$\begin{aligned}
 F_v &= F_{sa} \operatorname{tg}(\varepsilon + \varphi_1') + \gamma_1' \gamma_f [h(b-t)/2 + td] + \gamma_1 \operatorname{tg} \beta b^2/2 = \\
 &= 131,6 \cdot \operatorname{tg}(25,2^\circ + 39,6^\circ) + 16,96 \cdot 1,2 \cdot \left[ \frac{6,5 \cdot (3,9 - 0,5)}{2} + 0,5 \cdot 1,5 \right] + \\
 &\quad + \frac{19,95 \cdot \operatorname{tg} 0^\circ \cdot 3,9^2}{2} = 519,8 \text{ кН/м.}
 \end{aligned}$$

Удерживающую силу  $F_{sr}$  находим по формуле (24):

$$F_{sr} = F_v \operatorname{tg}(\varphi_1 - \beta) + bc_1 + E_r = 519,8 \cdot \operatorname{tg}(16,1^\circ - 0^\circ) + 3,9 \cdot 5 + 22,4 = 192,0 \text{ кН/м.}$$

Расчет устойчивости положения стены против сдвига производим по условию (20):

$$F_{sa} = 131,6 \text{ кН/м} \leq \gamma_c F_{sr} / \gamma_n = \frac{0,9 \cdot 192,0}{1,15} = 150,2 \text{ кН/м.}$$

Условие выполняется; следовательно, устойчивость стены против сдвига (при  $\beta = 0^\circ$ ) обеспечена.

Рассмотрим второй вариант:  $\beta = 0,5\varphi_1 = 0,5 \cdot 16,1^\circ = 8,05^\circ$ .

Здесь указанные в случае  $\beta = 0^\circ$  ограничения не учитываются. Поэтому: удельное сцепление грунта  $c_1 = 27,3$  кПа; угол внутреннего трения грунта  $\varphi_1 = 16,1^\circ$ ; коэффициент пассивного сопротивления грунта  $\lambda_{p\varphi} = 3,572$ ; коэффициент пассивного сопротивления грунта  $\lambda_{pc} = 3,708$ .

Расчет устойчивости положения стены против сдвига ведем аналогично.

Высоту призмы выпора грунта находим по формуле (27):

$$h_r = d + b \operatorname{tg} \beta = 1,5 + 3,9 \cdot \operatorname{tg} 8,05^\circ = 2,052 \text{ м.}$$

Пассивное сопротивление грунта определяем по формуле (26):

$$\begin{aligned}
 E_r &= \gamma_1 h_r^2 \lambda_{p\varphi} / 2 + c_1 h_r (\lambda_{pc} - 1) / \operatorname{tg} \varphi_1 = \\
 &= \frac{19,95 \cdot 2,052^2 \cdot 3,572}{2} + \frac{27,3 \cdot 2,052 \cdot (3,708 - 1)}{\operatorname{tg} 16,1^\circ} = \\
 &= 676,1 \text{ кН/м.}
 \end{aligned}$$

Сумму проекций всех сил на вертикальную плоскость вычисляем по формуле (25):

$$\begin{aligned}
 F_v &= F_{sa} \operatorname{tg}(\varepsilon + \varphi_1') + \gamma_1' \gamma_f [h(b-t)/2 + td] + \gamma_1 \operatorname{tg} \beta b^2/2 = \\
 &= 131,6 \cdot \operatorname{tg}(25,2^\circ + 39,6^\circ) + 16,96 \cdot 1,2 \cdot \left[ \frac{6,5 \cdot (3,9 - 0,5)}{2} + 0,5 \cdot 1,5 \right] + \\
 &\quad + \frac{19,95 \cdot \operatorname{tg} 8,05^\circ \cdot 3,9^2}{2} = 541,2 \text{ кН/м.}
 \end{aligned}$$

Удерживающую силу  $F_{sr}$  определяем по формуле (24):

$$\begin{aligned}
 F_{sr} &= F_v \operatorname{tg}(\varphi_1 - \beta) + bc_1 + E_r \\
 &= 541,2 \cdot \operatorname{tg}(16,1^\circ - 8,05^\circ) + 3,9 \cdot 27,3 + 676,1 = 859,2 \text{ кН/м.}
 \end{aligned}$$

Расчет устойчивости положения стены против сдвига производим по условию (20):

$$F_{sa} = 131,6 \text{ кН/м} \leq \gamma_c F_{sr} / \gamma_n = \frac{0,9 \cdot 859,2}{1,15} = 672,4 \text{ кН/м.}$$

Условие выполняется; следовательно, устойчивость стены против сдвига (при  $\beta = 0,5\varphi_1 = 0,5 \cdot 16,1^\circ = 8,05^\circ$ ) обеспечена.

Рассмотрим третий вариант:  $\beta = \varphi_1 = 16,1^\circ$ .

Высоту призмы выпора грунта находим по формуле (27):

$$h_r = d + b \operatorname{tg} \beta = 1,5 + 3,9 \cdot \operatorname{tg} 16,1^\circ = 2,62 \text{ м.}$$

Пассивное сопротивление грунта определяем по формуле (26):

$$\begin{aligned}
 E_r &= \gamma_1 h_r^2 \lambda_{p\varphi} / 2 + c_1 h_r (\lambda_{pc} - 1) / \operatorname{tg} \varphi_1 = \\
 &= \frac{19,95 \cdot 2,626^2 \cdot 3,572}{2} + \frac{27,3 \cdot 2,626 \cdot (3,708 - 1)}{\operatorname{tg} 16,1^\circ} = 919,0 \text{ кН/м.}
 \end{aligned}$$

Сумму проекций всех сил на вертикальную плоскость вычисляем по формуле (25):

$$\begin{aligned}
 F_v &= F_{sa} \operatorname{tg}(\varepsilon + \varphi_1') + \gamma_1' \gamma_f [h(b-t)/2 + td] + \gamma_1 \operatorname{tg} \beta b^2/2 = \\
 &= 131,6 \cdot \operatorname{tg}(25,2^\circ + 39,6^\circ) + 16,96 \cdot 1,2 \cdot \left[ \frac{6,5 \cdot (3,9 - 0,5)}{2} + 0,5 \cdot 1,5 \right] + \\
 &\quad + \frac{19,95 \cdot \operatorname{tg} 16,1^\circ \cdot 3,9^2}{2} = 563,5 \text{ кН/м.}
 \end{aligned}$$

Удерживающую силу  $F_{sr}$  определяем по формуле (24):

$$F_{sr} = F_v \operatorname{tg}(\varphi_1 - \beta) + bc_1 + E_r = \\ = 563,5 \cdot \operatorname{tg}(16,1^\circ - 16,1^\circ) + 3,9 \cdot 27,3 + 919,0 = 1025,6 \text{ кН/м.}$$

Расчет устойчивости положения стены против сдвига производим по условию (20):

$$F_{sa} = 131,6 \text{ кН/м} \leq \gamma_c F_{sr} / \gamma_n = \frac{0,9 \cdot 1025,6}{1,15} = 802,6 \text{ кН/м.}$$

Условие выполняется; следовательно, устойчивость стены против сдвига (при  $\beta = \varphi_1 = 16,1^\circ$ ) обеспечена.

Поскольку условие (20) выполняется при всех трех вариантах, устойчивость стены против сдвига обеспечена.

## 7.5. Расчет прочности грунтового основания

Тангенс угла наклона к вертикали равнодействующей внешней нагрузки на основание определяется из условия (28), при этом сумма проекций всех сил на вертикальную плоскость  $F_v$  принимается при значении угла  $\beta = 0^\circ$ :

$$\operatorname{tg} \delta_1 = F_{sa} / F_v = 131,6 / 519,8 = 0,253 \quad (\delta_1 = \operatorname{arctg} 0,253 = 14,2^\circ).$$

Поскольку  $\operatorname{tg} \delta_1 = 0,253 < \sin \varphi_1 = \sin 16,1^\circ = 0,277$ , требуется произвести расчет прочности грунтового основания. Этот расчет выполняем по условию (29).

Предварительно находим необходимые параметры.

Расстояние от равнодействующей сдвигающей силы до низа подошвы стены определяем по формуле (34):

$$h^* = [F_{sa, \gamma} h / 3 + F_{sa, q} (h - y_a - y_b / 2)] / F_{sa} = \\ = \frac{\frac{106,7 \cdot 6,5}{3} + 24,9 \cdot \left( 6,5 - 0 - \frac{6,5}{2} \right)}{131,6} = 2,372 \text{ м.}$$

По формуле (33) вычисляем сумму моментов всех вертикальных и горизонтальных сил относительно оси, проходящей через центр тяжести подошвы

$$M_0 = F_{sa} [h^* - \operatorname{tg}(\varepsilon + \varphi_1') (b/2 - h^* \operatorname{tg} \varepsilon)] + \gamma' \gamma_f (b - t) [h(b - 4t) + 6td] / 12 =$$

$$= 131,6 \cdot \left[ 2,372 - \operatorname{tg}(25,2^\circ + 39,6^\circ) \cdot \left( \frac{3,9}{2} - 2,372 \cdot \operatorname{tg} 25,2^\circ \right) \right] + \\ + 16,96 \cdot 1,2 \cdot (3,9 - 0,5) \cdot \frac{6,5 \cdot (3,9 - 4 \cdot 0,5) + 6 \cdot 0,5 \cdot 1,5}{12} = 176,0 \text{ кН} \cdot \text{м} / \text{м}.$$

Эксцентриситет приложения равнодействующей всех сил относительно оси, проходящей через центр тяжести подошвы стены, определяем по формуле (32):

$$e = M_0 / F_v = 176,0 / 519,8 = 0,339 \text{ м},$$

что не превышает  $b/3 = 3,9/3 = 1,3$  м. В противном случае необходимо увеличить размеры подошвы подпорной стены и расчет выполнить заново.

Прицеленную ширину подошвы находим по формуле (31):

$$b' = h - 2e = 6,5 - 2 \cdot 0,339 = 5,823 \text{ м}.$$

Безразмерные коэффициенты несущей способности определяем по прил. 2 в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения грунта ( $\varphi_1 = 16,1^\circ$ ) и угла наклона к вертикали ( $\delta_1 = 14,2^\circ$ ) равнодействующей внешней нагрузки на основание в уровне подошвы стены:

$$N_\gamma = 0,4148; \quad N_q = 2,543; \quad N_c = 5,1395.$$

Вертикальную составляющую силы предельного сопротивления основания  $N_u$ , находим по формуле (30):

$$N_u = b' (N_\gamma b' \gamma_1 + N_q \gamma'_1 d + N_{c1}) = \\ = 5,823 \cdot (0,4148 \cdot 5,823 \cdot 19,95 + 2,543 \cdot 16,96 \cdot 1,5 + 5,1395 \cdot 27,3) = 1475 \text{ кН} / \text{м}.$$

Производим расчет прочности основания по условию (29)

$$F_v = 519,8 \text{ кН} / \text{м} \leq \gamma_c N_u / \gamma_n = \frac{0,9 \cdot 1475}{1,15} = 1154 \text{ кН} / \text{м}.$$

Поскольку условие выполняется, прочность основания обеспечена.

## 7.6. Расчет оснований по деформациям

Поскольку эксцентриситет приложения равнодействующей всех сил относительно оси, проходящей через центр тяжести подошвы стены, небольшой ( $e = 0,339 \text{ м} < b/6 = 3,9/6 = 0,65 \text{ м}$ ), схема давления под подошвой фундамента принимается по рис. 7,а.

Краевые давления на грунт под подошвой стены  $p_{\max}$  и  $p_{\min}$  вычисляются по формуле (36):

$$p_{\max} = \frac{F_v}{b} \left( 1 + \frac{6e}{b} \right) = \frac{519,8}{3,9} \cdot \left( 1 + \frac{6 \cdot 0,339}{3,9} \right) = 202,7 \text{ кПа};$$

$$p_{\min} = \frac{F_v}{b} \left( 1 - \frac{6e}{b} \right) = \frac{519,8}{3,9} \cdot \left( 1 - \frac{6 \cdot 0,339}{3,9} \right) = 63,8 \text{ кПа}.$$

Расчетное сопротивление грунта основания  $R$  определяется по формуле (39). Предварительно по табл. 3 находим коэффициент  $\gamma_{c1}$ , а по табл. 4 – коэффициенты  $M_\gamma$ ,  $M_q$ ,  $M_c$  в зависимости от угла внутреннего трения грунта основания ( $\phi_{II} = 14,0^\circ$ ):

$$\gamma_{c1} = 1,1; \quad M_\gamma = 0,29; \quad M_q = 2,17; \quad M_c = 4,69.$$

$$R = (\gamma_{c1} \gamma_{c2} / k) (M_\gamma b \gamma_{II} + M_q d \gamma'_{II} + M_c c_{II}) = \\ = \left( \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,1} \right) \cdot (0,29 \cdot 3,9 \cdot 19,0 + 2,17 \cdot 1,5 \cdot 16,15 + 4,69 \cdot 41) = 266,3 \text{ кПа}.$$

Проверяем условия (35):

$$p = 0,5(p_{\max} + p_{\min}) = 0,5 \cdot (202,7 + 63,8) = 133,3 \text{ кПа} \leq R = 266,3 \text{ кПа};$$

$$p_{\max} = 202,7 \text{ кПа} \leq 1,2 \cdot R = 1,2 \cdot 266,3 = 319,6 \text{ кПа}.$$

Оба условия выполняются; следовательно, деформации основания не превышают допустимых величин.

## 7.7. Определение нагрузок, действующих на тонкостенную подпорную стену

Схема приложения нагрузок к тонкостенной подпорной стене приведена на рис. 8.

Интенсивности горизонтального давления  $p_\gamma$  и  $p_q$  были вычислены ранее (см. подразд. 7.3):

$$p_\gamma = 32,83 \text{ кН/м}^2.$$

$$p_q = 3,83 \text{ кН/м}^2.$$

Интенсивности вертикального давления от собственного веса грунта в призме обрушения  $p_{v\gamma}$  и от временной нагрузки  $p_{vq}$  определяются по формулам (40) и (41):

$$p_{v\gamma} = p_{\gamma} \operatorname{tg}(\varepsilon + \varphi'_I) / \operatorname{tg} \varepsilon = \frac{32,83 \cdot \operatorname{tg}(25,2^\circ + 39,6^\circ)}{\operatorname{tg} 25,2^\circ} = 148,25 \text{ кПа};$$

$$p_{vq} = p_q \operatorname{tg}(\varepsilon + \varphi'_I) / \operatorname{tg} \varepsilon = \frac{3,83 \cdot \operatorname{tg}(25,2^\circ + 39,6^\circ)}{\operatorname{tg} 25,2^\circ} = 17,3 \text{ кПа};$$

интенсивности вертикального давления от собственного веса грунта в контуре  $abc$   $p'_{v\gamma}$  и над передней консолью  $p''_{v\gamma}$  – по формулам (42) и (43):

$$p'_{v\gamma} = \gamma'_I \gamma_f h = 16,96 \cdot 1,2 \cdot 6,5 = 132,3 \text{ кПа};$$

$$p''_{v\gamma} = \gamma''_I \gamma_f d = 16,96 \cdot 1,2 \cdot 1,5 = 30,5 \text{ кПа}.$$

При приложении временной нагрузки ко всей поверхности (на рис. 8:  $a = 0$ ;  $b_0$  – не ограничено) равнодействующая всех усилий определяется по формуле:

$$\begin{aligned} N &= p_{vq}(b-t) + 0,5(p_{v\gamma} + p'_{v\gamma})(b-t) + p''_{v\gamma}t = \\ &= 17,3 \cdot (3,9 - 0,5) + 0,5 \cdot (148,25 + 132,3) \cdot (3,9 - 0,5) + 30,5 \cdot 0,5 = 551,0 \text{ кН/м}. \end{aligned}$$

Изгибающий момент, действующий по подошве фундаментной плиты подпорной стены:

$$\begin{aligned} M &= \frac{p_q h^2}{2} + \frac{p_{\gamma} h^2}{6} - \frac{p_{vq} t(b-t)}{2} - \frac{p_{v\gamma}(b-t)(b+2t)}{12} + \frac{p'_{v\gamma}(b-t)(b-4t)}{12} + \frac{p''_{v\gamma} t(b-t)}{2} = \\ &= \frac{3,83 \cdot 6,5^2}{2} + \frac{32,83 \cdot 6,5^2}{6} - \frac{17,3 \cdot 0,5 \cdot (3,9 - 0,5)}{2} - \\ &\quad - \frac{148,25 \cdot (3,9 - 0,5) \cdot (3,9 + 2 \cdot 0,5)}{12} + \frac{132,3 \cdot (3,9 - 0,5) \cdot (3,9 - 4 \cdot 0,5)}{12} + \\ &\quad + \frac{30,52 \cdot 0,5 \cdot (3,9 - 0,5)}{2} = 188,7 \text{ кН} \cdot \text{м/м}. \quad 308,3 \end{aligned}$$

Эксцентриситет приложения равнодействующей относительно центра подошвы фундаментной плиты

$$e = \frac{M}{N} = \frac{188,7}{551,0} = 0,342.$$

Поскольку эксцентриситет приложения равнодействующей всех сил относительно оси, проходящей через центр тяжести подошвы стены, небольшой ( $e = 0,342 \text{ м} < b/6 = 3,9/6 = 0,65 \text{ м}$ ), схема давления под подошвой фундамента принимается по рис. 7,а.

Краевые давления на грунт под подошвой стены  $p_{\max}$  и  $p_{\min}$  определяются по формуле (36):

$$p_{\max} = \frac{N}{b} \left( 1 + \frac{6e}{b} \right) = \frac{551,0}{3,9} \cdot \left( 1 + \frac{6 \cdot 0,342}{3,9} \right) = 215,6 \text{ кПа};$$

$$p_{\min} = \frac{N}{b} \left( 1 - \frac{6e}{b} \right) = \frac{551,0}{3,9} \cdot \left( 1 - \frac{6 \cdot 0,342}{3,9} \right) = 66,9 \text{ кПа}.$$

## 7.8. Проектирование монолитной уголкового консольной подпорной стены

Расчетная схема и схема приложения нагрузок к подпорной стене приведены на рис. 9. Внутренние усилия в сечениях стены определяем по формулам, рассмотренным в подразд. 4.4.1.

### 7.8.1. Определение внутренних усилий в элементах подпорной стены

Определяем внутренние усилия:

- в сечении 1–1 – по формулам (44) и (45):

$$M_1 = p_{\gamma} \frac{h^2}{48} + p_q \frac{h^2}{8} = 32,83 \cdot \frac{6,5^2}{48} + 3,83 \cdot \frac{6,5^2}{8} = 49,12 \text{ кН} \cdot \text{м/м};$$

$$Q_1 = 0,125 p_{\gamma} h + 0,5 p_q h = 0,125 \cdot 32,83 \cdot 6,5 + 0,5 \cdot 3,83 \cdot 6,5 = 39,12 \text{ кН/м};$$

- в сечении 2–2 – по формулам (46) и (47):

$$M_2 = p_{\gamma} \frac{h^2}{6} + p_q \frac{h^2}{2} = 32,83 \cdot \frac{6,5^2}{6} + 3,83 \cdot \frac{6,5^2}{2} = 312,1 \text{ кН} \cdot \text{м/м};$$

$$Q_2 = 0,5 p_{\gamma} h + p_q h = 0,5 \cdot 32,83 \cdot 6,5 + 3,83 \cdot 6,5 = 131,6 \text{ кН/м};$$

- в сечении 3–3 – по формулам (48) и (49); предварительно находим по формуле (50) давление на грунт под лицевой панелью:

$$\begin{aligned} p_t &= p_{\min} + (p_{\max} - p_{\min}) \frac{b-t}{b} = \\ &= 66,9 + (215,6 - 66,9) \frac{3,9 - 0,5}{3,9} = 196,5 \text{ кПа}; \end{aligned}$$



$$M_3 = \left( 2p_{\min} + p_t - 3p_{vq} - 2p_{vy} - p'_{vy} \right) \frac{(b-t)^2}{6} =$$

$$= (2 \cdot 66,9 + 196,5 - 3 \cdot 17,3 - 2 \cdot 148,25 - 132,3) \cdot \frac{(3,9 - 0,5)^2}{6} = -289,8 \text{ кН} \cdot \text{м/м};$$

$$Q_3 = 0,5 \left( p_{\min} + p_t - 2p_{vq} - p_{vy} - p'_{vy} \right) (b-t) =$$

$$= 0,5 \cdot (66,9 + 196,5 - 2 \cdot 17,3 - 148,25 - 132,3) \cdot (3,9 - 0,5) = -88,0 \text{ кН/м};$$

- в сечении 4-4 – по формулам (54) и (55):

$$M_4 = \left( 2p_{\max} + p_t - 3p''_{vy} \right) \frac{t^2}{6} =$$

$$= (2 \cdot 215,6 + 196,5 - 3 \cdot 30,52) \cdot \frac{0,5^2}{6} = 22,3 \text{ кН} \cdot \text{м/м};$$

$$Q_4 = 0,5 \left( p_{\max} + p_t - 2p''_{vy} \right) t =$$

$$= 0,5 \cdot (215,6 + 196,5 - 2 \cdot 30,52) \cdot 0,5 = 87,8 \text{ кН/м}.$$

### 7.8.2. Подбор арматуры в элементах подпорной стены

Эпюры внутренних усилий в элементах подпорной стенки приведены на рис. 14.

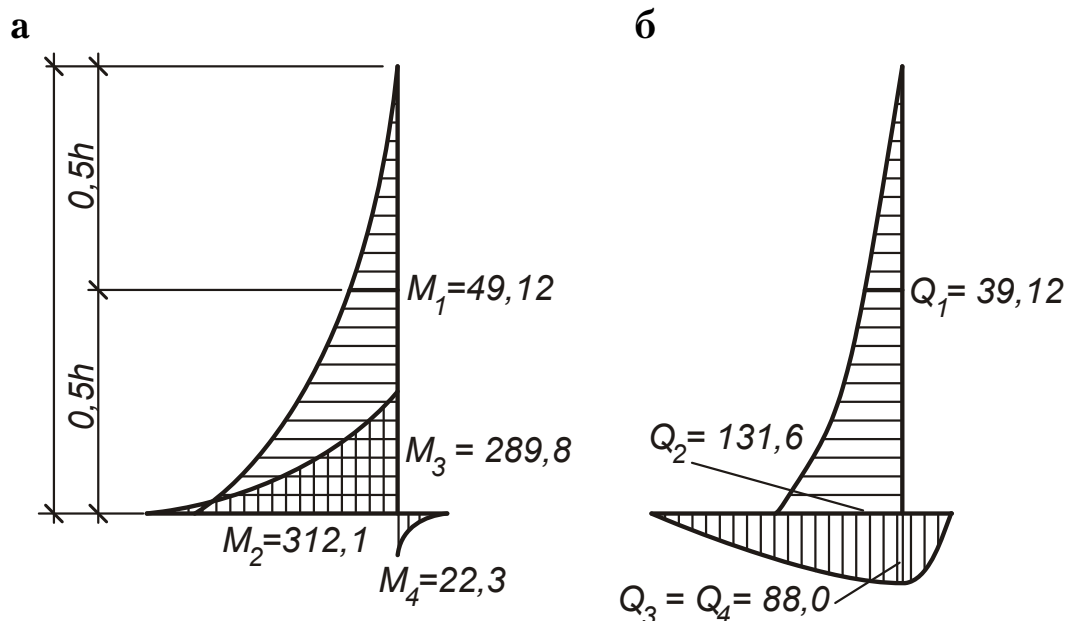


Рис. 14. Эпюры внутренних усилий в элементах угловой подпорной стены:  
а – эпюра моментов, кН·м; б – эпюра поперечных сил, кН

Принимаем: толщину стены в месте примыкания к фундаментной плите не менее  $h/15 = 6500/15 = 433$  мм, толщину стены 450 мм, толщины всех элементов по краям 200 мм. Опалубочные размеры подпорной стены приведены на рис. 15.

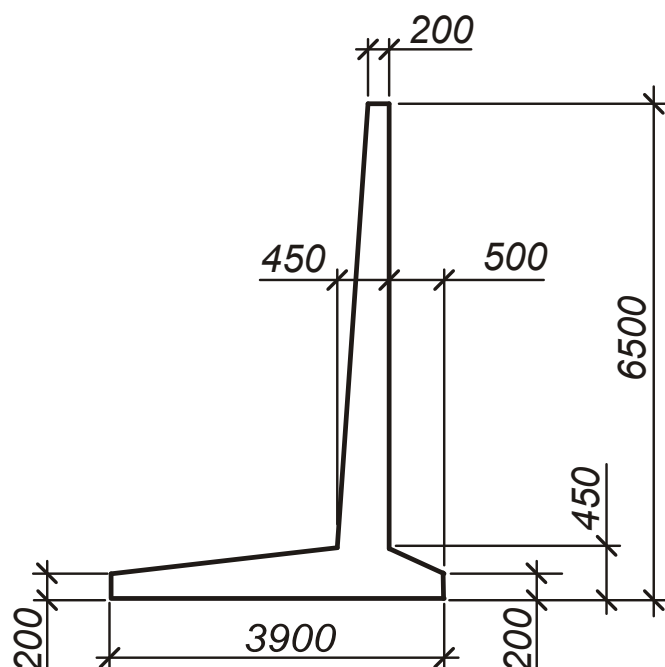


Рис. 15. Опалубочные размеры уголкового подпорной стены

В соответствии с эпюрой моментов (см. рис. 14) в лицевой части подпорной стены растянутая зона находится с левой стороны (эпюра моментов строится со стороны растянутого волокна). В связи с этим здесь будет располагаться продольная рабочая арматура. С правой стороны арматура будет монтажная.

Для расчета выделяем участок стены длиной 1 м. Расчетное сечение получается прямоугольным (см. рис. 11) с шириной  $b = 1$  м. Максимальный изгибающий момент в лицевой части в сечении 2–2. Высота сечения здесь  $h = 450$  мм. Принимаем расстояние от рабочей продольной арматуры до растянутой грани  $a = 50$  мм. В этом случае  $h_0 = h - a = 450 - 50 = 400$  мм. Подбор арматуры проводим по формулам, приведенным в подразд. 5.2. По заданию, класс бетона монолитной подпорной стены В20, класс рабочей арматуры А-III. Расчетные характеристики бетона и арматуры принимаем по прил. 3, табл. I и прил. 4, табл. I:  $R_b = 11,5$  МПа;  $R_s = 280$  МПа.

По формуле (97) определяем коэффициент  $\alpha_m$ :

$$\alpha_m = \frac{\gamma_{lc}\gamma_n M}{\gamma_c \gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{1,0 \cdot 1,2 \cdot 312,1 \cdot 10^6}{1,0 \cdot 1,1 \cdot 11,5 \cdot 1000 \cdot 400^2} = 0,185.$$

По прил. 5 находим коэффициенты  $\xi$  и  $\zeta$ :  $\xi = 0,205$ ;  $\zeta = 0,897$ . По табл.5 получаем:  $\xi_R = 0,60$ . Поскольку  $\xi < \xi_R$ , требуемую площадь сечения рабочей арматуры вычисляем по формуле (98):

$$A_s = \frac{\gamma_{lc}\gamma_n M}{\gamma_c \gamma_s R_s \zeta h_0} = \frac{1,0 \cdot 1,2 \cdot 312,1 \cdot 10^6}{1,0 \cdot 1,1 \cdot 280 \cdot 0,897 \cdot 400} = 3389 \text{ мм}^2.$$

По прил. 6 принимаем диаметр стержней 22 мм, шаг стержней 100 мм (всего на 1 п.м. укладывается 10 стержней общей площадью сечения 3801 мм<sup>2</sup>).

Учитывая, что изгибающие моменты в верхней части стены значительно меньшие, обрываем часть стержней (через один). Таким образом, на одном метре укладывается 5 стержней (с шагом 200 мм) общей площадью 1900 мм<sup>2</sup>. В сечении 1–1 изгибающий момент  $M_1 = 49,12$  кН·м. Высота сечения здесь  $h = 0,5 \cdot (450 + 200) = 325$  мм. В этом случае  $h_0 = h - a = 325 - 50 = 275$  мм. Проверку прочности сечения ведем по формулам, приведенным в подразд. 5.1. По формуле (91) определяем высоту сжатой зоны:

$$x = \frac{\gamma_s R_s A_s}{\gamma_b R_b b} = \frac{1,1 \cdot 280 \cdot 1900}{1,1 \cdot 11,5 \cdot 1000} = 46,26 \text{ мм.}$$

Относительная высота сжатой зоны

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{46,26}{275} = 0,168 < \xi_R.$$

Проверяем условие прочности (90):

$$\begin{aligned} \gamma_{lc}\gamma_n M &= 1,0 \cdot 1,2 \cdot 49,12 \text{ кН·м} \leq \gamma_c \gamma_b R_b b x (h_0 - 0,5x) = \\ &= 1,0 \cdot 1,1 \cdot 11,5 \cdot 1000 \cdot 46,26 \cdot (275 - 0,5 \cdot 46,26) = 147 \cdot 10^6 \text{ Н·мм} = 147 \text{ кН·м.} \end{aligned}$$

Условие выполняется. Следовательно, прочность сечения (1–1) обеспечена.

Фундаментная плита в соответствии с эпюрой моментов имеет растянутые зоны и сверху, и снизу. Следовательно, продольная рабочая арматура должна подбираться и для верхней, и для нижней

зоны. Подбор продольной рабочей арматуры проводим аналогично подбору арматуры стены.

Для верхней арматуры в сечении 3–3  $M=289,8$  кН·м; высота сечения  $h = 450$  мм. Принимаем расстояние от рабочей продольной арматуры до верхней грани  $a = 50$  мм. В этом случае  $h_0 = h - a = 450 - 50 = 400$  мм. Подбор арматуры проводим по формулам, рассмотренным в подразд. 5.2. По заданию, класс бетона монолитной подпорной стены В20, класс рабочей арматуры А-II.

По формуле (97) определяем коэффициент  $\alpha_m$ :

$$\alpha_m = \frac{\gamma_{lc}\gamma_n M}{\gamma_c \gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{1,0 \cdot 1,2 \cdot 289,8 \cdot 10^6}{1,0 \cdot 1,1 \cdot 11,5 \cdot 1000 \cdot 400^2} = 0,172.$$

По прил. 5 находим коэффициенты  $\xi$  и  $\zeta$ :  $\xi = 0,19$ ;  $\zeta = 0,905$ . По табл.5 получаем:  $\xi_R = 0,60$ . Поскольку  $\xi < \xi_R$ , требуемую площадь сечения рабочей арматуры вычисляем по формуле (98):

$$A_s = \frac{\gamma_{lc}\gamma_n M}{\gamma_c \gamma_s R_s \zeta h_0} = \frac{1,0 \cdot 1,2 \cdot 289,8 \cdot 10^6}{1,0 \cdot 1,1 \cdot 280 \cdot 0,905 \cdot 400} = 3119 \text{ мм}^2.$$

По прил. 6 принимаем диаметр стержней 20 мм, шаг стержней 100 мм (всего на 1 п.м. укладывается 10 стержней общей площадью сечения 3142 мм<sup>2</sup>).

Для нижней арматуры в сечении 4–4  $M=22,3$  кН·м; высота сечения  $h = 450$  мм. Принимаем расстояние от рабочей продольной арматуры до верхней грани  $a = 100$  мм. В этом случае  $h_0 = h - a = 450 - 100 = 350$  мм. Подбор арматуры проводим по формулам, приведенным в подразд. 5.2. По заданию, класс бетона монолитной подпорной стены В20, класс рабочей арматуры А-II.

По формуле (97) определяем коэффициент  $\alpha_m$ :

$$\alpha_m = \frac{\gamma_{lc}\gamma_n M}{\gamma_c \gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{1,0 \cdot 1,2 \cdot 22,3 \cdot 10^6}{1,0 \cdot 1,1 \cdot 11,5 \cdot 1000 \cdot 350^2} = 0,017.$$

По прил. 5 находим коэффициенты  $\xi$  и  $\zeta$ :  $\xi = 0,018$ ;  $\zeta = 0,992$ . По табл.5 получаем:  $\xi_R = 0,60$ . Поскольку  $\xi < \xi_R$ , требуемую площадь сечения рабочей арматуры вычисляем по формуле (98):

$$A_s = \frac{\gamma_{lc}\gamma_n M}{\gamma_c \gamma_s R_s \zeta h_0} = \frac{1,0 \cdot 1,2 \cdot 22,3 \cdot 10^6}{1,0 \cdot 1,1 \cdot 280 \cdot 0,992 \cdot 350} = 250 \text{ мм}^2.$$

По прил. 6 принимаем диаметр стержней 10 мм, шаг стержней 200 мм. Всего на 1 п.м. укладывается 5 стержней общей площадью сечения 393 мм<sup>2</sup> (арматура диаметром 8 мм также обеспечивала прочность сечения, но арматуру класса А-II диаметром 8 мм не производят). Схема расположения рабочей продольной арматуры в монолитной подпорной стене приведена на рис. 16.

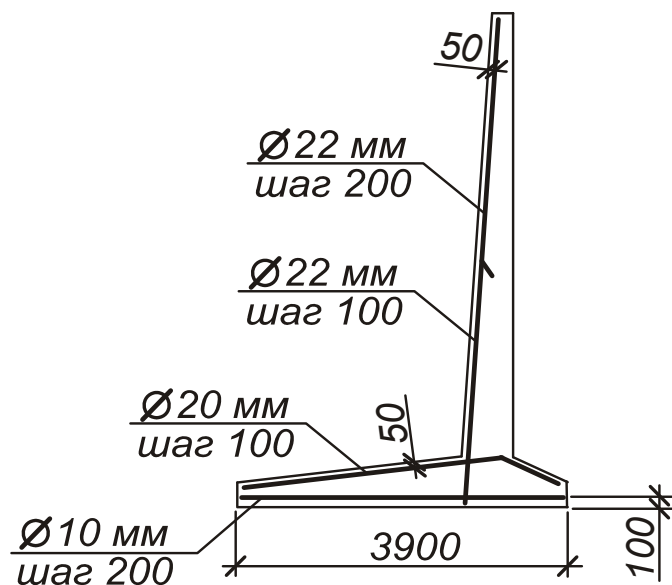


Рис. 16. Схема армирования монолитной подпорной стены продольной рабочей арматурой

### 7.8.3. Расчет подпорной стены по деформациям

В рамках курсового проектирования находится горизонтальное смещение верха стены уголкового консольной подпорной стены. Деформации определяются методами строительной механики с учетом трещин и неупругих свойств бетона, рассмотренными в подразд. 5.6. Перемещение верха стены вычисляем по формуле (112). Предварительно находим необходимые параметры.

Нормативная величина интенсивности горизонтального активного давления грунта от собственного веса на глубине  $y = h$  вычисляется по формуле

$$p_{\gamma}^n = \frac{p_{\gamma}}{\gamma_f} = \frac{32,83}{1,15} = 28,55 \text{ кПа.}$$

Нормативная величина интенсивности горизонтального давления грунта от равномерно распределенной нагрузки  $q$ , расположенной на поверхности призмы обрушения, определяется по формуле

$$p_q^n = \frac{p_q}{\gamma_f} = \frac{3,83}{1,2} = 3,19 \text{ кПа.}$$

Изгибающий момент от постоянных нагрузок

$$C = p_q^n \frac{h^2}{6} = 3,19 \cdot \frac{6,5^2}{6} = 201,04 \text{ кН·м/м.}$$

Изгибающий момент от временных нагрузок

$$V = p_q^n \frac{h^2}{2} = 3,19 \cdot \frac{6,5^2}{2} = 67,39 \text{ кН·м/м.}$$

Изгибающий момент от постоянных и временных нагрузок

$$M = C + V = 201,04 + 67,39 = 268,43 \text{ кН·м/м.}$$

Параметры сечения 2–2 на рис. 9: высота сечения  $h = 450$  мм, рабочая высота сечения  $h_0 = 400$  мм. Расчетные характеристики бетона и арматуры при расчетах по второй группе предельных состояний принимаем по прил. 3 и 4:  $R_{b,ser} = 15,0$  МПа,  $E_b = 27000$  МПа,  $R_{s,ser} = 295$  МПа,  $E_s = 210000$  МПа.

Высота сжатой зоны при указанных характеристиках

$$x = \frac{R_{s,ser} A_s}{R_{b,ser} b} = \frac{295 \cdot 3801}{15,0 \cdot 1000} = 75 \text{ мм.}$$

Момент инерции сжатой зоны бетона относительно центра тяжести сечения

$$I_b = \frac{bx^3}{12} + bx \left( \frac{h-x}{2} \right)^2 = \frac{1000 \cdot 75^3}{12} + 1000 \cdot 75 \cdot \left( \frac{450-75}{2} \right)^2 = 26,4 \cdot 10^8 \text{ мм}^4.$$

Момент инерции площади сечения арматуры относительно центра тяжести сечения элемента

$$I_s = A_s \left( h_0 - \frac{h}{2} \right)^2 = 3801 \cdot \left( 400 - \frac{450}{2} \right)^2 = 1,2 \cdot 10^8 \text{ мм}^4.$$

Жесткость сечения определяем по формуле (111):

$$B = \frac{1,1E_b(I_b + \nu I_s)(C + V)}{\delta C + V} =$$

$$= \frac{1,1 \cdot 27000 \cdot (26,4 \cdot 10^8 + 6,67 \cdot 1,2 \cdot 10^8) \cdot (201,04 + 67,39)}{2 \cdot 201,04 + 67,39} = 584236 \cdot 10^8 \text{ Н} \cdot \text{мм}^2,$$

где отношение модулей упругости арматуры и бетона

$$\nu = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200000}{30000} = 6,67.$$

Отношение высоты сечения стены в верхней части ( $h_B$ ) к высоте сечения в нижней ( $h_H$ )

$$\alpha = \frac{h_B}{h_H} = \frac{200}{450} = 0,444.$$

Коэффициент, учитывающий изменение толщины стены по высоте, находим по формуле (113):

$$k = \frac{1 + 1,5\alpha - 3\alpha^2 + 0,5\alpha^3 + 3\alpha \ln \alpha}{(1 - \alpha)^4} =$$

$$= \frac{1 + 1,5 \cdot 0,444 - 3 \cdot 0,444^2 + 0,5 \cdot 0,444^3 + 3 \cdot 0,444 \cdot \ln 0,444}{(1 - 0,444)^4} = 0,386.$$

Горизонтальное смещение верха уголкового консольной подпорной стены определяем по формуле (112):

$$\Delta = k \frac{Mh^2}{B} = 0,386 \cdot \frac{268,43 \cdot 10^6 \cdot 6500^2}{584236 \cdot 10^8} = 75 \text{ мм}.$$

Допускаемую величину смещения верха стены в рамках курсового проектирования можно принять равной  $\frac{1}{75}h = \frac{1}{75} \cdot 6500 = 87 \text{ мм}$ .

Поскольку смещение верха стены не превышает допускаемой величины, жесткость подпорной стены обеспечена.

## 7.9. Проектирование сборной уголкового анкерной подпорной стены

Расчетная схема и схема приложения нагрузок к подпорной стене приведены на рис. 10. Внутренние усилия в сечениях стены определяем по формулам, рассмотренным в подразд. 4.4.2.

### 7.9.1. Определение внутренних усилий в элементах подпорной стены

В сечении 1–1 внутренние усилия определяем по формулам (56)–(58):

$$M_1 = -\left(p_{\gamma} \frac{h_1}{h} + 3p_q\right) \frac{h_1^2}{6} = -\left(32,83 \cdot \frac{2}{6,5} + 3 \cdot 3,83\right) \cdot \frac{2^2}{6} = -14,4 \text{ кН} \cdot \text{м/м};$$

$$Q_1^B = 0,5 \left(p_{\gamma} \frac{h_1}{h} + 2p_q\right) h_1 = 0,5 \cdot \left(32,83 \cdot \frac{2}{6,5} + 2 \cdot 3,83\right) \cdot 2 = 17,8 \text{ кН/м};$$

$$Q_1^H = Q_1^B - (3p_q + p_{\gamma}) \frac{h^2}{6(h-h_1)} = 17,8 - (3 \cdot 3,83 + 32,83) \cdot \frac{6,5^2}{6 \cdot (6,5-2)} = -51,6 \text{ кН/м}.$$

В сечении 2–2 (сечение с максимальным изгибающим моментом при первом варианте загрузки) внутренние усилия определяем по формулам (59) и (60). Предварительно по формуле (61) находим место расположения этого сечения :

$$h_2 = \sqrt{\left(h \frac{p_q}{p_{\gamma}}\right)^2 + h(h+h_1) \frac{p_q}{p_{\gamma}} + \frac{h^3}{3(h-h_1)}} - h \frac{p_q}{p_{\gamma}} =$$

$$= \sqrt{\left(6,5 \cdot \frac{3,83}{32,83}\right)^2 + 6,5 \cdot (6,5+2) \cdot \frac{3,83}{32,83} + \frac{6,5^3}{3 \cdot (6,5-2)}} - 6,5 \cdot \frac{3,83}{32,83} = 4,47 \text{ м};$$

$$M_2 = \frac{p_{\gamma}}{6} \left(h^2 \frac{h_2-h_1}{h-h_1} - \frac{h_2^3}{h}\right) + \frac{p_q}{2} (hh_2 + h_1h_2 - hh_1 - h_2^2) =$$

$$= \frac{32,83}{6} \cdot \left(6,5^2 \cdot \frac{4,47-2}{6,5-2} - \frac{4,47^3}{6,5}\right) + \frac{3,83}{2} \cdot (6,5 \cdot 4,47 + 2 \cdot 4,47 - 6,5 \cdot 2 - 4,47^2) =$$

$$= 51,71 \text{ кН} \cdot \text{м/м};$$

$$Q_2 = 0.$$



В сечении 3–3  $M_3 = 0$ ; максимальная поперечная сила  $Q_3$  получается при первом варианте загрузки и определяется по формуле (63):

$$Q_3 = p_q \frac{h-h_1}{2} + p_{\gamma} \frac{h(2h-3h_1)}{6(h-h_1)} =$$

$$= 3,83 \cdot \frac{6,5-2}{2} + 32,83 \cdot \frac{6,5 \cdot (2 \cdot 6,5 - 3 \cdot 2)}{6 \cdot (6,5-2)} = 63,9 \text{ кН/м.}$$

В сечении 4–4 (второй случай загрузки) внутренние усилия вычисляются по формулам (64), (65) и (67):

$$M_4 = \frac{b_4^2}{6} \left[ p_{\max} \frac{b_4}{b} + p_{\min} \frac{3b-b_4}{b} - 3q - p_{vy} \left( 3 - \frac{b_4}{b-t} \right) - p'_{vy} \frac{b_4}{b-t} \right] =$$

$$= \frac{0,5^2}{6} \left[ 215,6 \cdot \frac{0,5}{3,9} + 66,9 \cdot \frac{3 \cdot 3,9 - 0,5}{3,9} - 3 \cdot 17,3 - 148,25 \cdot \left( 3 - \frac{0,5}{3,9-0,5} \right) - 132,3 \cdot \frac{0,5}{3,9-0,5} \right] =$$

$$= -10,53 \text{ кН} \cdot \text{м/м};$$

$$Q_4^H = \frac{b_4}{2} \left[ p_{\max} \frac{b_4}{b} + p_{\min} \left( 2 - \frac{b_4}{b} \right) - 2q - p_{vy} \left( 2 - \frac{b_4}{b-t} \right) - p'_{vy} \frac{b_4}{b-t} \right] =$$

$$= \frac{0,5}{2} \left[ 215,6 \cdot \frac{0,5}{3,9} + 66,9 \cdot \left( 2 - \frac{0,5}{3,9} \right) - 2 \cdot 17,3 - 148,25 \cdot \left( 2 - \frac{0,5}{3,9-0,5} \right) - 132,3 \cdot \frac{0,5}{3,9-0,5} \right] =$$

$$= -43,97 \text{ кН/м};$$

$$Q_4^B = R_4 + Q_4^H = 107,6 - 43,97 = 63,63 \text{ кН/м},$$

где вертикальная составляющая усилия в анкерной тяге  $R_4$  определяется по формуле (66):

$$R_4 = (3p_q + p_{\gamma}) \frac{h^2}{6(b-t-b_4)} = (3 \cdot 3,83 + 32,83) \cdot \frac{6,5^2}{6 \cdot (3,9-0,5-0,5)} = 107,6 \text{ кН/м.}$$

В сечении 5–5 (сечение с максимальным изгибающим моментом) внутренние усилия определяются по формулам (72) и (73).

Предварительно по формуле (74) находим месторасположение этого сечения. Для этого по формулам (75) и (76) вычисляем вспомогательные параметры:

$$k_1 = \frac{p_{vq} + p_{vy} - p_{\min}}{\frac{p_{\max} - p_{\min}}{b} + \frac{p_{vy} - p'_{vy}}{b-t}} = \frac{148,25 + 17,3 - 66,9}{\frac{215,6 - 66,9}{3,9} + \frac{148,25 - 132,3}{3,9-0,5}} = 1,496 \text{ м};$$

$$k_2 = \frac{2R_4}{\frac{p_{\max} - p_{\min}}{b} + \frac{p_{vy} - p'_{vy}}{b-t}} = \frac{2 \cdot 107,6}{\frac{215,6 - 66,9}{3,9} + \frac{148,25 - 132,3}{3,9 - 0,5}} = 5,026 \text{ м};$$

$$b_5 = k_1 \pm \sqrt{k_1^2 - k_2} = 1,496 \pm \sqrt{1,496^2 - 5,026}.$$

Поскольку дискриминант отрицательный, оба значения мнимые. Следовательно, на данном участке нет экстремального значения изгибающего момента и сечение 5–5 не рассматривается.

Внутренние усилия определяются:

- в сечении 6–6 – по формулам (82) и (83)

$$\begin{aligned} M_6 &= p_{\max} \frac{t^2}{6} \left( 3 - \frac{t}{b} \right) + p_{\min} \frac{t^3}{6b} - p''_{vy} \frac{t^2}{2} = \\ &= 215,6 \cdot \frac{0,5^2}{6} \cdot \left( 3 - \frac{0,5}{3,9} \right) + 66,9 \cdot \frac{0,5^3}{6 \cdot 3,9} - 30,52 \cdot \frac{0,5^2}{2} = 22,34 \text{ кН} \cdot \text{м/м}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_6 &= \frac{b-t}{2} \left( p_{\min} \frac{b+t}{b} + p_{\max} \frac{b-t}{b} - p_{vy} - p'_{vy} - 2p_{vq} \right) + R_4 = \\ &= \frac{3,9-0,5}{2} \cdot \left( 66,9 \cdot \frac{3,9+0,5}{3,9} + 215,6 \frac{3,9-0,5}{3,9} - 148,25 - 132,3 - 2 \cdot 17,3 \right) + 107,6 = \\ &= -9,5 \text{ кН/м}. \end{aligned}$$

- в сечении 7–7 – по формулам (86) и (87):

$$M_7 = M_6 = 22,34 \text{ кН} \cdot \text{м/м};$$

$$\begin{aligned} Q_7 &= - \left[ p_{\min} t + p_{\max} (2b-t) \right] \frac{t}{2b} = - \left[ 66,9 \cdot 0,5 + 215,6 \cdot (2 \cdot 3,9 - 0,5) \right] \cdot \frac{0,5}{2 \cdot 3,9} = \\ &= -103,0 \text{ кН/м}. \end{aligned}$$

Растягивающее усилие в анкерной тяге  $N$  определяется по формуле (89):

$$\begin{aligned} N &= R_4 \frac{\sqrt{(h-h_1)^2 + (b-b_4-t)^2}}{h-h_1} = 107,6 \frac{\sqrt{(6,5-2)^2 + (3,9-0,5-0,5)^2}}{6,5-2} = \\ &= 128 \text{ кН/м}. \end{aligned}$$

### 7.9.2. Подбор арматуры в элементах подпорной стены

В подразд. 7.9.1 внутренние усилия в элементах подпорной стены определялись на один погонный метр стены. В сборном варианте принимаем длину панелей подпорной стены  $l = 1,5$  м. В этом случае усилия, приходящиеся на сборные элементы стены, будут в  $l$  раз больше:

$$\begin{aligned} M_1 &= -14,4 \cdot 1,5 = -21,6 \text{ кН}\cdot\text{м}; & Q_1^B &= 17,8 \cdot 1,5 = 26,7 \text{ кН}; \\ M_2 &= 51,71 \cdot 1,5 = 77,6 \text{ кН}\cdot\text{м}; & Q_1^H &= -51,6 \cdot 1,5 = -77,4 \text{ кН}; \\ M_3 &= 0; & Q_2 &= 0 \text{ кН}; \\ M_4 &= -10,53 \cdot 1,5 = -15,8 \text{ кН}\cdot\text{м}; & Q_3 &= 63,9 \cdot 1,5 = 95,9 \text{ кН}; \\ & & Q_4^B &= 63,63 \cdot 1,5 = 95,4 \text{ кН}; \\ & & Q_4^H &= -43,97 \cdot 1,5 = -66,0 \text{ кН}; \\ M_6 &= 22,34 \cdot 1,5 = 33,5 \text{ кН}\cdot\text{м}; & Q_6 &= -9,5 \cdot 1,5 = -14,3 \text{ кН}; \\ M_7 &= 22,34 \cdot 1,5 = 33,5 \text{ кН}\cdot\text{м}; & Q_7 &= -103,0 \cdot 1,5 = -133,9 \text{ кН}; \\ N &= 128 \cdot 1,5 = 192 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Эпюры внутренних усилий в элементах сборной подпорной стенки приведены на рис. 17.

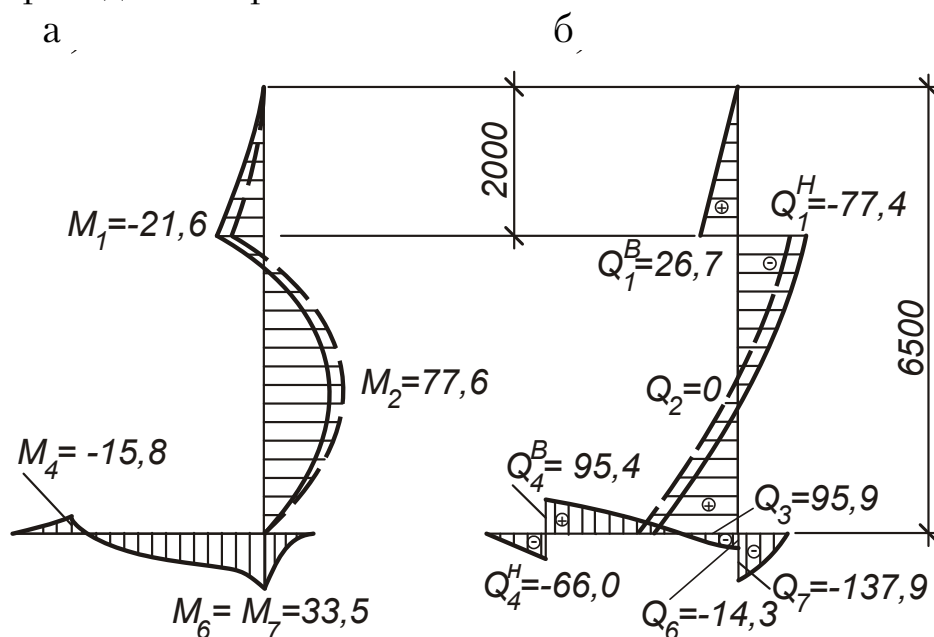


Рис. 17. Эпюры внутренних усилий в элементах анкерной подпорной стены:  
а – эпюра моментов, кН·м; б – эпюра поперечных сил, кН

Опалубочные размеры подпорной стены приведены на рис. 18.

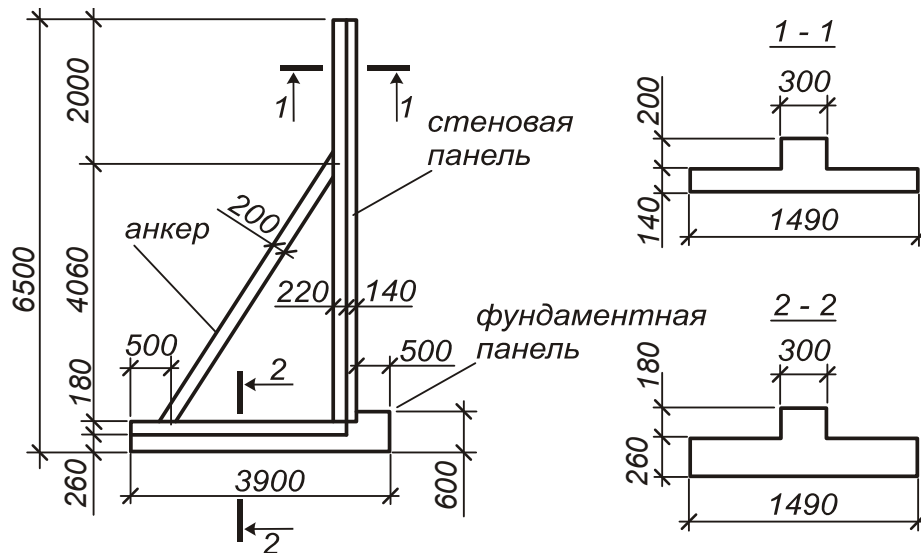


Рис. 18. Опалубочные размеры анкерной подпорной стены

Лицевая и фундаментная панели представляют собой ребристую конструкцию. Продольное ребро панели работает на общий изгиб (в соответствии с эпюрой моментов, изображенной на рис. 17). Кроме того, полка панели работает на местный изгиб, как консоль. Заделкой для консоли служит ребро панели. Таким образом, пролет консоли (полки панели)  $l_p = 600$  мм.

Полка лицевой панели испытывает горизонтальное давление грунта. Суммарное давление (максимальное)

$$p_{\max 1} = p_{\gamma} + p_q = 32,83 + 3,83 = 36,66 \text{ кПа.}$$

Рабочая арматура полки панели будет располагаться в растянутой зоне, т.е. у внутренней грани панели.

Полка фундаментной панели испытывает вертикальное давление грунта. Причем в зоне сопряжения ее с лицевой панелью результирующее давление направлено снизу вверх. Максимальная величина давления

$$p_{\max 2} = p_{\max} - p''_{v\gamma} = 215,6 - 30,52 = 185,08 \text{ кПа.}$$

Это давление растягивает нижние волокна полки, и рабочая арматура будет устанавливаться у нижней грани. На противоположном конце фундаментной панели результирующее давление направлено сверху вниз. Максимальная величина давления

$$p_{\max 3} = p_{vq} + p_{v\gamma} - p_{\min} = 17,3 + 148,25 - 66,9 = 98,65 \text{ кПа.}$$

Это давление растягивает верхние волокна полки, и рабочая арматура будет устанавливаться у верхней грани.

Анкер работает на центральное растяжение.

Элементы подпорной стены выполняются из бетона класса В25 и армируются арматурой класса А-III (по заданию). Расчетные характеристики бетона и арматуры (расчетное сопротивление бетона при сжатии и расчетное сопротивление арматуры при растяжении) принимаем по прил. 3, табл. I и прил. 4, табл. I:  $R_b = 14,5$  МПа;  $R_s = 365$  МПа (355 МПа для стержней диаметром 6-8 мм).

#### Лицевая панель

Для определения арматуры полки лицевой панели выделим участок шириной 1 м. Изгибающий момент в заделке (сечение у ребра панели):

$$M = \frac{p_{\max} l_p^2}{2} = \frac{36,66 \cdot 0,6^2}{2} = 6,60 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Расчетное сечение прямоугольное, шириной  $b = 1000$  мм. Высота сечения  $h = 140$  мм. Расстояние от центра тяжести сечения арматуры до растянутой грани принимаем 50 мм:  $a = 50$  мм. Рабочая высота сечения

$$h_0 = h - a = 140 - 50 = 90 \text{ мм}.$$

По формуле (97) определяем коэффициент  $\alpha_m$ :

$$\alpha_m = \frac{\gamma_{lc} \gamma_n M}{\gamma_c \gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{1,0 \cdot 1,2 \cdot 6,60 \cdot 10^6}{1,0 \cdot 1,1 \cdot 14,5 \cdot 1000 \cdot 90^2} = 0,061.$$

По прил. 5 находим коэффициенты  $\xi$  и  $\zeta$ :  $\xi = 0,063$ ;  $\zeta = 0,968$ . По табл. 5 получаем:  $\xi_R = 0,60$ . Поскольку  $\xi < \xi_R$ , требуемую площадь сечения рабочей арматуры вычисляем по формуле (98):

$$A_s = \frac{\gamma_{lc} \gamma_n M}{\gamma_c \gamma_s R_s \zeta h_0} = \frac{1,0 \cdot 1,2 \cdot 6,60 \cdot 10^6}{1,0 \cdot 1,1 \cdot 355 \cdot 0,968 \cdot 90} = 233 \text{ мм}^2.$$

По прил. 6 принимаем диаметр стержней 8 мм, шаг стержней 200 мм (всего на 1 п.м. укладывается 5 стержней общей площадью сечения 251 мм<sup>2</sup>).

Лицевая панель работает на общий изгиб в соответствии с эпюрой моментов, изображенной на рис. 17,а. Изгибающий момент  $M_1 = 21,6$  кН·м растягивает внутренние волокна панели. Расчетное сечение панели при действии этого момента приведено на рис. 19,а. Рабочая высота сечения

$$h_0 = h - a = 360 - 50 = 310 \text{ мм}.$$

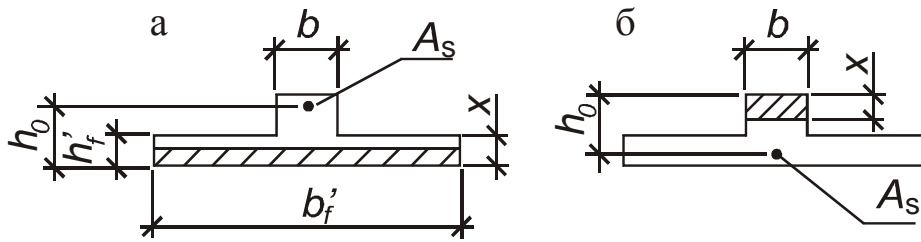


Рис. 19. Расчетные сечения панелей подпорной стены:  
а – при растяжении внутренних волокон; б – при растяжении внешних волокон

Подбор арматуры ведем по рекомендациям, представленным в подразд.5.2.

По формуле (99) определяем коэффициент

$$\alpha_m = \frac{\gamma_{lc}\gamma_n M}{\gamma_c \gamma_b R_b b' h_0^2} = \frac{1,0 \cdot 1,2 \cdot 21,6 \cdot 10^6}{1,0 \cdot 1,1 \cdot 14,5 \cdot 1490 \cdot 310^2} = 0,012;$$

По прил. 5 находим коэффициенты  $\xi$  и  $\zeta$ :  $\xi = 0,012$ ;  $\zeta = 0,994$ . Высота сжатой зоны  $x = \xi h_0 = 0,012 \cdot 300 = 3,6 \text{ мм} < h'_f = 140 \text{ мм}$ . По табл.5 получаем  $\xi_R = 0,60$ . Поскольку  $\xi < \xi_R$ , требуемую площадь сечения рабочей арматуры вычисляем по формуле (98):

$$A_s = \frac{\gamma_{lc}\gamma_n M}{\gamma_c \gamma_s R_s \zeta h_0} = \frac{1,0 \cdot 1,2 \cdot 21,6 \cdot 10^6}{1,0 \cdot 1,1 \cdot 365 \cdot 0,994 \cdot 310} = 205 \text{ мм}^2.$$

По прил. 6 принимаем два стержня диаметром 12 мм, общей площадью сечения  $226 \text{ мм}^2$ . Эта арматура будет входить в состав каркаса ребра панели.

Изгибающий момент  $M_2 = 77,6 \text{ кН} \cdot \text{м}$  растягивает внешние волокна панели. Расчетное сечение панели при действии этого момента приведено на рис. 19,б. Рабочая высота сечения

$$h_0 = h - a = 360 - 50 = 310 \text{ мм}.$$

Подбор арматуры ведем по рекомендациям(см. подразд.5.2).

По формуле (97) определяем коэффициент

$$\alpha_m = \frac{\gamma_{lc}\gamma_n M}{\gamma_c \gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{1,0 \cdot 1,2 \cdot 77,6 \cdot 10^6}{1,0 \cdot 1,1 \cdot 14,5 \cdot 300 \cdot 310^2} = 0,203.$$

По прил. 5 находим коэффициенты  $\xi$  и  $\zeta$ :  $\xi = 0,23$ ;  $\zeta = 0,885$ . Поскольку  $\xi < \xi_R$ , требуемую площадь сечения рабочей арматуры вычисляем по формуле (98):

$$A_s = \frac{\gamma_{lc}\gamma_n M}{\gamma_c \gamma_s R_s \zeta h_0} = \frac{1,0 \cdot 1,2 \cdot 77,6 \cdot 10^6}{1,0 \cdot 1,1 \cdot 365 \cdot 0,885 \cdot 310} = 846 \text{ мм}^2.$$

По прил. 6 принимаем два стержня диаметром 25 мм, общей площадью сечения 982 мм<sup>2</sup>. Эта арматура будет входить в состав каркаса ребра панели. Схема расположения рабочей арматуры в поперечном сечении лицевой панели приведена на рис. 20.

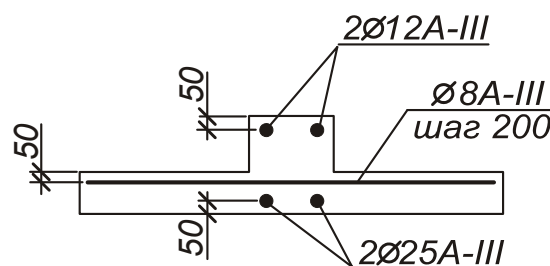


Рис. 20. Схема расположения рабочей арматуры в лицевой панели

### Фундаментная панель

В отличие от лицевой панели полка фундаментной панели на разных участках работает на изгиб по-разному. В зоне стыка с лицевой панелью полка фундаментной панели работает на местный изгиб с растяжением нижних волокон, на противоположном конце панели – с растяжением нижних волокон. Поэтому рабочая арматура полки будет располагаться у обеих граней.

Для определения нижней арматуры полки лицевой панели выделим участок шириной 1 м. Изгибающий момент в заделке (сечение у ребра панели):

$$M = \frac{p_{\max 2} l_p^2}{2} = \frac{185,08 \cdot 0,6^2}{2} = 33,32 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Расчетное сечение прямоугольное, шириной  $b = 1000$  мм. Высота сечения  $h = 260$  мм. Расстояние от центра тяжести сечения арматуры до растянутой грани принимаем 70 мм:  $a = 70$  мм. Рабочая высота сечения

$$h_0 = h - a = 260 - 70 = 190 \text{ мм}.$$

По формуле (97) определяем коэффициент  $\alpha_m$ :

$$\alpha_m = \frac{\gamma_{lc} \gamma_n M}{\gamma_c \gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{1,0 \cdot 1,2 \cdot 33,32 \cdot 10^6}{1,0 \cdot 1,1 \cdot 14,5 \cdot 1000 \cdot 190^2} = 0,069.$$

По прил. 5 находим коэффициенты  $\xi$  и  $\zeta$ :  $\xi = 0,071$ ;  $\zeta = 0,965$ . По табл.5 получаем:  $\xi_R = 0,60$ . Поскольку  $\xi < \xi_R$ , требуемую площадь сечения рабочей арматуры вычисляем по формуле (98):

$$A_s = \frac{\gamma_{lc} \gamma_n M}{\gamma_c \gamma_s R_s \zeta h_0} = \frac{1,0 \cdot 1,2 \cdot 33,32 \cdot 10^6}{1,0 \cdot 1,1 \cdot 365 \cdot 0,965 \cdot 190} = 543 \text{ мм}^2.$$

По прил. 6 принимаем диаметр стержней 12 мм, шаг стержней 200 мм (всего на 1 п.м. укладывается 5 стержней общей площадью сечения 565 мм<sup>2</sup>).

Для определения верхней арматуры полки лицевой панели выделим участок шириной 1 м. Изгибающий момент в заделке (сечение у ребра панели):

$$M = \frac{p_{\max} l_p^2}{2} = \frac{98,65 \cdot 0,6^2}{2} = 17,8 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Расчетное сечение прямоугольное, шириной  $b = 1000$  мм. Высота сечения  $h = 260$  мм. Расстояние от центра тяжести сечения арматуры до растянутой грани принимаем 50 мм:  $a = 50$  мм. Рабочая высота сечения

$$h_0 = h - a = 260 - 50 = 210 \text{ мм}.$$

По формуле (97) определяем коэффициент  $\alpha_m$ :

$$\alpha_m = \frac{\gamma_{lc} \gamma_n M}{\gamma_c \gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{1,0 \cdot 1,2 \cdot 17,8 \cdot 10^6}{1,0 \cdot 1,1 \cdot 14,5 \cdot 1000 \cdot 210^2} = 0,030.$$

По прил. 5 находим коэффициенты  $\xi$  и  $\zeta$ :  $\xi = 0,03$ ;  $\zeta = 0,985$ . По табл.5: получаем  $\xi_R = 0,60$ . Поскольку  $\xi < \xi_R$ , требуемую площадь сечения рабочей арматуры вычисляем по формуле (98):

$$A_s = \frac{\gamma_{lc} \gamma_n M}{\gamma_c \gamma_s R_s \zeta h_0} = \frac{1,0 \cdot 1,2 \cdot 17,8 \cdot 10^6}{1,0 \cdot 1,1 \cdot 365 \cdot 0,985 \cdot 210} = 257 \text{ мм}^2.$$

По прил. 6 принимаем диаметр стержней 10 мм, шаг стержней 200 мм (всего на 1 п.м. укладывается 5 стержней общей площадью сечения 393 мм<sup>2</sup>).

Лицевая панель работает на общий изгиб в соответствии с эпюрой моментов, изображенной на рис. 17,а. Изгибающий момент  $M_d = 15,8$  кН·м растягивает внутренние волокна панели. Расчетное сечение панели при действии этого момента приведено на рис. 19,а. Рабочая высота сечения

$$h_0 = h - a = 440 - 50 = 390 \text{ мм}.$$

Подбор арматуры – согласно рекомендациям (см. подразд.5.2).

По формуле (99) определяем коэффициент

$$\alpha_m = \frac{\gamma_{lc} \gamma_n M}{\gamma_c \gamma_b R_b b_f h_0^2} = \frac{1,0 \cdot 1,2 \cdot 15,8 \cdot 10^6}{1,0 \cdot 1,1 \cdot 14,5 \cdot 1490 \cdot 390^2} = 0,005.$$



По прил. 5 находим коэффициенты  $\xi$  и  $\zeta$ :  $\xi = 0,005$ ;  $\zeta = 0,998$ . Высота сжатой зоны  $x = \xi h_0 = 0,005 \cdot 400 = 2,0 \text{ мм} < h'_f = 260 \text{ мм}$ . По табл.5 получаем:  $\xi_R = 0,60$ . Поскольку  $\xi < \xi_R$ , требуемую площадь сечения рабочей арматуры вычисляем по формуле (98):

$$A_s = \frac{\gamma_{lc} \gamma_n M}{\gamma_c \gamma_s R_s \zeta h_0} = \frac{1,0 \cdot 1,2 \cdot 15,8 \cdot 10^6}{1,0 \cdot 1,1 \cdot 365 \cdot 0,998 \cdot 390} = 121 \text{ мм}^2.$$

По прил. 6 принимаем два стержня диаметром 10 мм, общей площадью сечения  $157 \text{ мм}^2$ . Эта арматура будет входить в состав каркаса ребра панели.

Изгибающий момент  $M_6 = 33,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$  растягивает внешние волокна панели. Расчетное сечение панели при действии этого момента приведено на рис. 19,б. Рабочая высота сечения

$$h_0 = h - a = 440 - 50 = 390 \text{ мм}.$$

Подбор арматуры – согласно рекомендациям (см. подразд.5.2).

По формуле (97) определяем коэффициент

$$\alpha_m = \frac{\gamma_{lc} \gamma_n M}{\gamma_c \gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{1,0 \cdot 1,2 \cdot 33,5 \cdot 10^6}{1,0 \cdot 1,1 \cdot 14,5 \cdot 300 \cdot 390^2} = 0,055;$$

По прил. 5 находим коэффициенты  $\xi$  и  $\zeta$ :  $\xi = 0,055$ ;  $\zeta = 0,972$ . Поскольку  $\xi < \xi_R$ , требуемую площадь сечения рабочей арматуры получаем по формуле (98):

$$A_s = \frac{\gamma_{lc} \gamma_n M}{\gamma_c \gamma_s R_s \zeta h_0} = \frac{1,0 \cdot 1,2 \cdot 33,5 \cdot 10^6}{1,0 \cdot 1,1 \cdot 365 \cdot 0,972 \cdot 390} = 264 \text{ мм}^2.$$

По прил. 6 принимаем два стержня диаметром 14 мм, общей площадью сечения  $308 \text{ мм}^2$ . Эта арматура будет входить в состав каркаса ребра панели. Схема расположения рабочей арматуры в поперечном сечении фундаментной панели приведена на рис. 21.

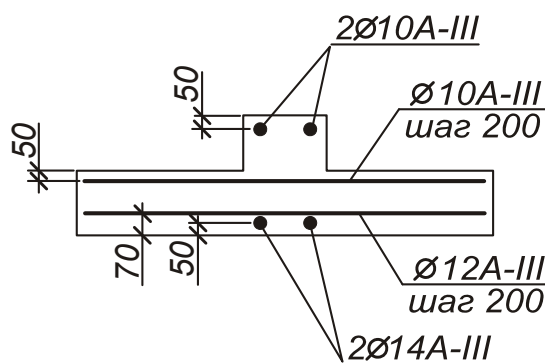


Рис. 21. Схема расположения рабочей арматуры в фундаментной панели

## Анкерная тяга

Анкерная тяга работает на центральное растяжение. Продольное усилие в анкерной тяге лицевой панели 192 кН. Продольную рабочую арматуру подбираем по формуле (103):

$$A_s = \frac{\gamma_{lc} \gamma_n N}{\gamma_c \gamma_s R_s} = \frac{1,0 \cdot 1,2 \cdot 192000}{1,0 \cdot 1,1 \cdot 365} = 574 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 4 стержня диаметром 14 мм с общей площадью сечения 616 мм<sup>2</sup>. Количество стержней (четыре) определено конструктивными требованиями. Сечение анкерной тяги и схема расположения продольных стержней приведены на рис. 22.

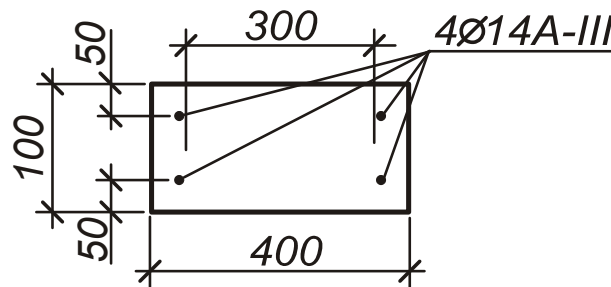


Рис. 22. Схема расположения рабочей арматуры в анкерной тяге

### 7.9.3. Проверка трещиностойкости анкерной тяги

В рамках курсового проектирования требуется проверить трещиностойкость анкерной тяги. Расчет по образованию трещин выполняем по формуле (104). Предварительно определяем ряд параметров.

Отношение модулей упругости арматуры и бетона

$$\nu = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200000}{30000} = 6,67,$$

где  $E_s$  – модуль упругости арматуры, принимаемый по прил. 4, табл. II;  
 $E_b$  – начальный модуль упругости бетона, принимаемый по прил. 3, табл. II.

Приведенная площадь поперечного сечения анкерной тяги

$$A_{red} = bh + \nu A_s = 400 \cdot 200 + 6,67 \cdot 616 = 84109 \text{ мм}^2.$$

Коэффициент армирования сечения

$$\mu = \frac{A_s}{bh} = \frac{616}{200 \cdot 400} = 0,0077.$$

Коэффициент, учитывающий влияние количества арматуры на трещиностойкость элемента, определяется по формуле (105)

$$\gamma_d = 1 + \mu^2 v^2 \frac{100}{d} = 1 + 0,0077^2 \cdot 6,67^2 \cdot \frac{100}{14} = 1,019;$$

Проверяем условие (104):

$$\begin{aligned} \gamma_{lc} N = 1,0 \cdot 192 = 192 \text{ кН} &\leq \gamma_c \gamma_l \gamma_d R_{bt,ser} A_{red} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,019 \cdot 1,60 \cdot 84109 = \\ &= 137131 \text{ Н} = 137,131 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Условие не выполняется; следовательно, трещины образуются. Необходимо по формуле (107) определить ширину раскрытия трещин и сравнить ее с допускаемой величиной. Предварительно найдем необходимые параметры:

- коэффициент  $\phi_l$  принимаем равным 1,3, поскольку в основном подпорная стена испытывает действие постоянных нагрузок;
- напряжения в растянутой арматуре определяем по формуле

$$\sigma_s = \frac{N}{A_s} = \frac{192000}{616} = 312 \text{ МПа}.$$

Ширину раскрытия трещины вычисляем по формуле (107):

$$\begin{aligned} a_{cr} &= 8,4 \phi_l \eta \frac{\sigma_s - \sigma_{s,bg}}{E_s} (4 - 100\mu) \sqrt{d} = \\ &= 8,4 \cdot 1,3 \cdot 1,0 \cdot \frac{312 - 0}{200000} \cdot (4 - 100 \cdot 0,0077) \sqrt{14} = 0,206 \text{ мм}. \end{aligned}$$

Условие (106) выполняется:

$$a_{cr} = 0,206 \text{ мм} \leq \gamma_c \Delta_{cr} = 1,0 \cdot 0,4 = 0,4 \text{ мм}.$$

Следовательно, трещиностойкость анкерной тяги обеспечена.

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СНиП 33-01-2003. Гидротехнические сооружения. Основные положения [Текст]=Hydraulic engineering constructions. Basic principles of desingning. – Взамен СНиП 2.06.01-86; введ. 1 января 2004 г. – М.: ФГУП ЦПП, 2004. – 24 с.

2. СНиП 2.06.07 87. Подпорные стены, судоходные шлюзы, рыбопропускные и рыбозащитные сооружения [Текст]. – Взамен СНиП II-55-79; введ. 1 января 1988 г. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 40 с.

3. СНиП 2.03.01 84\*. Бетонные и железобетонные конструкции [Текст]. – Переизд. СНиП 2.03.01-84 с изм., утв. постановлениями Госстроя СССР от 8 июля 1988 г. № 132 и от 25 августа 1988 г. №169. – Взамен СНиП II-21-75 и СН 511-78; введ. 1 января 1986 г. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.

4. СНиП 2.06.08 87. Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений [Текст]. – Взамен СНиП II-56-77; введ. 1 января 1988 г. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 32 с.

5. СНиП 2.01.07 85\*. Нагрузки и воздействия [Текст]: внесено изм., утв. постановлением от 08.07.88 г. №1332, а также добавлен разд. 10 «Прогибы и перемещения», разработ. ЦНИИСК СССР, НИИЖБ Госстроя СССР и ЦНИИпромзданий Госстроя СССР. – Взамен СНиП II-6-74; введ. 1 января 1987 г. – М.: ГП ЦПП Минстрой России, 1996. – 44 с.

6. СНиП 2.02.01-83\*. Основания зданий и сооружений [Текст]. – Переизд. СНиП 2.02.01-83 с изм. №1, утв. постановлением Госстроя России от 9 декабря 1985 г. №211. – Взамен СНиП II-15-74 и СН 475-75; введ. 1 января 1985 г. – М.: ГУП ЦПП Минстрой России, 1996. – 48 с.

7. СП 52-101-2003 Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры [Текст]= Concrete and reinforced concrete structures without prestressing. – Одобрен для применения постановлением Госстроя России от 25.12.2003 №215. – М.: ФГУП ЦПП, 2004.

8. СП 52-102-2004 Предварительно напряженные железобетонные конструкции [Текст]=Prestressed concrete structures. – одобрен и рекомендован для применения письмом Госстроя России от 24.05.2004 №ЛБ-473/9. – М.: ФГУП ЦПП, Госстрой России, 2005. – 38 с.

9. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры [Текст]: (к СНиП 2.03.01 84). – Утв. приказом ЦНИИпромзданий Госстроя СССР от 30 ноября 1984 г. № 106а. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 193 с.

10. Проектирование подпорных стен и стен подвалов [Текст]: справочное пособие к СНиП. – М.: Стройиздат, 1990. – 104 с.

11. Кумпяк, О.Г. Железобетонные конструкции [Текст]: в 3 ч./ О.Г. Кумпяк [и др.]. – М.: АСВ, 2003. – Ч1. – 280 с.

12. Волосухин, В.А. Расчет и проектирование подпорных стен гидротехнических сооружений [Текст]: учеб. пособие / В.А. Волосухин, В.П. Дыба, С.И. Евтушенко. – М.: АСВ, 2008. – 96 с.

## ПРИЛОЖЕНИЯ

### Приложение 1

#### Нормативные значения прочности и деформативных характеристик грунта (по [2, 6 и 10])

Таблица I

Нормативные значения удельного сцепления  $c^n$ , кПа, угла внутреннего трения  $\varphi^n$ , град, и модуля деформации  $E$ , МПа, песчаных грунтов четвертичных отложений

Песчаные грунты	Обозначения характеристик грунтов	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости $e$ , равном			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Гравелистые и крупные	$c^n$	2	1	-	-
	$\varphi^n$	43	40	38	-
	$E$	50 (50)	40 (40)	30 (30)	-
Средней крупности	$c^n$	3	2	1	-
	$\varphi^n$	40	38	35	-
	$E$	50 (45)	40 (38)	30 (28)	-
Мелкие	$c^n$	6	4	2	-
	$\varphi^n$	38	36	32	28
	$E$	48 (40)	38 (30)	28 (26)	18
Пылеватые	$c^n$	8	6	4	2
	$\varphi^n$	36	34	30	26
	$E$	39	28	18	11

#### Примечания:

1. Для грунтов с промежуточными значениями  $e$ , указанными в табл. I, допускается определять значения  $c^n$ ,  $\varphi^n$ ,  $E$  по интерполяции.
2. В скобках даны значения модуля деформации, принимаемые при проектировании гидротехнических сооружений.

Таблица II

Нормативные значения удельного сцепления  $c^n$ , кПа, угла внутреннего трения  $\varphi^n$ , град, пылеватоглинистых несвязных грунтов четвертичных отложений

Наименование грунта и пределы нормативных значений показателя текучести $I_L$	Обозначения характеристик грунтов	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости $e$ , равном							
		0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05	
Супеси	$0 \leq I_L \leq 0,25$	21	17	15	13	-	-	-	-
		30	29	27	24	-	-	-	-
	$0,25 < I_L \leq 0,75$	19	15	13	11	9	-	-	-
		28	26	24	21	18	-	-	-
	$0 < I_L \leq 0,25$	47	37	31	25	22	19	-	-
		26	25	24	23	22	20	-	-
Суглинки	$0,25 < I_L \leq 0,5$	39	34	28	23	18	15	-	-
		24	23	22	21	19	17	-	-
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	-	-	25	20	16	14	12	12
		-	-	19	18	16	14	12	12
Глины	$0 < I_L \leq 0,25$	-	81	68	54	47	41	36	36
		-	21	20	19	18	16	14	14
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	-	-	57	50	43	37	32	32
		-	-	18	17	16	14	11	11
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	-	-	45	41	36	33	29	29
		-	-	15	14	12	10	7	7

Примечание. Для грунтов с промежуточными значениями  $e$ , указанными в табл. II, допускается определять значения  $c^n$  и  $\varphi^n$  по интерполяции.

Окончание прил. 1  
Таблица III  
Нормативные значения модуля деформации пылевато-глинистых несвязных грунтов

Происхождение и возраст грунтов	Наименование грунта и пределы нормативных значений показателя текучести $I_L$	Модуль деформации грунтов $E$ , МПа, при коэффициенте пористости $e$ , равном											
		0,35	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05	1,2	1,4	1,6	
Аллювиальные, делювиальные, озерные, озерно-аллювиальные	Супеси	-	32	24	16	10	7	-	-	-	-	-	
	Суглинки	-	34	27	22	17	14	11	-	-	-	-	
		-	32	25	19	14	11	8	-	-	-	-	
		-	-	-	17	12	8	6	5	-	-	-	
Флювиогляциальные	Глины	-	-	28	24	21	18	15	12	-	-	-	
		-	-	-	21	18	15	12	9	-	-	-	
		-	-	-	-	15	12	9	7	-	-	-	
	Супеси	-	33	24	17	11	7	-	-	-	-	-	
Моренные	Суглинки	-	40	33	27	21	-	-	-	-	-	-	
		-	35	28	22	17	14	-	-	-	-	-	
		-	-	-	17	13	10	7	-	-	-	-	
	Супеси, суглинки	$I_L \leq 0,5$	75	55	45	-	-	-	-	-	-	-	-
Юрские отложения оксфордского яруса	Глины	$-0,25 \leq I_L \leq 0$	-	-	-	-	-	27	25	22	-	-	
		$0 < I_L \leq 0,25$	-	-	-	-	-	24	22	19	15	-	-
		$0,25 < I_L \leq 0,5$	-	-	-	-	-	-	-	16	12	10	-

Примечание. Для грунтов с промежуточными значениями  $e$ , указанными в табл. III, допускается определять значение  $E$  по интерполяции.



# ПРИЛОЖЕНИЕ 2

## Коэффициенты несущей способности $N_\gamma$ , $N_q$ и $N_c$ (по [10])

Угол внутреннего трения грунта $\varphi_1$ , град	Коэффи- циент	Коэффициенты несущей способности $N_\gamma$ , $N_q$ и $N_c$ при угле наклона к вертикали равнодей- ствующей внешней нагрузки $\delta_1$ , град, равном						
		0	5	10	15	20	25	30
0	$N_\gamma$	0	-	-	-	-	-	-
	$N_q$	1	-	-	-	-	-	-
	$N_c$	5,14	-	-	-	-	-	-
5	$N_\gamma$	0,2	0,05	-	-	-	-	-
	$N_q$	1,57	1,26	-	-	-	-	-
	$N_c$	6,49	2,93	-	-	-	-	-
10	$N_\gamma$	0,6	0,42	0,12	-	-	-	-
	$N_q$	2,47	2,16	1,6	-	-	-	-
	$N_c$	8,34	6,57	3,38	-	-	-	-
15	$N_\gamma$	1,35	1,02	0,61	0,21	-	-	-
	$N_q$	3,94	3,45	2,84	2,06	-	-	-
	$N_c$	10,98	9,13	6,88	3,94	-	-	-
16	$N_\gamma$	1,66	1,25	0,78	0,33	0,07	-	-
	$N_q$	4,43	3,87	3,2	2,38	0,54	-	-
	$N_c$	11,75	9,81	7,51	4,61	0,93	-	-
17	$N_\gamma$	1,96	1,48	0,95	0,45	0,14	-	-
	$N_q$	4,92	4,29	3,56	2,69	1,08	-	-
	$N_c$	12,52	10,49	8,14	5,27	1,86	-	-
18	$N_\gamma$	2,27	1,72	1,13	0,58	0,22	-	-
	$N_q$	5,42	4,72	3,92	3,01	1,61	-	-
	$N_c$	13,3	11,17	8,76	5,93	2,79	-	-
19	$N_\gamma$	2,57	1,95	1,3	0,7	0,29	-	-
	$N_q$	5,91	5,14	4,28	3,32	2,15	-	-
	$N_c$	14,07	11,85	9,39	6,6	3,72	-	-
20	$N_\gamma$	2,88	2,18	1,47	0,82	0,36	-	-
	$N_q$	6,4	5,56	4,64	3,64	2,69	-	-
	$N_c$	14,84	12,53	10,02	7,26	4,65	-	-
21	$N_\gamma$	3,48	2,64	1,81	1,06	0,5	0,12	-
	$N_q$	7,25	6,28	5,24	4,14	3,07	0,72	-
	$N_c$	16,02	13,53	10,87	8,01	5,26	1,12	-
22	$N_\gamma$	4,08	3,11	2,15	1,29	0,64	0,23	-
	$N_q$	8,11	7,01	5,84	4,64	3,45	1,44	-
	$N_c$	17,19	14,53	11,72	8,75	5,86	2,23	-

О к о н ч а н и е   п р и л . 2

Угол внутреннего трения грунта $\varphi_1$ , град	Коэффи- циент	Коэффициенты несущей способности $N_\gamma$ , $N_q$ и $N_c$ при угле наклона к вертикали равнодей- ствующей внешней нагрузки $\delta_1$ , град, равном						
		0	5	10	15	20	25	30
23	$N_\gamma$	4,67	3,57	2,5	1,53	0,77	0,35	-
	$N_q$	8,96	7,73	6,45	5,13	3,83	2,16	-
	$N_c$	18,37	15,53	12,56	9,5	6,47	3,35	-
24	$N_\gamma$	5,27	4,04	2,84	1,77	0,91	0,46	-
	$N_q$	9,81	8,45	7,05	5,63	4,2	2,88	-
	$N_c$	19,54	16,53	13,41	10,24	7,07	4,46	-
25	$N_\gamma$	5,87	4,5	3,18	2	1,05	0,58	-
	$N_q$	10,66	9,17	7,65	6,13	4,58	3,6	-
	$N_c$	20,72	17,53	14,26	10,99	7,68	5,58	-
26	$N_\gamma$	7,17	5,49	3,89	2,49	1,37	0,72	0,19
	$N_q$	12,21	10,46	8,71	6,98	5,26	4,01	0,99
	$N_c$	22,61	19,09	15,54	12,04	8,55	6,08	1,37
27	$N_\gamma$	8,48	6,47	4,59	2,98	1,68	0,86	0,38
	$N_q$	13,76	11,75	9,77	7,83	5,93	4,43	1,98
	$N_c$	24,49	20,65	16,83	13,09	9,43	6,58	2,74
28	$N_\gamma$	9,78	7,46	5,3	3,46	2	1,01	0,57
	$N_q$	15,3	13,05	10,82	8,67	6,61	4,84	2,97
	$N_c$	26,37	22,22	18,11	14,13	10,3	7,09	4,11
29	$N_\gamma$	11,09	8,44	6	3,95	2,31	1,15	0,76
	$N_q$	16,85	14,34	11,88	9,52	7,28	5,26	3,96
	$N_c$	28,26	23,78	19,4	15,18	11,18	7,59	5,48
30	$N_\gamma$	12,39	9,43	6,71	4,44	2,63	1,3	0,95
	$N_q$	18,4	15,63	12,94	10,37	7,96	5,67	4,95
	$N_c$	30,14	25,34	20,68	16,23	12,05	8,09	6,85

П р и м е ч а н и е . При промежуточных значениях  $\varphi_1$  и  $\delta_1$  коэффициенты  $N_\gamma$ ,  $N_q$  и  $N_c$  допускается определять по интерполяции.

## Приложение 3

### Механические характеристики бетона

Таблица I

Нормативные и расчетные сопротивления бетона, МПа

Класс бетона по прочности на сжатие	Нормативные сопротивления; расчетные сопротивления для предельных состояний второй группы		Расчетные сопротивления для предельных состояний первой группы	
	сжатие осевое $R_{bn}, R_{b,ser}$	растяжение осевое $R_{btn}, R_{bt,ser}$	сжатие осевое $R_b$	растяжение осевое $R_{bt}$
B5	3,5	0,55	2,8	0,37
B7,5	5,5	0,70	4,5	0,48
B10	7,5	0,85	6,0	0,57
B12,5	9,5	1,00	7,5	0,66
B15	11,0	1,15	8,5	0,75
B20	15,0	1,40	11,5	0,90
B25	18,5	1,60	14,5	1,05
B30	22,0	1,80	17,0	1,20
B35	25,5	1,95	19,5	1,30
B40	29,0	2,10	22,0	1,40

Таблица II

Начальные модули упругости бетона при сжатии и растяжении  
 $E_b \cdot 10^{-3}$  МПа (максимальный диаметр крупного заполнителя 40 мм  
и осадка конуса 8 см и более)

Класс бетона по прочности на сжатие	Начальный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении $E_b \cdot 10^{-3}$ , МПа	Класс бетона по прочности на сжатие	Начальный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении $E_b \cdot 10^{-3}$ , МПа
B5	13,0	B20	27,0
B7,5	16,0	B25	30,0
B10	18,0	B30	32,5
B12,5	21,0	B35	34,5
B15	23,0		

# Приложение 4

## Механические характеристики арматуры

Т а б л и ц а I

Нормативные и расчетные сопротивления арматуры, МПа

Класс арматуры	Нормативные сопротивления растяжению и расчетные сопротивления растяжению арматуры для предельных состояний второй группы, $R_{sn}, R_{s,ser}$	Расчетное сопротивление арматуры для предельных состояний первой группы		
		растяжению		сжатию $R_{sc}$
		продольной $R_s$	поперечной (хомутов, отогнутых стержней) $R_{sw}$	
Стержневая арматура				
A-I	235	225	175	225
A-II	295	280	225	280
A-III				
диаметром, мм				
6-8	390	355	285*	355
10-40	390	365	290*	365
Проволочная арматура				
Вр-I				
диаметром, мм				
3	410	375	270	375
4	405	365	265	365
5	395	360	260	360
* В сварных каркасах для хомутов из арматуры класса А-III, диаметр которых меньше 1/3 диаметра продольных стержней, $R_{sw} = 255$ МПа				

Т а б л и ц а II

Модули упругости арматуры  $E_s \cdot 10^{-3}$ , МПа

Класс арматуры	Модуль упругости арматуры $E_s \cdot 10^{-3}$ , МПа
A-I	210
A-II	210
A-III	200
Bp-I	170

# Приложение 5

Вспомогательная таблица относительных величин  
для расчета изгибаемых элементов

$\xi$	$\zeta$	$\alpha_m$	$\xi$	$\zeta$	$\alpha_m$	$\xi$	$\zeta$	$\alpha_m$
0,01	0,995	0,010	0,31	0,845	0,262	0,61	0,695	0,424
0,02	0,990	0,020	0,32	0,840	0,269	0,62	0,690	0,428
0,03	0,985	0,030	0,33	0,835	0,276	0,63	0,685	0,432
0,04	0,980	0,039	0,34	0,830	0,282	0,64	0,680	0,435
0,05	0,975	0,049	0,35	0,825	0,289	0,65	0,675	0,439
0,06	0,970	0,058	0,36	0,820	0,295	0,66	0,670	0,442
0,07	0,965	0,068	0,37	0,815	0,302	0,67	0,665	0,446
0,08	0,960	0,077	0,38	0,810	0,308	0,68	0,660	0,449
0,09	0,955	0,086	0,39	0,805	0,314	0,69	0,655	0,452
0,10	0,950	0,095	0,40	0,800	0,320	0,70	0,650	0,455
0,11	0,945	0,104	0,41	0,795	0,326	0,71	0,645	0,458
0,12	0,940	0,113	0,42	0,790	0,332	0,72	0,640	0,461
0,13	0,935	0,122	0,43	0,785	0,338	0,73	0,635	0,464
0,14	0,930	0,130	0,44	0,780	0,343	0,74	0,630	0,466
0,15	0,925	0,139	0,45	0,775	0,349	0,75	0,625	0,469
0,16	0,920	0,147	0,46	0,770	0,354	0,76	0,620	0,471
0,17	0,915	0,156	0,47	0,765	0,360	0,77	0,615	0,474
0,18	0,910	0,164	0,48	0,760	0,365	0,78	0,610	0,476
0,19	0,905	0,172	0,49	0,755	0,370	0,79	0,605	0,478
0,20	0,900	0,180	0,50	0,750	0,375	0,80	0,600	0,480
0,21	0,895	0,188	0,51	0,745	0,380	0,81	0,595	0,482
0,22	0,890	0,196	0,52	0,740	0,385	0,82	0,590	0,484
0,23	0,885	0,204	0,53	0,735	0,390	0,83	0,585	0,486
0,24	0,880	0,211	0,54	0,730	0,394	0,84	0,580	0,487
0,25	0,875	0,219	0,55	0,725	0,399	0,85	0,575	0,489
0,26	0,870	0,226	0,56	0,720	0,403	0,86	0,570	0,490
0,27	0,865	0,234	0,57	0,715	0,408	0,87	0,565	0,492
0,28	0,860	0,241	0,58	0,710	0,412	0,88	0,560	0,493
0,29	0,855	0,248	0,59	0,705	0,416	0,89	0,555	0,494
0,30	0,850	0,255	0,60	0,700	0,420	0,90	0,550	0,495

# Приложение 6

Расчетные площади поперечных сечений и масса арматуры.  
Сортамент стержневой арматуры и арматурной проволоки

Номинальный диаметр, мм	Расчетная площадь поперечного сечения стержневой арматуры и арматурной проволоки, мм <sup>2</sup> , при числе стержней									Теоретическая масса 1 м, кг	Сортамент арматуры		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A-I	A-II	Bp-I
3	7,1	14,1	21,2	28,3	35,3	42,4	49,5	56,5	63,6	0,055			+
4	12,6	25,1	37,7	50,2	62,8	75,4	87,9	100,5	113	0,099			+
5	19,6	39,3	58,9	78,5	98,2	117,8	137,5	157,1	176,7	0,154			+
6	28,3	57	85	113	141	170	198	226	254	0,222	+		
7	38,5	77	115	154	192	231	269	308	346	0,302			
8	50,5	101	151	201	251	302	352	402	453	0,395	+		
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,617	+	+	
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	0,888	+	+	
14	153,9	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1,208	+	+	
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,578	+	+	
18	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	1,998	+	+	
20	314,2	628	942	1256	1571	1885	2199	2513	2828	2,466	+	+	
22	380,1	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	3421	2,984	+	+	
25	490,9	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,840	+	+	
28	615,8	1232	1847	2463	3079	3685	4310	4926	5542	4,830	+	+	
32	804,3	1609	2413	3217	4021	4826	5630	6434	7238	6,310	+	+	
36	1017,9	2036	3054	4072	5089	6107	7125	8143	9161	7,990	+	+	
40	1256,6	2513	3770	5027	6283	7540	8796	10053	11310	9,865	+	+	

## ОГЛАВЛЕНИЕ

ПРЕДИСЛОВИЕ .....	3
ВВЕДЕНИЕ.....	4
1. ТИПЫ ПОДПОРНЫХ СТЕН .....	5
2. МАТЕРИАЛЫ КОНСТРУКЦИЙ ПОДПОРНЫХ СТЕН .....	9
3. ДАВЛЕНИЕ ГРУНТА .....	10
4. РАСЧЕТ ПОДПОРНЫХ СТЕН .....	17
4.1. Расчет устойчивости положения стены против сдвига.....	18
4.2. Расчет прочности грунтового основания.....	19
4.3. Расчет оснований по деформациям .....	20
4.4. Определение усилий в элементах конструкции .....	23
4.4.1. Определение внутренних усилий в элементах угловой подпорной стены .....	25
4.4.2. Определение внутренних усилий в элементах подпорной стены с анкерными тягами .....	27
5. КОНСТРУКЦИОННЫЙ РАСЧЕТ ПОДПОРНЫХ СТЕН.....	34
5.1. Расчет на прочность сечений, нормальных к продольной оси изгибаемого элемента .....	34
5.2. Подбор продольной арматуры сечений, нормальных к продольной оси изгибаемого элемента.....	37
5.3. Подбор продольной арматуры сечений, нормальных к продольной оси центрально растянутого элемента.....	38
5.4. Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси центрально растянутых элементов.....	38
5.5. Расчет по раскрытию трещин центрально растянутых элементов .....	39
5.6. Расчет по деформациям .....	40
6. КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К ПРОЕКТИРОВАНИЮ ПОДПОРНЫХ СТЕН.....	42
7. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА УГОЛКОВЫХ ПОДПОРНЫХ СТЕН .....	45
7.1. Определение расчетных характеристик грунтов.....	45
7.2. Определение основных геометрических параметров подпорной стены .....	46
7.3. Определение параметров давления грунта на подпорную стену .....	47
7.4. Расчет устойчивости положения стены против сдвига.....	49
7.5. Расчет прочности грунтового основания.....	52
7.6. Расчет оснований по деформациям .....	54
7.7. Определение нагрузок, действующих на тонкостенную подпорную стену .....	54

7.8. Проектирование монолитной уголково́й консольной подпорной стены.....	56
7.8.1. Определение внутренних усилий в элементах подпорной стены .....	56
7.8.2. Подбор арматуры в элементах подпорной стены .....	57
7.8.3. Расчет подпорной стены по деформациям .....	61
7.9. Проектирование сборной уголково́й анкерной подпорной стены .....	64
7.9.1. Определение внутренних усилий в элементах подпорной стены .....	64
7.9.2. Подбор арматуры в элементах подпорной стены .....	67
7.9.3. Проверка трещиностойкости анкерной тяги .....	74
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК.....	76
ПРИЛОЖЕНИЯ.....	78

Учебное издание

Багдоев Сергей Георгиевич  
**ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ  
ПОДПОРНЫХ СТЕН**  
Учебное пособие

Редактор     М.А. Сухова  
Верстка     Н.А. Сазонова

Подписано в печать 30.01.12. Формат 60×84/16.  
Бумага офсетная. Печать на ризографе.  
Усл. печ. л. 5,115. Уч.-изд. л. 5,5. Тираж 80 экз.  
Заказ №24.




---

Издательство ПГУАС.  
Отпечатано в полиграфическом центре ПГУАС.  
440028, г.Пенза, ул. Г. Титова, 28.