

А. И. ОТРЕШКО, А. М. ИВЯНСКИЙ, К. В. ШМУРНОВ

**ИНЖЕНЕРНЫЕ  
КОНСТРУКЦИИ  
В  
ГИДРОМЕЛИОРАТИВНОМ  
СТРОИТЕЛЬСТВЕ**



**С Е Л Ъ Х О З Г И З  
1955**

А. И. ОТРЕШКО

*Доктор технических наук, профессор*

А. М. ИВЯНСКИЙ, К. В. ШМУРНОВ

*Кандидаты технических наук, доценты*

ИНЖЕНЕРНЫЕ  
КОНСТРУКЦИИ  
В ГИДРОМЕЛИОРАТИВНОМ  
СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Под общей редакцией

*доктора технических наук, профессора*

А. И. ОТРЕШКО

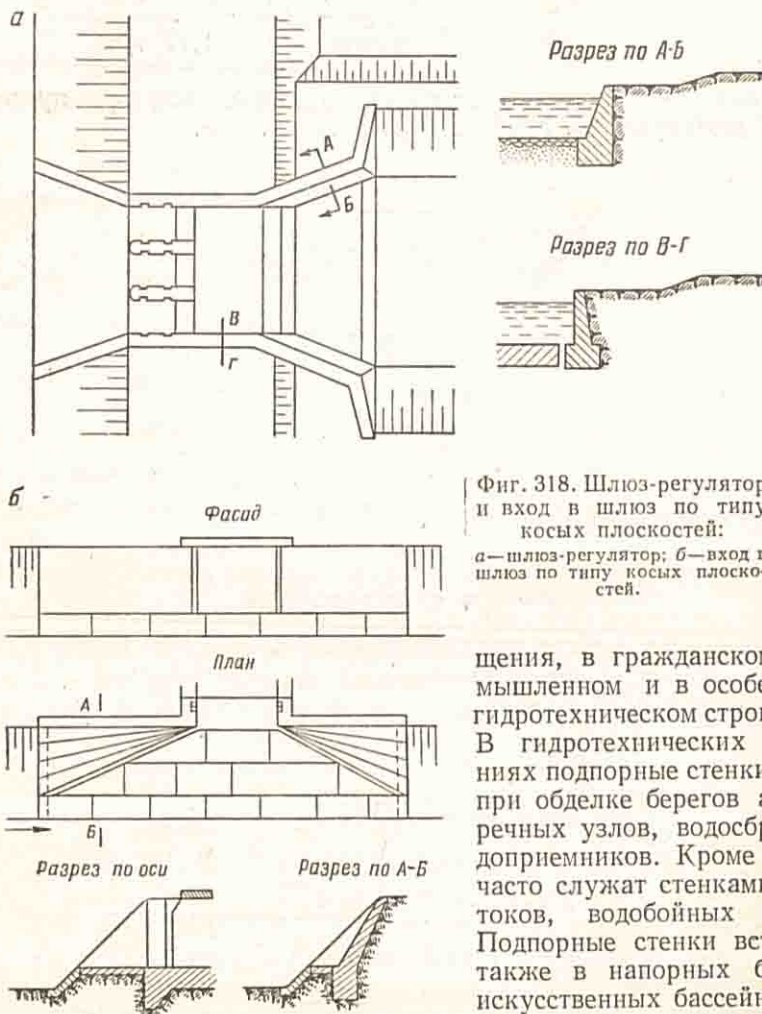
ГОСУДАРСТВЕННОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО  
СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

Москва—1955

**Глава I**  
**КОНСТРУКЦИЯ ПОДПОРНЫХ СТЕНОК**

**1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ**

Подпорные стенки являются весьма распространенным видом инженерных конструкций, имеющим широкое применение в строительстве путей сооб-



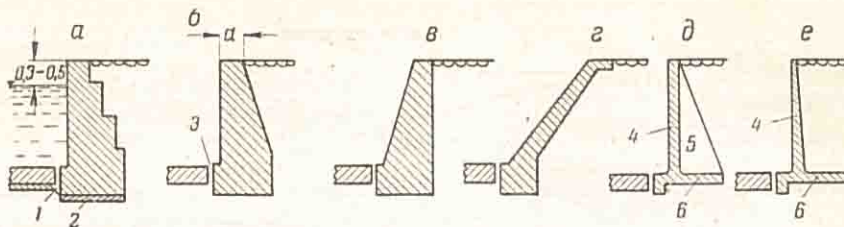
Фиг. 318. Шлюз-регулятор и вход в шлюз по типу косых плоскостей:  
а — шлюз-регулятор; б — вход в шлюз по типу косых плоскостей.

щения, в гражданском, в промышленном и в особенности в гидротехническом строительстве. В гидротехнических сооружениях подпорные стенки возводят при обделке берегов акваторий речных узлов, водосбросов, водоприемников. Кроме того, они часто служат стенками быстротоков, водобойных колодцев. Подпорные стенки встречаются также в напорных бассейнах, искусственных бассейнах суточного регулирования, в дерива-

ционных и отводящих каналах. Во всех этих случаях подпорные стенки являются частью гидротехнических сооружений или входят в состав гидротехнических узлов.

Подпорные стенки можно подразделить:

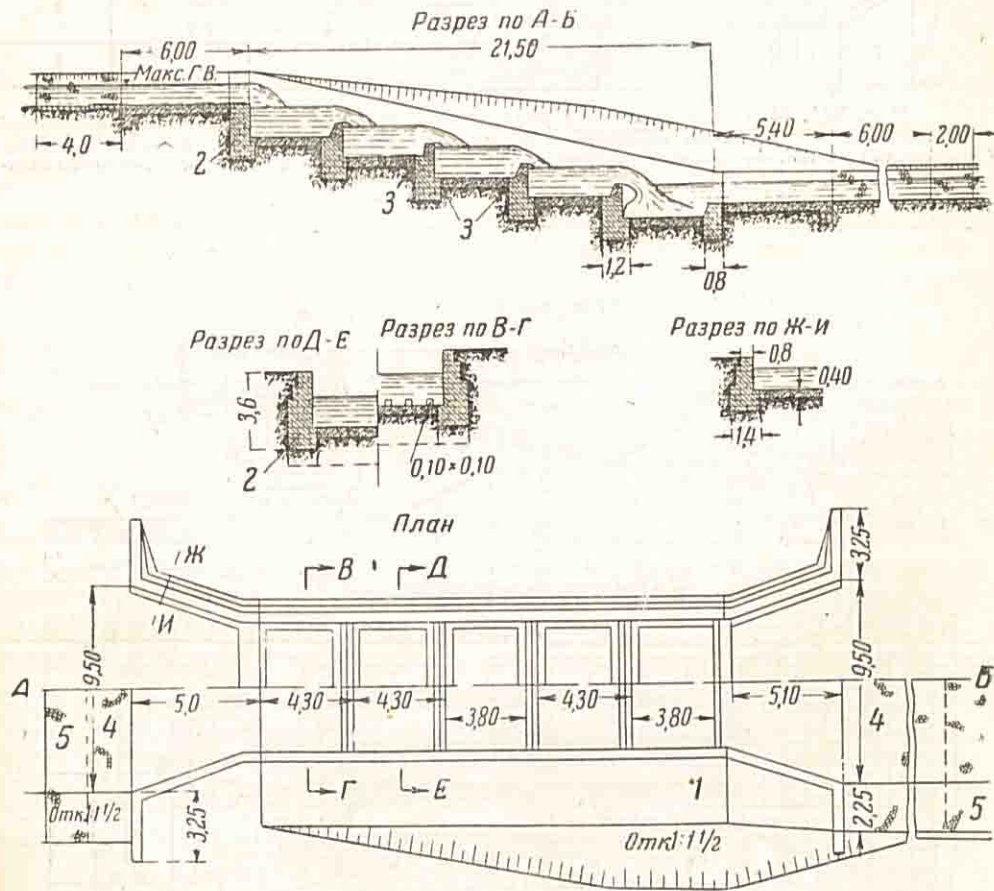
а) по роду материалов—каменные (из сухой бутовой кладки или из каменной кладки на растворе), бетонные и железобетонные;



Фиг. 319. Конструкция боковых стенок перепадов и быстротоков:

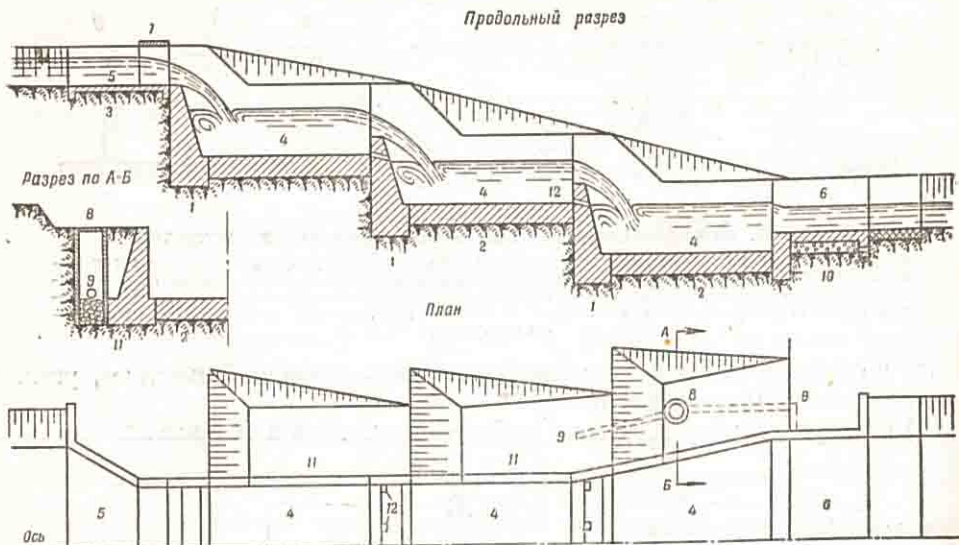
а—каменные на растворе; б—бетонных с наклонной задней гранью; в—бетонных с наклонной передней гранью; г—бетонных откосных (лежащих); д—железобетонных уголко-вых с ребрами; е—железобетонных уголко-вых без ребер. 1—сбратный фильтр; 2—бетон-ная подготовка; 3—продольный шов; 4—вертикальная плита; 5—ребро; 6—горизонталь-ная плита.

б) по конструкции—массивные (каменные и бетонные), плитные, уголко-вые и ряжевые (железобетонные);  
в) по характеру производства работ—монолитные и сборные.

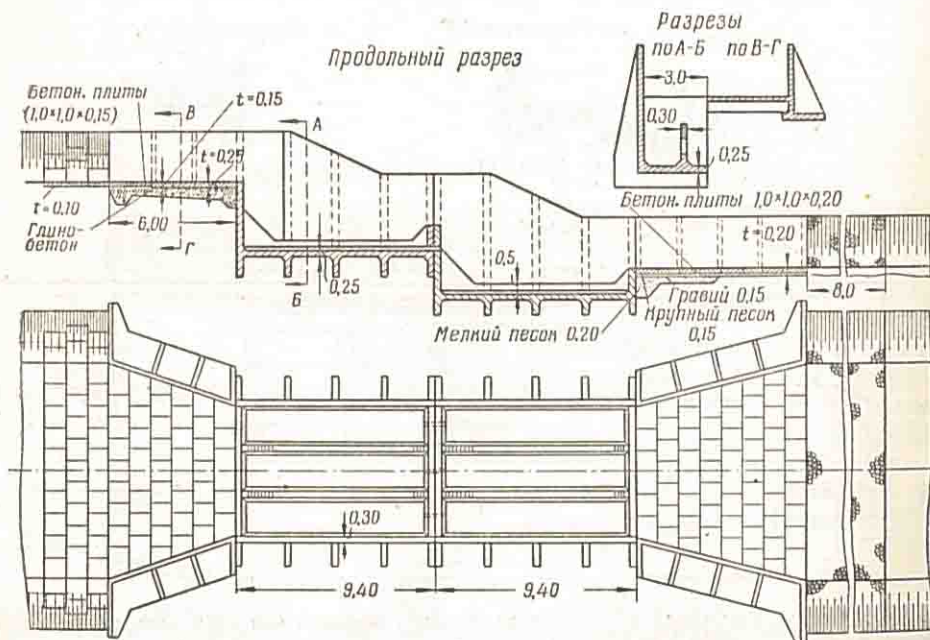


Фиг. 320. Многоступенчатый перепад с каменными подпорными стенками на растворе: 1—берма; 2—бутовая кладка на цементном растворе; 3—конструктивные швы; 4—двойная мостовая; 5—одиночная мостовая.

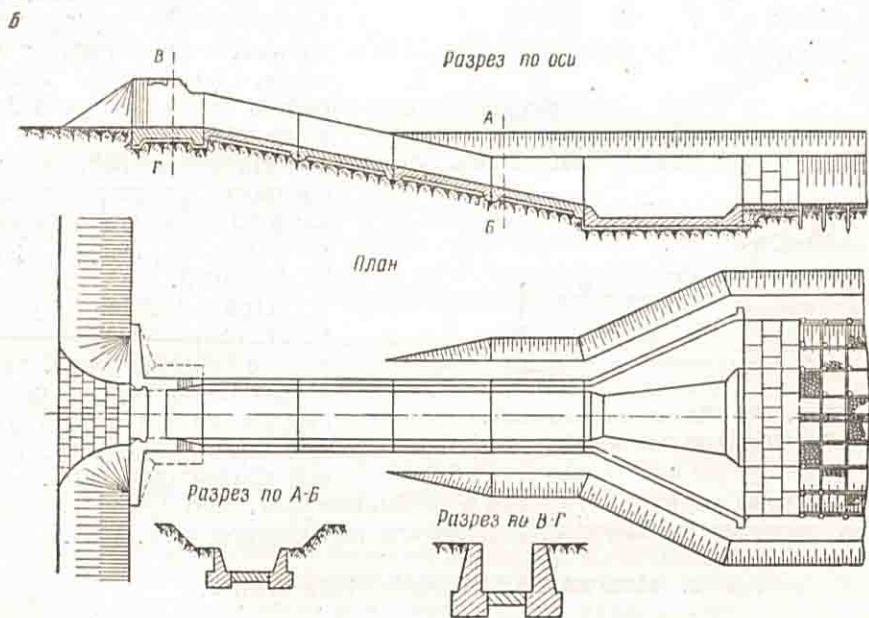
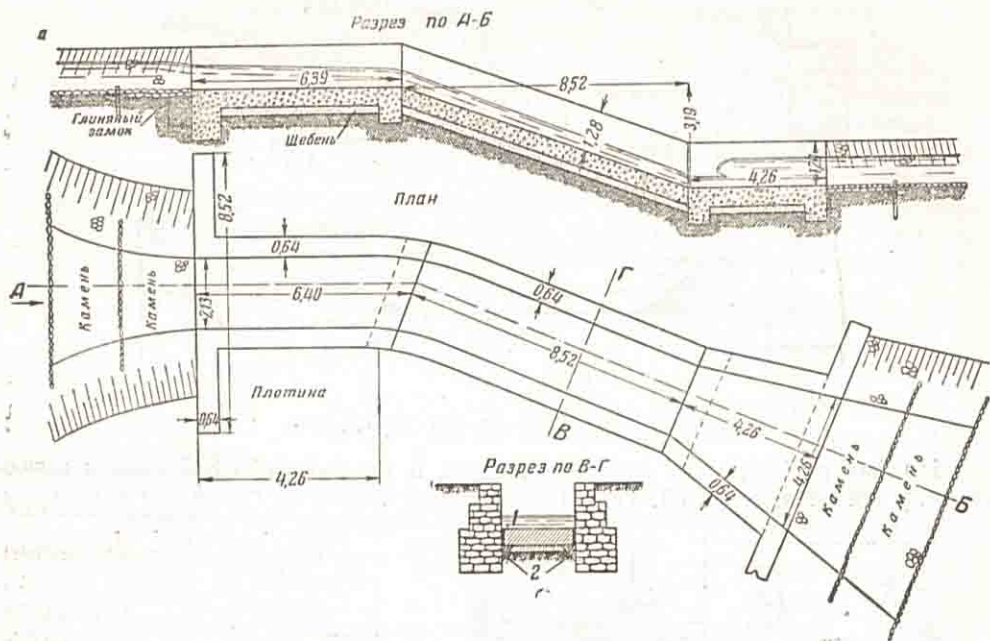
Применение булыжного камня, бута и кирпича при наличии их на месте целесообразно для низких стенок; для высоких и средних стенок предпочтительны бетонные и железобетонные конструкции.



Фиг. 321. Многоступенчатый перепад с бетонными подпорными стенками:  
 1—стенка падения; 2—флютбет перепада; 3—понур; 4—водобойные колодцы; 5—вход; 6—выход;  
 7—служебный мостик; 8—смотровой колодец; 9—дрены; 10—обратный фильтр; 11—продольная стенка; 12—сливные отверстия.



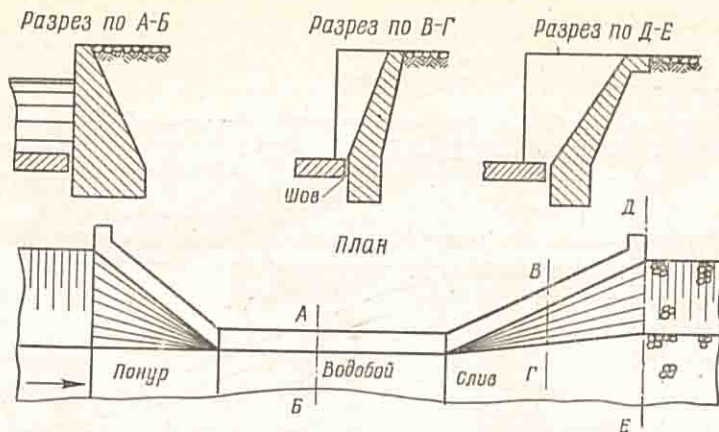
Фиг. 322. Многоступенчатый перепад с железобетонными подпорными стенками.



Фиг. 323. Быстротоки:

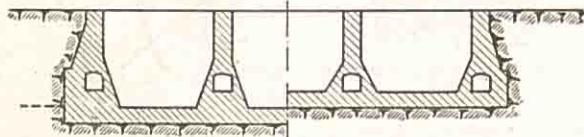
*а*—каменный на растворе; *б*—бетонный. 1—конструктивный шов; 2—обратный фильтр.

На фигурах 318 ÷ 326 показаны некоторые гидротехнические сооружения, неотъемлемой частью которых являются подпорные стенки.

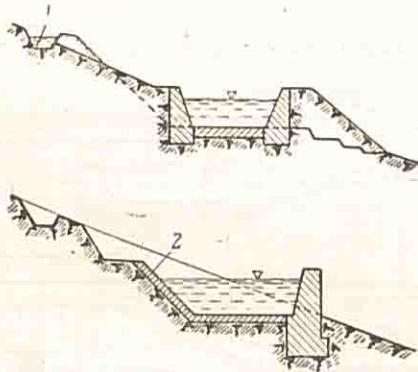


Фиг. 324. Устой на мягком грунте.

На фигуре 318,а дан шлюз-регулятор, а на фигуре 318,б вход в шлюз по типу косых плоскостей. Подпорные стенки являются основным элементом этих сооружений.



Фиг. 325. Трехкамерный бетонный отстойник.



Фиг. 326. Лотки на косогоре: 1—нагорная канава; 2—облицовка.

Подпорными являются и стенки отстойников (фиг. 325). Очень часто подпорными стенками являются стенки лотков на косогоре (фиг. 326).

## 2. МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ ПОДПОРНЫХ СТЕНОК

Камень, применяемый для устройства подпорных стенок, должен иметь временное сопротивление на сжатие не ниже 300 кг/см<sup>2</sup>, быть однородного строения, без трещин, не выветривающимся и морозостойким. Поверхность камней не должна иметь выбоин глубиной более 2 см при общей площади выбоин не более 60% постели камня.

Применение булыжного камня без плитовки его запрещается как для бутовой, так и для бутобетонной кладки.

Водопоглощаемость при полном насыщении должна быть не больше 6% от веса камня в воздушносухом состоянии.

Камень, насыщенный водой, должен выдерживать без признаков разрушения и без потери первоначальной прочности 15-кратное замораживание до  $-15^{\circ}$  с последующим оттаиванием.

В подпорных стенках гидротехнических сооружений кирпич должен удовлетворять требованиям ТУ24-106—46 «Кирпичные гидротехнические сооружения. Технические условия на кирпич глиняный гидротехнический».

Для бетонных и железобетонных подпорных стенок применяют природные кварцевые и полевошпатные пески или искусственно получаемые пески из твердых и плотных каменных пород с крупностью зерен до 5 мм. В качестве крупного заполнителя употребляют гравий или щебень, получаемый дроблением плотных горных пород, или их смесь. Крупность зерен крупного заполнителя принимается от 5 до 150 мм.

В качестве вяжущего применяют портландцемент, пуццолановый, шлаковый и песчано-пуццолановый портландцементы, удовлетворяющие требованиям соответствующих государственных общесоюзных стандартов. Цемент должен быть выбран с учетом агрессивности воды-среды в соответствии с указаниями ГОСТ 4796—49 «Бетон гидротехнический. Признаки и нормы агрессивности воды-среды».

Цементный раствор для бутовой кладки, как правило, применяют марки 80. Для больших массивов, в случае отсутствия агрессивных вод, разрешается применение раствора марки 50.

Бетон для подпорных стенок гидротехнических сооружений должен быть гидротехническим и соответствовать ГОСТ 4795—53, 4796—49 ÷ 4801—49.

В бетонных и малоармированных подпорных стенках ГОСТ 4286—48 (Конструкции бетонные и железобетонные гидротехнических сооружений) рекомендует применять бетоны марок 90, 110, 140, 170, 200 и 250, а в железобетонных подпорных стенках бетон марок 110, 140, 170, 200, 250 и 300.

В бетонных массивах разрешается включение в бетон отдельных бутовых камней общим объемом до 20% от полного объема кладки (бутобетон).

### 3. ТИПЫ ПОДПОРНЫХ СТЕНОК

#### а) Каменные подпорные стенки из сухой бутовой кладки

Каменные подпорные стенки из сухой бутовой кладки строят из постелистого камня, укладываемого с правильной перевязкой и тщательной расщепенкой. Толщину стенки поверху при отсутствии динамической нагрузки принимают не менее 1 м; при наличии динамической нагрузки толщина стенки бывает значительно большей.

На фигуре 327, а показан поперечный профиль подпорной стенки автодороги с вертикальными боковыми гранями при высоте насыпи 4 м (из типовых проектов Грузинской конторы Союздорпроекта).

Для повышения устойчивости против скольжения подошве фундамента придан обратный уклон (до  $15^{\circ}$ ). Верхняя часть стенки (на чертеже заштрихованная) выполнена из кладки на растворе.

Часто подпорные стенки устраивают с наклоном в сторону насыпи (фиг. 327, б). При этом стенка получает большую устойчивость на опрокидывание и, кроме того, уменьшается горизонтальное давление грунта.

Ориентировочные размеры наклонной стенки принимают:

$$\text{ширина поверху } b_c = 1,20 + \frac{h_3}{5},$$

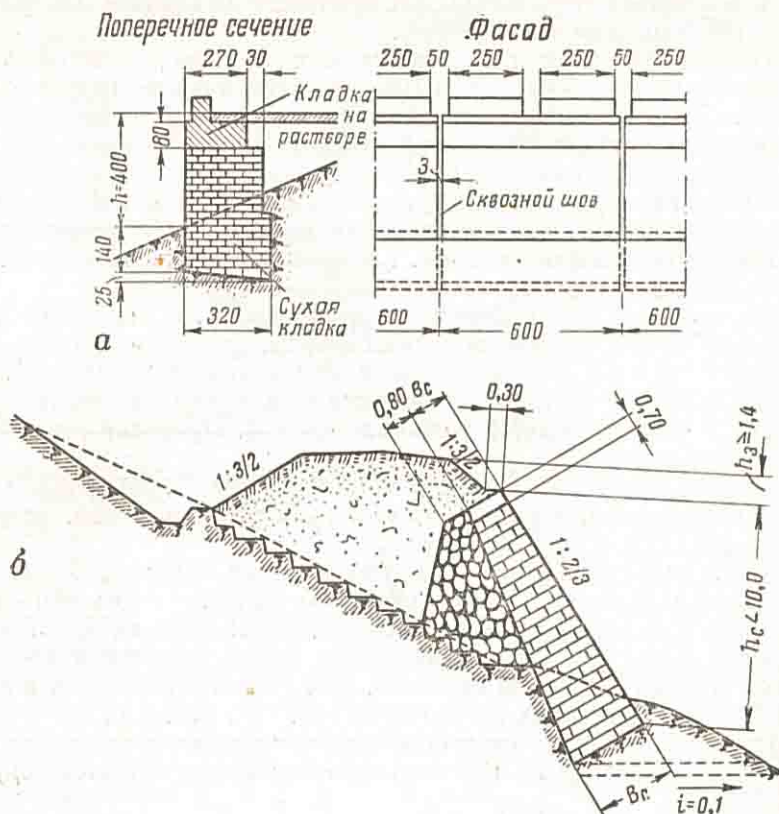
$$\text{ширина понизу } B_c = b_c + \frac{h_c}{5},$$

где  $h_3$  — высота насыпи над подпорной стенкой (в м);

$h_c$  — высота подпорной стенки (в м).



Для обеспечения устойчивости наклонной стенки в период постройки ее опирают внутренней гранью на отсыпаемую заранее каменную призму, гравийную или щебенистую отсыпь.



Фиг. 327. Каменные подпорные стенки из сухой кладки: а—с вертикальными боковыми гранями; б—с наклонными гранями.

Каменные подпорные стенки из сухой кладки требуют большого расхода каменных материалов и могут устраиваться только при наличии дешевых местных материалов.

#### б) Подпорные стенки бетонные и из каменной кладки на растворе

Каменные подпорные стенки на растворе устраивают из бутового камня. В качестве вяжущего применяют цементный раствор.

Толщина таких стенок значительно меньше, чем в стенках из сухой кладки, но все же довольно велика (не меньше 75 см). При назначении толщины стенок допускают возникновение небольших растягивающих напряжений в кладке стенок.

Обычные очертания стенок из каменной кладки на растворе видны на фигуре 328. Стенка, изображенная на фигуре 328, а имеет наклонную переднюю грань, что значительно увеличивает устойчивость на опрокидывание.

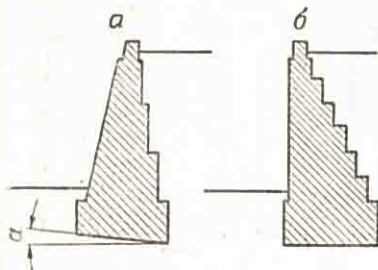
Задняя грань стенки сделана со ступеньками. Грунт, находящийся на последних, создает момент, удерживающий стенку против опрокидывания и, кроме того, увеличивает вертикальное давление на подошву стенки и повышает тем самым ее устойчивость на скольжение. Подошве фундамента придан обратный уклон, также для повышения устойчивости на скольжение.

На фигуре 328, б изображена стенка с вертикальной передней гранью и ступенчатой задней.

На фигуре 329 показаны типы бетонных подпорных стенок: с наклонными передней и задней гранями, с наклонной передней гранью и вертикальной задней и с вертикальной передней и наклонной задней гранями.

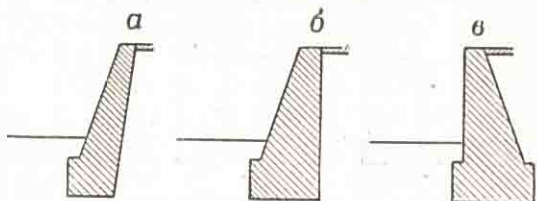
При выборе профиля каменной стенки на растворе или бетонной следует руководствоваться следующими соображениями: для низких стенок наиболее целесообразны профили с наклонной передней гранью или прямоугольные; для средних и высоких стенок рекомендуются профили с гранями, наклоненными в сторону засыпки и с выступающим вперед фундаментом.

Часто подпорная стенка имеет различную высоту на разных участках. Это вызывает необходимость соответственного изменения поперечных сечений.



Фиг. 328. Стенки из каменной кладки на растворе:

а—с наклонной передней гранью;  
б—с вертикальной передней гранью.



Фиг. 329. Бетонные подпорные стенки:

а—с наклонными передней и задней гранями; б—с наклонной передней и вертикальной задней гранями; в—с вертикальной передней и наклонной задней гранями.

Переход от одной толщины стенки к другой осуществляют ступенчатым очертанием в плане или же путем постепенного изменения толщин стенки соответственно изменению высоты.

Подпорные стенки по длине разбивают постоянными швами на секции.

Для подпорных стенок гидротехнических сооружений постоянные швы должны иметь уплотнение, доступное для ремонта. Расстояние между этими швами принимают в зависимости от размеров сооружения, марки бетона, климатических условий, необходимой степени свободы взаимных перемещений, характера основания сооружения и пр. Для бетонных подпорных стенок расстояние между швами должно быть, согласно ГОСТ 4286—48, не более 15 м.

Для подпорных стенок гражданских и промышленных сооружений, согласно «Строительным нормам и правилам» 1954 г. (СН и П 54, II—Б.3 и II—Б.2), расстояние между постоянными швами не должно превышать: для бетонных стенок 10 м, а для каменных стенок 25—100 м, в зависимости от расчетных наружных температур и марки раствора.

При неблагоприятных геологических условиях и, в частности, при вероятности неравномерных осадок по длине подпорных стенок обязательно устройство осадочных швов, делящих стенку на секции длиной не более 10—15 м.

Участки стенки, расположенные на различных грунтах или имеющие фундаменты с разными глубинами заложения, обязательно отделяются постоянными швами.

При возведении подпорных стенок гидротехнических сооружений для уменьшения величины горизонтального давления очень часто устраивают «застенный дренаж», при помощи которого снимается давление фильтрационного потока на стенку (см. фиг. 321).

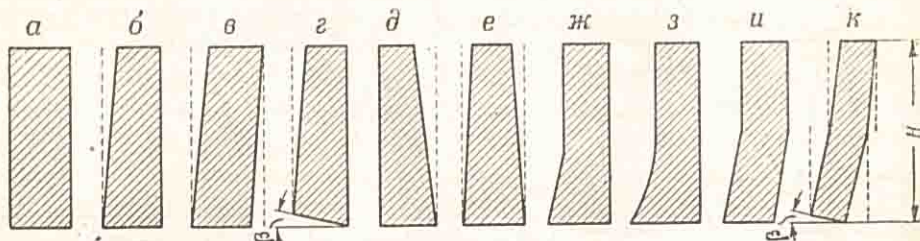
В подпорных стенках промышленного и дорожного строительства для спуска воды, скапливающейся за ними, обычно устраивают дренажные воронки размером не менее 15×15 см (примерно через каждые 3 м по длине стенки).

Уменьшение объема каменных или бетонных подпорных стенок может быть достигнуто приданием поперечному сечению стенок рациональной формы, соответствующей очертанию кривой давления.

Практическими формами поперечного сечения бетонных подпорных стенок следует считать стенки трапециoidalные, близкие к трапециoidalным и комбинированные из элементов, также практически трапециoidalных.

Для предварительного экономического сопоставления стенок простейших очертаний (фиг. 330, *a—e*) могут быть использованы данные приводимой ниже таблицы 1, при составлении которой принято:

- 1) земляная масса ограничена сверху горизонтальной плоскостью и подерживается сбоку подпорной стенкой высотой  $H$ ;
- 2) угол внутреннего трения грунта  $\varphi=35^\circ$ ;
- 3) отношение объемных весов грунта и кладки стенки равно 0,8.



Фиг. 330. Типы поперечных сечений бетонных подпорных стенок.

По этим данным вычислена величина давления земли, затем определена толщина стенки по подошве и, наконец, найдена величина площади поперечного сечения.

Таблица 1

Основные показатели поперечных сечений бетонных подпорных стенок\*

Форма поперечного профиля стенки	Уклон боковых граней		Толщина стенки по подошве	Площадь поперечного сечения	Относительная величина [площади]
	передней	задней			
<i>a</i>	—	—	$0,380 H$	$0,380 H^2$	1,000
<i>b</i> {	1:10	—	$0,365 H$	$0,315 H^2$	0,829
	1:5	—	$0,367 H$	$0,267 H^2$	0,703
<i>в</i> {	1:10	1:10	$0,279 H$	$0,279 H^2$	0,734
	1:5	1:10	$0,287 H$	$0,237 H^2$	0,624
<i>e</i> {	1:5	—	$0,342 H$	$0,237 H^2$	0,624
	1:5	1:10	$0,270 H$	$0,220 H^2$	0,579
<i>д</i> {	—	1:10	$0,461 H$	$0,411 H^2$	1,082
	—	1:5	$0,530 H$	$0,430 H^2$	1,132
<i>e</i>	1:10	1:10	$0,441 H$	$0,341 H^2$	0,897

Примечание.  $\beta=11^\circ 19'$ .

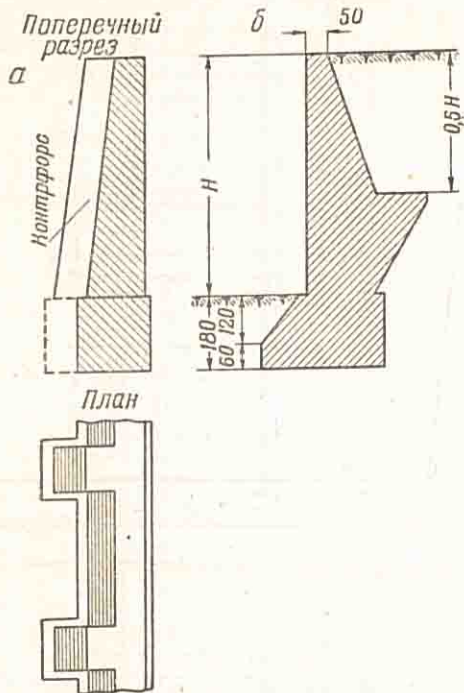
Из таблицы 1 усматривается, что практически наиболее выгодной является форма *г*, соответствующая стенке с наклонными швами кладки и с передней гранью, наклоненной в сторону засыпки. Самой невыгодной представляется форма *д*. При сопоставлении форм *ж*, *з*, *и*, *к* (в таблице не приведенных) с формой *г* оказывается, что при равной степени устойчивости стенок этих форм и при одинаковых других условиях для них—формы *ж* и *з* требуют немного большего объема кладки, а формы *и* и *к*—немного меньшего объема, чем форма *г*.

При значительных размерах стенок для уменьшения расхода материалов иногда применяют стенки с контрфорсами.

\* Заимствована из Технических условий и норм проектирования гидротехнических сооружений Министерства электростанций СССР. Подпорные стенки (Т У 16—51).

При этом получают значительную экономию кладки на участке между контрфорсами. На фигуре 331,а изображена бетонная подпорная стенка с контрфорсами.

Значительная экономия кладки может быть получена также применением разгрузочных площадок (фиг. 331,б), уменьшающих давление грунта на стенку и повышающих точку приложения удерживающего (разгружающего) момента (см. ниже «Железобетонные подпорные стенки»).

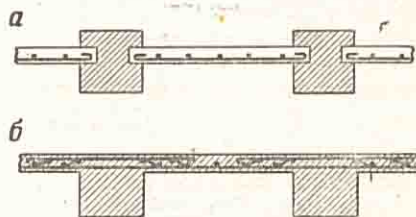


Фиг. 331. Бетонные подпорные стенки: а—с контрфорсами; б—с разгрузочной площадкой.

### в) Железобетонные подпорные стенки

Размеры сечений железобетонных подпорных стенок значительно меньше, чем в бетонных стенках.

Для обеспечения возможности деформаций под влиянием усадки бетона и изменения температур в железобетонных стенках должны устраиваться температурно-усадочные швы. Максимальное расстояние между этими швами должно быть не более 25 м.



Фиг. 332. Железобетонные плитные подпорные стенки: а—с однопролетными плитами; б—с многопролетной плитой.

По конструкции железобетонные подпорные стенки могут быть подразделены на три основных типа:

- плитные с каменными или бетонными контрфорсами;
- угловые безреберные и с ребрами;
- сборные.

**Плитные подпорные стенки.** Плитные подпорные стенки состоят из массивных контрфорсов и железобетонных плит, перекрывающих пространство между ними (фиг. 332).

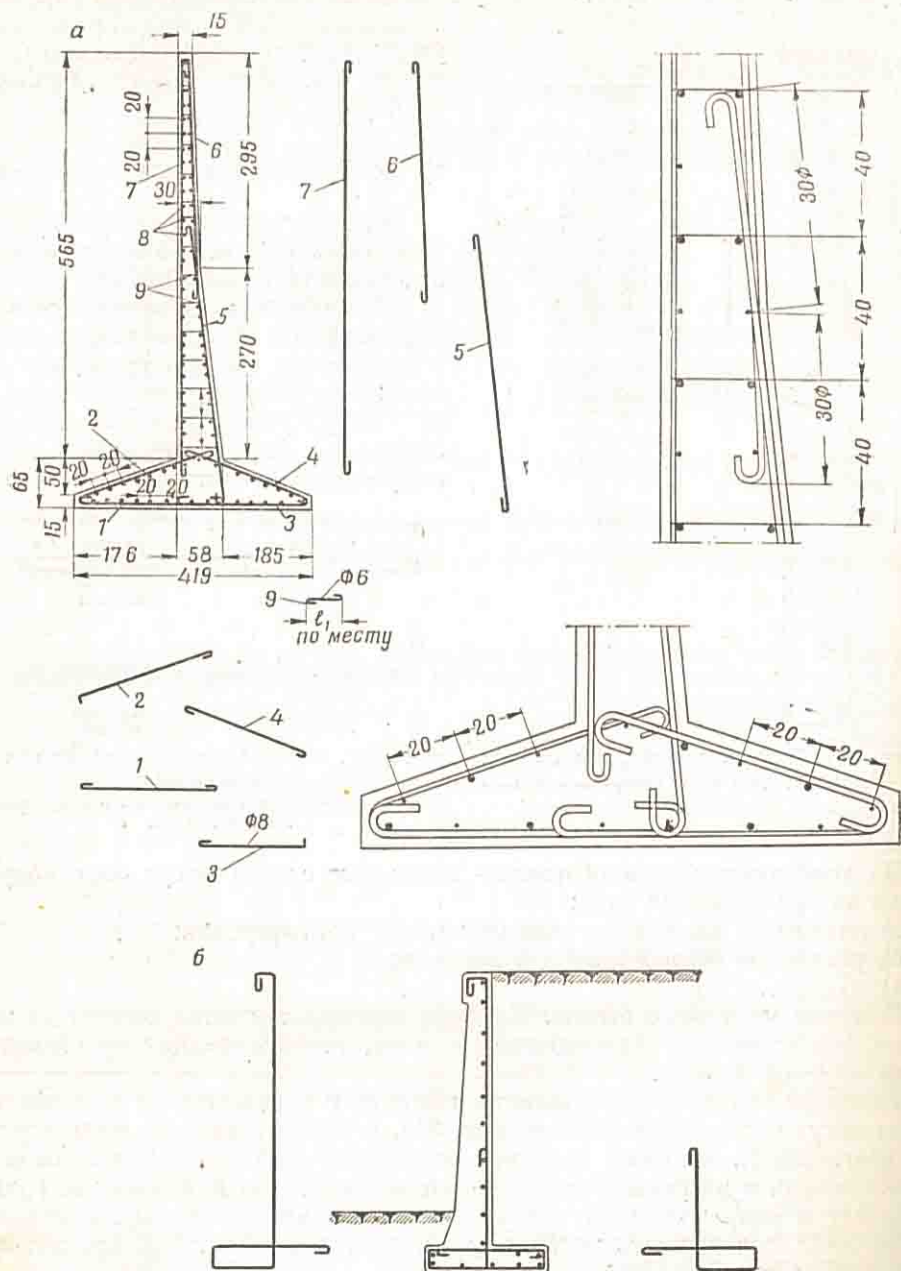
Давление грунта воспринимается плитами и передается на контрфорсы. Плиты могут быть однопролетные (фиг. 332,а) или неразрезные многопролетные (фиг. 332,б). Рабочая арматура железобетонной плиты располагается горизонтально, а распределительная—вертикально. Так как давление грунта возрастает к низу подпорной стенки, то либо меняется по высоте толщина плиты, либо процент армирования у низа подпорной стенки принимается выше, чем у верха.

Так как все горизонтальное давление должно восприниматься контрфорсами, последние получают больших размеров. Поэтому плитные подпорные стенки можно применять только при незначительной высоте поддерживаемых земляных массивов.

**Угловые подпорные стенки.** Большое распространение получили угловые подпорные стенки. Эта конструкция обеспечивает создание удерживающего момента за счет веса грунта, находящегося на внутренней горизонтальной полке угловой стенки. Такая стенка легка и экономична.

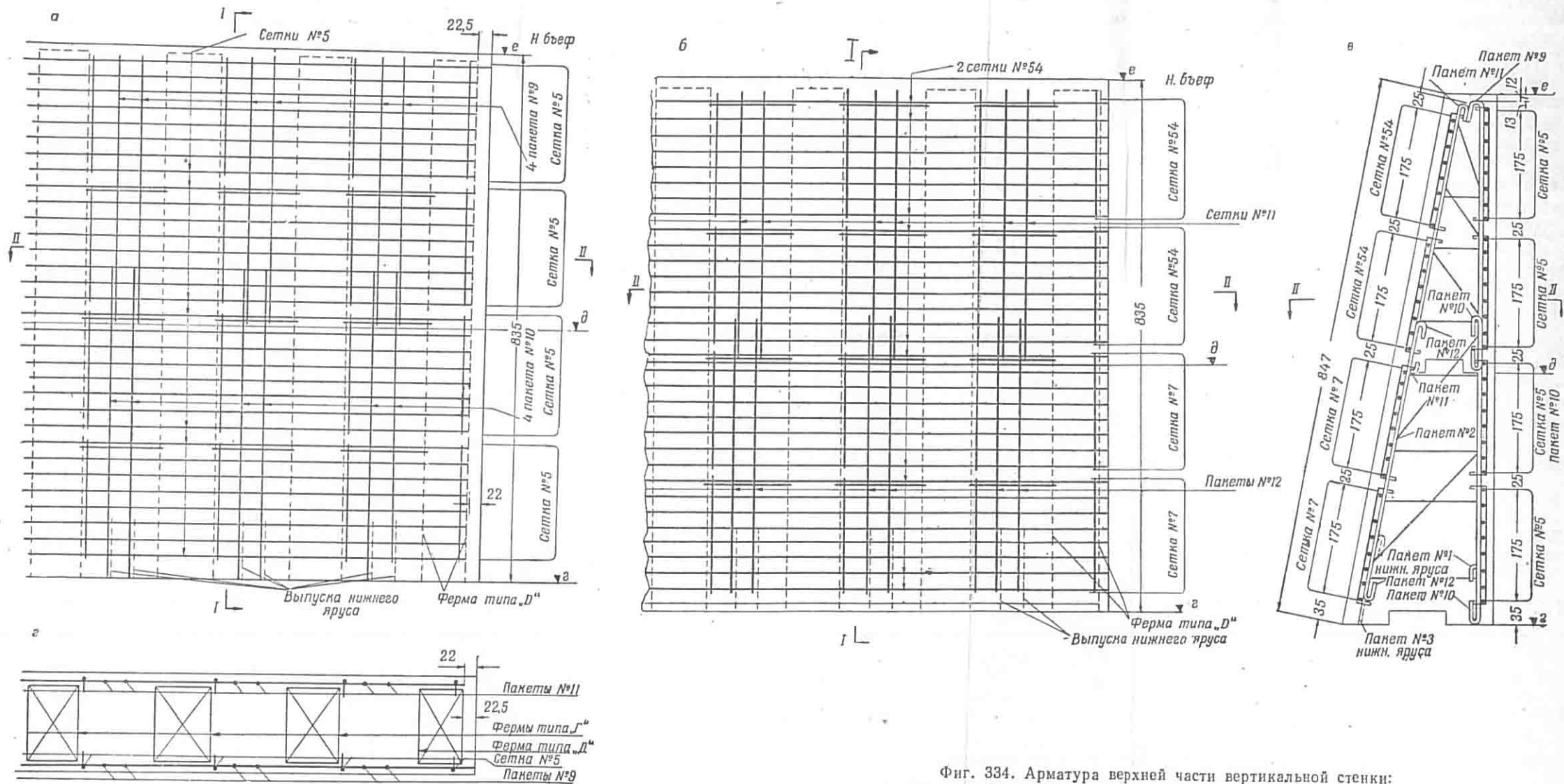
Угловые стенки устраиваются или безреберными (фиг. 333) или с ребрами (фиг. 337).

В безреберных угловых подпорных стенках вертикальная и горизонтальная плиты работают на изгиб, как консоли.



Фиг. 333. Железобетонные угловые подпорные стенки без ребер:  
 а—армированные отдельными стержнями; б—армированные цельными стержнями.

В вертикальной стенке растягивающие напряжения будут у внутренней грани и в соответствии с этим рабочая арматура, состоящая из вертикальных стержней, располагается у внутренней грани стенки. В горизонтальной плите в наружной части растягивающие напряжения будут снизу, а во внутренней части—сверху (см. расчет угловых стенок). Соответственно и рабочая арма-



Фиг. 334. Арматура верхней части вертикальной стенки:  
 а — арматура лицевой грани; б — арматура тыловой грани; в — разрез I—I; г — разрез II—II.

тура располагается в наружной части горизонтальной плиты снизу, а во внутренней части—сверху. Рабочая арматура связывается распределительной арматурой, располагаемой вдоль подпорной стенки.

Рабочая арматура обычно состоит из отдельных прямых стержней (фиг. 333, а). Иногда применяют рабочую арматуру в виде цельных стержней, проходящих как через вертикальную, так и через горизонтальную плиту (фиг. 333, б). Часть вертикальных стержней может обрываться, не доходя до верха стенки, в соответствии с изменением эпюры моментов от давления земли.

В последнее время все большее распространение находит армирование стенок арматурными каркасами. Арматурные каркасы сваривают на арматурном дворе и большими пакетами устанавливают на место. После установки к ним приваривают распределительную арматуру и крепят железобетонные плиты-оболочки. Эти плиты служат опалубкой при бетонировании и являются облицовкой готовых стенок.

На фигурах 334, 335 и 336 дана подпорная стенка шлюза, армированная армокаркасами. На фигуре 334 показаны армопакеты и распределительная арматура верхней части вертикальной стенки, на фигуре 335—рабочий чертеж арматурного каркаса нижней части вертикальной стенки и на фигуре 336—рабочий чертеж арматурного каркаса фундаментной плиты. Общий вид такой подпорной стенки с навешенными плитами-оболочками показан на фигуре 338.

Экономические подсчеты показывают, что безреберные уголковые стенки могут конкурировать с ребристыми при высотах стенки до 4—6 м.

Ребристые уголковые подпорные стенки (фиг. 337) состоят из вертикальной и горизонтальной плит и ребер, располагаемых со стороны земли. Плиты передают нагрузку на ребра и конструируются, как обычные неразрезные плиты. Рабочая арматура располагается вдоль плиты (горизонтально), а распределительная—поперек (вертикально). Ребра рассчитывают как консольные тавровые балки. Их армируют наклонными стержнями и горизонтальными и вертикальными хомутами. Наклонные стержни воспринимают растягивающее усилие от момента и располагаются у наклонного края ребра. Горизонтальные и вертикальные хомуты связывают ребра со стенкой и фундаментной плитой, препятствуя отрыву вертикальной и горизонтальной плит от ребра. Поэтому все хомуты должны быть хорошо заанкерены в обеих плитах (фиг. 337, б). Кроме того, хомуты воспринимают и главные растягивающие напряжения.

Давление на основание передается через фундаментную плиту, размеры которой определяют из условия получения по подошве допускаемых для грунта напряжений. Обычно ширину фундаментной плиты принимают от  $\frac{1}{2}$  до  $\frac{3}{8}$  высоты стенки.

Малый вес железобетонных уголковых стенок часто заставляет для получения достаточной их устойчивости прибегать к специальным конструктивным мероприятиям. Мероприятия для увеличения устойчивости против скольжения и опрокидывания видны на фигуре 339.

Вынос вперед фундаментной плиты, показанный на фигуре 339, а, служит для увеличения устойчивости на опрокидывание. Для увеличения устойчивости на скольжение применяют шпоры (фиг. 339, а, в) или устраивают фундаментные плиты с наклоном в сторону насыпи (фиг. 339, б).

Показанная на фигуре 339, в разгрузочная плита служит для увеличения устойчивости стенки на опрокидывание, уменьшает горизонтальное давление грунта и благодаря этому обеспечивает возможность уменьшения сечений элементов подпорной стенки.

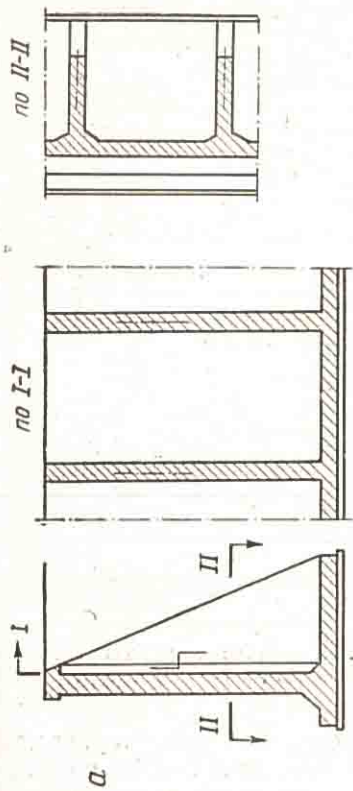
**Сборные подпорные стенки.** В постановлении ЦК КПСС и Совета Министров СССР (август 1954 г.) «О развитии производства сборных железобетонных конструкций и деталей для строительства» отмечены большие преимущества сборных железобетонных конструкций, позволяющих экономить металл, сокращать расход лесных материалов, повышать производительность труда и темпы строительства.



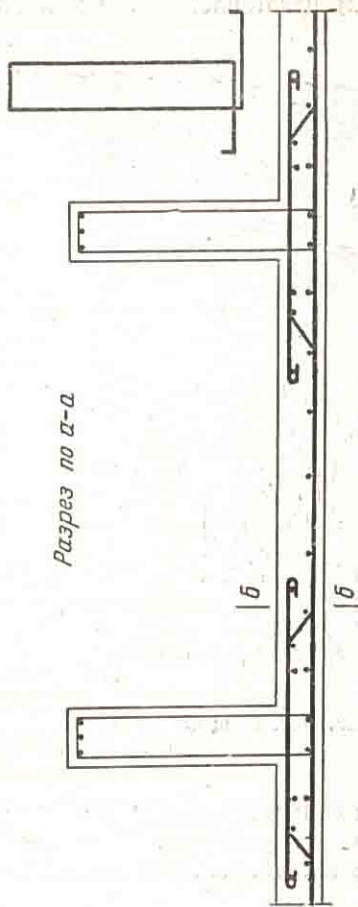
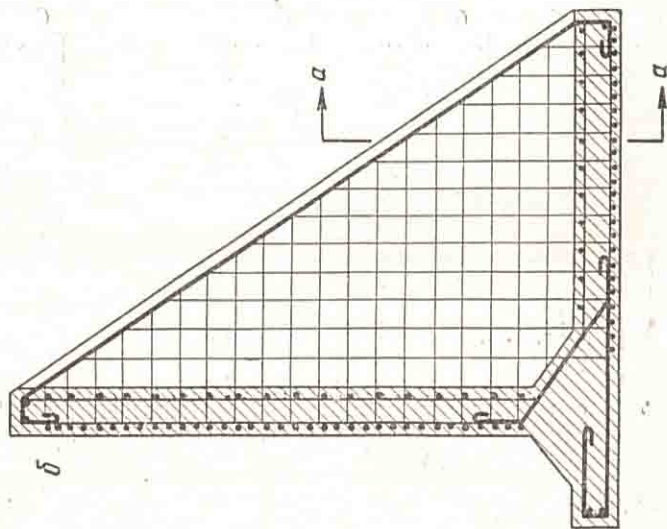






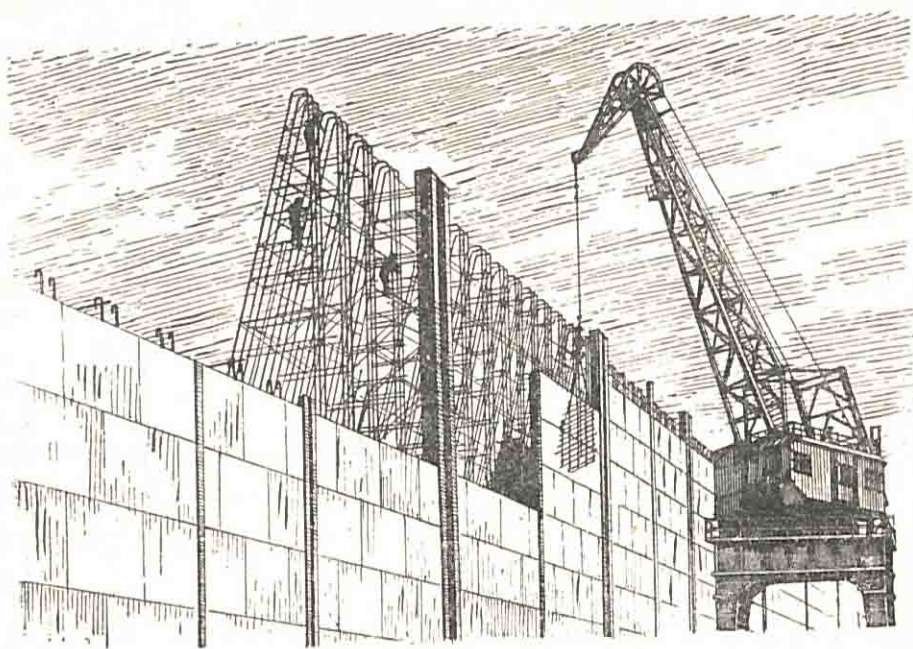


Разрез в пролете по б-б



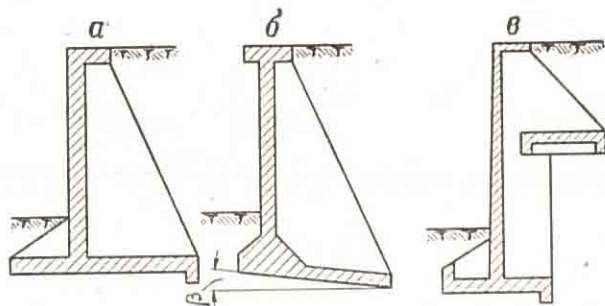
Фиг. 337. Железобетонная угловая подпорная стенка с ребрами:  
 а—общий вид; б—армирование.

Несмотря на эти преимущества, в строительстве подпорных стенок сборный железобетон еще не нашел широкого применения. Не разработаны и конструктивные решения сборных подпорных стенок, отвечающие специфическим особенностям изготовления и монтажа сборных железобетонных конструкций.



Фиг. 338. Общий вид подпорной стенки, армированной армокаркасами, с навешенными плитами-оболочками.

До сих пор конструкция сборных подпорных стенок часто повторяет монолитные конструкции и переход к сборности осуществляется за счет предварительного изготовления и последующей установки на место отдельных элементов.



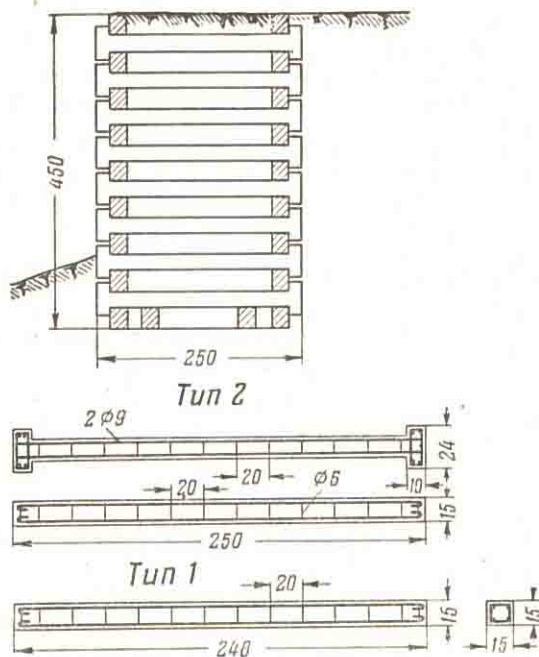
Фиг. 339. Конструктивные мероприятия для увеличения устойчивости железобетонных уголкового подпорных стенок:

*a*—вынос вперед фундаментной плиты и устройство шпоры;  
*b*—наклон фундаментной плиты в сторону насыпи; *v*—устройство разгрузочной плиты.

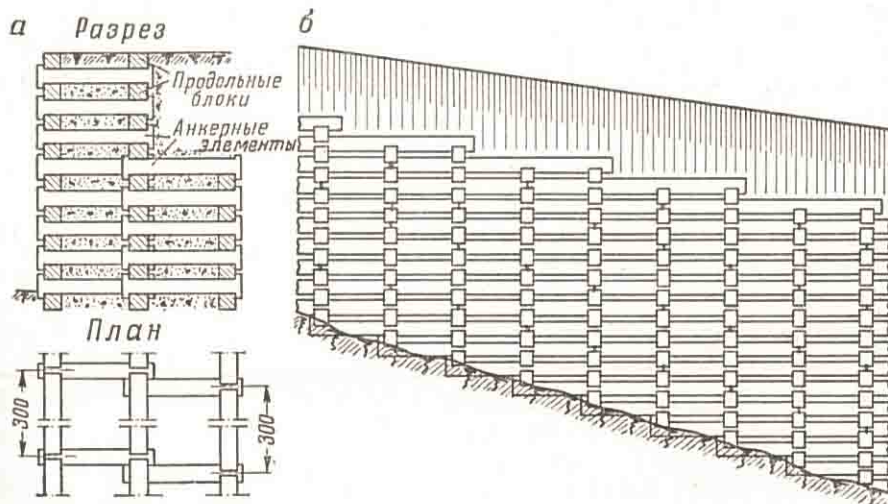
К таким конструкциям относятся подпорные стенки уголкового профиля небольших размеров, изготовленные короткими звеньями длиной 2—2,5 м и установленные на месте.

Более целесообразно применение сборных подпорных стенок ряжевой конструкции, собираемых из отдельных железобетонных брусьев. В простей-

шем случае такая подпорная стенка состоит из двух типов брусков: продольных в виде прямых брусков и поперечных, также в виде прямых брусков, но с заплечиками (фиг. 340). Из брусков складываются прямоугольные ячейки, заполняемые грунтом.



Фиг. 340. Ряжевая железобетонная подпорная стенка.



Фиг. 341. Ряжевые подпорные стенки:  
а—со ступенчатыми рядами; б—на уклоне.

Армирование элементов ряжевой конструкции должно быть симметричным, чтобы их можно было укладывать в конструкцию стенки в любом положении.

Обычно размеры железобетонных брусков принимают  $15 \times 15$ ,  $20 \times 20$ ,  $25 \times 25$  см, в зависимости от рода грунта и высоты стенки. Длина продольных

брусьев определяется условиями перевозки. Длина поперечных брусьев определяется шириной подпорной стенки.

При стенках большой высоты, требующих значительной ширины, которая больше предельно возможной длины одного бруска, ряды в поперечном направлении устраивают ступенчатыми, как показано на фигуре 341, а.

При постройке ряжевых подпорных стенок на уклоне продольные брусья обязательно должны укладываться горизонтально. Верху стенки следует придавать ступенчатое очертание (фиг. 341, б).

Для экономической характеристики сборных ряжевых подпорных стенок ниже приводится сравнение их с массивными по затрате материалов (табл. 2).

Таблица 2

Расход материалов на 10 пог. м стенки\*

Высота стенки (в м)	Объем кладки (в м <sup>3</sup> ) на 10 пог. м стенки		$\frac{V_1}{V_2}$
	каменная стенка $V_1$	сборная ряже- вая железобетонная стенка $V_2$	
2,0	47,9	7,1	6,74
4,0	103,4	16,2	6,38
6,0	186,2	27,7	6,72

В настоящее время партией и правительством поставлена задача о максимальном внедрении сборного железобетона в строительство.

Не может быть сомнения, что в условиях нашего социалистического государства совместными усилиями научных работников, проектировщиков и строителей эта задача будет выполнена. Сборный железобетон получит широкое распространение также и в строительстве подпорных стенок.

\* Таблица взята из статьи В. В. Якубовского «Конструкции искусственных сооружений при скоростном строительстве», журнал «Строительство дорог» № 5, 1948.

## Глава II

# ОПРЕДЕЛЕНИЕ СИЛ, ДЕЙСТВУЮЩИХ НА ПОДПОРНУЮ СТЕНКУ

### 1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

При расчете подпорных стенок должно учитываться воздействие следующих сил и нагрузок.

А. Основные силы и нагрузки:

- 1) собственный вес стенки;
- 2) нагрузка на стенку от находящихся на ней постоянных грузов, стационарных устройств и т. п.;
- 3) давление грунта на стенку и ее фундамент;
- 4) давление воды на стенку и ее фундамент;
- 5) давление льда на стенку (при расчете стенки на смещение в сторону засыпки).

Б. Дополнительные силы и нагрузки, действующие случайно и временно:

- 1) давление воды при повышении ее нормального уровня;
- 2) подвижная нагрузка;
- 3) силы, действующие в процессе постройки и ремонта сооружения;
- 4) давление грунтовых вод, возникающее в результате нарушения нормальной работы дренажных устройств.

В. Особые силы и нагрузки, действующие в исключительных случаях:

- 1) сейсмические силы;
- 2) давление воды при катастрофическом подъеме уровня;
- 3) давление льда при исключительно тяжелых условиях (например, при сильных заторах).

Примечания. 1. Давление льда для групп сил А и В учитывают как для случая статического давления льда, так и для случая навала льда на стенку при ледоходе.

2. Сейсмические силы должны устанавливаться по специальным нормам и инструкциям.

Собственный вес подпорной стенки подсчитывают по предварительно назначенным размерам и проверяют после окончания расчета. Если разница между принятым и действительным собственным весом составляет меньше 5%, перерасчет не производят.

Вертикальное давление земли—вес грунта, находящегося на горизонтальных или наклонных обрезах фундамента и стенки так же, как и собственный вес стенки, определяют по предварительно назначенным размерам последней.

Горизонтальное давление земли определяют в соответствии с приводимой ниже теорией давления сыпучих тел. Большинство действующих технических условий разрешает производить определение горизонтального давления грунта без учета трения призмы обрушения о стенку.

Давление воды на стенку и ее фундамент учитывают как гидростатическое давление в случае разных уровней воды с передней и задней сторон стенки.

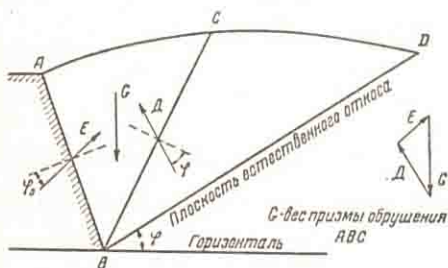
Давление льда на стенку определяют в соответствии с ГОСТ 3440—46 «Нагрузки на гидротехнические сооружения. Нагрузка ледовая».

## 2. ПРАКТИЧЕСКИЕ СПОСОБЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ДАВЛЕНИЯ ГРУНТА НА ПОДПОРНЫЕ СТЕНКИ

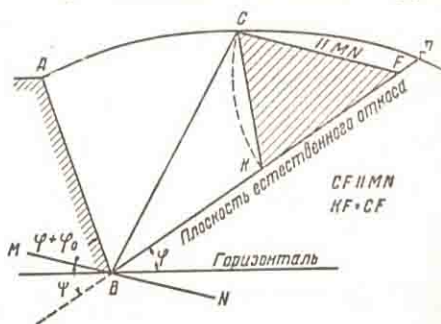
### а) Основные положения теории предельного равновесия сыпучих тел

Вопрос об определении величины горизонтального давления грунта до настоящего времени недостаточно изучен. Теория, полностью отражающая действительные свойства грунта и дающая ясные указания по расчету и проектированию сооружений, воспринимающих давление земли, до сего времени не создана.

На практике для определения величины горизонтальных давлений грунта на стенку пользуются теорией предельного равновесия сыпучих тел, предло-



Фиг. 342. Действие сил на призму обрушения.



Фиг. 343. Нахождение положения плоскости обрушения.

женной Кулоном в основных чертах еще в 1776 г. Эта теория проверена на громадном количестве существующих сооружений и дает решение с некоторым запасом прочности.

Основные положения теории предельного равновесия:

1) сыпучие тела—сплошная однородная среда, в которой возникают только сжимающие и сдвигающие усилия;

2) определяется не то давление, которое стенка испытывает при обычных условиях, а предельное, отвечающее первому мгновению отодвигания стенки.

Сдвиг стенки, направленный в сторону от сыпучего тела, происходит под действием активного давления. Если же стенка сдвигается по направлению к сыпучему телу, возникает пассивное давление;

3) при сдвиге стенки создается призма обрушения, ограниченная свободной поверхностью, поверхностью подпорной стенки и плоскостью обрушения (сползания). Призма обрушения рассматривается как жесткое тело. Силы, действующие по граням призмы обрушения, отклоняются от нормалей к граням на углы трения (фиг. 342): по грани BC—на угол внутреннего трения  $\varphi$ , по грани AB—на угол трения сыпучего тела по стенке  $\varphi_0$ .

Расчет по методу предельного равновесия сводится к нахождению плоскости обрушения, при которой давление  $E$  на стенку будет максимальным.

Рассмотрим, например, призму обрушения, показанную на фигуре 342. Перемещая плоскость BC в пределах между плоскостями AB и BD, находим для каждого положения плоскости BC из силового треугольника значение  $E$ . Из всех возможных значений  $E$  выбираем наибольшее\*.

Для частного случая, когда стенка вертикальна, а трение между поверхностью стенки и грунтом отсутствует, сила давления грунта на стенку направ-

\* На фигуре 342 показано направление давления  $E$  стенки на призму обрушения. Направление же активного давления грунта на стенку будет обратным.



влена горизонтально и равна

$$E = G \operatorname{ctg}(\nu + \varphi). \quad (1)$$

Искомая точка  $C$ , определяющая положение плоскости  $BC$ , лежит между точками  $A$  и  $D$ . Положение ее может быть найдено путем нескольких попыток.

Из условия максимума давления грунта на стенку выведены правила, облегчающие отыскание положения плоскости  $BC$  и величины давления.

**Первое правило.** Искомая плоскость обрушения  $BC$  проходит таким образом, что площадь основания  $BAC$  призмы обрушения равновелика площади треугольника  $BCF$  (фиг. 343).

**Второе правило.** Наибольшее давление равно площади треугольника  $KCF$ , помноженной на объемный вес  $\gamma$  поддерживаемого стенкой материала.

### б) Графическое определение давления земли на стенку

Если свободная поверхность засыпки — плоскость, то максимальное давление земли может быть найдено графическим построением, без предварительных попыток.

Построение заключается в следующем (фиг. 344, а).

Проводят линию естественного откоса из точки  $B$  до пересечения с поверхностью засыпки в точке  $D$ .

На линии  $BD$ , как на диаметре, описывают полуокружность.

Проводят «основную линию»  $MN$  под углом  $\varphi + \varphi_0$  к задней грани стенки.

Из точки  $A$  проводят линию  $AN$ , параллельную «основной линии»  $MN$ .

В точке  $H$  восстанавливают перпендикуляр  $HI$  к линии  $BD$  до пересечения с полуокружностью.

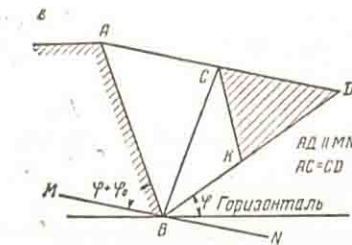
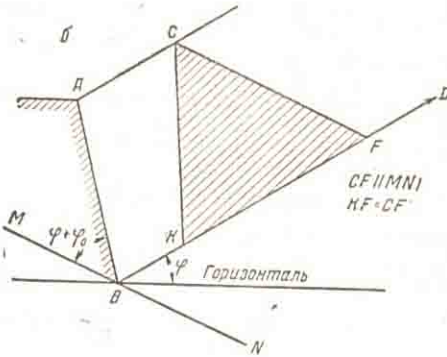
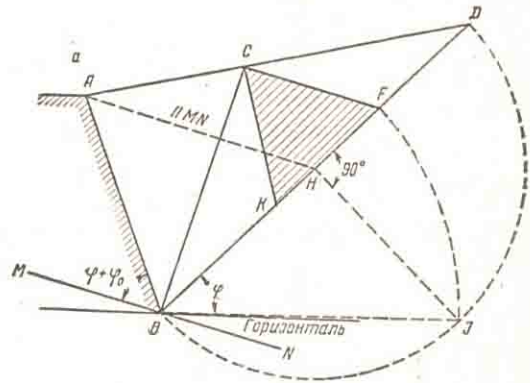
Из точки  $B$  радиусом  $BI$  проводят часть окружности до пересечения с прямой  $BD$  в точке  $F$ .

Из точки  $F$  проводят прямую  $FC$ , параллельную «основной линии»  $MN$ . При этом на прямой  $AD$  получают точку  $C$ .

Соединяют точки  $B$  и  $C$  и получают изображение плоскости обрушения.

Поворачивая прямую  $CF$  относительно точки  $F$  до второго пересечения с прямой  $BD$ , получают точку  $K$ .

Строят треугольник  $CKF$ , площадь которого, умноженная на объемный вес грунта, дает величину давления грунта на плоскость  $A-B$  (на единицу длины стенки).



Фиг. 344. Графическое определение максимального давления сыпучего тела:

а — при плоской поверхности засыпки; б — при поверхности засыпки, параллельной плоскости естественного откоса; в — при поверхности засыпки, параллельной «основной линии»  $MN$ .

Если поверхность засыпки параллельна плоскости естественного откоса, прямые  $BD$  и  $AC$  не имеют точки пересечения. Построение треугольника давления для этого случая видно на фигуре 344,б. Точку  $C$  выбирают произвольно.

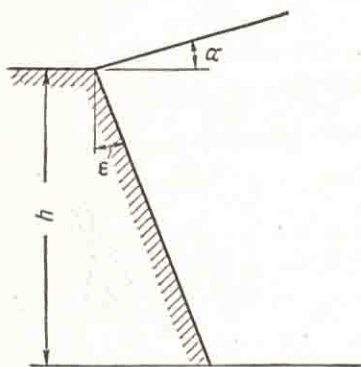
В случае, если поверхность засыпки параллельна направлению «основной линии»  $MN$  (фиг. 344, в), из первого правила следует, что линия  $BC$  — медиана треугольника  $ABD$ , т. е.  $AC = CD$ . Построение показано на фигуре 344,в.

### в) Аналитическое определение величины силы давления земли на стенку и плеча ее приложения

Давление земли на стенку может быть выражено и аналитически (фиг. 345).

Если свободная поверхность засыпки плоскость, то:

$$E = \frac{1}{2} \gamma h^2 \frac{\cos^2(\varphi - \varepsilon)}{\left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \varphi_0) \sin(\varphi - \alpha)}{\sin \psi \cos(\alpha - \varepsilon)}} \right] \sin \psi \cos^2 \varepsilon} \quad (2)$$



Фиг. 345. К аналитическому определению давления земли на стенку

В этой формуле:  
 $E$  — величина силы давления грунта на единицу длины стенки;  
 $\gamma$  — объемный вес грунта;  
 $h$  — высота стенки (в м);  
 $\varepsilon$  — угол наклона грани стенки к вертикали;  
 $\varphi$  — угол внутреннего трения;  
 $\varphi_0$  — угол трения между грунтом и гранью стенки;  
 $\alpha$  — угол наклона свободной поверхности засыпки к горизонту;  
 угол  $\psi = 90 - \varepsilon - \varphi_0$ .

Наклон стенки в сторону призмы обрушения вызывает уменьшение давления грунта. Силу давления  $E_1$  при этом определяют по формуле:

$$E_1 = E (1 - \operatorname{tg} \varepsilon \operatorname{tg} \varphi), \quad (3)$$

где  $E$  — давление грунта, вычисленное для вертикальной стенки;

$\varepsilon$  — угол наклона стенки к вертикали;

$\varphi$  — угол внутреннего трения.

Ниже, в таблице 3, приведен ряд формул для определения давления  $E$  грунта на подпорную стенку при различных расчетных схемах.

В этой же таблице даны формулы или указаны способы для определения плеча  $z$  приложения силы давления  $E$  на стенку.

Все формулы таблицы 3 составлены в предположении, что трение между призмой обрушения и стенкой не возникает, т. е.  $\varphi_0 = 0$ .

Приблизительно трение между призмой обрушения и стенкой может быть учтено тем, что силы давления грунта, вычисленные без учета трения, принимаются направленными под углом  $90^\circ - \varphi_0$  к внутренней грани стенки;  $\varphi_0$  — угол трения между грунтом и стенкой.

Как видно из таблицы 3, приведенные в ней формулы для определения давления  $E$  довольно сложны, особенно для случаев наличия на призме обрушения временной нагрузки.

Необходимо отметить, что прежде чем воспользоваться какой-либо формулой в случае наличия временной нагрузки на поверхности засыпки

Формулы для определения давления земли

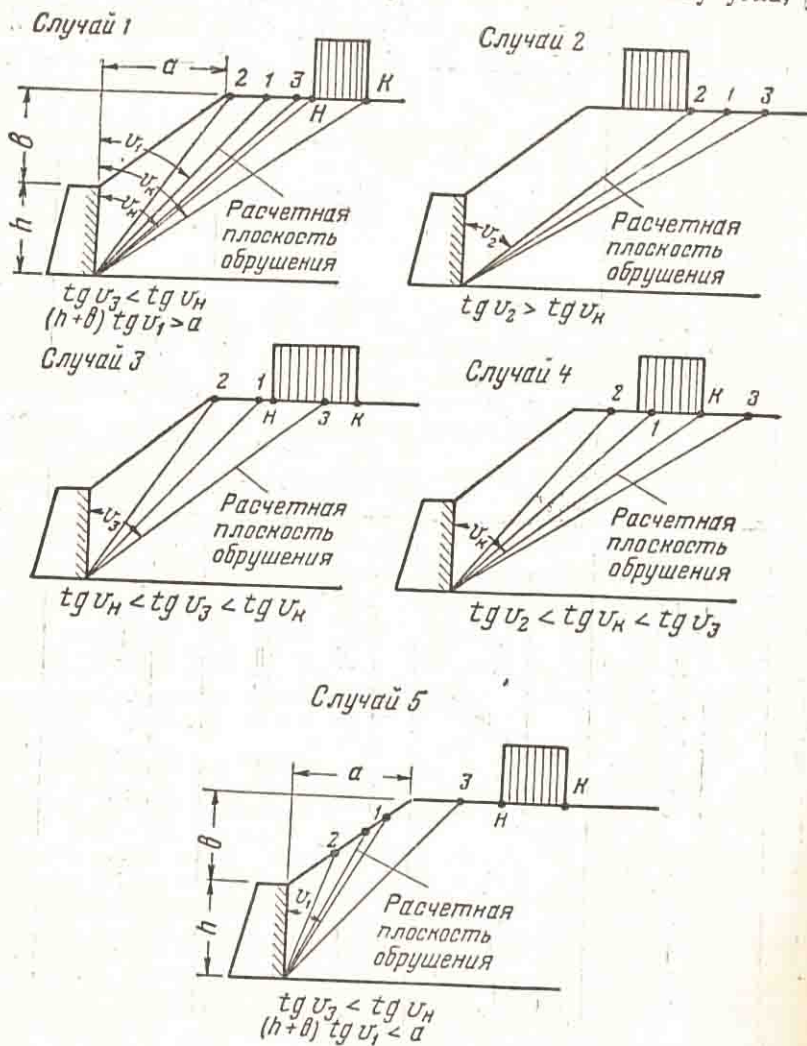
№ п/п	Расчетная схема	Угол наклона плоскости обрушения $v$	Полное давление $E$	Плечо $z$
1		$45^\circ - \frac{\varphi}{2}$	$\frac{\gamma h^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right)$	$\frac{h}{3}$
2		$45^\circ - \frac{\varphi}{2}$	$\frac{\gamma h}{2} (h + 2h_0) \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right)$	$\frac{h}{3} \frac{h + 3h_0}{h + 2h_0}$
3		$\operatorname{tg} v = -\operatorname{tg} \varphi + \sqrt{(1 + \operatorname{tg}^2 \varphi) \left( 1 - \frac{A}{\operatorname{tg} \varphi} \right)}$ $A = \frac{2c h_0}{h^2}$	$\frac{\gamma h^2}{2} \frac{\operatorname{tg} v + A}{\operatorname{tg}(v + \varphi)}$	Точка приложения силы $E$ находится проектированием центра тяжести призмы обрушения на перпендикулярную стенку (лучом, параллельным плоскости обрушения)
4		$\operatorname{tg} v = -\operatorname{tg} \varphi + \sqrt{(1 + \operatorname{tg}^2 \varphi) \left( 1 + \frac{A}{\operatorname{tg} \varphi} \right)}$ $A = \frac{2c h_0}{h(h + 2h_0)}$	$\frac{\gamma h^2}{2} \frac{\operatorname{tg} v - A}{\operatorname{tg}(v + \varphi)}$	То же
5		$\operatorname{tg} v = \frac{\operatorname{tg} \varphi + \sqrt{\sec^2 \varphi - \frac{2 \operatorname{tg} \alpha}{\sin 2\varphi}}}{1 - \frac{2 \operatorname{tg} \alpha}{\sin 2\varphi}}$	$\frac{\gamma h^2}{2} \cos \alpha \frac{\sin v}{\cos(v + \alpha)} \operatorname{tg}(v + \varphi)$	$\frac{h}{3}$
	При $\alpha = \varphi$	$90^\circ - \varphi$	$\frac{\gamma h^2}{2} \cos^2 \varphi$	$\frac{h}{3}$

№ п/п	Расчетная схема	Угол наклона плоскости обрушения $v$	Полное давление $E$	Плечо $z$
6		$\operatorname{tg} v = \frac{\operatorname{tg} \varphi + \sqrt{\frac{\sec^2 \varphi - 2 \operatorname{tg} \alpha}{\sin 2\varphi}}}{1 - \frac{2 \operatorname{tg} \alpha}{\sin 2\varphi}}$	$\frac{\gamma h}{2} (h + 2h_0) \frac{\cos \alpha \sin v}{\cos (v + \alpha) \operatorname{tg} (v + \varphi)}$	$\frac{h}{3} \frac{h + 3h_0}{h + 2h_0}$
7		<p>Формулы схемы 6, с изменением знака у <math>\alpha</math> на обратный</p>		
8		$\operatorname{tg} v = -\operatorname{tg} \varphi + \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \varphi \left[ 1 + \frac{ab}{(h+b)^2} \operatorname{tg} \varphi \right]}$	$\frac{\gamma}{2} \frac{(h+b)^2 \operatorname{tg} v - ab}{\operatorname{tg} (v + \varphi)}$	<p>Точка приложения силы <math>E</math> находится проектированием центра тяжести призмы обрушения на перпендикулярную стенку (лучом, параллельным плоскости обрушения)</p>
9		$\operatorname{tg} v = -\operatorname{tg} \varphi + \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \varphi + \frac{2N}{M \sin 2\varphi}}$ $M = (h+b) \left( \frac{h+b}{2} + h_0 \right)$ $N = ah_0 + 0,5ab + ch_0$	$\frac{M \operatorname{tg} v - N}{\gamma \operatorname{tg} (v + \varphi)}$	То же
10		$\operatorname{tg} v = -\operatorname{tg} \varphi + \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \varphi \left( 1 + \frac{A}{\operatorname{tg} \varphi} \right)}$ $A = \frac{(a_1 + a_2) b}{(h+b)^2}$	$\frac{\gamma (h+b)^2}{2} \frac{\operatorname{tg} v - A}{\operatorname{tg} (v + \varphi)}$	То же

№ п/п	Расчетная схема	Угол наклона плоскости обрушения $v$	Полное давление $E$	Плечо $z$
11		$\operatorname{tg} v = -\operatorname{tg} \varphi + \sqrt{(1 + \operatorname{tg}^2 \varphi) \left( 1 + \frac{\operatorname{tg} \varepsilon}{\operatorname{tg} \varphi} \right)}$	$\frac{\gamma h^3}{2} \frac{\operatorname{tg} v - \operatorname{tg} \varepsilon}{\operatorname{tg} (v + \varphi)}$	$\frac{h}{3}$
12		$\operatorname{tg} v = -\operatorname{tg} \varphi + \sqrt{(1 + \operatorname{tg}^2 \varphi) \left( 1 + \frac{\operatorname{tg} \varepsilon}{\operatorname{tg} \varphi} \right)}$	$\frac{\gamma h}{2} (h + 2h_0) \frac{\operatorname{tg} v - \operatorname{tg} \varepsilon}{\operatorname{tg} (v + \varphi)}$	$\frac{h}{3} \frac{h + 3h_0}{h + 2h_0}$
13		$\operatorname{tg} v = -\operatorname{tg} \varphi + \sqrt{(1 + \operatorname{tg}^2 \varphi) \left( 1 + \frac{A}{\operatorname{tg} \varphi} \right)}$ $A = \operatorname{tg} \varepsilon + \frac{(a - b \operatorname{tg} \varepsilon) b}{(h + b)^2}$	$\frac{\gamma (h + b)^2}{2} \frac{\operatorname{tg} v - A}{\operatorname{tg} (v + \varphi)}$	<p>Точка приложения силы <math>E</math> находится проектированием центра тяжести призмы обрушения на подпорную стенку (лучом, параллельным плоскости обрушения)</p>
14		$\operatorname{tg} v = -\operatorname{tg} \varphi + \sqrt{(1 + \operatorname{tg}^2 \varphi) \left( 1 - \frac{\operatorname{tg} \varepsilon}{\operatorname{tg} \varphi} \right)}$	$\frac{\gamma h^2}{2} \frac{\operatorname{tg} v + \operatorname{tg} \varepsilon}{\operatorname{tg} (v + \varphi)}$	$\frac{h}{3}$
15		$\operatorname{tg} v = -\operatorname{tg} \varphi + \sqrt{(1 + \operatorname{tg}^2 \varphi) \left( 1 - \frac{\operatorname{tg} \varepsilon}{\operatorname{tg} \varphi} \right)}$	$\frac{\gamma h}{2} (h + 2h_0) \frac{\operatorname{tg} v + \operatorname{tg} \varepsilon}{\operatorname{tg} (v + \varphi)}$	$\frac{h}{3} \frac{h + 3h_0}{h + 2h_0}$

иногда необходимо определить, с каким из следующих пяти случаев мы имеем дело (фиг. 346):

- 1) временная нагрузка не попадает на призму обрушения;
- 2) временная нагрузка попадает на призму обрушения полностью;
- 3) временная нагрузка попадает на призму обрушения частично;
- 4) на призме обрушения, построенной по тангенсу угла, подсчитанному по формулам случая 2, располагается только часть временной нагрузки, а на призме обрушения, построенной по тангенсу угла, подсчи-



Фиг. 346. Случаи расположения временной нагрузки на поверхности насыпки.

танному по формулам случая 3, размещается вся временная нагрузка. При этом условно принято определять давление грунта от призмы обрушения, ограниченной плоскостью обрушения, проведенной под конец нагрузки;

5) плоскость обрушения отсекает откос насыпи.

Случаю 1 соответствуют расчетные схемы таблицы 3 № 1, 5, 7, 8, 10, 11, 13 и 14; случаю 2 — расчетная схема № 3; случаю 3 — расчетные схемы № 2, 4, 6, 9, 12 и 15.

Для того чтобы определить, по какому случаю нужно производить расчет, следует:

а) определить по соответствующим формулам тангенсы углов наклона плоскостей обрушения по случаям 1, 2, 3. На фигуре 346 точки пересечения плоскостей обрушения с поверхностью засыпки обозначены соответствующими цифрами;

б) определить тангенсы углов, образуемых плоскостями, проведенными под начало ( $tg v_n$ ) и конец ( $tg v_k$ ) нагрузки с вертикалью;

в) из сопоставления определенных выше тангенсов углов  $tg v_1$ ,  $tg v_2$ ,  $tg v_3$ ,  $tg v_n$  и  $tg v_k$  находят расчетный случай и расчетную плоскость обрушения.

При случае 1  $tg v_3 < tg v_n$  и плоскость обрушения, найденная по случаю 1, не попадает в откос [ $(h+b) tg v_1 > a$ ].

При  $tg v_2 > tg v_k$  расчет следует производить по случаю 2.

Если точка пересечения плоскости обрушения по случаю 3 с поверхностью засыпки находится в пределах расположения временной нагрузки ( $tg v_n < tg v_3 < tg v_k$ ), то расчет следует производить по случаю 3.

Когда вся временная нагрузка лежит на призме обрушения, определенной по случаю 3, а на призму обрушения, определенную по случаю 2, она попадает частично или вовсе не попадает ( $tg v_2 < tg v_k < tg v_3$ ), имеет место расчетный случай 4.

Если временная нагрузка расположена вне призмы обрушения, определенной по случаю 3, а плоскость обрушения, определенная по случаю 1, пересекается с откосом, то расчет следует вести по случаю 5.

Ориентировочные значения объемных весов грунтов и их углов внутреннего трения следует принимать по таблице 4.

#### г) Определение величины силы давления грунта на стенку и плеча ее приложения при помощи таблиц

Как отмечено ранее, определение давления грунта по формулам, особенно при наличии на призме обрушения временной нагрузки, в практических расчетах оказывается достаточно сложным. Ниже приведены таблицы 5—17, составленные инж. С. В. Зелепугиным, позволяющие облегчить данную работу.

Таблица 4

#### Ориентировочные значения объемных весов грунтов и углов внутреннего трения [3]

##### I. Связные глинистые грунты

Наименование грунтов	Пористость (в %)	Объемный вес грунта $\gamma$ в состоянии естественной влажности (в т/м <sup>3</sup> )	Угол внутреннего трения $\varphi$ (в градусах)
1. Глины:			
а) текучие . . . . .	63—56	1,65—1,75	12
б) пластичные . . . . .	56—47	1,75—1,80	25
в) твердопластичные . . . . .	47—32	1,80—2,00	37
2. Глинистые грунты:			
а) текучие . . . . .	56—50	1,75—1,85	15
б) пластичные . . . . .	50—42	1,85—1,90	28
в) твердопластичные . . . . .	42—29	1,90—2,10	40
3. Суглинки:			
а) текучие . . . . .	52—46	1,80—1,90	20
б) пластичные . . . . .	46—39	1,90—2,00	32
в) твердопластичные . . . . .	39—27	2,00—2,10	40
4. Пылеватые глинистые:			
а) текучие . . . . .	50—45	1,85—1,90	10
б) пластичные . . . . .	45—39	1,90—2,00	20
в) твердопластичные . . . . .	39—28	2,00—2,10	33

## II. Сыпучие грунты

Наименование грунтов	Пористость (в %)		Грунты сухие		Грунты влажные		Грунты мокрые	
	максимальная	минимальная	$\gamma$ (в т/м <sup>3</sup> )	$\varphi^\circ$	$\gamma$ (в т/м <sup>3</sup> )	$\varphi$	$\gamma$ (в т/м <sup>3</sup> )	$\varphi^\circ$
1. Супеси:								
а) рыхлые . . . . .	53	—	1,4—1,6	22	1,6—1,7	20	1,8—1,85	15
б) средней плотности . .	—	—	1,6—1,8	25	1,7—1,9	22	1,85—2,05	17
в) плотные . . . . .	—	30	1,8—1,95	27	1,9—2,05	25	2,05—2,15	18
2. Пылеватые пески и супеси:								
а) рыхлые . . . . .	50	—	1,5—1,6	27	1,7—1,8	22	1,85—1,9	18
б) средней плотности . .	—	—	1,6—1,8	30	1,8—1,9	25	1,9—2,0	20
в) плотные . . . . .	—	30	1,8—2,0	33	1,9—2,05	25	2,0—2,15	22
3. Пески мелкие:								
а) рыхлые . . . . .	50	—	1,5—1,6	27	1,65—1,75	25	1,85—1,90	22
б) средней плотности . .	—	—	1,6—1,75	30	1,75—1,90	27	1,90—2,00	25
в) плотные . . . . .	—	32	1,75—1,90	33	1,90—2,0	30	2,00—2,10	28
4. Пески средней крупности:								
а) рыхлые . . . . .	45	—	1,60—1,70	30	1,7—1,85	27	1,90—2,00	25
б) средней плотности . .	—	—	1,70—1,80	33	1,85—1,95	30	2,00—2,05	28
в) плотные . . . . .	—	30	1,80—1,95	33	1,95—2,05	30	2,05—2,15	28
5. Пески крупные и гравелистые:								
а) рыхлые . . . . .	38	—	1,85—1,90	33	1,95—2,00	30	2,05—2,10	30
б) средней плотности . .	—	—	1,90—2,00	35	2,00—2,10	33	2,10—2,20	33
в) плотные . . . . .	—	25	2,00—2,10	37	2,10—2,15	35	2,20—2,25	35
6. Гравий и галька:								
а) средней плотности . .	30	—	2,00—2,05	40	2,05—2,10	40	2,15—2,20	40
б) плотные . . . . .	—	24	2,05—2,10	40	2,10—2,20	40	2,20—2,25	40

## III. Структурные группы

Род и наименование грунтов	Грунты сухие		Грунты влажные		Грунты мокрые до насыщения	
	$\gamma$ (в т/м <sup>3</sup> )	$\varphi^\circ$	$\gamma$ (в т/м <sup>3</sup> )	$\varphi^\circ$	$\gamma$ (в т/м <sup>3</sup> )	$\varphi^\circ$
1. Пылевидные грунты:						
а) ил . . . . .	1,5	30	1,6	18	1,8	10
б) илистый грунт . . . . .	1,5	30	1,6	20	1,8	12
в) лесс . . . . .	1,5	—	1,6	30	1,8	25
г) лессовидные суглинки .	1,5	—	1,6	30	1,8	25
2. Грунты органического происхождения:						
а) торфяной грунт . . . . .	1,0	30	1,3	20	1,6	15
б) растительная земля рыхлая (почвенный слой)	1,5	40	1,5	33	—	—
в) растительная земля, плотно слежавшаяся, погребенная . . . . .	1,7	40	1,8	33	—	—

В практике проектирования эти таблицы используются с 1940 г. Они составлены для вертикальной стенки в предположении, что трение между поверхностью стенки и грунтом не возникает. При наклонных стенках давление также может быть определено по данным таблицам с внесением поправки по формуле (3).



Общая формула давления земли, охватывающая все случаи вертикальной стенки, может быть написана в виде:

$$E = \gamma \frac{A \operatorname{tg} v - B}{\operatorname{tg}(v + \varphi)}, \quad (4)$$

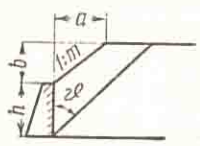
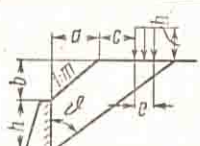
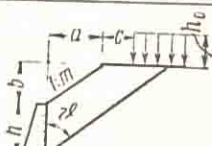
где

$$\operatorname{tg} v = -\operatorname{tg} \varphi + \sqrt{(1 + \operatorname{tg}^2 \varphi) \left(1 + \frac{B}{A \operatorname{tg} \varphi}\right)}. \quad (4a)$$

Формулы для определения величин  $A$  и  $B$  в наиболее распространенных случаях приведены в таблице 5.

Таблица 5

Формулы для определения величин  $A$  и  $B$

Значения величин	Вид призмы обрушения и расположение нагрузки на насыпи		
			
$A$	$A_1 = \frac{1}{2} (h + b)^2$	$A_2 = \frac{1}{2} (h + b)^2$	$A_3 = (h + b) \left[ \frac{1}{2} (h + b) + h_0 \right]$
$B$	$B_1 = \frac{1}{2} ab$	$B_2 = \frac{1}{2} ab - ch_0$	$B_3 = (a + c) h_0 + \frac{1}{2} ab$
$K$	$K_1 = \frac{B_1}{A_1}$	$K_2 = \frac{B_2}{A_2}$	$K_3 = \frac{B_3}{A_3}$

Вводим обозначение

$$K = \frac{B}{A}. \quad (5)$$

Тогда формула (4) примет вид:

$$E = \gamma A (\operatorname{tg} v - K) \operatorname{ctg}(v + \varphi). \quad (6)$$

Вводя обозначение

$$K_* = (\operatorname{tg} v - K) \operatorname{ctg}(v + \varphi), \quad (7)$$

получим:

$$E = \gamma A K_*. \quad (8)$$

Формулу (4a) можно представить в следующем виде:

$$\operatorname{tg} v = -\operatorname{tg} \varphi + \sqrt{(1 + \operatorname{tg}^2 \varphi) (1 + K \operatorname{ctg} \varphi)}.$$

Следовательно, имея значение  $K$ , можем вычислить  $\operatorname{tg} v$ , а затем и  $K_*$ .

Значения  $K_*$ ,  $\operatorname{tg} v$ ,  $\operatorname{ctg}(v + \varphi)$ , являющихся функциями  $K$  и  $\varphi$ , приведены в таблицах 7 ÷ 13.

Пользование таблицами 5 ÷ 17 просто, однако оно несколько усложняется при наличии на призме обрушения временной нагрузки. Это усложнение состоит в необходимости предварительного определения расчетного случая (см. табл. 6).

## Определение расчетного случая

Расчетный случай	Схема расположения нагрузки	Неравенство	Давление земли определяется по
1		и/или $\operatorname{tg} v_{II} \geq \operatorname{tg} v_{III}$ $K_{II} \geq K_{III}$	$K_1$
2		и/или $\operatorname{tg} v_{II} \leq \operatorname{tg} v_{III}$ $K_{II} \leq K_{III}$	$K_2$
3		и/или $\operatorname{tg} v_{II} \geq \operatorname{tg} v_{III} > \operatorname{tg} v_{II}$ $K_{II} \geq K_{III} > K_{II}$ и $K_1 \geq K_{II}$	$K_3$
3а		и/или $\operatorname{tg} v_{II} \geq \operatorname{tg} v_{III} > \operatorname{tg} v_{II}$ $K_{II} \geq K_{III} > K_{II}$ и $K_1 < K_{II}$	$K_3$ Требуется дополнительная проверка по $K_1$
4		и/или $\operatorname{tg} v_{II} < \operatorname{tg} v_{II} < \operatorname{tg} v_{III}$ $K_2 < K_{II} < K_{III}$ и $K_1 \geq K_{II}$	$K_2$ При плоскости обрушения, проведенной под конец нагрузки $K_1 = (\operatorname{tg} v_{II} - K_2) \cdot \operatorname{ctg}(v_{II} + \varphi)$
4а		и/или $\operatorname{tg} v_{II} < \operatorname{tg} v_{II} < \operatorname{tg} v_{III}$ $K_2 < K_{II} < K_{III}$ и $K_1 < K_{II}$	То же, что и по схеме 4, но с дополнительной проверкой по $K_1$
5		и $(h + b) \operatorname{tg} v_1 \leq a$ и/или $\operatorname{tg} v_{II} > \operatorname{tg} v_{III}$ и/или $K_{II} > K_3$	Случай неограниченного откоса. См. табл. 17 (при нисходящем откосе см. табл. 16)

Для этого следует:

- 1) определить  $K$  для трех случаев по формулам таблицы 5;
- 2) определить тангенсы углов наклона плоскостей, проведенных соответственно под начало и под конец временной нагрузки ( $\operatorname{tg} v_n$  и  $\operatorname{tg} v_k$ );
- 3) пользуясь таблицами 7 ÷ 13 по  $\operatorname{tg} v_n$  и  $\operatorname{tg} v_k$  (колонка  $\operatorname{tg} v$ ), определить соответствующие им коэффициенты  $K_n$  и  $K_k$  (колонка  $K$ );
- 4) в соответствии с указаниями таблицы 6 определить, какой случай имеет место.

Значения коэффициентов для определения горизонтального давления земли

Таблица 7

Таблица 8

K	$\varphi=20^\circ$			$\varphi=25^\circ$			K
	Значения величин			Значения величин			
	$\operatorname{tg} v$	$\operatorname{ctg}(v+\varphi)$	$K_e$	$\operatorname{tg} v$	$\operatorname{ctg}(v+\varphi)$	$K_e$	
-0,30	0,099	2,082	0,830	0,198	1,366	0,680	-0,30
-0,20	0,349	1,224	0,672	0,368	0,983	0,558	-0,20
-0,10	0,541	0,887	0,568	0,507	0,785	0,477	-0,10
0,00	0,700	0,700	0,490	0,637	0,637	0,405	0,00
0,10	0,837	0,579	0,427	0,750	0,535	0,347	0,10
0,20	0,960	0,481	0,367	0,853	0,456	0,297	0,20
0,30	1,074	0,423	0,328	0,948	0,395	0,256	0,30
0,40	1,177	0,371	0,288	1,038	0,343	0,219	0,40
0,50	1,275	0,327	0,254	1,121	0,291	0,181	0,50
0,60	1,368	0,290	0,223	1,202	0,263	0,158	0,60
0,70	1,455	0,259	0,196	1,279	0,231	0,134	0,70
0,80	1,539	0,231	0,171	1,352	0,210	0,116	0,80
0,90	1,618	0,207	0,149	1,422	0,178	0,093	0,90
1,00	1,696	0,186	0,130	1,490	0,156	0,076	1,00
1,10	1,770	0,167	0,112	1,566	0,136	0,062	1,10
1,20	1,841	0,150	0,096	1,620	0,117	0,049	1,20
1,30	1,911	0,134	0,082	1,681	0,091	0,035	1,30
1,40	1,978	0,120	0,069	1,741	0,084	0,029	1,40
1,50	2,044	0,107	0,058	1,800	0,070	0,021	1,50
1,60	2,107	0,093	0,047	1,857	0,058	0,015	1,60
1,70	2,170	0,082	0,038	1,912	0,044	0,009	1,70
1,80	2,230	0,073	0,031	1,967	0,035	0,004	1,80
1,90	2,280	0,064	0,024	2,019	0,023	0,003	1,90
2,00	2,348	0,052	0,018	2,071	0,012	0,001	2,00
2,10	2,404	0,044	0,013				
2,20	2,460	0,038	0,009				
2,30	2,514	0,029	0,006				
2,40	2,568	0,023	0,004				
2,50	2,620	0,017	0,002				

Установив расчетный случай расположения временной нагрузки на призме обрушения, можем определить величину горизонтального давления земли на подпорную стенку:

для случаев 1\* ÷ 3а по формуле (8),

для случаев 4 ÷ 4а по формуле

$$E = \gamma A_2 (\operatorname{tg} v_k - K_2) \operatorname{ctg}(v_k + \varphi). \quad (9)$$

В случае, если проведенная под расчетным углом  $v$  плоскость обрушения засекает откос земляного массива, т. е. если оказывается, что  $(h+b) \operatorname{tg} v < a$  (см. случай 5, табл. 6), то горизонтальное давление земли

\* Случай 1 отвечает отсутствию временной нагрузки на призме обрушения.

Таблица 9

Таблица 10

K	$\varphi=30^\circ$			$\varphi=35^\circ$			K
	Значения величин			Значения величин			
	tg v	ctg (v+φ)	$K_*$	tg v	ctg (v+φ)	$K_*$	
-0,40	0,063	1,505	0,697	0,100	1,162	0,582	-0,40
-0,30	0,223	1,089	0,569	0,221	0,918	0,478	-0,30
-0,20	0,356	0,851	0,473	0,330	0,747	0,396	-0,20
-0,10	0,473	0,692	0,397	0,430	0,618	0,327	-0,10
0,00	0,577	0,577	0,333	0,520	0,520	0,271	0,00
0,10	0,673	0,489	0,280	0,603	0,446	0,223	0,10
0,20	0,762	0,418	0,235	0,683	0,377	0,182	0,20
0,30	0,846	0,359	0,196	0,757	0,322	0,147	0,30
0,40	0,925	0,300	0,157	0,830	0,274	0,121	0,40
0,50	1,000	0,268	0,134	0,898	0,232	0,093	0,50
0,60	1,072	0,231	0,109	0,963	0,196	0,070	0,60
0,70	1,134	0,202	0,088	1,025	0,164	0,054	0,70
0,80	1,206	0,160	0,065	1,085	0,135	0,038	0,80
0,90	1,270	0,144	0,053	1,145	0,108	0,026	0,90
1,00	1,332	0,111	0,037	1,202	0,083	0,017	1,00
1,10	1,391	0,090	0,026	1,255	0,062	0,010	1,10
1,20	1,449	0,071	0,018	1,308	0,042	0,004	1,20
1,30	1,505	0,063	0,013				
1,40	1,560	0,047	0,008				
1,50	1,613	0,032	0,004				

Таблица 11

Таблица 12

K	$\varphi=40^\circ$			$\varphi=45^\circ$			K
	Значения величин			Значения величин			
	tg v	ctg (v+φ)	$K_*$	tg v	ctg (v+φ)	$K_*$	
-0,40	0,106	0,964	0,488	0,000	1,000	0,500	-0,50
-0,30	0,207	0,790	0,400	0,095	0,826	0,408	-0,40
-0,20	0,300	0,657	0,329	0,183	0,681	0,329	-0,30
-0,10	0,382	0,557	0,273	0,265	0,571	0,266	-0,20
0,00	0,467	0,467	0,218	0,342	0,480	0,212	-0,10
0,10	0,542	0,395	0,174	0,414	0,414	0,171	0,00
0,20	0,613	0,334	0,136	0,483	0,349	0,134	0,10
0,30	0,681	0,282	0,107	0,549	0,281	0,103	0,20
0,40	0,747	0,235	0,081	0,612	0,241	0,075	0,30
0,50	0,810	0,194	0,060	0,673	0,196	0,053	0,40
0,60	0,870	0,158	0,043	0,732	0,155	0,036	0,50
0,70	0,927	0,126	0,028	0,789	0,118	0,022	0,60
0,80	0,985	0,095	0,018	0,844	0,085	0,012	0,70
0,90	1,040	0,068	0,010	0,897	0,054	0,005	0,80
1,00	1,093	0,043	0,004	0,949	0,026	0,001	0,90
				1,000	0,000	0,000	1,00

следует определять по формуле для неограниченного откоса:

$$E = \frac{\gamma h^2}{2} K_*. \quad (10)$$

Коэффициент  $K_*$  находится по таблице 16 (в случае нисходящего откоса) или по таблице 17 (в случае восходящего откоса).

Плечо приложения силы горизонтального давления грунта на стенку при отсутствии временной нагрузки на призме обрушения находится по формуле:

$$z = \frac{1}{3} h K_m, \quad (11)$$

где  $K_m$  — коэффициент, значения которого приведены в таблице 14.

Таблица 13

$\varphi=50^\circ$				
K	Значения величин			K
	$\operatorname{tg} \nu$	$\operatorname{ctg} (\nu+\varphi)$	$K_*$	
-0,40	0,078	0,714	0,342	-0,40
-0,30	0,153	0,608	0,278	-0,30
-0,20	0,222	0,520	0,220	-0,20
-0,10	0,295	0,436	0,172	-0,10
0,00	0,364	0,364	0,132	0,00
0,10	0,436	0,295	0,099	0,10
0,20	0,489	0,248	0,072	0,20
0,30	0,548	0,200	0,050	0,30
0,40	0,607	0,154	0,032	0,40
0,50	0,658	0,117	0,019	0,50
0,60	0,716	0,077	0,009	0,60
0,70	0,768	0,043	0,003	0,70

Таблица 14

Коэффициент  $K_m$  для призмы обрушения без временной нагрузки

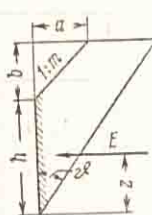
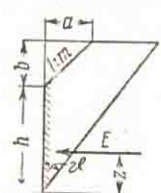
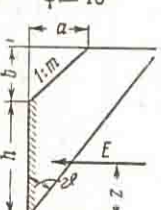
Схема	K	Значения $K_m$ при $m$					
		1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	
$\varphi=20^\circ$  $m = \frac{a}{b}; z = \frac{1}{3} h K_m$ $k = \frac{B}{A} = \frac{ab}{(h+b)^2}$	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
	0,10	1,20	1,15	1,11	1,09	1,07	
	0,20	1,295	1,19	1,135	1,095	1,06	
	0,30		1,25	1,16	1,105	1,06	
	0,40		1,315	1,19	1,12	1,07	
	0,50			1,23	1,13	1,075	
	0,60			1,29	1,16	1,085	
	0,70			1,37	1,19	1,10	
	0,80				1,23	1,115	
	0,90				1,29	1,135	
	1,00				1,365	1,165	
	1,10					1,20	
	1,20					1,25	
	1,30					1,31	
	$\varphi=25^\circ$ Схему смотри при $\varphi=20^\circ$	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
		0,10	1,19	1,135	1,105	1,08	1,06
		0,20	1,24	1,15	1,10	1,06	1,04
0,30		1,32	1,175	1,10	1,06	1,03	
0,40			1,215	1,11	1,055	1,025	
0,50			1,27	1,13	1,055	1,02	
0,60			1,35	1,155	1,06	1,02	
0,70				1,195	1,065	1,02	
0,80				1,24	1,075	1,02	
0,90				1,31	1,095	1,02	
1,00				1,42	1,12	1,02	
1,10					1,155	1,02	
1,20					1,21	1,025	
1,30					1,29	1,03	
1,40					1,43	1,04	
1,50						1,055	
1,60						1,08	
1,70					1,13		
1,80					1,21		

Схема	K	Значения $K_m$ при $m$				
		1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
$\varphi=30^\circ$  $m = \frac{a}{b}; z = \frac{1}{3} h K_m;$ $K = \frac{B}{A} = \frac{ab}{(h+b)^2}$	0,00 0,10 0,20 0,30 0,40 0,50 0,60 0,70 0,80 0,90 1,00 1,10 1,20	1,00 1,155 1,19 1,24 1,30 1,415 1,15 1,19 1,25 1,35 1,065 1,085 1,115 1,165 1,27	1,00 1,105 1,11 1,115 1,125 1,15 1,19 1,25 1,35 1,065 1,085 1,115 1,165 1,27	1,00 1,07 1,06 1,05 1,05 1,05 1,055 1,06 1,065 1,065 1,085 1,115 1,165 1,27	1,00 1,05 1,035 1,02 1,015 1,01 1,00 1,00 1,00 1,00 1,00 1,00 1,00 1,00 1,00	1,00 1,04 1,02 1,01 1,00 1,00 1,00 1,00 1,00 1,00 1,00 1,00 1,00 1,00 1,00
$\varphi=35^\circ$ Схему смотри при $\varphi=30^\circ$	0,00 0,10 0,20 0,30 0,40 0,50 0,60 0,70 0,80 0,90 1,00	1,00 1,13 1,14 1,155 1,185 1,25 1,35 1,06 1,075 1,10 1,14 1,24	1,00 1,08 1,07 1,06 1,055 1,055 1,06 1,075 1,10 1,14 1,24	1,00 1,05 1,03 1,02 1,01 1,005 1,00 1,00 1,00 1,00 1,00 1,00 1,00	1,00 1,025 1,00 1,00 1,00 1,00 1,00 1,00 1,00 1,00 1,00 1,00 1,00	1,00 1,01 1,00 1,00 1,00 1,00 1,00 1,00 1,00 1,00 1,00 1,00 1,00
$\varphi=40^\circ$  $m = \frac{a}{b}; z = \frac{1}{3} h K_m;$ $K = \frac{B}{A} = \frac{ab}{(h+b)^2}$	0,00 0,10 0,20 0,30 0,40 0,50 0,60 0,70 0,80	1,00 1,10 1,09 1,085 1,09 1,10 1,14 1,21 1,39	1,00 1,06 1,03 1,015 1,01 1,005 1,00 1,00 1,00	1,00 1,02 1,00 1,00 1,00 1,00 1,00 1,00 1,00	1,00 1,01 1,00 1,00 1,00 1,00 1,00 1,00 1,00	1,00 1,01 1,00 1,00 1,00 1,00 1,00 1,00 1,00
$\varphi=45^\circ$ Схему смотри при $\varphi=40^\circ$	0,00 0,10 0,20 0,30 0,40 0,50 0,60 0,70	1,00 1,07 1,04 1,03 1,01 1,01 1,00 1,00	1,00 1,04 1,01 1,00 1,00 1,00 1,00 1,00	1,00 1,00 1,00 1,00 1,00 1,00 1,00 1,00	1,00 1,00 1,00 1,00 1,00 1,00 1,00 1,00	1,00 1,00 1,00 1,00 1,00 1,00 1,00 1,00
$\varphi=50^\circ$ Схему смотри при $\varphi=40^\circ$	0,00 0,10 0,20 0,30	1,00 1,05 1,01 1,00	1,00 1,02 1,00 1,00	1,00 1,005 1,00 1,00	1,00 1,00 1,00 1,00	1,00 1,00 1,00 1,00

При наличии на призме обрушения временной нагрузки для нахождения плеча  $z$  необходимо определить величины давлений отдельно от временной нагрузки  $E_{вр}$  и от грунта засыпки  $E_3$ .

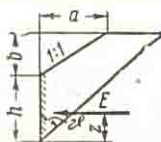
Коэффициент  $K_m$  для призмы с временной нагрузкой

$\text{tg } \nu$	При $K$											
	0,00	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	1,10
При $m = 1,00$ (фиг. 1)												
0,30	1,000											
0,35	1,000	0,006										
0,40	1,000	1,027										
0,45	1,000	1,052	1,000									
0,50	1,000	1,078	1,015									
0,55	1,000	1,102	1,044	1,000								
0,60	1,000	1,124	1,079	1,018								
0,65	1,000	1,144	1,114	1,056	1,003							
0,70	1,000	1,162	1,148	1,100	1,037							
0,75	1,000	1,179	1,180	1,147	1,091	1,018						
0,80	1,000	1,193	1,210	1,193	1,151	1,082	1,014					
0,85	1,000	1,206	1,238	1,237	1,213	1,162	1,092	1,007				
0,90	1,000	1,222	1,263	1,279	1,274	1,246	1,200	1,114	1,002			
0,95	1,000	1,230	1,287	1,318	1,332	1,330	1,319	1,278	1,183	1,004		
1,00	1,000	1,240	1,309	1,354	1,387	1,413	1,437	1,456	1,471	1,490	1,500	

При  $m = 1,25$  (фиг. 2)

0,35	1,000											
0,40	1,000	1,007										
0,45	1,000	1,023										
0,50	1,000	1,042	1,000									
0,55	1,000	1,062	1,009									
0,60	1,000	1,080	1,028									
0,65	1,000	1,097	1,051	1,006								
0,70	1,000	1,113	1,076	1,026								
0,75	1,000	1,127	1,101	1,054	1,009							
0,80	1,000	1,140	1,125	1,085	1,035	1,000						
0,85	1,000	1,151	1,148	1,116	1,070	1,020						
0,90	1,000	1,164	1,169	1,147	1,108	1,057	1,010					
0,95			1,190	1,178	1,147	1,104	1,048	1,003				
1,00			1,208	1,206	1,187	1,151	1,103	1,041	1,000			
1,05				1,234	1,223	1,200	1,162	1,106	1,038			
1,10				1,260	1,262	1,250	1,225	1,183	1,122	1,039		
1,15					1,296	1,298	1,288	1,264	1,224	1,156	1,050	
1,20					1,330	1,345	1,350	1,346	1,333	1,302	1,237	1,094
1,25						1,387	1,410	1,427	1,445	1,459	1,472	1,484

Фиг. 1

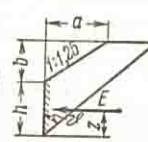


$$m = \frac{a}{b}; z = \frac{1}{3} h K_m;$$

$$K = \frac{B}{A} = \frac{ab}{(h+b)^2};$$

$\nu$  — произвольный

Фиг. 2



$$m = \frac{a}{b}; z = \frac{1}{3} h K_m;$$

$$K = \frac{B}{A} = \frac{ab}{(h+b)^2};$$

$\nu$  — произвольный

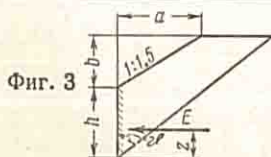
tg v	При K														
	0,00	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40

При m=1,50 (фиг. 3)

0,40	1,000	1,000														
0,45	1,000	1,009														
0,50	1,000	1,023														
0,55	1,000	1,037	1,000													
0,60	1,000	1,052	1,006													
0,65	1,000	1,067	1,021													
0,70	1,000	1,081	1,038	1,002												
0,75	1,000	1,094	1,057	1,015												
0,80	1,000	1,106	1,076	1,034	1,002											
0,85	1,000	1,117	1,095	1,055	1,016											
0,90			1,113	1,075	1,037	1,004										
0,95			1,131	1,102	1,063	1,022	1,000									
1,00			1,149	1,125	1,090	1,049	1,011									
1,05				1,148	1,118	1,080	1,037	1,004								
1,10					1,147	1,113	1,072	1,028	1,002							
1,15					1,174	1,147	1,110	1,066	1,020							
1,20						1,181	1,151	1,111	1,062	1,014						
1,25						1,215	1,192	1,160	1,115	1,061	1,009					
1,30						1,247	1,234	1,210	1,174	1,126	1,059	1,000				
1,35							1,274	1,261	1,277	1,205	1,148	1,075	1,003			
1,40								1,312	1,298	1,279	1,244	1,189	1,103	1,000		
1,45								1,360	1,361	1,358	1,346	1,321	1,273	1,175		
1,50								1,407	1,421	1,437	1,450	1,460	1,470	1,480		

При m=1,75 (фиг. 4)

0,45	1,000	1,002														
0,50	1,000	1,010														
0,55	1,000	1,022														
0,60	1,000	1,035	1,000													
0,65	1,000	1,043	1,006													
0,70	1,000	1,059	1,017													
0,75	1,000	1,071	1,031	1,001												
0,80	1,000	1,082	1,046	1,010												
0,85	1,000	1,092	1,062	1,024	1,000											
0,90			1,077	1,040	1,007											
0,95			1,092	1,058	1,019	1,001										
1,00				1,077	1,035	1,010										
1,05				1,095	1,061	1,027	1,002									
1,10					1,083	1,047	1,015									
1,15					1,104	1,071	1,035	1,006								
1,20						1,096	1,060	1,025	1,001							
1,25						1,124	1,088	1,051	1,016							
1,30							1,118	1,082	1,044	1,010						
1,35							1,148	1,116	1,078	1,038	1,005					
1,40								1,151	1,117	1,076	1,033	1,001				
1,45								1,191	1,158	1,121	1,077	1,030	1,000			
1,50									1,200	1,169	1,130	1,081	1,028			
1,55										1,219	1,189	1,145	1,090	1,028		
1,60										1,270	1,259	1,216	1,171	1,109	1,032	
1,65											1,320	1,292	1,262	1,217	1,147	1,045
1,70											1,384	1,367	1,356	1,337	1,300	1,234
1,75												1,444	1,452	1,463	1,470	1,482

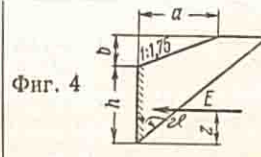


Фиг. 3

$$m = \frac{a}{b}; z = \frac{1}{3} h \cdot K m;$$

$$K = \frac{B}{A} = \frac{ab}{(h+b)^2}$$

v — произвольный



Фиг. 4

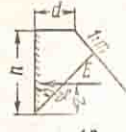
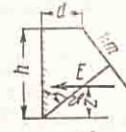
$$m = \frac{a}{b}; z = \frac{1}{3} h \cdot K m;$$

$$K = \frac{B}{A} = \frac{ab}{(h+b)^2}$$

v — произвольный



Значение коэффициентов для определения горизонтального давления земли

$\varphi$	Схема	Значения величин при $m$										
		$\frac{d}{h}$	1,00		1,25		1,50		1,75		2,00	
			$K_E$	$K_M$	$K_E$	$K_M$	$K_E$	$K_M$	$K_E$	$K_M$	$K_E$	$K_M$
$\varphi=20^\circ$	 $E = \frac{\gamma h^2}{2} K_E$ $z = \frac{1}{3} h K_M$	0,00	0,320	1,00	0,340	1,00	0,356	1,00	0,368	1,00	0,379	1,00
		0,10	0,376	1,05	0,388	1,04	0,398	1,04	0,406	1,04	0,414	1,03
		0,20	0,420	1,05	0,423	1,04	0,431	1,04	0,435	1,04	0,440	1,03
		0,30	0,447	1,03	0,451	1,03	0,456	1,03	0,458	1,03	0,460	1,02
		0,40	0,467	1,02	0,470	1,02	0,471	1,02	0,473	1,02	0,475	1,02
		0,50	0,481	1,01	0,482	1,01	0,483	1,01	0,484	1,01	0,484	1,00
		0,60	0,490	1,00	0,490	1,00	0,490	1,00	0,490	1,00	0,490	1,00
		0,70	0,490	1,00	0,490	1,00	0,490	1,00	0,490	1,00	0,490	1,00
$\varphi=25^\circ$	Схему смотри при $\varphi=20^\circ$	0,00	0,269	1,00	0,288	1,00	0,299	1,00	0,310	1,00	0,317	1,00
		0,10	0,315	1,05	0,326	1,04	0,332	1,03	0,341	1,03	0,345	1,03
		0,20	0,352	1,04	0,356	1,04	0,361	1,04	0,365	1,04	0,368	1,03
		0,30	0,375	1,03	0,378	1,03	0,382	1,03	0,384	1,02	0,386	1,02
		0,40	0,393	1,02	0,394	1,02	0,396	1,02	0,397	1,02	0,397	1,01
		0,50	0,401	1,00	0,402	1,00	0,403	1,00	0,403	1,00	0,403	1,00
		0,60	0,405	1,00	0,405	1,00	0,405	1,00	0,405	1,00	0,405	1,00
		0,637	0,405	1,00	0,405	1,00	0,405	1,00	0,405	1,00	0,405	1,00
$\varphi=30^\circ$	Схему смотри при $\varphi=20^\circ$	0,00	0,225	1,00	0,239	1,00	0,250	1,00	0,258	1,00	0,265	1,00
		0,10	0,264	1,05	0,274	1,04	0,280	1,04	0,284	1,03	0,290	1,03
		0,20	0,294	1,04	0,298	1,04	0,302	1,04	0,305	1,03	0,307	1,02
		0,30	0,314	1,03	0,316	1,02	0,317	1,02	0,319	1,02	0,321	1,02
		0,40	0,325	1,01	0,326	1,01	0,327	1,01	0,328	1,01	0,330	1,01
		0,50	0,332	1,00	0,332	1,00	0,332	1,00	0,333	1,00	0,333	1,01
		0,577	0,333	1,00	0,333	1,00	0,333	1,00	0,333	1,00	0,333	1,00
		$\varphi=35^\circ$	 $E = \frac{\gamma h^2}{2} K_E$ $z = \frac{1}{3} h K_M$	0,00	0,187	1,00	0,198	1,00	0,208	1,00	0,214	1,00
0,10	0,210			1,05	0,226	1,04	0,231	1,04	0,235	1,03	0,238	1,03
0,20	0,243			1,04	0,246	1,04	0,250	1,03	0,251	1,03	0,253	1,03
0,30	0,258			1,02	0,260	1,02	0,262	1,02	0,262	1,02	0,264	1,02
0,40	0,267			1,01	0,267	1,01	0,268	1,01	0,268	1,00	0,269	1,00
0,50	0,272			1,00	0,272	1,00	0,272	1,00	0,272	1,00	0,272	1,00
0,52	0,272			1,00	0,272	1,00	0,272	1,00	0,272	1,00	0,272	1,00
$\varphi=40^\circ$	Схему смотри при $\varphi=35^\circ$			0,00	0,150	1,00	0,163	1,00	0,170	1,00	0,177	1,00
		0,10	0,180	1,05	0,185	1,04	0,189	1,03	0,192	1,03	0,195	1,03
		0,20	0,200	1,04	0,201	1,03	0,203	1,03	0,204	1,02	0,205	1,02
		0,30	0,210	1,02	0,211	1,01	0,212	1,01	0,213	1,01	0,214	1,01
		0,40	0,216	1,00	0,217	1,00	0,217	1,00	0,218	1,00	0,218	1,00
		0,467	0,218	1,00	0,218	1,00	0,218	1,00	0,218	1,00	0,218	1,00
$\varphi=45^\circ$	Схему смотри при $\varphi=35^\circ$	0,00	0,125	1,00	0,132	1,00	0,137	1,00	0,141	1,00	0,144	1,00
		0,10	0,146	1,04	0,150	1,04	0,152	1,03	0,155	1,03	0,156	1,02
		0,20	0,161	1,03	0,162	1,03	0,163	1,02	0,164	1,02	0,165	1,02
		0,30	0,168	1,01	0,169	1,01	0,169	1,01	0,169	1,01	0,170	1,01
		0,40	0,171	1,00	0,171	1,00	0,171	1,00	0,171	1,00	0,171	1,00
		0,414	0,171	1,00	0,171	1,00	0,171	1,00	0,171	1,00	0,171	1,00
$\varphi=50^\circ$	Схему смотри при $\varphi=35^\circ$	0,00	0,100	1,00	0,105	1,00	0,108	1,00	0,111	1,00	0,113	1,00
		0,10	0,116	1,04	0,118	1,03	0,121	1,03	0,122	1,02	0,123	1,02
		0,20	0,127	1,02	0,128	1,02	0,128	1,02	0,129	1,02	0,129	1,02
		0,30	0,132	1,00	0,132	1,00	0,132	1,00	0,132	1,00	0,132	1,00
		0,384	0,132	1,00	0,132	1,00	0,132	1,00	0,132	1,00	0,132	1,00

Величину давления  $E_{вр}$  определяют по формуле (12) [по аналогии с формулой (1)]:

$$E_{вр} = P_{вр} \operatorname{ctg}(\nu + \varphi). \quad (12)$$

Здесь  $P_{вр} = \gamma h_0$  — вес временной нагрузки на призме обрушения. Давление от грунта засыпки  $E_3$  находят, как разность

$$E_3 = E - E_{вр}. \quad (12a)$$

Плечо  $z_3$  приложения силы давления грунта засыпки определяют по формуле (11), но коэффициент  $K_m$  в этом случае находят по таблице 15 (в зависимости от величин  $\operatorname{tg} \nu$  и  $K = K_1$ )

Плечо  $z_{вр}$  приложения силы давления от временной нагрузки определяют на основе данных расчетной схемы (см. примеры 1 и 3).

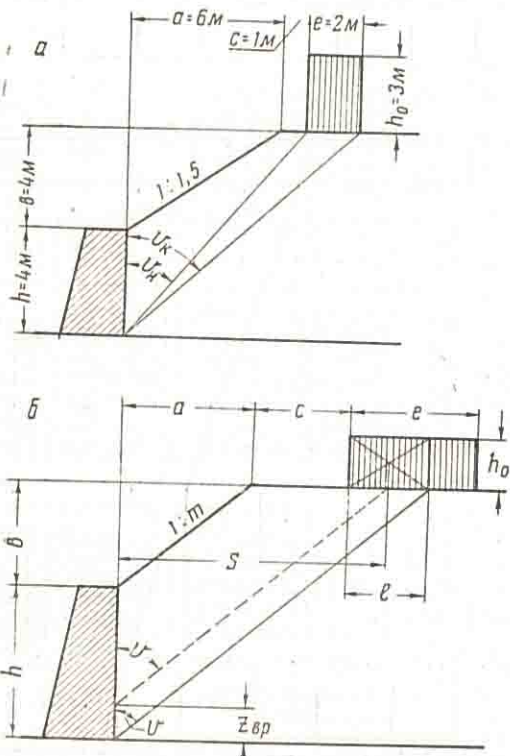
Плечо  $z$  приложения равнодействующей суммарного горизонтального давления на стенку находят по формуле:

$$z = \frac{E_3 z_3 + E_{вр} z_{вр}}{E}. \quad (13)$$

Если плоскость обрушения засекает откос засыпки, то плечо  $z$  приложения силы давления грунта на стенку определяют также по формуле (11), а коэффициент  $K_m$  при этом находят по таблице 16 или 17.

Ниже приведены примеры определения горизонтального давления земли по таблицам С. В. Залепугина.

**Пример 1.** Определить величину горизонтального давления земли на подпорную стенку и плечо приложения его равнодействующей. Размеры стенки, очертание засыпки, величина и расположение временной нагрузки приведены на фигуре 347, а. Угол



Фиг. 347. Стенка к примеру 1: а — схема стенки с нагрузкой; б — нахождение плеча приложения равнодействующей горизонтального давления от временной нагрузки.

внутреннего трения грунта засыпки  $\varphi = 30^\circ$ , объемный вес  $\gamma = 1,8 \text{ т/м}^3$ .

1. Определение расчетного случая (т. е. положения нагрузки на призме обрушения). Для выявления расчетного случая определяют величины А, В и К по схемам 1, 2, и 3 и формулам таблицы 5.

Схема 1.

$$A_1 = \frac{1}{2} (h + b)^2 = \frac{1}{2} (4 + 4)^2 = 32;$$

$$B_1 = \frac{ab}{2} = \frac{6 \cdot 4}{2} = 12;$$

$$K_1 = \frac{B_1}{A_1} = \frac{12}{32} = 0,375.$$

Значение коэффициентов для определения горизонтального давления земли

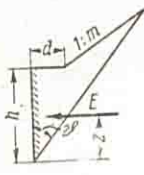
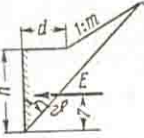
$\varphi$	Схема	Значение величины при $m$										
		$\frac{d}{h}$	1,00		1,25		1,50		1,75		2,00	
			$K_E$	$K_M$	$K_E$	$K_M$	$K_E$	$K_M$	$K_E$	$K_M$	$K_E$	$K_M$
$\varphi = 30^\circ$	 $E = \frac{\gamma h^2}{2} K_E$ $z = \frac{1}{3} h K_M$	0,00							0,687	1,00	0,536	1,00
		0,10							0,601	0,94	0,485	0,95
		0,20							0,534	0,89	0,441	0,92
		0,30							0,472	0,85	0,399	0,92
		0,40							0,412	0,82	0,365	0,92
		0,50							0,364	0,81	0,342	0,95
		0,577							0,333	1,00	0,333	1,00
$\varphi = 35^\circ$	Схему смотри при $\varphi = 30^\circ$	0,00					0,530	1,00	0,434	1,00	0,393	1,00
		0,10					0,461	0,94	0,387	0,96	0,357	0,95
		0,20					0,402	0,88	0,345	0,92	0,327	0,94
		0,30					0,348	0,87	0,312	0,91	0,300	0,94
		0,40					0,304	0,85	0,287	0,93	0,280	0,96
		0,50					0,272	0,94	0,272	0,99	0,272	1,00
		0,52					0,272	1,00	0,272	1,00	0,272	1,00
$\varphi = 40^\circ$	 $E = \frac{\gamma h^2}{2} K_E$ $z = \frac{1}{3} h K_M$	0,00		0,452	1,00	0,352	1,00	0,316	1,00	0,296	1,00	
		0,10		0,386	0,93	0,308	0,95	0,283	0,96	0,268	0,95	
		0,20		0,326	0,87	0,272	0,91	0,256	0,94	0,247	0,95	
		0,30		0,272	0,84	0,243	0,92	0,234	0,95	0,231	0,96	
		0,40		0,232	0,87	0,224	0,97	0,221	0,98	0,220	1,00	
		0,467		0,218	1,00	0,218	1,00	0,218	1,00	0,218	1,00	
		$\varphi = 45^\circ$	Схему смотри при $\varphi = 40^\circ$	0,00	0,500	1,50	0,289	1,00	0,253	1,00	0,233	1,00
0,10	0,405			1,43	0,246	0,92	0,221	0,95	0,210	0,96	0,202	0,97
0,20	0,320			1,36	0,212	0,90	0,198	0,93	0,192	0,95	0,187	0,96
0,30	0,245			1,29	0,186	0,92	0,180	0,96	0,178	0,97	0,177	0,98
0,40	0,180			1,23	0,171	1,00	0,171	1,00	0,171	1,00	0,171	1,00
0,414	0,171			1,00	0,171	1,00	0,171	1,00	0,171	1,00	0,171	1,00
$\varphi = 50^\circ$	Схему смотри при $\varphi = 40^\circ$			0,00	0,243	1,00	0,200	1,00	0,181	1,00	0,172	1,00
		0,10	0,198	0,94	0,171	0,94	0,161	0,95	0,154	0,96	0,151	0,97
		0,20	0,163	0,89	0,148	0,93	0,144	0,95	0,141	0,96	0,140	0,97
		0,30	0,139	0,92	0,136	0,97	0,135	0,98	0,134	0,98	0,134	1,00
		0,364	0,132	1,00	0,132	1,00	0,132	1,00	0,132	1,00	0,132	1,00

Схема 2.

$$A_2 = \frac{1}{2} (h + b)^2 = 32;$$

$$B_2 = \frac{ab}{2} - eh_0 = 12 - 2 \cdot 3 = 6;$$

$$K_2 = \frac{B_2}{A_2} = \frac{6}{32} = 0,188.$$

Схема 3.

$$A_3 = (h + b) \left[ \frac{1}{2} (h + b) + h_0 \right] = (4 + 4) \left[ \frac{1}{2} (4 + 4) + 3 \right] = 56;$$

$$B_3 = (a + c) h_0 + \frac{ab}{2} = (6 + 1) \cdot 3 + 12 = 33;$$

$$K_3 = \frac{B_3}{A_3} = \frac{33}{56} = 0,590.$$

Затем находят тангенсы углов, которые образуют с вертикалью линии, проведенные от низа стенки к началу ( $\operatorname{tg} v_n$ ) и к концу ( $\operatorname{tg} v_k$ ) нагрузки (см. фиг. 347, а):

$$\operatorname{tg} v_n = \frac{a+c}{h+b} = \frac{6+1}{4+4} = 0,875;$$

$$\operatorname{tg} v_k = \frac{a+c+e}{h+b} = \frac{6+1+2}{4+4} = 1,125.$$

По таблице 9 (для  $\varphi = 30^\circ$ ) находят соответствующие  $\operatorname{tg} v_n$  и  $\operatorname{tg} v_k$  величины  $K_n$  и  $K_k$ .

Величине  $\operatorname{tg} v = 0,875$  соответствует значение  $K = 0,34$ , а величине  $\operatorname{tg} v = 1,125$  — значение  $K = 0,68$ .

Следовательно:

$$K_n = 0,34;$$

$$K_k = 0,68.$$

Сравнивая, в соответствии с указаниями таблицы 6, величины  $K_1$ ,  $K_2$  и  $K_3$  с величинами  $K_n$  и  $K_k$ , определяют расчетный случай. Для нашего примера

$$K_k > K_3 > K_n;$$

$$K_1 > K_n.$$

Это значит, что временная нагрузка попадает на призму обрушения частично, и расчет следует производить по третьему случаю.

II. Определение величины горизонтального давления земли и плеча приложения его равнодействующей. Выше было установлено, что расчет следует производить по третьему случаю. Это значит, что определение величины горизонтального давления грунта должно производиться по  $K_3$ .

Выше были определены величины:

$$K_3 = 0,590;$$

$$A_3 = 56.$$

По таблице 9 (для  $\varphi = 30^\circ$ ) находят соответствующие  $K = 0,590$  величины  $\operatorname{tg} v$ ,  $\operatorname{ctg}(v + \varphi)$ ,  $K_a$ :

$$\operatorname{tg} v = 1,065;$$

$$\operatorname{ctg}(v + \varphi) = 0,235;$$

$$K_a = 0,112.$$

Затем по формуле (8) находят величину суммарного горизонтального давления  $E$  земли на стенку:

$$E = \gamma A K_a = 1,8 \cdot 56 \cdot 0,112 = 11,3 \text{ т.}$$

Для нахождения плеча приложения равнодействующей горизонтального давления грунта следует подразделить величину полного давления  $E$  на давление от временной нагрузки  $E_{вр}$  и давление от грунта засыпки  $E_3$ .

Как видно из фигуры 347,б длина части попадающей на призму обрушения временной нагрузки:

$$l = (h + b) \operatorname{tg} v - (a + c) = (4 + 4) 1,065 - (6 + 1) = 1,51 \text{ м.}$$

Вес временной нагрузки, находящейся на призме обрушения:

$$P_{вр} = \gamma l h_0 = 1,8 \cdot 1,51 \cdot 3 = 8,15 \text{ т.}$$

Горизонтальное давление  $E_{вр}$  от временной нагрузки по формуле (12):

$$E_{вр} = P_{вр} \operatorname{ctg}(v + \varphi) = 8,15 \cdot 0,235 = 1,9 \text{ т.}$$

Горизонтальное давление  $E_3$  от грунта засыпки по формуле (12а):

$$E_3 = E - E_{вр} = 11,3 - 1,9 = 9,4 \text{ т.}$$

После нахождения величин горизонтального давления грунта отдельно от временной нагрузки и от грунта засыпки переходят к определению плеч приложения равнодействующих этих давлений.

Вычисление плеча для давления грунта засыпки производится при помощи коэффициента  $K_m$ , который находится по таблице 15 по величинам  $\operatorname{tg} v$  и  $K_1$ .

Следует оговорить, что независимо от того, какой случай является расчетным, определение коэффициента  $K_m$  нужно производить по  $K_1$ , подсчитанному для первой схемы.

Так, при  $K_1 = 0,375$ ,  $\operatorname{tg} v = 1,065$  и  $m = 1,5$  получаем по таблице 15, что  $K_m = 1,13$ .

Плечо  $z_3$  приложения равнодействующей горизонтального давления грунта засыпки по формуле (11):

$$z_3 = \frac{h}{3} K_m = \frac{4}{3} \cdot 1,13 = 1,51 \text{ м.}$$

Как видно из фигуры 347, б, плечо  $z_{вр}$  приложения равнодействующей горизонтального давления от временной нагрузки:

$$z_{вр} = (h + b) - \frac{s}{\operatorname{tg} v},$$

где  $s = a + c + \frac{l}{2}$ ;

$$s = 6 + 1 + \frac{1,51}{2} = 7,75 \text{ м;}$$

$$z_{вр} = (4 + 4) - \frac{7,75}{1,065} = 0,70 \text{ м.}$$

Плечо  $z$  приложения равнодействующей суммарного горизонтального давления на стенку по формуле (13):

$$z = \frac{E_3 z_3 + E_{вр} z_{вр}}{E} = \frac{9,4 \cdot 1,51 + 1,9 \cdot 0,70}{11,3} = 1,38 \text{ м.}$$

*Пример 2.* Определить величину горизонтального давления земли на подпорную стенку и плечо приложения его равнодействующей по условиям примера 1, но при угле внутреннего трения  $\varphi = 50^\circ$ .

1. Определение расчетного случая (т. е. положения нагрузки на призме обрушения). Величины  $K_1$ ,  $K_2$ ,  $K_3$ ,  $\operatorname{tg} v_n$  и  $\operatorname{tg} v_k$  не зависят от угла внутреннего трения  $\varphi$  и могут быть выписаны из предыдущего примера:

$$K_1 = 0,375; \quad K_2 = 0,188; \quad K_3 = 0,590;$$

$$\operatorname{tg} v_n = 0,875; \quad \operatorname{tg} v_k = 1,125.$$

По таблице 13 (для  $\varphi = 50^\circ$ ) находят соответствующие  $\operatorname{tg} v_n$  и  $\operatorname{tg} v_k$  величины  $K_n$  и  $K_k$ .

Величине  $\operatorname{tg} v_n = 0,875$  соответствует значение  $K_n > 0,70$ . Следовательно:  $K_n > 0,70$ ;  $K_k > 0,70$ .

Сравнивая в соответствии с указаниями таблицы 6 величины  $K_1$ ,  $K_2$  и  $K_3$  с величинами  $K_n$  и  $K_k$ , определяют расчетный случай.

Для нашего примера  $K_n > K_3$ .

Это означает, что расчет следует вести или по первому или по пятому расчетному случаю.

Для окончательного определения расчетного случая следует воспользоваться дополнительным условием для случая 5:

$$(h + b) \operatorname{tg} v_1 \leq a.$$

По таблице 13 (для  $\varphi = 50^\circ$ ) находят соответствующее  $K_1$  значение  $\operatorname{tg} v_1 = 0,375$ :

$$\begin{aligned} \operatorname{tg} v_1 &= 0,592; \\ (h+b) \operatorname{tg} v_1 &= (4+4) 0,592 = 4,74; \\ a &= 6; (h+b) \operatorname{tg} v_1 < a. \end{aligned}$$

Это значит, что плоскость обрушения засекает откос и расчет следует производить по случаю 5 (неограниченный откос).

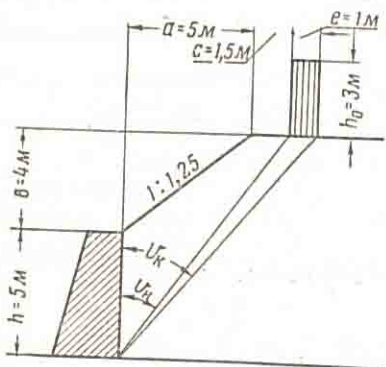
**II. Определение величины горизонтального давления земли и плеча приложения его равнодействующей.** Выше было установлено, что расчет следует производить по пятому случаю.

Это значит, что определение величины горизонтального давления и плеча приложения равнодействующей должно производиться по таблице 17.

При  $\varphi = 50^\circ$ ;  $m = 1,5$  и  $\frac{d}{h} = 0$  находим, что  $K_s = 0,181$ ,  $K_m = 1,00$ .

Величина горизонтального давления  $E$  земли по формуле (10):

$$E = \frac{\gamma h^2}{2} K_s = \frac{1,8 \cdot 4^2}{2} 0,181 = 2,6 \text{ т.}$$



Плечо  $z$  приложения равнодействующей давления  $E$ :

$$z = \frac{h}{3} K_m = \frac{4}{3} 1,00 = 1,33 \text{ м.}$$

**Пример 3.** Определить величину горизонтального давления земли на подпорную стенку и плечо приложения его равнодействующей. Размеры стенки, очертание насыпки, величина и расположение временной нагрузки показаны на фигуре 348. Угол внутреннего трения грунта насыпки  $\varphi = 35^\circ$ , объемный вес  $\gamma = 1,8 \text{ т/м}^3$ .

Фиг. 348. Стенка к примеру 3.

1. Определение расчетного случая (т. е. положения нагрузки на призме обрушения). Так же, как и в примере 1, по формулам, приведенным в таблице 5, определяют величины  $K$ .

Схема 1.

$$\begin{aligned} A_1 &= \frac{1}{2} (h+b)^2 = \frac{1}{2} (5+4)^2 = 40,5; \\ B_1 &= \frac{ab}{2} = \frac{5 \cdot 4}{2} = 10; \\ K_1 &= \frac{B_1}{A_1} = \frac{10}{40,5} = 0,247. \end{aligned}$$

Схема 2.

$$\begin{aligned} A_2 &= \frac{1}{2} (h+b)^2 = 40,5; \\ B_2 &= \frac{ab}{2} - ch_0 = 10 - 1 \cdot 3 = 7; \\ K_2 &= \frac{B_2}{A_2} = \frac{7}{40,5} = 0,173. \end{aligned}$$

Схема 3.

$$\begin{aligned} A_3 &= (h+b) \left[ \frac{1}{2} (h+b) + h_0 \right] = (5+4) \left[ \frac{1}{2} (5+4) + 3 \right] = 67,5; \\ B_3 &= (a+c) h_0 + \frac{ab}{2} = (5+1,5) 3 + 10 = 29,5; \\ K_3 &= \frac{B_3}{A_3} = \frac{29,5}{67,5} = 0,437. \end{aligned}$$

По размерам, показанным на фигуре 348, находим:

$$\operatorname{tg} v_n = \frac{a+c}{h+b} = \frac{5+1,5}{5+4} = 0,722;$$

$$\operatorname{tg} v_k = \frac{a+c+e}{h+b} = \frac{5+1,5+1}{5+4} = 0,834.$$

По таблице 10 (для  $\varphi = 35^\circ$ ) находят соответствующие  $\operatorname{tg} v_n$  и  $\operatorname{tg} v_k$  значения  $K_n$  и  $K_k$ .

Величине  $\operatorname{tg} v_n = 0,722$  соответствует значение  $K = 0,252$ , а величине  $\operatorname{tg} v_k = 0,834$  — значение  $K = 0,406$ .

Следовательно:

$$K_n = 0,252,$$

$$K_k = 0,406.$$

Расчетный случай определяется из сравнения величин  $K_1$ ,  $K_2$  и  $K_3$  с величинами  $K_n$  и  $K_k$  (по указаниям табл. 6).

Для нашего примера

$$K_2 < K_k < K_3;$$

$$K_1 < K_n.$$

Это значит, что расчет следует производить по случаю 4а, т. е. при плоскости обрушения, проведенной условно под конец нагрузки, и с дополнительной проверкой по случаю 1.

II. Определение величины горизонтального давления земли и плеча приложения его равнодействующей. Как было установлено выше, расчет следует производить по случаю 4а, т. е. величина горизонтального давления  $E$  должна определяться по формуле (9):

$$E = \gamma A_2 (\operatorname{tg} v_k - K_2) \operatorname{ctg} (v_k + \varphi).$$

Из входящих в формулу (9) величин выше определены:  $A_2 = 40,5$ ;  $\operatorname{tg} v_k = 0,834$ ;  $K_2 = 0,173$ .

По величине  $\operatorname{tg} v_k = 0,834$  находим по таблице 10 (для  $\varphi = 35^\circ$ ) соответствующее значение  $\operatorname{ctg} (v_k + \varphi) = 0,272$ .

$$E = 1,8 \cdot 40,5 (0,834 - 0,173) 0,272 = 13,1 \text{ т.}$$

Так как наш пример должен решаться по случаю 4а, то, кроме определения горизонтального давления по случаю 4 (как это сделано выше), следует также произвести определение горизонтального давления  $E$  по случаю 1 и из двух величин выбрать большую.

В нашем примере  $K_1 = 0,247$ ;  $A_1 = 40,5$

По таблице 10 находим соответствующую  $K_1 = 0,247$  величину  $K_n = 0,1655$ . По формуле (8):

$$E = \gamma A K_n = 1,8 \cdot 40,5 \cdot 0,1655 = 12,1 \text{ т.} < 13,1 \text{ т.}$$

Так как горизонтальное давление земли, определенное по случаю 1, меньше, чем определенное выше по случаю 4, принимаем  $E = 13,1$  т.

Нахождение плеча приложения равнодействующей суммарного давления на стенку производится так же, как и в примере 1.

Так как плоскость обрушения проведена под конец нагрузки, то последняя целиком попадает на призму обрушения.

Следовательно, вес временной нагрузки, находящейся на призме обрушения:

$$P_{вр} = \gamma e h_0 = 1,8 \cdot 1,0 \cdot 3,0 = 5,4 \text{ т.}$$

Горизонтальное давление  $E_{вр}$  от временной нагрузки:

$$E_{вр} = P_{вр} \operatorname{ctg}(\nu_k + \varphi) = 5,4 \cdot 0,272 = 1,5 \text{ т.}$$

Горизонтальное давление  $E_3$  от грунта засыпки:

$$E_3 = E - E_{вр} = 13,1 - 1,5 = 11,6 \text{ т.}$$

По  $\operatorname{tg} \nu_k$  и  $K_1$  находим коэффициент  $K_m$ ;  $\operatorname{tg} \nu_k = 0,834$ ;  $K_1 = 0,247$ .  
По таблице 15  $K_m = 1,12$ .

Плечо  $z_3$  приложения равнодействующей горизонтального давления  $E_3$  грунта засыпки:

$$z_3 = \frac{h}{3} K_m = \frac{5}{3} 1,12 = 1,87 \text{ м.}$$

Плечо  $z_{вр}$  приложения равнодействующей горизонтального давления  $E_{вр}$  от временной нагрузки:

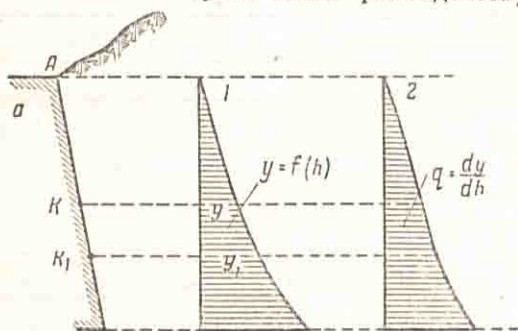
$$z_{вр} = (h + b) - \frac{s}{\operatorname{tg} \nu_k};$$

$$s = a + c + \frac{e}{2} = 5 + 1,5 + \frac{1}{2} = 7 \text{ м;}$$

$$z_{вр} = (5 + 4) - \frac{7}{0,834} = 0,60 \text{ м.}$$

Плечо  $z$  приложения равнодействующей суммарного горизонтального давления на стенку:

$$z = \frac{E_3 z_3 + E_{вр} z_{вр}}{E} = \frac{11,6 \cdot 1,87 + 1,5 \cdot 0,6}{13,1} = 1,73 \text{ м.}$$



д) Диаграмма полных давлений и диаграмма интенсивности давления

Для расчета прочности стенки необходимо знать полное давление грунта на любой ее участок от поверхности земли до какого угодно уровня. Для построения диаграммы полных давлений следует определить полное давление грунта на нескольких уровнях и полученные величины отложить в виде ординат на диаграмме полных давлений (фиг. 349, а).

Давление, приходящееся на произвольный участок  $K-K_1$  выразится как разность ординат  $(y_1 - y)$ .

Диаграмма полных давлений не дает никаких указаний по отысканию точки приложения

Фиг. 349. Диаграммы полных давлений и интенсивности давления:

а—при произвольном очертании засыпки; б—при плоской поверхности засыпки; 1—диаграмма полных давлений; 2—диаграмма интенсивности давления.

Диаграмма полных давлений не дает никаких указаний по отысканию точки приложения давления. Для отыскания точки приложения давления можно воспользоваться диаграммой интенсивности давления земли на погонную единицу длины, взятую по направлению высоты  $h$  стенки. Величина интенсивности давления в точке выразится как предел отношения между приращением полного давления и приращением высоты  $\Delta h$ :

$$\lim \left( \frac{y_1 - y}{\Delta h} \right) = \lim \frac{\Delta y}{\Delta h} = \frac{dy}{dh} = q.$$



Следовательно, диаграмма интенсивности давления может быть построена как производная от диаграммы полных давлений.

Если земля ограничена сверху плоской поверхностью, диаграмма полных давлений характеризуется квадратной параболой, а диаграмма интенсивности давлений — прямой линией (фиг. 349, б).

Если земля ограничена сверху горизонтальной плоскостью, а стенка имеет идеально гладкую вертикальную поверхность, то интенсивность давления  $q$  выражается формулой:

$$q = \frac{d}{dh} \left[ \frac{1}{2} \gamma h^2 \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) \right] = \gamma h \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (14)$$

Для построения диаграмм интенсивности давления могут быть использованы рассмотренные выше таблицы инженера С. В. Зелупугина.

Сначала определяют значения  $K$  по таблице 5. Сравнив эти значения  $K$  с величинами  $K_n$  и  $K_k$ , находят по таблице 6, по какому расчетному случаю следует дальше вести расчет. Затем по таблицам 7 ÷ 13 находят для случаев 1, 2, 3, 4 соответствующие расчетному значению  $K$  величины  $\operatorname{tg} \theta$  и  $\operatorname{ctg}(\theta + \varphi)$ , а для случая 5 — величину  $K_s$  по таблице 17.

Построение по этим величинам диаграмм интенсивности давлений показано в таблице 18.

#### е) Применение графического способа определения давления земли при наличии на призме обрушения равномерно распределенной временной нагрузки

Для графического построения временную нагрузку следует заменить слоем земли, эквивалентным по интенсивности давления временной нагрузке (фиг. 350, а).

Толщина эквивалентного временной нагрузке слоя земли:

$$h_0 = \frac{p}{\gamma},$$

где  $p$  — величина равномерно распределенной временной нагрузки на единицу поверхности засыпки;

$\gamma$  — объемный вес земли.

Построение производят так, как будто поверхность земли совпадает с поверхностью эквивалентной нагрузки, а стенка продолжается вверх до этого уровня.

Найдя полное давление на эту воображаемую стенку и построив диаграмму интенсивности давлений, отбрасывают часть этой диаграммы, лежащую выше поверхности засыпки (фиг. 350, а).

#### ж) Применение графического способа определения давления земли при ломаной поверхности стенки

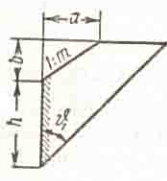
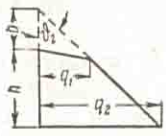
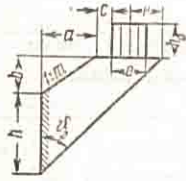
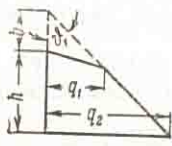
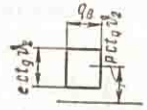
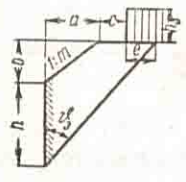
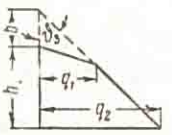
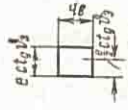
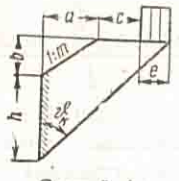
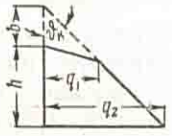
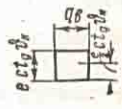
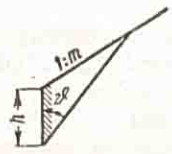

Приблизительно эту задачу решают следующим образом: сначала производят графическое определение давления на верхнюю часть стенки  $AB$  и строят диаграмму интенсивности давления  $ELM$ . Величину ординаты  $LM$  находят из условия равенства площади треугольника  $ELM$ , умноженной на  $\gamma$  площади треугольника  $CKF$ . Затем продолжают стенку  $B\dot{B}_1$  до пересечения с поверхностью земли в точке  $A_1$  и производят графическое определение давления земли для воображаемой стенки  $B_1A_1$ .

После этого строят диаграмму интенсивности давления на стенку  $B_1A_1$  и отбрасывают часть диаграммы, расположенную выше точки  $B$  (фиг. 350, б).

#### з) Пассивное давление (отпор) сыпучего тела

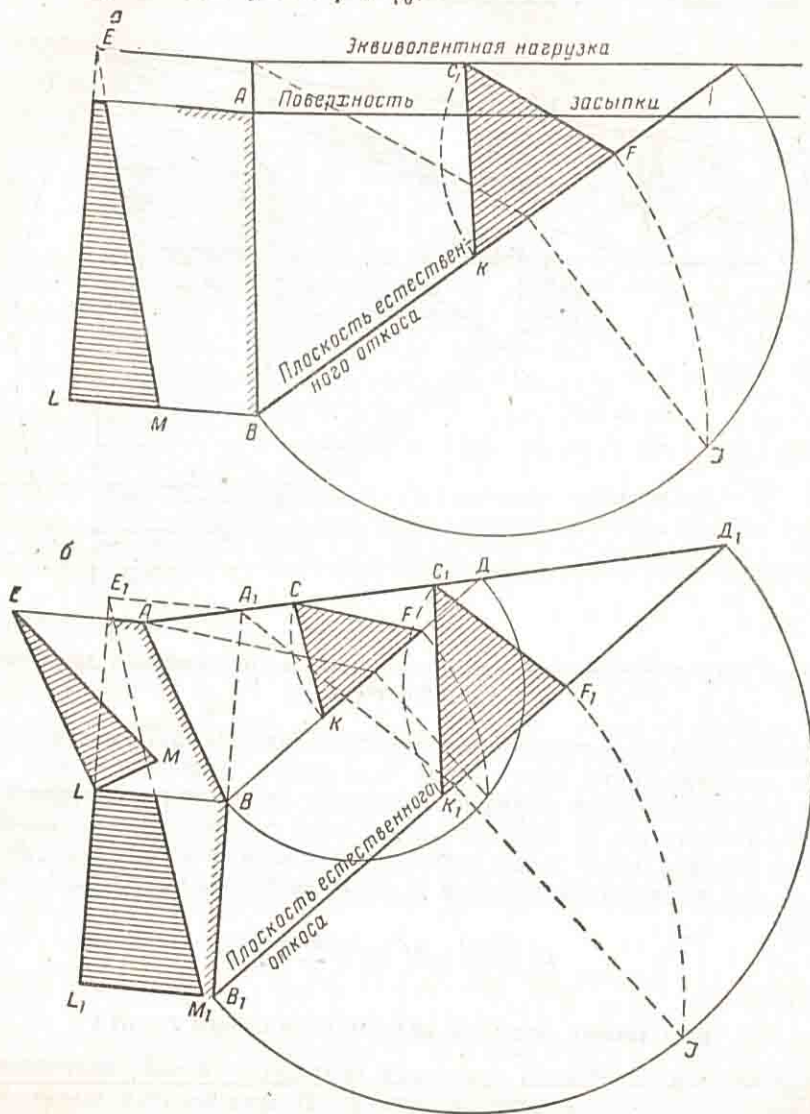
Пассивным давлением называется сопротивление сыпучего тела выпирающую его стенкой. Пассивное давление, так же как и активное, определяется по теории предельного равновесия. Основные положения этой теории изложены

## Построение диаграмм интенсивности давления

Вид призмы обрушения и расположение нагрузки	Диаграммы интенсивности давления земли от	
	призмы обрушения	нагрузки
 <p>Случай 1</p>	$q_1 = a\gamma \operatorname{ctg}(\nu_1 + \varphi)$ $q_2 = (h + b) \operatorname{tg} \nu_1 \gamma \operatorname{ctg}(\nu_1 + \varphi)$ 	—
 <p>Случай 2</p>	$q_1 = a\gamma \operatorname{ctg}(\nu_2 + \varphi)$ $q_2 = (h + b) \operatorname{tg} \nu_2 \gamma \operatorname{ctg}(\nu_2 + \varphi)$ 	$q_B = h_0 \operatorname{tg} \nu_2 \gamma \operatorname{ctg}(\nu_2 + \varphi)$ 
 <p>Случай 3</p>	$q_1 = a\gamma \operatorname{ctg}(\nu_3 + \varphi)$ $q_2 = (h + b) \operatorname{tg} \nu_3 \gamma \operatorname{ctg}(\nu_3 + \varphi)$ 	$q_B = h_0 \operatorname{tg} \nu_3 \gamma \operatorname{ctg}(\nu_3 + \varphi)$ 
 <p>Случай 4</p>	$q_1 = a\gamma \operatorname{ctg}(\nu_k + \varphi)$ $q_2 = (h + b) \operatorname{tg} \nu_k \gamma \operatorname{ctg}(\nu_k + \varphi)$ 	$q_B = h_0 \operatorname{tg} \nu_k \gamma \operatorname{ctg}(\nu_k + \varphi)$ 
 <p>Случай 5</p>	$q = \gamma h k_a$ 	—

выше. Плоскость выпирания находится из условия минимального сопротивления сыпучего тела выпиранию.

Графическое построение для нахождения пассивного давления дано на фигуре 351 и отличается от графического нахождения активного давления обратным направлением углов  $\varphi$  и  $\varphi_0$ .



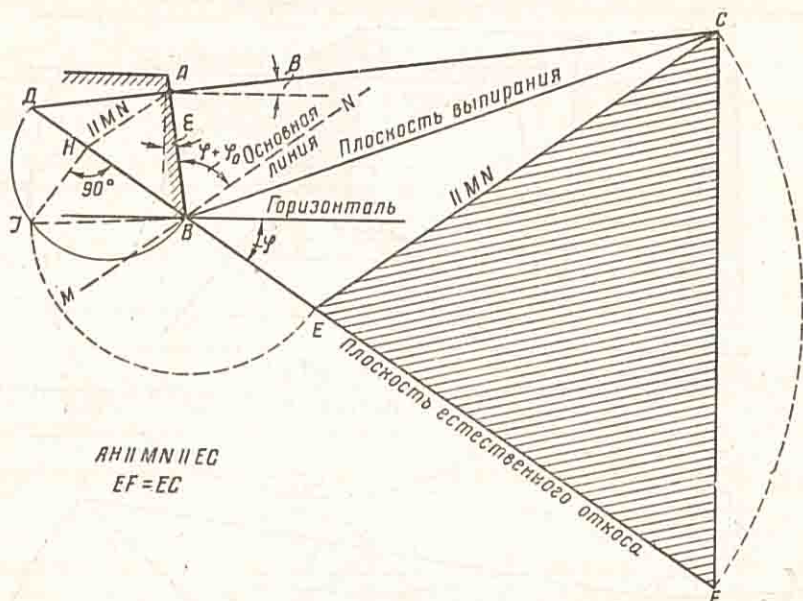
Фиг. 350. Графическое определение давления земли:

а — при наличии на призме обрушения равномерно распределенной временной нагрузки; б — при ломаной поверхности стенки. Площадь  $\triangle ELM = \gamma \cdot$  площадь  $\triangle CKF$ , площадь  $\triangle E_1L_1M_1 = \gamma \cdot$  площадь  $\triangle C_1K_1F_1$ .

Построение заключается в следующем.

- 1) Проводят плоскость естественного откоса, причем угол  $\varphi$  откладывают от горизонтали вниз.
- 2) На линии  $BD$ , как на диаметре, проводят полуокружность.
- 3) Проводят «основную линию»  $MN$ .
- 4) Из точки  $A$  проводят линию  $AN$ , параллельную «основной линии»  $MN$ .
- 5) В точке  $N$  восстанавливают перпендикуляр к линии  $BD - NI$ .
- 6) Хорду  $BI$  поворачивают вокруг точки  $B$  до совпадения с плоскостью естественного откоса. Получают точку  $E$ .

- 7) Из точки  $E$  проводят прямую  $EC \parallel MN$ .  
 8) Поворачивают прямую  $EC$  относительно точки  $E$  до совпадения с плоскостью естественного откоса. Получают точку  $F$ .  
 9) Строят треугольник  $CEF$ , площадь которого, умноженная на длину стенки и на объемный вес, дает давление грунта.



Фиг. 351. Графическое определение минимального пассивного давления сыпучего тела.

Пассивное давление получается намного (в 10 — 30 раз) больше активного. Для аналитического определения пассивного давления можно использовать приведенные выше формулы активного давления с изменением знаков  $\varphi$  и  $\varphi_0$  на обратные. В частном случае при горизонтальной поверхности засыпки и вертикальной стенке пассивное давление сыпучего тела (без учета трения между поверхностью стенки и сыпучим телом) может быть выражено формулой:

$$E_n = \frac{\gamma h^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right). \quad (15)$$

#### и) Влияние воды на величину давления грунта

Находящаяся за стенкой грунтовая вода существенно увеличивает величину горизонтального давления на стенку. В насыщенных водой грунтах, где частицы грунта взвешены в воде, давление грунта на стенку уменьшается вследствие уменьшения его объемного веса. Однако к давлению грунта на стенку прибавляется гидростатическое давление воды.

Если  $\gamma_0$  — объемный вес воды,  $\gamma$  — объемный вес сухого грунта,  $n$  — объем пустот в единице объема грунта (пористость), то  $\gamma_1$  — объемный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды можно определить по формуле:

$$\gamma_1 = \gamma - (1 - n) \gamma_0. \quad (16)$$

Обозначив  $(1 - n) = \psi$ , получим:

$$\gamma_1 = \gamma - \psi \gamma_0, \quad (17)$$

или, выразив объемный вес сухого грунта через удельный вес, т. е.  $\gamma = (1 - n) \delta$ , где  $\delta$  — удельный вес частиц грунта, получим:

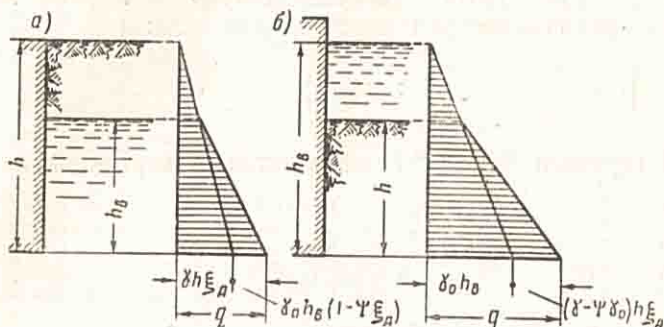
$$\gamma_1 = \psi (\delta - \gamma_0). \quad (17a)$$

Для вертикальной стенки с горизонтальной засыпкой при совпадении уровня воды с уровнем засыпки давление грунта с учетом взвешивающего действия воды:

$$E_{гр} = \frac{\gamma_1 h^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{(\gamma - \psi \gamma_0) h^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (18)$$

Гидростатическое давление

$$E_{воды} = \frac{\gamma_0 h^2}{2}. \quad (19)$$



Фиг. 352. Диаграммы интенсивности горизонтального давления грунта и воды:

а—поверхность земли выше уровня воды; б—поверхность земли ниже уровня воды.

Суммарное давление

$$E = \frac{(\gamma - \psi \gamma_0) h^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{\gamma_0 h^2}{2} = \frac{\gamma h^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{\gamma_0 h^2}{2} \left[ 1 - \psi \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) \right] = \frac{\gamma h^2}{2} \xi_A + \frac{\gamma_0 h^2}{2} (1 - \psi \xi_A). \quad (20)$$

При несовпадении уровня воды с поверхностью грунта различают два случая:

1. Засыпка выше уровня воды (фиг. 352, а). Интенсивность давления на глубине  $h$  равна:

$$q = \gamma h \xi_A + \gamma_0 h_b (1 - \psi \xi_A). \quad (21)$$

2. Засыпка ниже уровня воды (фиг. 352, б).

$$q = \gamma_0 h_b + (\gamma - \psi \gamma_0) h \xi_A. \quad (22)$$

Величина  $\xi_A$  — функция угла внутреннего трения.

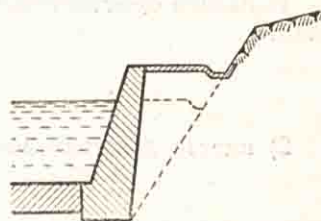
При горизонтальной поверхности засыпки и вертикальной стенке

$$\xi_A = \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right).$$

Если вода расположена с обеих сторон стенки на одинаковом уровне, учитывать ее давление не следует.

Насыщение грунта за стенкой водой сильно увеличивает давление на стенку. Поэтому рекомендуется устройство за стенкой дренажа с выводом его наружу.

Наблюдался ряд случаев разрушения стенок после ливней или продолжительных дождей. Для перехвата ливневых вод за стенками устраиваются нагорные канавы (фиг. 353).



Фиг. 353. Подпорная стенка с нагорной канавой.

### 3. ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА ПОДПОРНЫХ СТЕНОК В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ

Подпорные стенки весьма чувствительны к сейсмическим явлениям. Наблюдались многочисленные случаи разрушения подпорных стенок при землетрясениях. Наряду с возникновением горизонтальных сил инерции самой подпорной стенки давление грунта на стенку существенно увеличивается во время землетрясений.

Ниже приводится метод определения давления на подпорные стенки при учете сейсмике, разработанный профессором Ломизе [4].

К любой частице грунта, имеющей вес  $Q$ , в момент землетрясения дополнительно прикладывается горизонтальная сила:

$$H = \alpha Q. \quad (23)$$

Равнодействующая сил  $Q$  и  $H$  отклонится от вертикали на угол  $\beta$ :

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{H}{Q} = \alpha, \quad (24)$$

$$\beta = \operatorname{arc} \operatorname{tg} \alpha. \quad (25)$$

Величина равнодействующей силы:

$$Q_1 = \frac{Q}{\cos \beta}. \quad (26)$$

Свободные колебания грунтовых частиц вследствие их ничтожной величины можно не учитывать. Следовательно, влияние сейсмических толчков приводит к отклонению действующих на грунт сил на угол  $\beta$  и к возрастанию этих сил на величину  $\frac{1}{\cos \beta}$ .

Применяя обычные методы определения давления грунта на стенку, получим следующие расчетные положения:

1) вместо действительного угла внутреннего трения в расчет следует вводить

$$\varphi_c = \varphi - \beta; \quad (27)$$

2) вместо действительного объемного веса вводить в расчет

$$\gamma_c = \frac{\gamma}{\cos \beta}. \quad (28)$$

В соответствии с этими положениями для случая горизонтальной засыпки за стенкой получим расчетную формулу:

$$E = \lambda_1 \gamma_c H^2, \quad (29)$$

где

$$\lambda_1 = \frac{\cos(\beta - \epsilon)}{2 \cos \beta \cos^2(\varphi - \epsilon)} \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \beta) \sin \varphi}{\cos(\beta - \epsilon) \cos \epsilon}} \right]^2; \quad (30)$$

$\epsilon$  — угол наклона задней грани стенки к вертикали.

Значения  $\lambda_1$  при землетрясениях различной силы приведены в таблице 19.

После определения силы давления  $E$  дальнейший расчет производят обычными способами. Коэффициенты запаса при этом следует принимать как для особых силовых воздействий, действующих в исключительных случаях.

Значения  $\lambda_1$  при землетрясениях различной силы

$\varepsilon$ (град.) \ $\text{tg } \epsilon$	0	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35
VII баллов ( $\text{tg } \beta=0,025$ ; $\beta=1^\circ 25'$ )								
25	0,211	0,201	0,192	0,184	0,176	0,169	0,162	0,156
30	0,174	0,165	0,156	0,146	0,138	0,131	0,123	0,116
35	0,142	0,133	0,124	0,115	0,107	0,099	0,091	0,086
40	0,114	0,105	0,097	0,089	0,081	0,073	0,065	0,057
45	0,096	0,087	0,078	0,070	0,063	0,055	0,047	0,041
VIII баллов ( $\text{tg } \beta=0,05$ ; $\beta=3^\circ$ )								
25	0,220	0,211	0,202	0,194	0,185	0,178	0,171	0,164
30	0,182	0,173	0,164	0,156	0,146	0,139	0,131	0,124
35	0,150	0,140	0,132	0,123	0,114	0,106	0,099	0,092
40	0,121	0,112	0,104	0,096	0,088	0,080	0,072	0,066
45	0,098	0,089	0,081	0,074	0,066	0,059	0,052	0,045
IX баллов ( $\text{tg } \beta=0,10$ ; $\beta=6^\circ$ )								
25	0,249	0,239	0,231	0,222	0,214	0,207	0,200	0,193
30	0,199	0,190	0,181	0,172	0,164	0,157	0,149	0,141
35	0,165	0,156	0,146	0,137	0,129	0,121	0,113	0,106
40	0,135	0,125	0,116	0,108	0,099	0,092	0,085	0,077
45	0,109	0,099	0,091	0,083	0,075	0,068	0,061	0,055

### Глава III

## РАСЧЕТ ПОДПОРНЫХ СТЕНОК

### 1. ПРОВЕРКА ПОДПОРНОЙ СТЕНКИ НА УСТОЙЧИВОСТЬ

#### а) Проверка на устойчивость против опрокидывания

Для проверки стенки на устойчивость против опрокидывания определяют моменты всех сил, стремящихся опрокинуть стенку, относительно крайней точки  $O$  наружного ребра (фиг. 354, а) и моменты всех сил, удерживающих стенку относительно той же точки. Стенка устойчива, если сумма удерживающих моментов больше суммы опрокидывающих моментов.

Коэффициент запаса устойчивости стенки против опрокидывания

$$K_{\text{опр}} = \frac{\sum \text{удержив. моментов}}{\sum \text{опрокид. моментов}} \geq K_{\text{доп.}} \quad (1)$$

Технические условия и нормы проектирования оснований гидротехнических сооружений (ТУ24-103-40) предлагают принимать при учете основных и дополнительных нагрузок следующие коэффициенты запаса:

- для сооружений I класса  $K = 1,5$ ;
- для сооружений II класса  $K = 1,4$ ;
- для сооружений III класса  $K = 1,3$ .

При учете особых сил и нагрузок, действующих в исключительных случаях (катастрофических), для сооружений всех классов коэффициент запаса технические условия и нормы рекомендуют принимать  $K = 1,10$ .

Устойчивость стенки против опрокидывания может быть увеличена путем выноса внешнего ребра фундамента (фиг. 354, б) или наклоном стенки в сторону насыпи (фиг. 354, в).

Фиг. 354. К расчету подпорной стенки на устойчивость:  
 а — расчетная схема; б — увеличение устойчивости подпорной стенки выносом передней части фундамента; в — увеличение устойчивости подпорной стенки наклоном ее в сторону насыпи.

а — расчетная схема; б — увеличение устойчивости подпорной стенки выносом передней части фундамента; в — увеличение устойчивости подпорной стенки наклоном ее в сторону насыпи.

#### б) Проверка на устойчивость против скольжения

Действующие на стенку горизонтальные силы стремятся не только опрокинуть стенку, но и сдвинуть ее по основанию или по швам кладки.

Для обеспечения устойчивости на сдвиг (скольжение) должно быть соблюдено условие:

$$\Sigma T \leq f \Sigma N, \quad (2)$$

где  $\Sigma T$  — сумма сдвигающих сил;

$\Sigma N$  — сумма нормальных сил;

$f$  — коэффициент трения материала фундамента стенки по грунту или кладки по кладке.



Значения коэффициентов трения материала фундамента по грунту приведены в таблице 20.

Коэффициент запаса устойчивости стенки против сдвига:

$$K_{сд} = \frac{f \sum N}{\sum T} \geq K_{доп}. \quad (3)$$

Таблица 20

Коэффициенты трения материала фундамента стенки по грунту

№ п. п.	Наименование грунта	Коэффициент трения
1	Глины, глинистые известняки, глинистые сланцы: а) с влажной поверхностью . . . . .	0,25 0,30
2	б) сухие . . . . .	0,30
3	Суглинки и супеси . . . . .	0,40
4	Пески . . . . .	0,50
5	Гравийные и галечные грунты . . . . .	0,60
6	Скальные грунты . . . . .	0,50
	Основания на вертикальных сваях . . . . .	0,50

Коэффициент запаса устойчивости стенки против сдвига должен быть таким же, как и коэффициент запаса устойчивости против опрокидывания.

Проверка устойчивости кладки в случае стенки из камня на сдвиг производится так же, как и проверка устойчивости основания. Коэффициент трения кладки по кладке в швах принимает-ся 0,65.

Увеличение устойчивости против сдвига может быть достигнуто приданием уклона подошве фундамента, а также швам кладки (фиг. 355).

Сдвигающая сила в плоскости наклонной подошвы фундамента:

$$T = T_2 - T_1 = H \cos \alpha - V \sin \alpha, \quad (4)$$

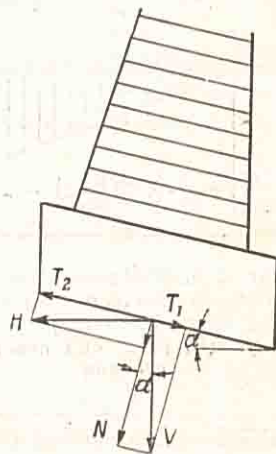
где  $T_2$  — проекция горизонтальной силы  $H$  на плоскость подошвы;

$T_1$  — проекция вертикальной силы  $V$  на эту же плоскость.

Нормальная сила

$$N = V \cos \alpha + H \sin \alpha. \quad (4a)$$

Как видно из формул (4) и (4a), с увеличением угла наклона подошвы фундамента (или швов кладки) увеличивается устойчивость стенки на сдвиг. Однако в обычных грунтах наклон подошвы фундамента не должен превышать  $10^\circ$ , так как при большем наклоне возникает опасность сдвига стенки вместе с грунтом.



Фиг. 355. Увеличение устойчивости подпорной стенки против сдвига приданием уклона подошвы фундамента и швам кладки.

## 2. ПРОВЕРКА ДАВЛЕНИЯ НА ГРУНТ ПОД ПОДОШВОЙ ФУНДАМЕНТА

Для проверки давлений на грунт под подошвой фундамента определяют сумму всех нормальных сил, действующих на нее, и сумму моментов всех сил относительно центра тяжести подошвы фундамента. Если точка приложения равнодействующей не выходит из ядра сечения, то давления на грунт проверяют по обычной формуле сопротивления материалов для

случая внецентренного сжатия:

$$\sigma_{гр} = \frac{\Sigma N}{F} \pm \frac{\Sigma M}{W} \leq [\sigma_{гр}], \quad (5)$$

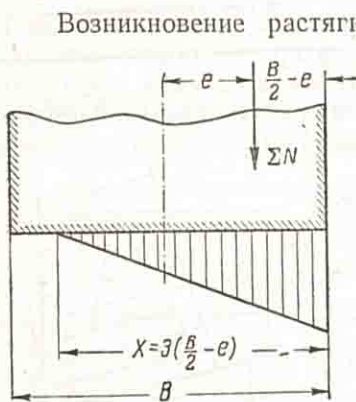
где  $\Sigma N$  — сумма всех вертикальных сил;  
 $\Sigma M$  — сумма моментов этих сил;  
 $F$  — площадь подошвы фундамента;  
 $W$  — момент сопротивления подошвы фундамента.

Для подошвы фундамента прямоугольного сечения формулу (5) можно преобразовать так:

$$\sigma_{гр} = \frac{\Sigma N}{AB} \pm \frac{6\Sigma M}{AB^2} = \frac{\Sigma N}{AB} \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right), \quad (6)$$

где  $A$  — длина расчетного участка фундамента;  
 $B$  — ширина подошвы фундамента;  
 $e$  — эксцентриситет точки приложения равнодействующей вертикальных сил:

$$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma N}. \quad (7)$$



Фиг. 3.6. Определение максимального давления на грунт при расположении равнодействующей всех сил вне ядра сечения.

Возникновение растягивающих напряжений (отрыва) не желательно и надо стремиться к полному использованию площади основания фундамента.

Растягивающие напряжения не возникают, если точка приложения равнодействующей вертикальных сил не выходит из средней трети ширины сечения, т. е. если

$$e \leq \frac{B}{6}.$$

Иногда для небольших стенок допускают растягивающие напряжения по подошве фундамента. В этом случае давление на грунт определяют без учета растянутой части эпюры.

Для прямоугольного сечения (фиг. 356)

$$x = \left( \frac{B}{2} - e \right) 3; \quad (8)$$

$$\sigma_{гр} = \frac{2\Sigma N}{3 \left( \frac{B}{2} - e \right) A} \leq [\sigma_{гр}]. \quad (9)$$

### 3. РАСЧЕТ СТЕНОК НА ПРОЧНОСТЬ

Расчет на прочность массивных подпорных стенок сводится к проверке напряжений в их отдельных сечениях. Эти напряжения проверяют так же, как и давления на грунт под подошвой фундамента, причем в  $\Sigma N$  и в  $\Sigma M$  включают все силы, действующие выше рассматриваемого сечения:

$$\sigma = \frac{\Sigma N}{F} \pm \frac{\Sigma M}{W} \leq [\sigma]. \quad (10)$$

По ГОСТ 4286—48 (конструкции бетонные и железобетонные гидротехнических сооружений) армированная бетонная конструкция может

рассчитываться, как железобетонная, при содержании растянутой арматуры в процентах от площади поперечного сечения не менее чем\*:

- для бетона марки 110 — 140 0,2%;
- для бетона марки 170 — 200 0,25%.

Тем же ГОСТ разрешается производить расчет малоармированных изгибаемых и внецентренно сжатых конструкций, прочность которых определяется прочностью растянутой зоны, при содержании в них растянутой арматуры более чем 50% от указанных величин, также по формулам для железобетонных конструкций.

При содержании же растянутой арматуры менее 50% величин, указанных выше, определение размеров сечения допускается производить так же, как для бетонных элементов, а коэффициенты запаса, приведенные в строке 2 таблицы 4 приложения II, должны уменьшаться при этом на 25%, но не ниже чем до 2,4. Содержание арматуры определяется так же, как для железобетонных элементов, а коэффициенты запаса, приведенные в строке 2 таблицы 7 приложения II, уменьшаются на 25%, но не ниже чем до 1,25.

Плитные стенки при расчете расчленяют на отдельные элементы: плиты и столбы.

Плиту рассчитывают на действие горизонтального давления грунта. При этом, поскольку давление грунта возрастает по мере удаления от поверхности засыпки, плиту для расчета разбивают на зоны, в которых за расчетную нагрузку принимают среднюю для данной зоны величину горизонтального давления грунта (фиг. 357).

Изгибающие моменты, действующие в поперечных сечениях плиты, следует определять, как в балке с защемленными концами, если плита составляет со столбами один монолит, или как в свободно опертой балке, если жесткая связь плиты со столбами отсутствует.

Расчетный пролет плиты обычно принимают

$$l_p = l_0 + d \leq 1,05l_0,$$

где  $l_p$  — расчетный пролет плиты,  
 $l_0$  — расстояние в свету между столбами,  
 $d$  — толщина плиты.

В защемленной плите опорный момент принимают равным  $M_{оп} = 0,7M_0$ , а пролетный момент  $M_{пр} = 0,5M_0$  [7].

Здесь  $M_0$  — момент в свободно опертой балке:

$$M_0 = \frac{ql_p^2}{8},$$

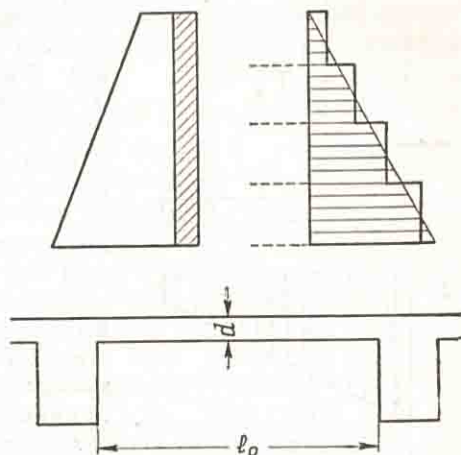
где  $q$  — среднее горизонтальное давление грунта для данной зоны.

\* По «Строительным нормам и правилам» 1954 г. (СН и П 54, П—Б.3) в изгибаемых элементах сечение растянутой арматуры в процентах от площади расчетного сечения бетона должно быть не менее:  
 при сталях марок Ст. 0 и Ст. 3

для бетона марок	100—150	0,1%
» » »	200	0,15%
» » »	300—400	0,2%

при арматуре периодического профиля, а также при арматуре из холодноотянутой проволоки (в сварных сетках и каркасах) из сталей марок Ст. 0 и Ст. 3

для бетона марок	100—200	0,1%
» » »	300—400	0,15%



Фиг. 357. Разбивка плиты стенки на расчетные зоны.

Проверку сечений неразрезных плит на главные растягивающие напряжения обычно производят без учета их неразрезности.

Столбы рассчитывают как внецентренно сжатые элементы на суммарное действие сил, действующих выше рассматриваемого сечения. При этом на них передают горизонтальное давление грунта, действующее как на плиту, так и на столб и собственный вес плиты и столба.

Если столбы составляют один монолит с плитой, сечение их может рассчитываться как тавровое, а в противном случае как прямоугольное.

Уголкового подпорные стенки без ребер при расчете расчленяют на вертикальную и горизонтальную плиты.

Вертикальную плиту рассчитывают как консоль, защемленную в фундаментной плите и находящуюся под давлением грунта. Усилиями от собственного веса стенки, как правило, пренебрегают. При принятых условиях максимальный момент, следовательно, будет у основания вертикальной стенки, а у верха ее—момент равен нулю. Поэтому часто толщину вертикальной стенки по высоте принимают переменной: внизу толщину назначают по расчету, а вверху принимают не менее 10 см; в крупных гидротехнических сооружениях, согласно техническим условиям Министерства электростанций [8], не менее 30 см.

По высоте вертикальную плиту разбивают на зоны и определяют необходимое сечение арматуры в нижних сечениях каждой зоны.

Расчетная арматура должна быть расположена, как обычно, в растянутой зоне, т. е. со стороны засыпки. При этом часть рабочих вертикальных стержней, в соответствии с результатами расчетов, можно не доводить до верха стенки, а обрывать раньше.

Горизонтальную (фундаментную) плиту (внешнюю и внутреннюю части) рассчитывают как две консоли, защемленные в вертикальной плите. Расчетной нагрузкой для фундаментной плиты является реактивное давление грунта, из величины которого вычитается давление от нагрузки, расположенной непосредственно над горизонтальной плитой (включая вес вертикальной стенки) и от собственного веса плиты (фиг. 358).

Фиг. 358. Эпюры давлений и расчетных нагрузок на фундаментную плиту уголкового подпорной стенки:

1—эпюра реактивных давлений грунта; 2—эпюра давлений от нагрузки, расположенной непосредственно над фундаментной плитой и от собственного веса плиты; 3—эпюра расчетных нагрузок на фундаментную плиту.

При этом реактивное давление грунта на внешнюю часть плиты оказывается больше суммарного давления от собственного веса ее и нагрузки, расположенной непосредственно над этой частью плиты; последняя изгибается кверху и расчетная арматура должна быть расположена внизу плиты. В запас прочности весом нагрузки на внешнюю часть фундаментной плиты часто пренебрегают. Во внутренней ее части реактивное давление грунта меньше веса нагрузки, расположенной непосредственно над этой частью плиты; последняя изгибается книзу и расчетная рабочая арматура должна быть расположена вверху плиты.

Уголкового подпорные стенки с ребрами при расчете расчленяют на вертикальную и горизонтальную (фундаментную) плиты и ребра.

Вертикальную плиту рассчитывают как неразрезную; опорами плиты являются ребра.

Нагрузка на эту плиту (давление грунта) переменная. Она возрастает по мере удаления от поверхности. Для расчета плиту разбивают на несколько зон. За расчетную нагрузку для каждой зоны принимают среднюю для данной зоны величину давления грунта.

Горизонтальную (фундаментную) плиту рассчитывают на действие сил, указанных выше для расчета безреберных уголкового стенков.

При этом внутреннюю часть фундаментной плиты рассчитывают и конструируют как многопролетную неразрезную плиту, опорой для которой являются ребра. Наружную же часть этой плиты рассчитывают и конструируют как консоль, защемленную в вертикальной плите, т. е. так же, как и в уголкового стенках без ребер.

Ребра рассчитывают как консоли, защемленные в фундаментной плите. Расчетной нагрузкой для ребра является давление грунта, действующее на полосу плиты по длине, равной полу-сумме прилегающих пролетов плиты. Максимальный момент, на который подбирают необходимое сечение рабочей арматуры, возникает у низа ребра.

Так как вертикальная плита попадает в сжатую зону ребра, то его сечение следует рассматривать как тавровое.

Высота нижнего сечения ребра лимитируется размерами фундаментной плиты, а ширину сечения рекомендуется назначать такой, чтобы главные растягивающие напряжения были меньше предела прочности бетона  $R_p$ , поделенного на соответствующий коэффициент запаса  $K''$ , т. е. чтобы не требовалось ставить косую арматуру.

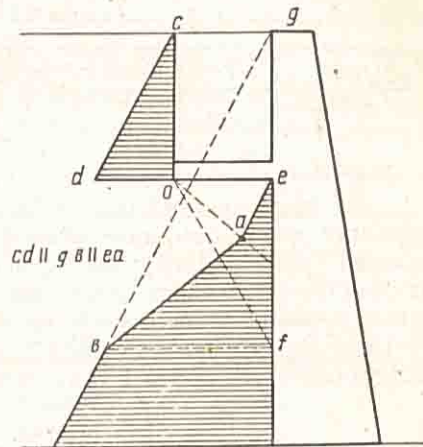
Вертикальные и горизонтальные хомуты ребра (см. фиг. 338) рассчитывают на отрыв от него вертикальной и фундаментной плит. Сечение хомутов должно быть достаточным для восприятия всего вертикального и горизонтального усилий.

Стенки с разгрузочными плитами. При устройстве разгрузочной плиты горизонтальное давление грунта уменьшается. Эпюра давления грунта показана на фигуре 359. Она строится следующим образом: через заднюю грань разгрузочной плиты проводят две прямые—одну под углом естественного откоса ( $o-a$ ), другую параллельно линии обрушения ( $o-f$ ).

Таким образом, получают четыре зоны: в первой зоне (над разгрузочной плитой) наличие разгрузочной плиты влияния не оказывает; во второй зоне (между разгрузочной плитой и прямой  $o-a$ ) давление считают зависящим только от грунта под разгрузочной плитой; в четвертой зоне (находящейся ниже прямой  $f-a$ ) давление определяют без учета разгрузочной плиты; в третьей зоне давление принимают по переходной прямой ( $a-o$ ).

Разгрузочная плита вместе с нагрузкой, лежащей на ней, создает момент, противоположный по знаку моменту от давления земли. Следовательно, расчетные моменты в сечениях ниже разгрузочной плиты уменьшаются.

Сборные железобетонные стенки ряжевого типа [9]. Необходимую ширину стенки определяют из условий устойчивости стенки на опрокидывание и скольжение. Необходимую при этом величину собственного веса стенки находят как сумму весов железобетонных элементов и грунта, засыпанного внутрь ряжа.



Фиг. 359. Эпюра горизонтального давления грунта на стенку при наличии разгрузочной плиты.

Приближенно вес 1 пог. м стенки может быть определен по формуле:

$$\rho = 1,06\gamma Bh, \quad (11)$$

где  $\gamma$  — объемный вес грунта;  
 $B$  — ширина ряжевой стенки;  
 $h$  — высота ряжевой стенки.  
 При этом:

$$M_{\text{удерж}} = \frac{1,06\gamma B^2 h}{2} = 0,53\gamma B^2 h; \quad (12)$$

$$T_{\text{удерж}} = f\Sigma N = f1,06\gamma Bh, \quad (12a)$$

где  $M_{\text{удерж}}$  — удерживающий момент при расчете на опрокидывание;  
 $T_{\text{удерж}}$  — удерживающая сила при расчете на скольжение;  
 $f$  — коэффициент трения грунта по грунту, равный тангенсу угла внутреннего трения.

Железобетонные элементы, введенные в земляной массив, образуют в плане ряд прямоугольных ячеек, заполненных грунтом. Продольные наружные железобетонные элементы подвергаются изгибу под действием давления грунта. Поперечные (анкерные) элементы работают на растяжение под действием опорных давлений продольных элементов. Торцовые поперечные элементы работают и на растяжение и на изгиб.

Величина горизонтального давления  $E$  грунта может быть определена аналогично давлению сыпучих тел на стенки силоса:

$$E = \gamma \frac{F}{u \operatorname{tg} \varphi'}, \quad (13)$$

где  $E$  — горизонтальное давление грунта на 1 м<sup>2</sup> поверхности стенки;  
 $F$  — площадь сечения ячейки;  
 $u$  — периметр ячейки;  
 $\operatorname{tg} \varphi'$  — тангенс угла внутреннего трения.  
 Обозначив

$$s = \frac{F}{u \operatorname{tg} \varphi'}, \quad (14)$$

получим

$$E = \gamma s. \quad (15)$$

Значения коэффициентов  $s$  для различных значений  $\varphi'$  при наиболее часто встречающейся длине продольной балки  $l = 3$  м даны в таблице 21.

Таблица 21

Значения коэффициентов  $s$  в формуле (15) (при  $l = 3$  м)

$B$ (в м)	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
$\varphi'$ (град.)						
25	0,47	0,79	1,04	1,24	1,41	1,55
30	0,37	0,64	0,85	1,01	1,14	1,26
35	0,31	0,53	0,70	0,84	0,95	1,03
40	0,26	0,44	0,59	0,70	0,79	0,87
45	0,22	0,37	0,49	0,59	0,66	0,73

Интенсивность нагрузки на 1 пог. м наружных продольных элементов ряжа (фиг. 360, а) равна:

$$q = E(d + d_1), \quad (16)$$

где  $d$  — высота рассчитываемого элемента;  
 $d_1$  — величина просвета между элементами.

Наибольший изгибающий момент определяют, как в простой балке:

$$M = \frac{ql^2}{8}.$$

Анкерные поперечные элементы воспринимают опорные давления продольных элементов и в них возникают растягивающие усилия:

$$N = ql = (d + d_1)El. \quad (17)$$

Выступающую часть анкерного элемента (захват) рассчитывают из условия работы его на смятие и срез (фиг. 360, б).

Высоту захвата  $c$  определяют из условия смятия (сжатия) бетона:

$$c \geq \frac{NK}{2d_1R_{пр}}. \quad (18)$$

Длину захвата  $t$  определяют из условия среза бетона:

$$t \geq \frac{NK''}{2d_1R_{ср}}, \quad (19)$$

где  $R_{пр}$  — призмная прочность бетона;

$R_{ср}$  — предел прочности бетона на срез (непосредственный);  
 $K$  и  $K''$  — соответствующие коэффициенты запаса.

#### 4. АНАЛИТИЧЕСКОЕ ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАЗМЕРОВ ФУНДАМЕНТОВ ПОДПОРНЫХ СТЕНОК

Размеры фундаментов подпорных стенок могут быть найдены из рассмотрения двух условий:

- 1) обеспечение устойчивости стенки против сдвига;
- 2) использование допускаемого давления на грунт.

Для упрощения расчетных уравнений в основу излагаемого ниже метода положено предположение, что вертикальная нагрузка, действующая на основание стенки, состоит из однородной фиктивной массы с объемным весом, равным объемному весу материала грунтовой массы или стенки, умноженному на коэффициент приведения  $\mu$  [10].

Приведенный объемный вес

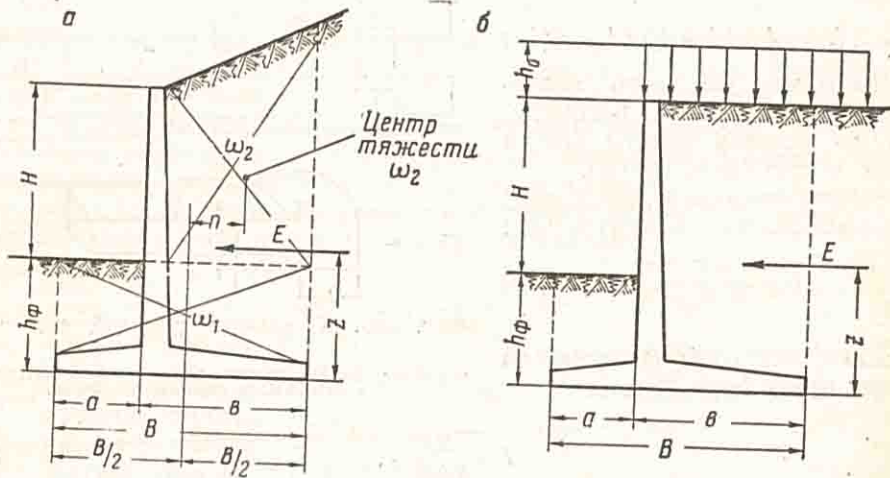
$$\gamma_{ф} = \mu\gamma. \quad (20)$$

Значения коэффициента приведения  $\mu$ , на который следует умножить объемный вес грунтовой массы для железобетонных подпорных угловых стенок, помещены в таблице 22.

Значения коэффициентов приведения  $\mu$  для железобетонных уголкового подпорных стенок

Объемный вес засыпки	Значения $\mu$ в зависимости от коэффициента трения материала фундамента по грунту			
	$f=0,30$	$f=0,35$	$f=0,45$	$f=0,50$
$\gamma$ грунта = 1,60 т/м <sup>3</sup> . . . . .	1,07	1,08	1,10	1,12
$\gamma$ » = 1,80 » . . . . .	1,05	1,06	1,08	1,09
$\gamma$ » = 2,00 » . . . . .	1,03	1,04	1,05	1,06

В случае массивной бетонной подпорной стенки обычного очертания основной вертикальной нагрузкой является собственный вес стенки. Поэтому приведенный объемный вес для этих стенок близок к объемному весу материала стенки.



Фиг. 361. К аналитическому определению размеров фундамента подпорной стенки: а—общий случай; б—вертикальная уголкового подпорная стенка с горизонтальной засыпкой и временной нагрузкой по всей призме обрушения.

Величина коэффициента приведения  $\mu$ , на которую нужно умножить объемный вес материала стенки, зависит от очертания поперечного сечения подпорной стенки.

Для массивных подпорных стенок обычного очертания значение коэффициента приведения  $\mu$  можно принимать 0,92 — 0,98.

Расчетные уравнения для общего случая могут быть выведены из рассмотрения подпорной стенки, представленной на фигуре 361,а.

1-е уравнение получают из условия обеспечения устойчивости стенки против сдвига.

Сумма вертикальных сил:

$$\Sigma N = \omega_1 \gamma_{\phi} + \omega_2 \gamma_{\phi} \quad (21)$$

Коэффициент запаса устойчивости стенки против сдвига по формуле (3):

$$K_{сд} = \frac{\Sigma N f}{E} \geq K_{доп},$$

где  $f$  — коэффициент трения материала фундамента по грунту;

$E$  — горизонтальное давление грунта.

Приравняв значение коэффициента запаса устойчивости  $K_{сд}$  допускаемой величине  $K_{доп}$  и подставляя значение  $\Sigma N$  из формулы (21), полу-



чают 1-е уравнение:

$$K_{\text{доп}} = \frac{(\omega_1 \gamma_{\phi} + \omega_2 \gamma_{\phi}) l}{E}. \quad (22)$$

2-е и 3-е уравнения получают из условия использования величины допускаемого давления на грунт под подошвой фундамента.

По формуле (5):

$$\sigma_{\text{гр}} = \frac{\Sigma N}{F} \pm \frac{\Sigma M}{W} \leq [\sigma_{\text{гр}}].$$

Сумма моментов всех сил относительно середины подошвы фундамента:

$$\Sigma M = Ez - \omega_2 \gamma_{\phi} n. \quad (23)$$

Так как действующие на стенку нагрузки подсчитывают для участка с длиной, равной единице, то:  
площадь подошвы фундамента стенки

$$F = B \times 1,$$

момент сопротивления площади подошвы

$$W = \frac{1 \times B^2}{6},$$

где  $B$  — ширина подошвы фундамента стенки.

Подставив выражения  $\Sigma N$ ,  $\Sigma M$ ,  $F$  и  $W$  в формулу (5), получают:

$$\sigma_{\text{гр}}^{\text{макс}} = \frac{\omega_1 \gamma_{\phi} + \omega_2 \gamma_{\phi}}{B} + \frac{(Ez - \omega_2 \gamma_{\phi} n) 6}{B^2} \quad (24)$$

и

$$\sigma_{\text{гр}}^{\text{мин}} = \frac{\omega_1 \gamma_{\phi} + \omega_2 \gamma_{\phi}}{B} - \frac{(Ez - \omega_2 \gamma_{\phi} n) 6}{B^2}. \quad (25)$$

Максимальное давление на грунт не должно быть больше допускаемого, а минимальное не должно быть меньше нуля (в целях избежания отрыва фундамента).

Принимая  $\sigma_{\text{гр}}^{\text{макс}} = [\sigma_{\text{гр}}]$ , получают 2-е уравнение:

$$[\sigma_{\text{гр}}] = \frac{\omega_1 \gamma_{\phi} + \omega_2 \gamma_{\phi}}{B} + \frac{(Ez - \omega_2 \gamma_{\phi} n) 6}{B^2}. \quad (26)$$

3-е уравнение получают, принимая  $\sigma_{\text{гр}}^{\text{мин}} = 0$ :

$$0 = \frac{\omega_1 \gamma_{\phi} + \omega_2 \gamma_{\phi}}{B} - \frac{(Ez - \omega_2 \gamma_{\phi} n) 6}{B^2}. \quad (27)$$

В приведенных выше уравнениях величины  $\omega_1$ ,  $\omega_2$ ,  $n$  могут быть выражены через полную ширину подошвы фундамента  $B$  и ширину внешней ее части  $a$ .

При этом получаются три уравнения с двумя неизвестными ( $B$  и  $a$ ), из совместного решения которых и определяют требуемые размеры фундамента.

Так как эпюра давления фундамента стенки на грунт обычно имеет трапециoidalное очертание (минимальное давление на грунт  $> 0$ ), то может быть рекомендован следующий порядок решения уравнений:

а) совместное решение уравнений (22) и (26) и нахождение величин  $B$  и  $a$ ;  
б) подстановка полученных величин  $B$  и  $a$  в формулу (25) и определение значения  $\sigma_{\text{мин}}$ . Если величина минимального давления на грунт  $\sigma_{\text{мин}}$  получается больше нуля, определение размеров фундамента можно считать законченным;

в) если после подстановки получается отрицательное значение минимального давления на грунт, следует произвести нахождение величин  $B$  и  $a$  из решения уравнений (22) и (27).

Полученные размеры фундамента  $B$  и  $a$  должны быть проверены по устойчивости стенки против опрокидывания.

Уравнения (22), (26) и (27) в применении к частным случаям очертания стенок и поверхности засыпки упрощаются.

Для вертикальных уголковых подпорных стенок, поддерживающих засыпку с горизонтальным очертанием верха и с временной нагрузкой, расположенной над всей призмой обрушения (фиг. 361, б), после преобразования уравнения (22) получают уравнение:

$$B = \frac{\alpha E}{\rho(c - \xi t)}, \quad (28)$$

где  $B$  — ширина фундамента;

$E$  — горизонтальное давление грунта на стенку;

$$\alpha = \frac{K_{\text{доп}}}{f};$$

$K_{\text{доп}}$  — допускаемый коэффициент запаса устойчивости стенки против сдвига;

$f$  — коэффициент трения материала фундамента по грунту;

$$c = \frac{H + h_{\phi} + h_0}{H};$$

$$\xi = \frac{a}{B};$$

$$t = \frac{H + h_0}{H};$$

$$\rho = \gamma_{\phi} H.$$

В результате преобразований уравнений (26) и (27) получают:

$$\sigma_{\text{гр}}^{\text{макс}} = [\sigma_{\text{гр}}] = \rho(c - \xi t) + 3\rho(\xi^2 t - \xi t) + \frac{6M_0}{B^2}; \quad (29)$$

$$\sigma_{\text{гр}}^{\text{мин}} = 0 = \rho(c - \xi^2 t) + 2\rho(\xi t - \xi^2 t) - \frac{6M_0}{B^2}. \quad (30)$$

Из совместного решения уравнений (28) и (29) получают уравнение (31), из которого находят величину  $\xi$ .

$$A\xi^2 - D\xi + C = 0, \quad (31)$$

где  $A = 3\rho t + \Delta\rho^2 t$ ;

$$D = 4\rho t + 2\Delta\rho^2 c t;$$

$$C = \rho c + \Delta\rho^2 c^2 - [\sigma_{\text{гр}}];$$

$$\Delta = \frac{6M_0}{\alpha^2 E^2};$$

$$M_0 = Ez.$$

Из уравнения (28) определяют ширину фундаментной плиты  $B$ , а из выражения  $\xi = \frac{a}{B}$  находят размер внешней части фундаментной плиты  $a$ .

После нахождения размеров фундаментной плиты ( $B$  и  $a$ ) следует проверить величину  $\sigma_{\text{мин}}$ . Если  $\sigma_{\text{мин}}$  окажется менее нуля, следует произвести повторное нахождение размеров фундамента. Для этого из совместного решения уравнений (28) и (30) получают уравнение (32) и дальнейшие вычисления производят аналогично предыдущему:

$$A_1 \xi^2 - D_1 \xi + C_1 = 0, \quad (32)$$

где  $A_1 = 3\rho t + \Delta\rho^2 t^2$ ;

$$D_1 = 2\rho t + 2\Delta\rho^2 c t;$$

$$C_1 = \Delta\rho^2 c^2 - \rho c.$$

## Глава IV

### ШПУНТОВЫЕ СТЕНКИ

#### 1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Особый вид подпорных стенок представляют шпунтовые стенки, нашедшие широкое применение в современном строительстве. В гидротехническом строительстве шпунтовые стенки применяют для ограждения котлованов, а также для устройства набережных—стенок (больварков).

Шпунтовые стенки состоят из вертикальных элементов—шпунтин (шпунтовых свай), соединенных при помощи гребней и пазов.

По роду материалов шпунтовые стенки могут быть подразделены на деревянные, стальные и железобетонные; по конструкции—на свободные и заанкеренные.

Устойчивость против опрокидывания свободных шпунтовых стенок обеспечивают исключительно заделкой нижних концов шпунтовых свай в грунт, вследствие чего под эксплуатационной нагрузкой сваи работают на изгиб как консоли. Поэтому из условия устойчивости свободные шпунтовые стенки требуют сравнительно большой глубины забивки в грунт, а из условия прочности им приходится придавать мощные сечения.

В анкерных шпунтовых стенках часть давления земли воспринимается распорками или анкерами. При этом уменьшаются необходимая глубина забивки шпунта в грунт, величина расчетного изгибающего момента и соответственно с этим требуемое сечение шпунта.

Шпунтовые сваи, кроме удовлетворения условию прочности под действием давления земли, должны еще обладать достаточной сопротивляемостью продольному изгибу в процессе забивки, в связи с чем гибкость шпунтовых свай не должна превосходить  $\frac{l}{r} = 150 \div 180$ .

#### 2. КОНСТРУКЦИЯ ШПУНТОВЫХ СТЕНОК

##### а) Деревянные шпунтовые стенки

Деревянные шпунтовые стенки применяют главным образом для временных сооружений.

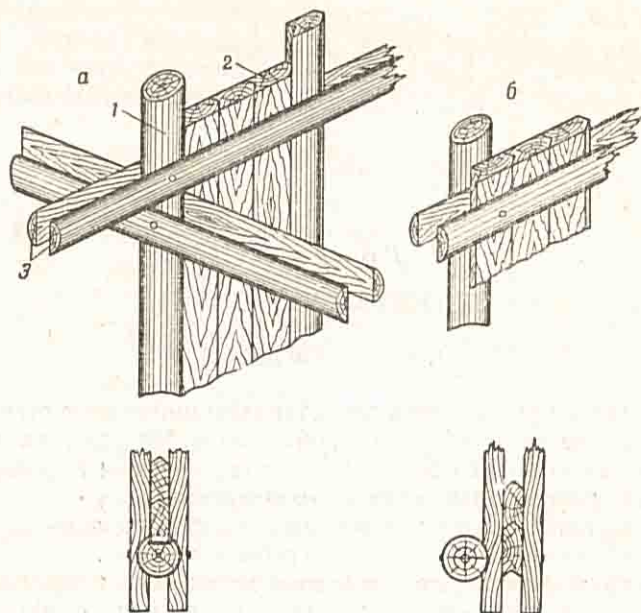
Деревянные шпунтовые стенки состоят из шпунтин, маячных свай и направляющих. Направляющие служат для обеспечения вертикальности забивки шпунта. Обычно их устраивают в два яруса.

Маячные сваи, служащие для закрепления направляющих, забивают по длине стенки на расстоянии 2,5—4 м одна от другой.

Два способа сопряжения направляющих с маячными сваями показаны на фигуре 362.

Поперечные сечения шпунтовых свай и заострение их концов видны на фигуре 363.

В практике применяют преимущественно прямоугольный шпунт, так как при треугольном шпунте малейший отход одной шпунтины от другой создает неплотность стенки.

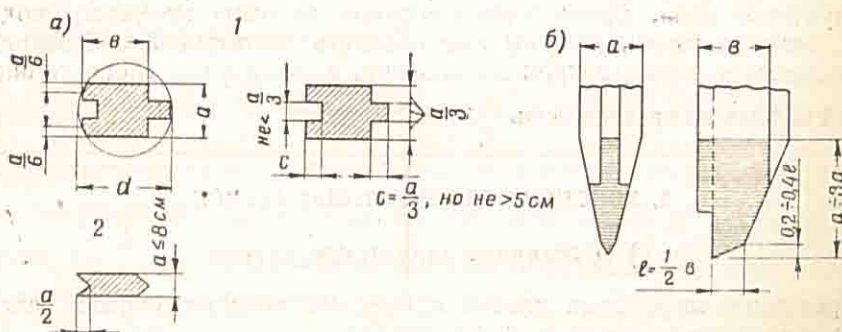


Фиг. 362. Два способа сопряжения направляющих с маячными сваями:

а—маячные сваи в створе шпунта; б—маячные сваи вне створа шпунта; 1—маячная свая; 2—шпунтины; 3—направляющие.

При принятых на фигуре 363, а обозначениях ширина  $b$  сваи (с прямоугольным шпунтом) может быть определена по формуле:

$$b = \frac{1}{6} (\sqrt{9d^2 - 4a^2} + \sqrt{9a^2 - d^2}) - \frac{a}{3}.$$

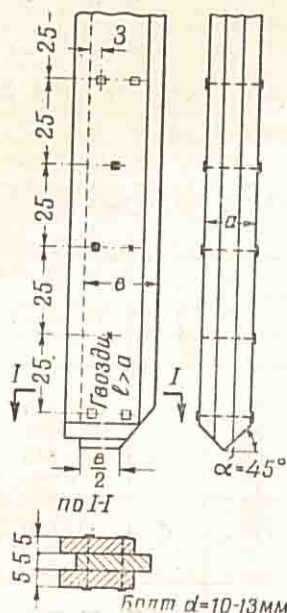


Фиг. 363. Деревянные шпунтовые сваи:

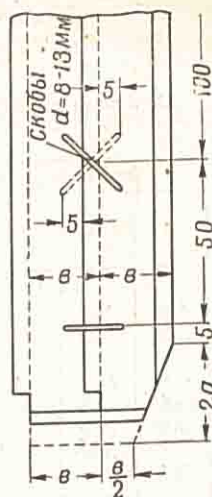
а—поперечные сечения; б—заостренные концы; 1—свая с прямоугольным шпунтом; 2—свая с треугольным шпунтом.

Нижнюю часть шпунтины делают в виде клина (фиг. 363, б), длина которого составляет от одной до трех толщин шпунта, в зависимости от грунта (короче для тяжелых грунтов). Грань клина со стороны гребня скашивают для обеспечения плотного прижатия конца забиваемой сваи к ранее забитой.

На фигуре 364 показана составная из досок шпунтовая свая. Сплачивание досок произведено при помощи болтов и гвоздей.

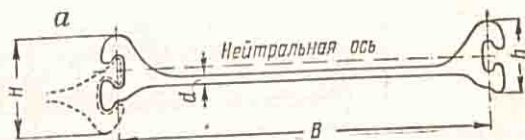


Фиг. 364. Составная из досок шпунтовая свая.



Фиг. 365. Пакет из двух сплоченных деревянных шпунтовых свай.

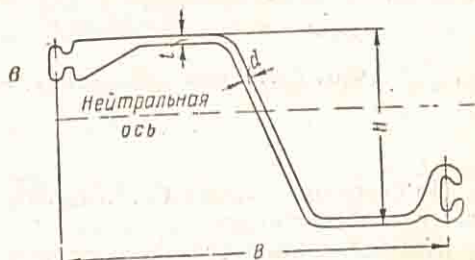
Часто деревянный шпунт забивают пакетами в 2—3 шпунтины, сплочёнными плотно скобами через 1—1,5 м (фиг. 365). Скобы должны забиваться в шпунт под углом в разных направлениях. Шпунтовые пакеты должны иметь общее заострение и общий бугель.



### б) Стальные шпунтовые стенки

Стальные шпунтовые стенки применяют как для постоянных, так и для временных сооружений. В последнем случае они по истечении надобности выдергиваются и могут быть опять употреблены в дело.

Стальные шпунтовые сваи могут быть легко забиты в достаточно плотные грунты (песок, гравий, глина, мергель), даже если в них имеются остатки дерева или каменные включения. Благодаря хорошему замковому соединению свай между собой плотность стенки получается достаточно хорошей. Большой момент сопротивления сечения этих свай (особенно корытного типа) дает возможность устраивать металлические шпунтовые стенки достаточно большой высоты.



Фиг. 366. Сталь шпунтовая:  
а—плоская; б—корытная; в—зетовая.

Сталь прокатная для шпунтовых свай по ГОСТ 4781—49 делится на плоскую ШП-1 (фиг. 366, а), корытную ШК-1 (фиг. 366, б) и зетовую—от ШД-1 до ШД-6 (фиг. 366, в). Длины профилей ШП-1 и ШК-1 от 12 до 25 м. Длины профилей ШД-1 от 8 до 12 м; ШД-2 от 8 до 14; ШД-3 от 10 до 16; ШД-4 от 16 до 22, а ШД-5 и ШД-6 от 18 до 25 м.

Основные характеристики этих профилей даны в таблице 23.

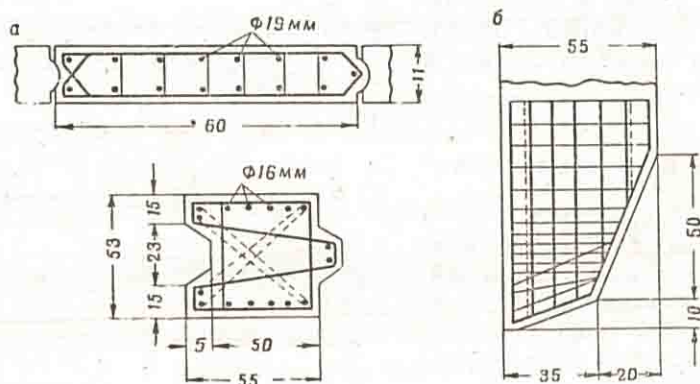
Таблица 23.

Основные характеристики профилей для шпунтовых свай  
(по ГОСТ 4781—49)

Профиль	Основные размеры (мм)					Площадь сечения (см <sup>2</sup> )	Вес 1 м (кг)	Моменты	
	B	H	h	d	t			Инерция I (см <sup>4</sup> )	Сопротивление W (см <sup>3</sup> )
ШП-1	400	103	79	10	—	85	67	290	71
ШК-1	500	90	—	8	8	64	50	1 065	150
ШД-1	400	150	—	8	8	56	44	1 843	246
ШД-2	400	210	—	9	8	62	49	4 220	400
ШД-3	500	270	—	12	10	90	71	10 360	767
ШД-4	500	320	—	14	11	103	81	17 010	1 060
ШД-5	500	360	—	16	12	131	103	28 110	1 560
ШД-6	500	380	—	22	16	165	130	38 500	2 025

### в) Железобетонные шпунтовые стенки

Железобетонные шпунтовые стенки применяют обычно в качестве постоянной части сооружений: набережных, береговых укреплений и др. Для вспомогательных работ их не применяют.



Фиг. 367. Типы поперечных сечений и примеры армирования железобетонных шпунтовых свай:

а—поперечные сечения; б—заострение конца.

По очертанию железобетонные шпунтовые сваи (фиг. 367), как правило, делают аналогичными деревянным шпунтовым сваям.

Железобетонные шпунтовые сваи армируют по тому же принципу, что и обычные забивные сваи.

Из условия предельного веса ширина шпунтовых свай не превышает 50—60 см, а толщина назначается по расчету и составляет 10—50 см.

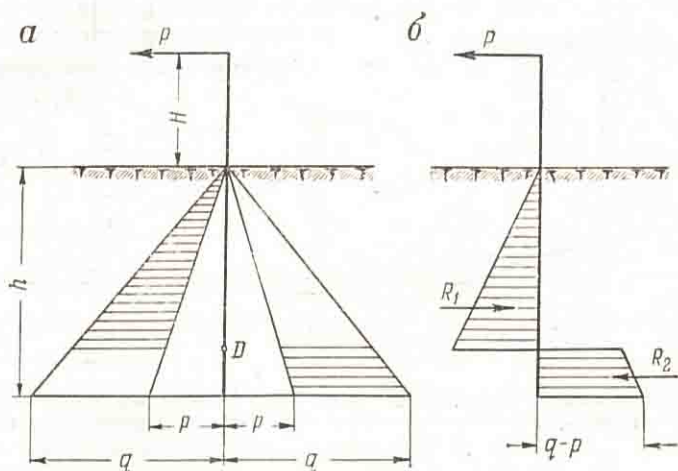
Типы поперечных сечений и примеры армирования шпунтовых свай показаны на фигуре 367.

### 3. РАСЧЕТ ШПУНТОВЫХ СТЕНОК

Расчет шпунтовых стенок состоит из проверки их на устойчивость и прочность. Устойчивость обеспечивается сопротивлением грунта по высоте заглубления, а прочность—соответствующим сечением шпунта.

#### а) Устойчивость и прочность свободной шпунтовой стенки при действии сосредоточенной горизонтальной силы

Под действием горизонтальной силы шпунтовая стенка поворачивается вокруг точки  $D$ , расположенной приблизительно на расстоянии  $0,8h$  от поверхности земли (фиг. 368, *a*). Факт вращения стенки вокруг точки  $D$  позволяет применить для определения активного и пассивного давлений грунта допущения теории предельного равновесия.



Фиг. 368. Диаграммы активного и пассивного давлений грунта на свободную шпунтовую стенку:

*a*—диаграммы давлений; *b*—суммарная диаграмма давлений;  $p$ —активное давление;  $q$ —пассивное давление.

Сопоставление диаграмм активного и пассивного давлений и суммирование их показано на фигуре 368, *a* и 368, *b*. Суммарная диаграмма давлений на фигуре 368, *b* не соответствует действительной, которая имеет криволинейное очертание (фиг. 369). Сопротивление сыпучего тела повороту шпунта, как это видно на фигурах 368 и 369, характеризуется двумя силами  $R_1$  и  $R_2$ .

Профессор И. П. Прокофьев [11] рекомендует применять для расчетов диаграммы со спрямленным контуром (фиг. 370). И криволинейная, и спрямленная диаграммы сопротивлений грунта—приближенные, но вторая дает более простое решение и поэтому ее применяют в практике проектирования.

Рассмотрим работу шпунтовой стенки при спрямленном контуре диаграммы сопротивления грунта (фиг. 370).

Составив уравнения равновесия и решая их совместно, получают значение напряжения грунта в нижней точке стенки:

$$\sigma_h = \frac{(bmh^2 - 2P)^2}{b[bmh^3 - 6P(h+h)]} - mh, \quad (1)$$

где  $b$  — ширина шпунтовой стенки;

$P$  — сосредоточенная сила, действующая на стенку шириной  $b$ ;

$mh$  — разность между интенсивностями пассивного и активного давлений на глубине  $h$ .

При горизонтальной поверхности земли:

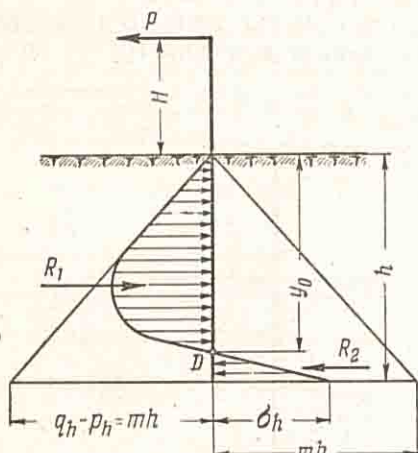
$$m = \gamma \left[ \operatorname{tg}^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) - \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) \right]. \quad (2)$$

Для обеспечения устойчивости стенки должно быть удовлетворено условие:

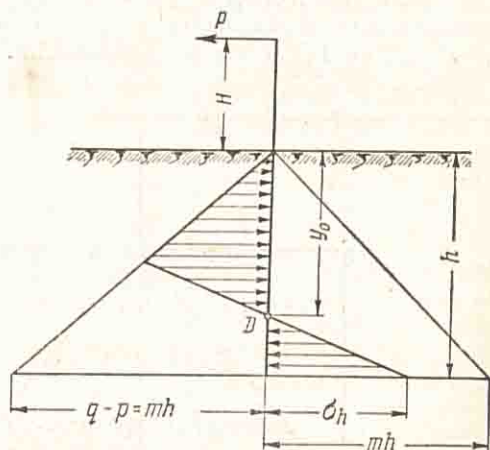
$$\sigma_h \ll mh. \quad (3)$$

Следовательно, задавшись глубиной забивки шпунтовой стенки  $h$ , мы можем проверить ее достаточность из условий устойчивости [по формуле (1)].

В знаменатель формулы (1) входит разность, которая при малых значениях  $h$  может иметь отрицательное значение. Получение такого результата будет указывать на необходимость увеличения глубины забивки шпунта.



Фиг. 369. Диаграмма сопротивления грунта.



Фиг. 370. Диаграмма сопротивления грунта со спрямленным контуром.

Для проверки шпунтовой стенки на прочность нужно найти величину максимального изгибающего момента, действующего на стенку.

Сечение, в котором изгибающий момент имеет максимальное значение, находят из условия равенства поперечной силы нулю в этом сечении.

Из этого условия получают расстояние  $y$  от поверхности земли до сечения с максимальным моментом:

$$y = \sqrt{\frac{2P}{m}}. \quad (4)$$

Величина максимального момента находится по формуле:

$$M = P(H + y) - \frac{1}{6} my^3. \quad (5)$$

### б) Устойчивость и прочность свободной шпунтовой стенки при действии на нее давления земли

Действие горизонтальной силы в этом случае заменяется разностью между активным давлением грунта на стенку с одной и другой стороны (фиг. 371).

Диаграмму сопротивления грунта принимают такой же, как и для случая с сосредоточенной горизонтальной силой (фиг. 370). При таком контуре диаграммы сопротивления диаграмма активного давления со стороны засыпки имеет распространение только до глубины  $y_0$ .

В соответствии с этим давление  $E_A$ , вызывающее опрокидывание стенки, определяется суммой активных давлений  $E_1$  и  $E_2$  (фиг. 372).

$$E_A = E_1 + E_2. \quad (6)$$



Момент опрокидывающих сил относительно основания стенки:

$$M = E_1 \left( \frac{1}{3} H + h \right) + E_2 \left( h - \frac{1}{2} y_0 \right).$$

Подставив в формулу 1 значение горизонтальной силы  $P = E_A$  и величину момента

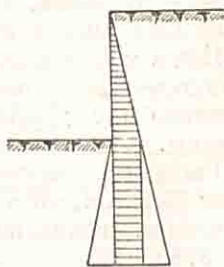
$$P(h+H) = E_1 \left( \frac{1}{3} H + h \right) + E_2 \left( h - \frac{1}{2} y_0 \right),$$

получим выражение для напряжения грунта в нижней точке стенки:

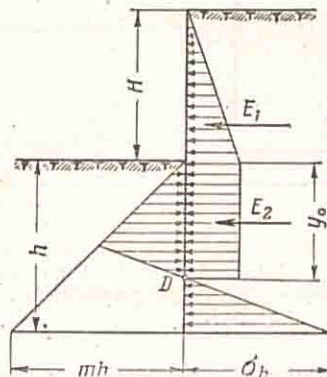
$$\sigma_h = \frac{(mh^2 - 2E_2)^2}{mh^3 - 6E_1 \left( \frac{1}{3} H + h \right) - 6E_2 \left( h - \frac{1}{2} y_0 \right)}. \quad (7)$$

Ширина  $b$  стенки принята равной единице и поэтому из формулы исключена.

Величина  $y_0$ , входящая в формулу 7, может быть приближенно принята равной  $0,8h$ .



Фиг. 371. Силы, действующие на свободную шпунтовую стенку при действии давления земли.



Фиг. 372. Расчетная схема свободной шпунтовой стенки при действии давления земли.

Для того, чтобы стенка была устойчива, должно быть удовлетворено условие:

$$\sigma_h \leq m_1 h, \quad (8)$$

$$\text{где } m_1 h = \gamma \left[ (H + h) \operatorname{tg}^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) - h \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) \right]. \quad (9)$$

После подстановки в формулу (8) значения  $m_1 h$  получаем:

$$\sigma_h \leq mh + \gamma H \operatorname{tg}^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right). \quad (10)$$

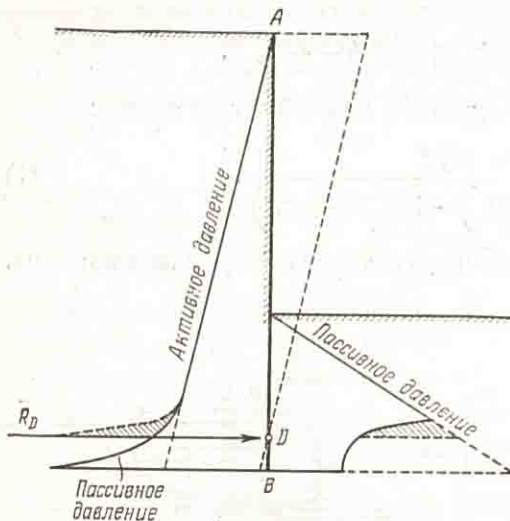
Наибольший изгибающий момент для проверки сечения шпунтовой стенки на прочность определяют, используя те же условия, что и в случае расчета стенки на действие сосредоточенной силы, а именно: находят сечение, в котором поперечная сила равна нулю, и определяют значение изгибающего момента в этом сечении.

В справочнике «Инженерные сооружения» [12] для практических целей рекомендуется несколько упрощенный метод расчета шпунтовых стенок, основанный на следующих, подтверждаемых теоретическими и экспериментальными исследованиями, предположениях.

1) Хотя распределение давления земли на стенку и не имеет в действительности гидростатического характера, однако общее давление земли примерно равно давлению, определяемому из условия, что весь грунт, примыкающий к шпунтовой стенке, находится в состоянии предельного равновесия.

2) Величина расчетного изгибающего момента в опасном сечении стенки, вычисленная исходя из действия гидростатического давления на стенку, оказывается значительно больше фактической.

3) Глубина забивки шпунта мало зависит от характера распределения давления и может быть с достаточной для практики точностью определена, исходя из предположения о гидростатическом распределении давления.



Фиг. 373. Диаграммы давления земли на свободную шпунтовую стенку (к упрощенному методу).

На приведенных диаграммах заштрихованными участками изображены добавленные равные и противоположно направленные давления. Добавление этих участков диаграмм позволяет заменить сумму давлений на участке  $DB$  стенки с левой стороны равнодействующей  $R_D$ , приложение которой условно принимают в точке  $D$ .

Получаемая в результате упрощения расчетная схема свободной шпунтовой стенки показана на фигуре 374.

Из условия равновесия сумма моментов всех сил относительно точки  $D$  выражается уравнением:

$$\sum M_D = \frac{1}{3} E_A (H + h_D) - \frac{1}{3} E_n h_D = 0. \quad (11)$$

Для случая горизонтальной поверхности засыпки, подставляя в уравнение (11) значения активного  $E_A$  и пассивного  $E_n$  давлений грунта, получают:

$$\sum M_D = \frac{\gamma \xi_A (H + h_D)^3}{6} - \frac{\gamma \xi_n h_D^3}{6} = 0, \quad (12)$$

где  $\xi_A$  — коэффициент активного давления грунта, равный для данного случая  $\text{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right)$ ;

$\xi_n$  — коэффициент пассивного давления грунта, равный для данного случая  $\text{tg}^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right)$ ;

$\gamma$  — объемный вес грунта.

Из уравнения (12) определяют расчетную глубину забивки шпунта  $h_D$ .

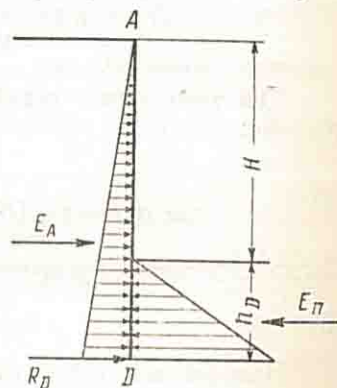
Ниже в кратких чертах излагается сущность метода расчета шпунтовых стенок, вытекающего из этих предпосылок.

Под влиянием давления земли возможен поворот стенки вокруг оси, проходящей через некоторую точку  $D$  (фиг. 373).

Тогда выше точки  $D$  со стороны засыпки будет действовать активное давление, а с другой стороны — пассивное давление.

Ниже точки  $D$  со стороны засыпки будет действовать пассивное давление, а с другой стороны — активное.

Распределение давления земли может быть охарактеризовано диаграммами, показанными на фигуре 373.

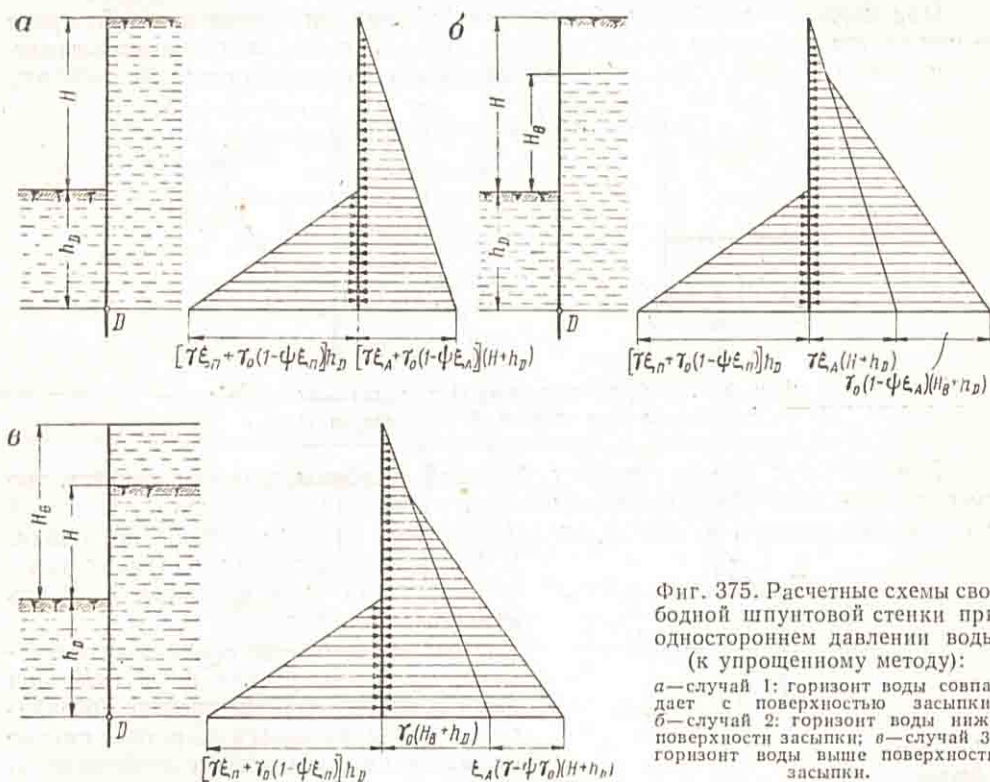


Фиг. 374. Расчетная схема свободной шпунтовой стенки (к упрощенному методу).

Это уравнение проще всего решить путем подбора, задаваясь величиной  $h_D$ . Необходимую глубину забивки  $h$  обычно принимают равной  $1,2 h_D$ .

Если на шпунт, кроме давления земли, действует еще и одностороннее давление воды (расчетные схемы показаны на фиг. 375), порядок расчета не меняется.

Расчетную глубину забивки  $h_D$  так же находят из уравнения моментов относительно точки  $D$ . Интенсивности давлений земли и воды на расчет-



Фиг. 375. Расчетные схемы свободной шпунтовой стенки при одностороннем давлении воды (к упрощенному методу):  
 а—случай 1: горизонт воды совпадает с поверхностью засыпки; б—случай 2: горизонт воды ниже поверхности засыпки; в—случай 3: горизонт воды выше поверхности засыпки.

ных схемах (фиг. 375) определены в соответствии с формулами (16) ÷ (22) главы II и фигуры 352.

Расчетное уравнение для определения величины  $h_D$  для случая 1, когда горизонт воды совпадает с поверхностью засыпки:

$$\Sigma M_D = [\gamma \xi_A + \gamma_0 (1 - \psi \xi_A)] \frac{(H + h_D)^3}{6} - [\gamma \xi_n + \gamma_0 (1 - \psi \xi_n)] \frac{h_D^3}{6} = 0. \quad (13)$$

То же для случая 2 — горизонт воды ниже поверхности засыпки:

$$\Sigma M_D = \gamma \xi_A \frac{(H + h_D)^3}{6} + \gamma_0 (1 - \psi \xi_A) \frac{(H_B + h_D)^3}{6} - [\gamma \xi_n + \gamma_0 (1 - \psi \xi_n)] \frac{h_D^3}{6} = 0. \quad (14)$$

То же для случая 3 — горизонт воды выше поверхности засыпки:

$$\Sigma M_D = \gamma_0 \frac{(H_B + h_D)^3}{6} + \xi_A (\gamma - \psi \gamma_0) \frac{(H + h_D)^3}{6} - [\gamma \xi_n + \gamma_0 (1 - \psi \xi_n)] \frac{h_D^3}{6} = 0. \quad (15)$$

В формулах (13) ÷ (15):

$\gamma_0$  — объемный вес воды;

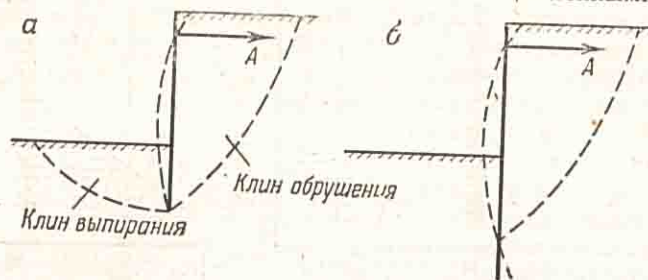
$\psi = 1 - n$ , где  $n$  — объем пустот в единице объема грунта (пористость).

Расчет шпунта на прочность выполняют по общим правилам расчетов деревянных, стальных или железобетонных конструкций.

## в) Расчет анкерных шпунтовых стенок

Анкерные шпунтовые стенки по расчетным схемам подразделяют на незащемленные и защемленные. Если шпунт забит неглубоко, при деформации стенки нижний конец ее может смещаться в сторону котлована (фиг. 376, а), причем этому смещению препятствует только пассивное давление грунта со стороны котлована. Такие стенки называют незащемленными.

При большой глубине забивки при деформации стенки нижний конец ее смещается в сторону засыпки (фиг. 376, б), вызывая пассивное давление и с этой стороны. Такие стенки называют защемленными.



Фиг. 376. Деформации анкерных шпунтовых стенок: а—незащемленная стенка; б—защемленная стенка.

Защемленная стенка требует большей глубины забивки шпунта, но вместе с тем в опасном сечении последнего возникает меньший расчетный изгибающий момент, а в анкерах такой стенки возникают меньшие усилия.

Поэтому в защемленных стенках сечения шпунтин и анкеров могут быть меньших размеров.

Вопрос о том, устраивать ли анкерную шпунтовую стенку незащемленной или защемленной, решается проектировщиком в каждом конкретном случае из технико-экономических соображений.

Ниже приведены основы расчетов анкерных шпунтовых стенок.

**Незащемленные анкерные шпунтовые стенки.** Силы, действующие на подпорную стенку, видны на расчетной схеме (фиг. 377).

Для обеспечения запаса в расчет вводят только часть величины пассивного давления  $E_{п}$ .

Пренебрегая трением по стенке (в запас прочности), получают, что стенка находится под действием:

- 1) активного давления земли  $E_A$ ,
- 2) части пассивного давления земли

$$E'_{п} = \frac{E_{п}}{K}, \quad (16)$$

где обычно принимают  $K = 2$ .

Из условий равновесия стенки можно написать уравнения: сумма проекций всех сил на горизонтальную ось

$$A + E'_{п} - E_A = 0 \quad \text{или} \quad A = E_A - E'_{п}, \quad (17)$$

сумма моментов всех сил относительно точки приложения силы  $A$

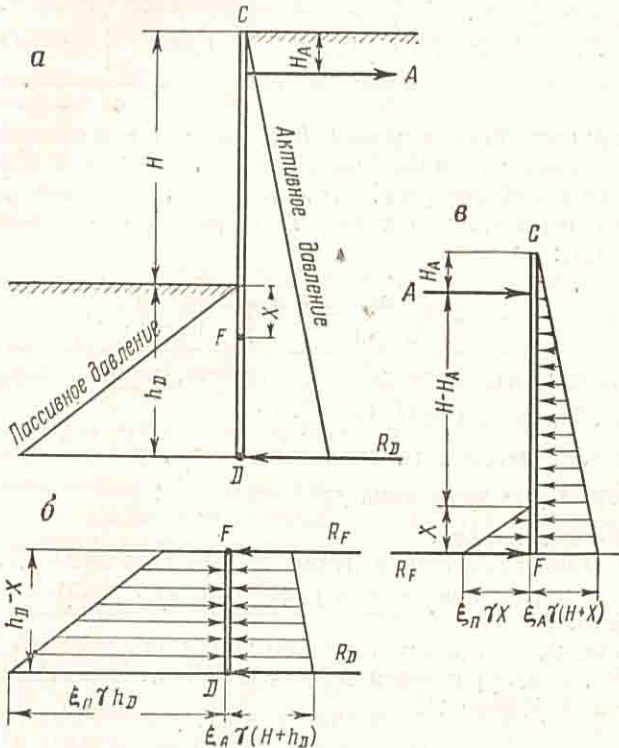
$$E'_{п}(H + h - H_A - z_{п}) - E_A(H + h - H_A - z_A) = 0. \quad (18)$$

Глубина забивки шпунта  $h$  находится методом подбора. Задавшись величиной  $h$ , определяют соответствующие ей величины  $E'_n$  и  $E_A$  и, подставляя затем значения  $h$ ,  $E'_n$  и  $E_A$  в уравнение (18), добиваются выполнения условий равенства.

Определив глубину забивки  $h$ , из уравнения (17) находят величину усилия  $A$  в анкере.

Вычислив усилие в анкере и глубину забивки, определяют по правилам строительной механики максимальные усилия в шпунтовой стенке и подбирают соответствующие сечения.

Если на шпунт, кроме давления земли, действует еще и одностороннее давление воды, порядок расчета не меняется.



Фиг. 378. Расчетная схема защемленной анкерной шпунтовой стенки:

*a*—общая схема; *б*—нижняя часть стенки; *в*—верхняя часть стенки.

Диаграммы активного и пассивного давлений грунта и воды на шпунтовую стенку см. на фигуре 375.

**Защемленные анкерные шпунтовые стенки.** Диаграммы давлений принимают такими же, как для свободных стенок (см. фиг. 373). Как и в случае свободной стенки, давление на нижний конец стенки (ниже точки  $D$ ) заменяют сосредоточенной силой  $R_D$ , приложенной в точке  $D$ . Расчетная схема шпунтовой стенки дана на фигуре 378, *a*.

Для нахождения трех неизвестных: расчетной глубины забивки  $h_D$ , величины усилия  $A$  (натяжения анкера) и силы  $R_D$  могут быть использованы всего два уравнения равновесия. Поэтому для решения задачи необходимо ввести дополнительное условие, в качестве которого в практике проектирования обычно принимают предположение, что упругая ось шпунтовой стенки имеет в точке  $D$  вертикальную касательную. Использование этого предположения приводит к весьма сложным вычислениям, а графоаналитический расчет, которым можно заменить вычисления, также довольно громоздок.

Для упрощения расчета в настоящее время в результате многочисленных графо-аналитических расчетов приближенно установлена глубина точки  $F$ , изгибающий момент в которой равен нулю. Расстояние  $x$  от дна котлована до точки  $F$  приведено в таблице 24.

Таблица 24

Значения расстояния  $x$  от дна котлована до точки  $F$   
(к расчетной схеме на фиг. 378)

Угол внутреннего трения . . . . .	20°	25°	30°	35°	40°
Значения $x$ . . . . .	0,25H	0,15H	0,08H	0,035H	0,007H

Чтобы найти расчетную глубину  $h_D$ , мысленно разрезают стенку на глубине  $x$  и отбрасывают верхнюю часть стенки, заменяя ее действие на нижнюю часть стенки силой  $R_F$  (фиг. 378, б). Затем, составив уравнение моментов всех сил относительно точки  $D$  и решая его относительно величины  $h_D$ , получают:

$$h_D = \frac{3}{2} H \frac{\xi_A}{\xi_n - \xi_A} - \frac{x}{2} + \sqrt{\frac{6R_F}{(\xi_n - \xi_A)\gamma}} \quad (19)$$

где  $\xi_A$ —коэффициент активного давления грунта, равный для случая горизонтальной засыпки  $\text{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$ ;

$\xi_n$ —коэффициент пассивного давления грунта, равный для случая горизонтального дна котлована  $\text{tg}^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)$ ;

$\gamma$ —объемный вес грунта.

Для нахождения входящей в формулу (19) величины  $R_F$ , а также величины усилия  $A$  натяжения анкера рассматривают часть стенки выше точки  $F$  (фиг. 378, в).

Из уравнения моментов относительно точки приложения силы  $A$  находят величину  $R_F$ , а из уравнения моментов относительно точки приложения силы  $R_F$ —величину усилия  $A$ :

$$R_F = \frac{\gamma}{2} \frac{\xi_A (H+x)^2 \left[ \frac{2}{3} (H+x) - H_A \right] - \xi_n x^2 \left( H - H_A + \frac{2}{3} x \right)}{H - H_A + x}; \quad (20)$$

$$A = \frac{\gamma}{6} \frac{\xi_A (H+x)^3 - \xi_n x^3}{H - H_A + x}. \quad (21)$$

Приведенный способ расчета основан на предположении о гидростатическом характере распределения давления по высоте стенки.

Так как в действительности равнодействующая активного давления приложена выше уровня, определяемого по теории предельного равновесия, то действительное натяжение в анкере получается больше расчетного [по формуле (21)]. Поэтому для обеспечения достаточной надежности анкеров, получаемые по расчету усилия в них следует увеличивать примерно на 20%.

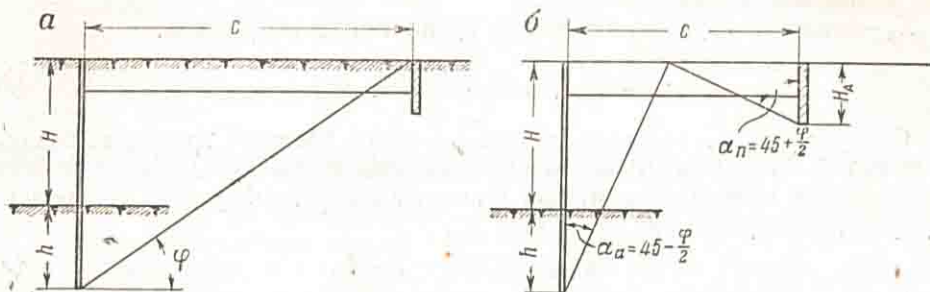
В вышеизложенном расчете трение грунта по стенке не учитывалось. Однако при  $\varphi > 25^\circ$  трение по стенке более чем в 2 раза увеличивает величину пассивного давления. Поэтому, если для грунта ниже дна котлована угол внутреннего трения  $\varphi > 25^\circ$ , следует в формулы (19), (20) и (21) подставлять вместо  $\xi_n$  величину  $2\xi_n$ .

Необходимую глубину забивки  $h$  принимают равной  $1,2h_D$ .

Расчет анкерных закреплений. Анкерные сваи, плиты и шиты, как правило, закрепляют в грунте за пределами линии, проведенной из нижнего конца шпунтовой стенки под углом внутреннего трения  $\varphi$ . Расстояние  $c$  от анкерной плиты до стенки (фиг. 379, а) должно удовлетворять условию\*:

$$c \geq (h + H) \operatorname{ctg} \varphi. \quad (22)$$

Призма выпирания, возникающая перед анкерной плитой, не должна пересекаться с призмой обрушения у шпунтовой стенки. Из этого условия



Фиг. 379. Расположение анкерных плит относительно шпунтовой стенки: а—условие 1; б—условие 2.

для стенки, изображенной на фигуре 379, б, расстояние  $c$  должно удовлетворять формуле:

$$c \geq (h + H) \operatorname{tg} \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) + H_A \operatorname{tg} \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right). \quad (23)$$

Если анкерная плита представляет собой сплошную стенку, доходящую до поверхности земли (фиг. 380, а), то высота ее должна быть назначена такой, чтобы удовлетворялось условие

$$A = \frac{1}{K} (E_n - E_A), \quad (24)$$

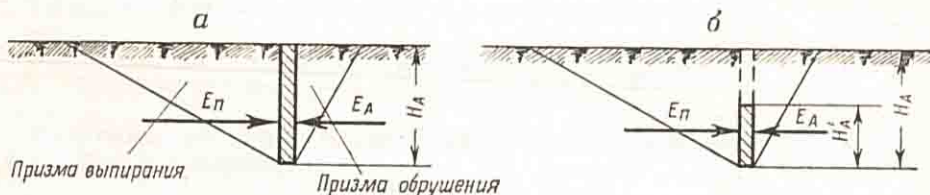
где  $A$ —усилие натяжения анкера;

$K$ —коэффициент запаса, принимаемый обычно равным 2;

$E_n$ —пассивное давление грунта на анкерную плиту;

$E_A$ —активное давление грунта на анкерную плиту.

Обоснованного расчета анкерных плит, верхняя грань которых расположена ниже поверхности земли (фиг. 380, б), пока не существует. На ос-



Фиг. 380. Расчетные схемы анкерных плит:

а—верх анкерной плиты совпадает с поверхностью засыпки; б—верх анкерной плиты ниже поверхности засыпки.

новании опытов можно принимать сопротивление таких плит равным сопротивлению плит, доходящих до поверхности, если только их высота  $H_A$

\* В случае кратковременной работы шпунтовых стенок может быть допущено и более близкое положение анкерных плит при обязательном выполнении 2-го условия.

Однако при таком расположении анкерной плиты давление на нижнюю часть стенки возрастает.

не меньше половины расстояния от нижнего края до поверхности земли  $H_A$ , т. е. если  $H'_A \geq \frac{H_A}{2}$ .

В анкерных плитах, состоящих из отдельных блоков, сопротивление возрастает на величину трения по боковым граням клина выпирания и определяется по формуле:

$$A = \frac{1}{K} [(E_{\pi} - E_A) b + 2E_0 \operatorname{tg} \varphi], \quad (25)$$

где  $b$ —ширина анкерной плиты,

$E_0$ —давление грунта на боковые грани клина выпирания:

$$E_0 = \frac{1}{6} \gamma \xi_A H_A^3 \operatorname{tg} \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right). \quad (26)$$

Следует учесть, что сила трения по обоим боковым граням выпирания не может быть больше сопротивления выпиранию грунта, расположенного между двумя соседними плитами. Отсюда вытекает следующая контрольная формула для определения величины  $E_0$ :

$$2E_0 \operatorname{tg} \varphi \leq (E_{\pi} - E_A) l_0, \quad (27)$$

где  $l_0$ —расстояние между соседними плитами.

Работа анкерных закреплений в виде свай аналогична работе свободной шпунтовой стенки, расчет которой на действие сосредоточенных сил приведен выше [см. формулы (1 ÷ 5)].



ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ ПОДПОРНЫХ СТЕНОК

1. БЕТОННАЯ ПОДПОРНАЯ СТЕНКА

Рассчитать массивную бетонную подпорную стенку с вертикальной передней гранью. Высота насыпи  $h = 4$  м, угол естественного откоса грунта  $\varphi = 35^\circ$ , объемный вес грунта  $\gamma = 1,8$  т/м<sup>3</sup>. Трением грунта о поверхность стенки пренебречь. Материал стенки — бетон марки 110. Грунт основания с допустимым давлением  $[\sigma_{гр}] = 1$  кг/см<sup>2</sup>. Коэффициент трения материала фундамента по грунту  $f = 0,30$ .

Задаемся размерами подпорной стенки (см. фиг. 381).

Рассчитываем участок подпорной стенки длиной 1 м.

Проверка сечения стенки по обрезу фундамента. Горизонтальное давление  $E$  грунта определяем, как для стенки с вертикальной задней гранью. Вес земляного клина, лежащего на наклонной грани подпорной стенки, включаем в вес подпорной стенки.

Тогда, по формуле расчетной схемы № 1 из таблицы 3:

$$E = \frac{\gamma h^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1,8 \cdot 4^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{35}{2} \right) = \frac{1,8 \cdot 4^2}{2} 0,271 = 3,90 \text{ т.}$$

Расстояние от точки приложения равнодействующей горизонтальных сил до обреза фундамента:

$$z = \frac{h}{3} = \frac{4,00}{3} = 1,33 \text{ м.}$$

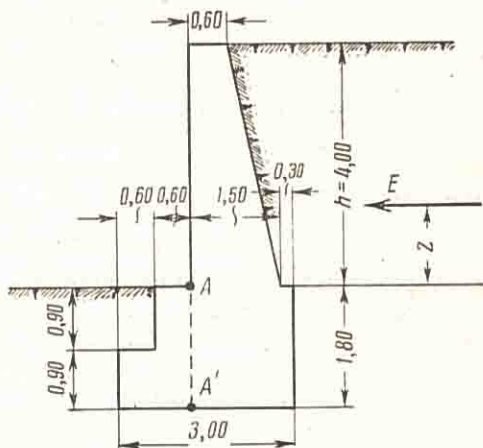
Подсчет усилий, действующих в сечении по обрезу фундамента, приведен в таблице 25.

Расчетные усилия по обрезу фундамента:  
сумма вертикальных сил

$$\Sigma N = 12,48 \text{ т;}$$

сумма горизонтальных сил

$$\Sigma H = -3,90 \text{ т.}$$



Фиг. 381. Поперечное сечение бетонной подпорной стенки (к примеру 1).

Усилия, действующие в сечении по обрезу фундамента

№ п. п.	Наименование усилий	Вертикальные силы $N$ (т)	Горизонтальные силы $H$ (т)	Плечо действия силы относительно точки $A$ (м)	Момент относительно точки $A$ (тм)
1	Собственный вес стенки $0,6 \times 4,0 \times 2,2 \dots$	5,28	—	0,3	+1,58
	$\frac{0,9 \times 4,0}{2} 2,2 \dots$	3,96	—	$0,6 + \frac{0,9}{3} = 0,90$	+3,56
2	Земляной клин на наклонной грани стенки $\frac{0,9 \times 4,0}{2} 1,8 \dots$	3,24	—	$0,6 + \frac{2}{3} 0,9 = 1,20$	+3,89
3	Горизонтальное давление грунта $\dots$	—	-3,90	1,33	-5,19
	Итого $\dots$	12,48	-3,90	—	+3,84

Сумма моментов относительно центра тяжести проверяемого сечения

$$\Sigma M = M_A + \Sigma Nc,$$

где  $c$  — расстояние от точки  $A$  до центра тяжести сечения

$$\Sigma M = 3,84 - 12,48 \cdot 0,75 = -5,52 \text{ тм}^*.$$

Характеристики сечения подпорной стенки по обрезу фундамента:  
площадь  $F = 1,0 \cdot 1,5 = 1,5 \text{ м}^2$ ;

момент сопротивления  $W = \frac{1,0 \cdot 1,5^2}{6} = 0,375 \text{ м}^3$ .

Напряжения, возникающие в рассматриваемом сечении по формуле (10) главы III:

$$\sigma = \frac{\Sigma N}{F} \pm \frac{\Sigma M}{W} = \frac{12,48}{1,5} \pm \frac{5,52}{0,375} = 8,32 \pm 14,72;$$

$$\sigma_{\text{макс}} = 23,0 \text{ т/м}^2 = 2,30 \text{ кг/см}^2 < [\sigma];$$

$$\sigma_{\text{мин}} = -6,4 \text{ т/м}^2 = -0,64 \text{ кг/см}^2 < [\sigma_p].$$

**Проверка давления на грунт под подошвой фундамента.** Обычно при расчете подпорных стенок при определении давления на грунт под подошвой фундамента горизонтальное давление грунта на фундамент не учитывают, так как оно погашается пассивным давлением грунта.

Подсчет усилий, действующих на подошву фундамента, сведен в помещенную ниже таблицу 26.

Расчетные усилия по подошве фундамента:

сумма вертикальных сил

$$\Sigma N = 26,31 \text{ т};$$

сумма горизонтальных сил

$$\Sigma H = -3,90 \text{ т};$$

\* Можно было бы сразу в таблице находить сумму моментов относительно центра тяжести сечения (а не относительно условной точки  $A$ ), однако при этом с изменением в процессе подбора размеров сечения пришлось бы пересчитывать моменты всех действующих сил, от чего нас избавляет принятый способ.

Усилия, действующие на подошву фундамента

№ п. п.	Наименование усилий	Вертикальные силы $N$ (т)	Горизонтальные силы $H$ (т)	Плечо действия силы относительно точки $A'$ (м)	Момент относительно точки $A'$ (тм)
1	Собственный вес стенки . . .	5,28	—	0,30	+1,58
		3,96	—	0,90	+3,56
2	Земляной клин на наклонной грани стенки . . . . .	3,24	—	1,20	+3,89
3	Собственный вес фундамента:				
	2,4×0,9×2,2 . . . . .	4,76	—	0,60	+2,86
	3,0×0,9×2,2 . . . . .	5,94	—	0,30	+1,78
4	Вес земли на обрезах фундамента:				
	0,3×4,0×1,8 . . . . .	2,16	—	1,65	+3,57
	0,6×0,9×1,8 . . . . .	0,97	—	-0,90	-0,87
5	Горизонтальное давление грунта . . . . .	—	-3,90	3,13	-12,20
	Итого . . .	26,31	-3,90	—	+4,17

сумма моментов относительно центра тяжести подошвы фундамента:

$$\Sigma M = 4,17 - 26,31 \cdot 0,3 = -3,72 \text{ тм.}$$

Характеристики сечения:

площадь  $F = 1,0 \cdot 3,0 = 3,0 \text{ м}^2$ ,

момент сопротивления  $W = \frac{1,0 \cdot 3,0^2}{6} = 1,5 \text{ м}^3$ .

Давление на грунт по формуле (5) главы III:

$$\sigma_{\text{гр}} = \frac{26,31}{3,0} \pm \frac{3,72}{1,5} = 8,8 \pm 2,5;$$

$$\sigma_{\text{гр}}^{\text{макс}} = 11,3 \text{ т/м}^2 = 1,13 \text{ кг/см}^2 < [\sigma_{\text{гр}}] 1,25 = 1,0 \cdot 1,25 *;$$

$$\sigma_{\text{гр}}^{\text{мин}} = 0,63 \text{ кг/см}^2 < [\sigma_{\text{гр}}] = 1,0 \text{ кг/см}^2.$$

**Проверка стенки на устойчивость против опрокидывания.** Стенку проверяем на опрокидывание вокруг наружной грани основания фундамента (точки  $O$ ).

В сумму опрокидывающих моментов в нашем случае входит лишь момент от силы горизонтального давления грунта на стенку. Давление грунта при проверке устойчивости принято учитывать на высоту  $h'$  от поверхности засыпки до подошвы фундамента. Обозначив его величину  $E'$ , находим:

$$E' = \frac{\gamma (h')^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1,8 \cdot 5,8^2}{2} 0,271 = 8,2 \text{ т.}$$

Плечо  $z'$ :

$$z' = \frac{h'}{3} = \frac{5,8}{3} = 1,93 \text{ м;}$$

$$\Sigma_{\text{опр}} M = E' z' = 8,2 \cdot 1,93 = 15,7 \text{ тм.}$$

\* 1,25 — коэффициент, на который разрешено увеличивать допускаемые давления на грунт при проверке крайевых давлений.

В сумму удерживающих моментов входят моменты от собственного веса стенки и земли, лежащей на стенке и на обрезах фундамента, относительно точки  $O$ .

Определение суммы удерживающих моментов сведено в таблицу 27.

Таблица 27

Удерживающие моменты относительно точки  $O$

№ п. п.	Наименование усилий	Вертикальные силы $N$ (т)	Плечо действия силы относительно точки $O$ (м)	Момент относительно точки $O$ (тм)
1	Собственный вес стенки . . . . .	5,28	1,50	+7,92
2	Земляной клин на наклонной грани стенки . . . . .	3,96	2,10	+8,32
3	Собственный вес фундамента . . . . .	3,24	2,40	+7,76
4	Вес земли на обрезах фундамента . . .	4,76	1,80	+8,58
		5,94	1,50	+8,91
		2,16	2,85	+6,15
		0,97	0,30	+0,29
	Итого . . . . .	—	$\Sigma_{уд} M = +47,93$	

Коэффициент запаса устойчивости стенки против опрокидывания по формуле (1) главы III:

$$K_{опр} = \frac{\Sigma_{уд} M}{\Sigma_{опр} M} = \frac{47,93}{15,70} = 3,05 > K_{доп.}$$

Проверка стенки на устойчивость против скольжения. Сумма сдвигающих сил  $\Sigma H$  по подошве фундамента равна горизонтальному давлению  $E'$  грунта, т. е:

$$\Sigma H = E' = 8,2 \text{ т.}$$

Сумма удерживающих сил равна сумме вертикальных сил  $\Sigma N$ , умноженной на коэффициент трения  $f$ , т. е:

$$\Sigma N f = 26,31 \cdot 0,3 = 7,9 \text{ т.}$$

Для повышения устойчивости стенки придаем наклон подошве фундамента  $\alpha = 8^\circ$ .

Тогда сдвигающая сила по формуле (4) главы III:

$$T = \Sigma H \cos \alpha - \Sigma N \sin \alpha = 8,2 \cdot 0,992 - 26,31 \cdot 0,139 = 8,14 - 3,66 = 4,48 \text{ т.}$$

Нормальная сила по формуле (4а) главы III:

$$P = \Sigma N \cos \alpha + \Sigma H \sin \alpha = 26,31 \cdot 0,992 + 8,2 \cdot 0,139 = 26,1 + 1,1 = 27,2 \text{ т.}$$

Удерживающая сила:

$$P f = 27,2 \cdot 0,3 = 8,16 \text{ т.}$$

Коэффициент запаса устойчивости стенки против сдвига (скольжения) по формуле (3) главы III:

$$K_{сд} = \frac{8,16}{4,48} = 1,82 > K_{доп.}$$

При проверке на устойчивость в случаях, когда опасность размыва грунта у передней грани фундамента отсутствует, разрешается учитывать отпор (пассивное давление грунта на переднюю грань фундамента). При этом минимальный коэффициент запаса устойчивости повышается до 1,75.

Для нашего примера пассивное давление грунта на переднюю грань фундамента:

$$E_n = \frac{\gamma h^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1,8 \cdot 1,8^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left( 45 + \frac{35}{2} \right) = 10,8 \text{ т.}$$

Коэффициент запаса устойчивости на скольжение:

$$K_{сд} = \frac{7,9 + 10,8}{8,2} = 2,28 > 1,75.$$

Следовательно, при учете пассивного давления наклон подошвы фундамента не нужен.

## 2. ЖЕЛЕЗОБЕТОННАЯ УГОЛКОВАЯ ПОДПОРНАЯ СТЕНКА БЕЗ РЕБЕР

Запроектировать железобетонную угловую подпорную стенку по следующим данным: высота стенки  $h = 3$  м, временная равномерно распределенная нагрузка на поверхности засыпки  $p = 0,5$  т/м<sup>2</sup>, глубина заложения фундаментной плиты  $h_{\text{ф}} = 1$  м, объемный вес грунта  $\gamma = 1,8$  т/м<sup>3</sup>, угол естественного откоса грунта  $\varphi = 35^\circ$ , бетон марки 140, арматура из сплюснутых стержней периодического профиля  $\sigma_{\text{т}} = 3500$  кг/см<sup>2</sup>, допустимое давление на грунт  $[\sigma_{\text{гр}}] = 1,0$  кг/см<sup>2</sup>. Коэффициент трения материала фундаментной плиты по грунту  $f = 0,35$ .

**Назначение габаритных размеров подпорной стенки.** Полной шириной фундаментной плиты обычно задаются в пределах  $B = (0,5 \div 0,6) h$ , где  $h$  — высота стенки, считая от верха стенки до сечения у места заделки ее в фундаментную плиту. Размер передней части  $a$  назначают в пределах  $(0,25 \div 0,3) B$ , а размер задней части  $b$  в пределах  $(0,75 \div 0,7) B$ . Затем проверяют получаемое при назначенных размерах максимальное давление на грунт. Если оно близко к допустимому и эпюра давлений на грунт трапециевидная или треугольная с основанием, близким к ширине фундамента, то оставляют принятые размеры. В противном случае задаются другими размерами и опять проверяют их\*.

В данном примере принимаем: общую ширину фундаментной плиты

$$B = 0,5h = 0,5 \cdot 3,0 = 1,5 \text{ м;}$$

ширину передней части

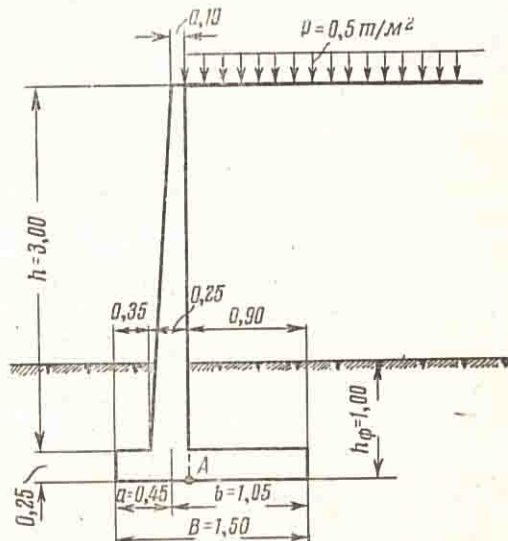
$$a = 0,3B = 0,3 \cdot 1,5 = 0,45 \text{ м;}$$

ширину задней части

$$b = 0,7B = 0,7 \cdot 1,5 = 1,05 \text{ м.}$$

Принятые предварительно для расчета размеры проектируемой подпорной стенки показаны на фигуре 382.

**Определение величины горизонтального давления земли на стенку (с учетом временной нагрузки).** При определении величины горизонтального давления земли трение грунта по стенке не учитываем.



Фиг. 382. Принятые для расчета размеры железобетонной угловой подпорной стенки без ребер (к примеру 2).

\* Требуемые размеры фундамента могут быть определены аналитически по формулам (28) ÷ (32) главы III из условий: а) обеспечения устойчивости стенки против сдвига и б) достижения по передней грани фундамента величины давления на грунт  $\sigma_{\text{гр}}^{\text{макс}} = [\sigma_{\text{гр}}]$ .

Используем уравнение (31) главы III:

$$Ax^2 - Dx + C = 0,$$

Расчет производим на единицу длины стенки, т. е. принимаем расчетную длину 1 м.

Горизонтальное давление грунта на всю высоту стенки и плечо приложения его равнодействующей определяем по формулам расчетной схемы № 2 таблицы 3:

$$E = \frac{\gamma h}{2} (h + 2h_0) \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right).$$

Приведенная высота временной нагрузки:

$$h_0 = \frac{p}{\gamma} = \frac{0,5}{1,8} = 0,28 \text{ м};$$

Плечо приложения равнодействующей давления грунта:

$$z = \frac{h}{3} \cdot \frac{h + 3h_0}{h + 2h_0}.$$

Для подбора сечения вертикальной стенки у обреза фундамента, а также для проверки величины давления на грунт определяем горизон-

коэффициенты которого выражаются:

$$A = 3pt + \Delta p^2 t;$$

$$D = 4pt + 2\Delta p^2 ct;$$

$$C = pc + \Delta p^2 c^2 - [\sigma_{\text{гр}}],$$

$$\text{где } \Delta = \frac{6M_0}{\alpha^2 E^2} = \frac{6 \cdot 3 \cdot 0,1 \cdot 16}{4^2 \cdot 3 \cdot 0^2} = 0,145;$$

$$\alpha = \frac{K_{\text{сд}}}{f} = \frac{1,4}{0,35} = 4,0.$$

По таблице 22  $\mu = 1,06$ ;

$$p = \gamma_{\text{ф}} H = 1,8 \cdot 1,06 \cdot 2,25 = 4,30;$$

$$t = \frac{H + h_0}{H} = \frac{2,25 + 0,28}{2,25} = 1,12;$$

$$c = \frac{h_{\text{ф}} + H + h_0}{H} = \frac{1,00 + 2,25 + 0,28}{2,25} = 1,57;$$

$E = 3,0 \text{ т}$ ;  $z = 1,16 \text{ м}$  — определение см. ниже;  $h_0 = 0,28 \text{ м}$

$$A = 3 \cdot 4,30 \cdot 1,12 + 0,145 \cdot 4,30^2 \cdot 1,12 = 17,5;$$

$$D = 4 \cdot 4,30 \cdot 1,12 + 2 \cdot 0,145 \cdot 4,30^2 \cdot 1,57 \cdot 1,12 = 28,8;$$

$$C = 4,30 \cdot 1,57 + 0,145 \cdot 4,30^2 \cdot 1,57^2 - 10 = 3,35.$$

Подставляя значения коэффициентов в уравнение, получим:

$$17,5 \xi^2 - 28,8 \xi + 3,35 = 0,$$

откуда

$$\xi = \frac{28,8 \pm \sqrt{28,8^2 - 4 \cdot 17,5 \cdot 3,35}}{2 \cdot 17,5} = \frac{28,8 \pm 24,4}{35};$$

$$\xi_1 = \frac{4,4}{35} = 0,125 = \frac{a}{B}.$$

Ширину фундамента  $B$  находим из уравнения (28) главы III:

$$B = \frac{\alpha E}{p(c - \xi t)} = \frac{4 \cdot 3}{4,3(1,57 - 0,125 \cdot 1,12)} = 1,95 \text{ м}.$$

$$a = 1,95 \cdot 0,125 = 0,25 \text{ м}.$$

$$b = 1,95 - 0,25 = 1,70 \text{ м}.$$

Для расчета приняты несколько меньшие размеры фундамента, так как предполагено, что устойчивость стенки на сдвиг будет увеличена за счет использования пассивного давления грунта на переднюю грань фундамента или путем придания наклона подошве фундамента.

тальное давление  $E$  грунта на высоту вертикальной стенки (без фундамента):

$$E = \frac{1,8 \cdot 3}{2} (3 + 2 \cdot 0,28) \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{35}{2} \right) = 2,6 \text{ т.}$$

Плечо  $z$  силы давления  $E$  на стенку (от обреза фундамента):

$$z = \frac{3 \cdot 3 + 3 \cdot 0,28}{3 + 2 \cdot 0,28} = 1,05 \text{ м.}$$

Для проверки стенки на устойчивость определяем силу давления  $E'$  (с учетом горизонтального давления грунта на фундамент):

$$E' = \frac{1,8 \cdot 3 \cdot 25}{2} (3,25 + 2 \cdot 0,28) \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{35}{2} \right) = 3,0 \text{ т.}$$

Расстояние от подошвы фундамента до точки приложения силы  $E'$

$$z' = \frac{3,25 \cdot 3,25 + 3 \cdot 0,28}{3 + 2 \cdot 0,28} = 1,16 \text{ м.}$$

Проверка давления на грунт под фундаментной плитой. Определение расчетных усилий сведено в таблицу 28.

Таблица 28

Усилия, действующие в сечении по подошве фундамента

№ п. п.	Наименование усилий	Вертикальные силы $N$ (т)	Горизонтальные силы $H$ (т)	Плечо действия сил относительно точки $A$ (м)	Момент относительно точки $A$ (тм)
1	Собственный вес стенки (объемный вес $\gamma=2,6 \text{ т/м}^3$ ):				
	$0,1 \times 3,0 \times 2,6 \dots \dots \dots$	0,78	—	-0,05	-0,04
	$\frac{0,15 \times 3,0}{2} \cdot 2,6 \dots \dots \dots$	0,58	—	-0,15	-0,09
2	Собственный вес фундамента				
	$1,5 \times 0,25 \times 2,6 \dots \dots \dots$	0,98	—	0,15	+0,15
3	Вес грунта на внутренней части фундаментной плиты				
	$0,9 \times 3,0 \times 1,8 \dots \dots \dots$	4,86	—	0,45	+2,17
4	Вес грунта на наружной части фундаментной плиты				
	$0,35 \times 0,75 \times 1,8 \dots \dots \dots$	0,47	—	-0,43	-0,20
5	Величина временной нагрузки над внутренней частью фундаментной плиты				
	$0,5 \times 0,9 \dots \dots \dots$	0,45	—	0,45	+0,20
6	Горизонтальное давление грунта (до обреза фундамента) . . . . .	—	-2,6	$1,05 + 0,25 = 1,30$	-3,38
	Итого . . . . .	8,12	-2,6	—	-1,19

Расчетные усилия по подошве фундамента:

$$\Sigma N = 8,12 \text{ т.}$$

$$\Sigma M = M_A + \Sigma Nc = -1,19 - 8,12 \cdot 0,15 = -1,19 - 1,21 = -2,40 \text{ тм.}$$

Здесь  $c$  — расстояние от точки  $A$  до центра тяжести подошвы фундаментной плиты, а  $\Sigma M$  — сумма моментов всех сил относительно центра тяжести подошвы фундаментной плиты.

Давление на грунт по формуле (5) главы III:

$$\sigma_{\text{гр}} = \frac{\Sigma N}{F} \pm \frac{\Sigma M}{W} = \frac{8,12}{1,5} \pm \frac{2,40}{0,375} = 5,5 \pm 6,5 \text{ т/м}^2,$$

где  $F$  — площадь основания фундамента = 1,5 м<sup>2</sup>;

$W$  — момент сопротивления площади основания =  $\frac{1 \cdot 1,5^2}{6} = 0,375 \text{ м}^3$ ;

$$\sigma_{\text{гр}}^{\text{макс}} = 1,20 \text{ кг/см}^2;$$

$$\sigma_{\text{гр}}^{\text{мин}} = -0,10 \text{ кг/см}^2.$$

Производим проверку максимального давления на грунт без учета работы растянутой зоны по формуле (9) главы III:

$$\sigma_{\text{гр}} = \frac{2\Sigma N}{\left(\frac{B}{2} - e\right)^3} = \frac{2 \cdot 8,12}{(0,75 - 0,30)^3} = 1,21 \text{ кг/см}^2,$$

где  $e = \frac{\Sigma M}{\Sigma N} = \frac{2,40}{8,12} = 0,30 \text{ м}$ .

При допускаемом давлении на грунт 1 кг/см<sup>2</sup> краевое давление может быть допущено до  $[\sigma_{\text{гр}}] = 1,0 \cdot 1,25 = 1,25 \text{ кг/см}^2$ .

**Проверка на устойчивость против скольжения.** Сдвигающая сила  $H$  равна горизонтальному давлению грунта на стенку высотой до подошвы фундамента  $H = E' = 3 \text{ т}$ .

При горизонтальной подошве фундаментной плиты удерживающая сила равна  $\Sigma Nf$ , где  $f$  — коэффициент трения материала фундаментной плиты по грунту, в нашем случае равный 0,35;

$$\Sigma Nf = 8,12 \cdot 0,35 = 2,9 \text{ т}.$$

Коэффициент запаса устойчивости против сдвига:

$$K_{\text{сд}} = \frac{\Sigma Nf}{H} = \frac{2,9}{3,0} = 0,97 \approx 1 < K_{\text{доп}}.$$

Устойчивость против сдвига недостаточна.

Производим проверку устойчивости с учетом пассивного давления (отпора) грунта. При этом допустимый коэффициент запаса устойчивости должен быть увеличен до 1,75:

$$E_{\text{п}} = \frac{1,8 \cdot 1^2}{2} \text{tg}^2 \left( 45 + \frac{35}{2} \right) = 3,3 \text{ т}.$$

Коэффициент запаса устойчивости против сдвига с учетом пассивного давления:

$$K_{\text{сд}} = \frac{\Sigma Nf + E_{\text{п}}}{H} = \frac{2,9 + 3,3}{3,0} = 2,07 > 1,75.$$

В случае, если существует опасность размыва грунта у передней грани фундамента, учет пассивного давления не может быть допущен. Увеличение же устойчивости может быть достигнуто приданием наклона подошве фундамента.

**Проверка стенки на устойчивость против опрокидывания.** Сумма опрокидывающих моментов относительно наружной грани подошвы фундамента (точки  $O$ ):

$$\Sigma_{\text{опр}} M = E'z' = 3,0 \cdot 1,16 = 3,48 \text{ тм}.$$

Сумма удерживающих моментов (величины вертикальных сил даны в табл. 28):

$$\begin{aligned} \Sigma_{\text{уд}} M &= 0,78 \cdot 0,55 + 0,58 \cdot 0,45 + 0,98 \cdot 0,75 + 4,86 \cdot 1,05 + 0,47 \cdot 0,17 + \\ &\quad + 0,45 \cdot 1,05 = 7,25 \text{ тм}. \end{aligned}$$



Коэффициент запаса устойчивости стенки против опрокидывания [формула (1) главы III]:

$$K_{\text{опр}} = \frac{\sum_{\text{уд}} M}{\sum_{\text{опр}} M} = \frac{7,25}{3,48} = 2,17 > K_{\text{доп}}$$

Определение усилий в вертикальной стенке. а) По обрезу фундамента. Момент у низа вертикальной стенки от горизонтального давления грунта:

$$M = Ez = 2,6 \cdot 1,05 = 2,72 \text{ тм.}$$

Поперечная сила в этом же сечении:

$$Q = E = 2,6 \text{ т.}$$

б) По середине высоты стенки (сечение на уровне  $h_1 = \frac{h}{2} = 1,5 \text{ м}$ ).

Горизонтальное давление  $E''$  грунта на верхнюю часть стенки:

$$E'' = \frac{\gamma h_1}{2} (h_1 + 2h_0) \text{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1,8 \cdot 1,5}{2} \times \\ \times (1,5 + 2 \cdot 0,28) \text{tg}^2 \left( 45 - \frac{35}{2} \right) = 0,75 \text{ т/м.}$$

Плечо  $z''$  силы  $E''$ :

$$z'' = \frac{1,50}{3} \cdot \frac{1,50 + 3 \cdot 0,28}{1,50 + 2 \cdot 0,28} = 0,57 \text{ м.}$$

Момент в рассматриваемом сечении:

$$M = 0,75 \cdot 0,57 = 0,43 \text{ тм.}$$

Определение усилий в фундаментной плите. На эпюре 1 фигуры 383 показано реактивное давление грунта от суммы всех нагрузок, действующих на подошву фундаментной плиты.

Ширина рабочей площади фундамента по формуле (8) главы III:

$$x = \left( \frac{B}{2} - e \right) 3 = (0,75 - 0,30) 3 = 1,35 \text{ м.}$$

Величина давлений на грунт в сечениях А и Б (по граням вертикальной стенки) определяется из подобия треугольников:

$$\sigma_B = \frac{12,1 (1,35 - 0,35)}{1,35} = 9,0 \text{ т/м}^2;$$

$$\sigma_A = \frac{12,1 (1,35 - 0,60)}{1,35} = 6,7 \text{ т/м}^2.$$

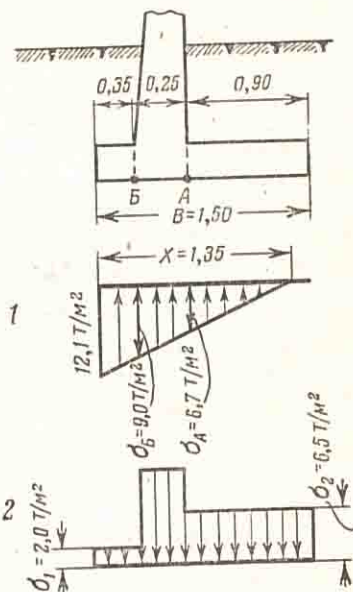
На эпюре 2 фигуры 383 показаны давления на фундаментную плиту от нагрузки, лежащей непосредственно над плитой и от собственного веса плиты.

При высоте засыпки над наружной частью фундаментной плиты 0,75 м и толщине плиты 25 см:

$$\sigma_1 = 0,75 \cdot 1,8 + 0,25 \cdot 2,6 = 2 \text{ т/м}^2.$$

При высоте засыпки над внутренней частью фундаментной плиты 3 м, полезной нагрузке 0,5 т/м<sup>2</sup> и толщине плиты 25 см:

$$\sigma_2 = 3,0 \cdot 1,8 + 0,25 \cdot 2,6 + 0,5 = 6,5 \text{ т/м}^2.$$



Фиг. 383. Эпюры давлений на фундаментную плиту:

1—эпюра реактивных давлений грунта; 2—эпюра давлений от нагрузки, расположенной непосредственно над плитой и от собственного веса плиты.

Расчетной нагрузкой для фундаментной плиты является разность эпюр 1 и 2. При этом расчетные изгибающие моменты и поперечные силы в любом сечении фундаментной плиты могут быть определены как алгебраическая сумма моментов или сил от нагрузок, изображенных на этих эпюрах.

а) Сечение Б. Расчетные момент и поперечная сила для наружной части фундаментной плиты:

$$M = \frac{9,0 \cdot 0,35^2}{2} + \frac{(12,1 - 9,0) 0,35 \cdot 2 \cdot 0,35}{2 \cdot 3} - \frac{2 \cdot 0,35^2}{2} = 0,56 \text{ тм};$$

$$Q = \frac{9,0 + 12,1}{2} \cdot 0,35 - 2 \cdot 0,35 = 3,0 \text{ т.}$$

б) Сечение А. Расчетные момент и поперечная сила для внутренней части фундаментной плиты:

$$M = \frac{6,7 \cdot 0,75^2}{2} - \frac{6,5 \cdot 0,9^2}{2} = -2,00 \text{ тм};$$

$$Q = \frac{6,7 \cdot 0,75}{2} - 6,5 \cdot 0,9 = 3,35 \text{ т.}$$

**Подбор сечений\* вертикальной стенки.** а) По обрезу фундамента  $M = 2,72$  тм. Коэффициенты запаса:  $K = 1,8$ ;  $K' = 1,3$  и  $K'' = 3,00$  (по табл. 7, приложения II для сооружения II класса капитальности).

Задаемся процентом армирования  $p = 0,4\%$ .

По таблице  $r = 0,275$ .

Полезная высота сечения  $h_0 = r \sqrt{\frac{MK}{b}} = 0,275 \sqrt{\frac{2720 \cdot 1,8}{1}} = 19,3$  см.

Принимаем толщину вертикальной стенки у обреза фундамента равной 25 см и  $h_0 = 25 - 4,0 = 21,0$  см.

$$r = \frac{h_0}{\sqrt{\frac{MK}{b}}} = \frac{21,0}{\sqrt{\frac{2720 \cdot 1,8}{1,0}}} = 0,30;$$

по таблице  $p = 0,335\%$ .

Необходимое сечение арматуры:

$$F_a = \frac{pbh_0}{100} = \frac{0,335 \cdot 100 \cdot 21}{100} = 7,0 \text{ см}^2.$$

Главные растягивающие напряжения:

$$\sigma_{г.л} = \frac{Q}{bz} = \frac{2,600}{100 \cdot 0,875 \cdot 21} = 1,4 \text{ кг/см}^2 < \frac{R_p}{K''} = \frac{13,5}{3,0} = 4,5 \text{ кг/см}^2.$$

Следовательно, главные растягивающие напряжения могут быть полностью восприняты бетоном.  $R_p = 13,5$  кг/см<sup>2</sup> (по табл. 1, приложения II).

б) по середине высоты вертикальной стенки  $M = 0,43$  тм.

Толщину плиты по верху стенки принимаем 10 см. Тогда толщина плиты по середине высоты стенки:

$$h = \frac{10 + 25}{2} = 17,5 \text{ см.}$$

Полезная высота плиты

$$h_0 = 17,5 - 4,0 = 13,5 \text{ см};$$

$$r = \frac{13,5}{\sqrt{\frac{430 \cdot 1,8}{1,0}}} = 0,485.$$

\* При подборе сечений железобетонных элементов в данном примере и в последующих использованы обычно употребляемые для этих целей таблицы при расчете по стадии разрушения.

По таблице  $p = 0,12\%$ .

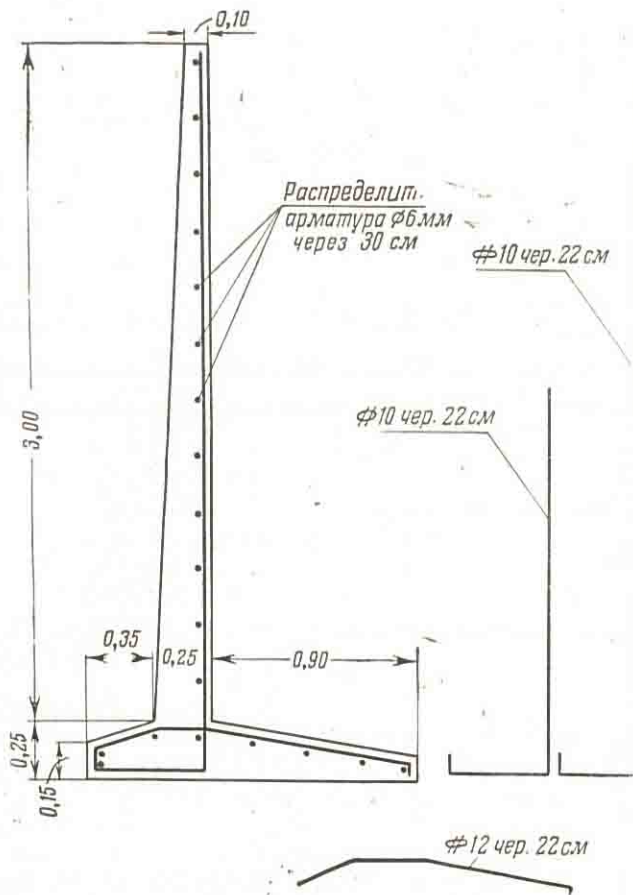
Принимаем минимально допустимый при марке бетона 140 процент армирования  $p = 0,20\%$  (см. табл. 5, приложения II).

Необходимое сечение арматуры:

$$F_a = \frac{0,20 \cdot 100 \cdot 13,5}{100} = 2,7 \text{ см}^2.$$

Принимаем в нижнем сечении стенки стержни  $\varnothing'^* 10$  мм через 11 см,  $F_a = 7,14 \text{ см}^2$ .

Половину стержней обрываем на середине высоты стенки, а вторую половину стержней доводим до верха стенки.



Фиг. 384. Конструкция и схема армирования подпорной стенки примера 2.

Распределительную арматуру принимаем  $\varnothing 6$  мм через 30 см;

$$F_{a_{\text{распр}}} = 0,94 \text{ см}^2 > 0,1 \cdot F_a = 0,1 \cdot 7,14.$$

Подбор сечений фундаментной плиты. а) Внутренняя часть фундаментной плиты: *(ср. сечение плиты)*

$$M = 2,00 \text{ тм}, h = 25 \text{ см}, h_0 = 21,0 \text{ см};$$

$$r = \frac{21,0}{\sqrt{\frac{2000 \cdot 1,8}{1,0}}} = 0,350; \text{ по таблице } p = 0,24\%.$$

\* Здесь и в дальнейшем тексте диаметр арматуры периодического профиля условно обозначен знаком  $\varnothing'$ .

Необходимое сечение арматуры:

$$F_a = \frac{0,24 \cdot 100 \cdot 21}{100} = 5,0 \text{ см}^2.$$

Принимаем стержни  $\varnothing' 12$  через 22 см,

$$F_a = 5,14 \text{ см}^2.$$

б) Наружная часть фундаментной плиты:

$$M = 0,56 \text{ тм}; h = 25 \text{ см}; h_0 = 21 \text{ см};$$

$$r = \frac{21,0}{\sqrt{\frac{560 \cdot 1,8}{1,0}}} = 0,660, \text{ по таблице } p = 0,07\%.$$

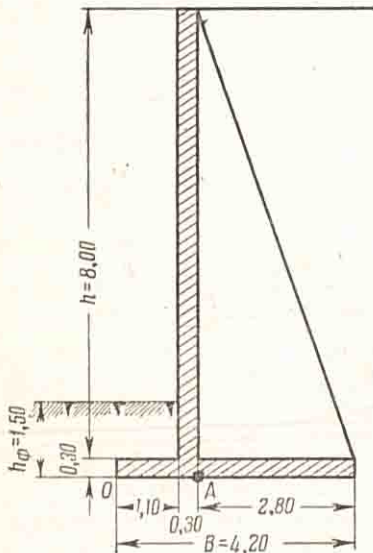
Принимаем минимально допустимый процент армирования  $p = 0,20\%$ .

$$F_a = \frac{0,20 \cdot 100 \cdot 21}{100} = 4,20 \text{ см}^2.$$

Принимаем конструктивно стержни  $\varnothing' 10$  через 11 см.  
Конструкция подпорной стенки показана на фигуре 384.

### 3. ЖЕЛЕЗОБЕТОННАЯ УГОЛКОВАЯ ПОДПОРНАЯ СТЕНКА С РЕБРАМИ

Запроектировать железобетонную уголковую подпорную стенку по следующим данным: высота стенки  $h = 8$  м; глубина заложения фундаментной плиты  $h_{\text{ф}} = 1,5$  м; уровень грунтовых вод за стенкой на 4 м выше обреза фундамента; объемный вес грунта (песок)  $\gamma = 1,8$  т/м<sup>3</sup>; пористость  $n = 30\%$ ; угол естественного откоса  $\varphi = 30^\circ$ ; допустимое давление на грунт  $[\sigma_{\text{гр}}] = 2,0$  кг/см<sup>2</sup>; бетон марки 140; арматура из стали марки Ст. 5 периодического профиля: при диаметре  $\geq 12$  мм — горячекатанная, а при диаметре  $< 12$  мм — холодносплюснутая; предел текучести  $\sigma_T = 3500$  кг/см<sup>2</sup>.



Фиг. 385. Принятые для расчета размеры железобетонной уголковой подпорной стенки с ребрами (к примеру 3).

Так как высота стенки значительна, принимаем конструкцию стенки с ребрами. Размеры элементов назначаем по тем же соотношениям, что и в предыдущем примере с уголковой стенкой без ребер. Расстояние между ребрами принимаем 2,5 м.

Чтобы показать влияние давления воды на габаритные размеры стенки, рассчитываем ее в двух вариантах: в первом варианте предусматривается устройство дренажа и поэтому давление воды на стенку не учитывается; во втором варианте учитывается одностороннее, со стороны насыпи, давление воды при  $h_{\text{в}} = 4$  м.

В а р и а н т 1-й. Принятые предварительно для расчета размеры элементов стенки показаны на фигуре 385.

Определение величины горизонтального давления земли на стенку. Строим диаграмму давления грунта (фиг. 386, а). Интенсивность давления на уровне подошвы фундаментной плиты согласно формуле (21) главы II

$$q_1 = \gamma h \xi_A = \gamma h \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) = 1,8 \cdot 8,3 \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{30}{2} \right) = 5,00 \text{ т/м}^2.$$

Давление на уровне обреза фундаментной плиты:

$$q'_1 = \frac{5,00}{8,30} 8,00 = 4,80 \text{ т/м}^2.$$

Проверка давления на грунт под фундаментной плитой. Определение расчетных усилий сведено в таблицу 29.

Таблица 29

Расчетные усилия, действующие на подошву фундаментной плиты

№	Наименование усилий	Вертикальные силы $N$ (т)	Горизонтальные силы $H$ (т)	Плечо действия сил относительно точки $A$ (м)	Момент относительно точки $A$ (тм)
1	Собственный вес вертикальной плиты (объемный вес 2,6 т/м <sup>3</sup> ) 0,3×8,0×2,6 . . . . .	6,25	—	—0,15	—0,94
2	Собственный вес горизонтальной плиты 0,3×4,2×2,6 . . . . .	3,28	—	0,70	+2,30
3	Грунт на внутренней части фундаментной плиты (без вычета объема ребер) 2,8×8,0×1,8 . . . . .	40,40	—	1,40	+56,50
4	Дополнительный вес за счет разности объемного веса железобетонного ребра и грунта. Ребра через 2,5 м, толщина ребра 0,40 м . . . $\frac{2,8 \times 8,0}{2} 0,40 \frac{1}{2,5} (2,6 - 1,8)$ . . . . .	1,25	—	0,93	+1,16
5	Грунт на наружной части фундаментной плиты 1,1×1,2×1,8 . . . . .	2,38	—	—0,85	—2,13
6	Горизонтальное давление грунта (см. фиг. 386, а) $\frac{4,8 \times 8,0}{2}$ . . . . .	—	—19,2	$\frac{8}{3} + 0,3 = 2,96$	—56,80
	Итого . . .	53,6	—19,2	—	+0,2

Суммарные расчетные усилия, действующие на подошву фундаментной плиты:

$$\Sigma N = 53,6 \text{ т.}$$

Сумма моментов относительно центра тяжести подошвы фундаментной плиты:

$$\Sigma M = 0,2 - 53,6 \left( 2,80 - \frac{4,20}{2} \right) = 0,2 - 37,5 = -37,3 \text{ тм.}$$

$$\text{Эксцентриситет } e = \frac{\Sigma M}{\Sigma N} = \frac{37,3}{53,6} = 0,70 \text{ м} = \frac{1}{6} B.$$

Следовательно, подошва фундамента будет передавать давления на грунт полной площадью.

Характеристики сечения:

$$\omega = 4,20 \text{ м}^2; W = \frac{4,2^2}{6} = 2,94 \text{ м}^3.$$

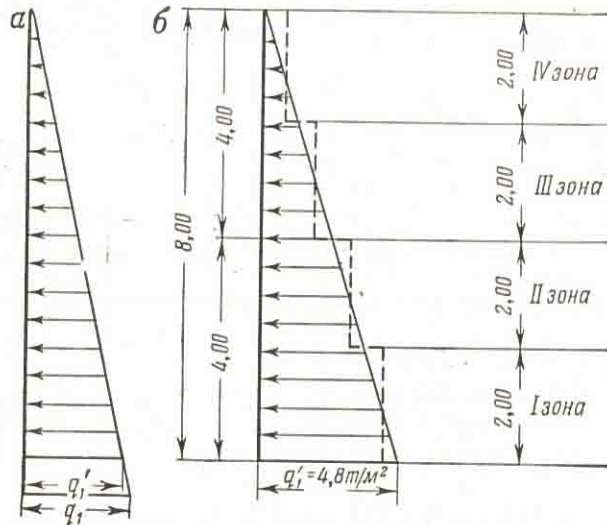
Давление на грунт:

$$\sigma = \frac{\Sigma N}{\omega} \pm \frac{\Sigma M}{W} = \frac{53,6}{4,20} \pm \frac{37,3}{2,94} = 12,8 \pm 12,8;$$

$$\sigma_{\text{макс}} = 25,6 \text{ т/м}^2 = 2,56 \text{ кг/см}^2 \cong [\sigma_{\text{гр}}] \cdot 1,25;$$

$$\sigma_{\text{мин}} = 0.$$

Проверка на устойчивость против скольжения. Сдвигающая сила  $H$  равна горизонтальному давлению грунта на стенку высотой до подошвы фундамента.



Фиг. 386. Диаграммы горизонтального давления грунта на стенку:

а — действительная диаграмма горизонтального давления грунта;  
б — расчетная диаграмма горизонтального давления грунта при разбивке вертикальной плиты на зоны.

По диаграмме давления грунта (фиг. 386, а) сдвигающая сила

$$H = q_1 \frac{h + h_{\text{ф}}}{2} = \frac{5,0 \cdot 8,3}{2} = 20,8 \text{ т.}$$

Коэффициент трения материала фундаментной плиты по грунту для песков равен 0,40.

Удерживающая сила:

$$\Sigma Nf = 53,6 \cdot 0,4 = 21,5 \text{ т.}$$

Коэффициент запаса устойчивости против скольжения:

$$K_{\text{сд}} = \frac{\Sigma Nf}{H} = \frac{21,5}{20,8} = 1,03 < K_{\text{доп}},$$

т. е. устойчивость стенки против скольжения не обеспечена.

Для достижения устойчивости против скольжения придаем подошве фундамента наклон в сторону грунтовой засыпки  $\alpha = 5^\circ$ .

Тогда сдвигающая сила по формуле (4) главы III:

$$T = \Sigma H \cos \alpha - \Sigma N \sin \alpha = 20,8 \cdot 0,996 - 53,6 \cdot 0,087 = 20,8 - 4,6 = 16,2 \text{ т.}$$

Сила, нормальная к наклонной подошве, по формуле (4а) главы III:

$$P = \Sigma N \cos \alpha + \Sigma H \sin \alpha = 53,6 \cdot 0,996 + 20,8 \cdot 0,087 = 53,5 + 1,8 = 55,3 \text{ т.}$$

Удерживающая сила

$$Pf = 55,3 \cdot 0,4 = 22,1 \text{ т.}$$

Коэффициент запаса устойчивости стенки против сдвига:

$$K_{сд} = \frac{Pf}{T} = \frac{22,1}{16,2} = 1,36 > K_{доп.}$$

**Проверка стенки на устойчивость против опрокидывания.** Сумма опрокидывающих моментов относительно точки  $O$ :

$$\Sigma_{опр} M = q_1 \frac{h+h_{\phi}}{2} \cdot \frac{h+h_{\phi}}{3} = \frac{5,0 \cdot 8,3}{2} \cdot \frac{8,3}{3} = 57,5 \text{ тм.}$$

Сумма удерживающих моментов (величины вертикальных сил см. в табл. 29):

$$\Sigma_{удер} M = 6,25 \cdot 1,25 + 3,28 \cdot 2,10 + 40,4 \cdot 2,8 + 1,25 \left( 1,40 + \frac{2,80}{3} \right) + 2,38 \cdot 0,55 = 7,8 + 6,9 + 113,0 + 2,9 + 1,3 = 131,9 \text{ тм.}$$

Коэффициент запаса устойчивости стенки против опрокидывания:

$$K_{опр} = \frac{\Sigma_{удер} M}{\Sigma_{опр} M} = \frac{131,9}{57,5} = 2,3 > K_{доп.}$$

**Определение расчетных усилий в сечениях элементов подпорной стенки.** Вертикальная плита. Вертикальную плиту рассчитывают как многопролетную балочную неразрезную плиту, опорами которой служат ребра. Действующая на плиту нагрузка — горизонтальное давление земли.

Для расчета разбиваем диаграмму давления грунта на четыре зоны (фиг. 386, б).

Расчетные нагрузки на вертикальную плиту (по зонам) находятся как средние давления грунта в пределах зоны:

$$\text{I зона } p = \frac{4,8}{8} 7 = 4,2 \text{ т/м}^2;$$

$$\text{II зона } p = \frac{4,8}{8} 5 = 3,0 \text{ т/м}^2;$$

$$\text{III зона } p = \frac{4,8}{8} 3 = 1,8 \text{ т/м}^2;$$

$$\text{IV зона } p = \frac{4,8}{8} 1 = 0,6 \text{ т/м}^2.$$

Расчетные изгибающие моменты в вертикальной плите находят по зонам. При этом каждую зону рассчитывают как самостоятельную многопролетную неразрезную плиту.

Расчет производим для среднего пролета. Крайний пролет рассчитывается аналогично.

Расчетный пролет  $l_p$  плиты принимают равным расстоянию в свету между ребрами, увеличенному на 10%, т. е.

$$l_p = (2,5 - 0,40) 1,10 = 2,30 \text{ м.}$$

Момент в среднем пролете:

$$M_{прол} = 0,0462 p l_p^2 \text{ или, подставляя значение } l_p = 2,30 \text{ м, получаем } M_{прол} = 0,235 p.$$

Опорный момент на средней опоре:

$$M_{опорн} = -0,079 p l_p^2 \text{ или при } l_p = 2,30 \text{ м } M_{опорн} = -0,405 p.$$

Изгибающие моменты (на 1 м ширины плиты) в каждой зоне среднего пролета равны:

$$\begin{aligned} \text{I зона } M_{\text{прол}} &= 0,235 \cdot 4,2 = 0,99 \text{ тм}; \\ & M_{\text{опорн}} = -0,405 \cdot 4,2 = -1,63 \text{ тм}; \\ \text{II зона } M_{\text{прол}} &= 0,235 \cdot 3,0 = 0,70 \text{ тм}; \\ & M_{\text{опорн}} = -0,405 \cdot 3,0 = -1,21 \text{ тм}; \\ \text{III зона } M_{\text{прол}} &= 0,235 \cdot 1,8 = 0,42 \text{ тм}; \\ & M_{\text{опорн}} = -0,405 \cdot 1,8 = -0,73 \text{ тм}; \\ \text{IV зона } M_{\text{прол}} &= 0,235 \cdot 0,6 = 0,14 \text{ тм}; \\ & M_{\text{опорн}} = -0,405 \cdot 0,6 = -0,25 \text{ тм}. \end{aligned}$$

Расчетные поперечные силы находят также по зонам, причем неразрезностью плиты пренебрегают.

Тогда поперечная сила у грани опоры:

$$Q_{\text{оп}}^{\text{гр}} = \frac{pl_0}{2} \text{ или при } l_0 = 2,10 \text{ м } Q_{\text{оп}}^{\text{гр}} = 1,05p.$$

Поперечная сила посередине пролета  $Q_{\text{пр}} = 0$ .

На 1 м ширины плиты:

$$\begin{aligned} \text{I зона } Q_{\text{оп}}^{\text{гр}} &= 1,05 \cdot 4,2 = 4,4 \text{ т}; \\ \text{II зона } Q_{\text{оп}}^{\text{гр}} &= 1,05 \cdot 3,0 = 3,15 \text{ т}; \\ \text{III зона } Q_{\text{оп}}^{\text{гр}} &= 1,05 \cdot 1,8 = 1,9 \text{ т}; \\ \text{IV зона } Q_{\text{оп}}^{\text{гр}} &= 1,05 \cdot 0,6 = 0,63 \text{ т}. \end{aligned}$$

Отрывающие усилия, возникающие в месте соединения вертикальной плиты с ребром (отрыв плиты от ребра), определяют аналогично по зонам. Они равны опорным реакциям плиты. Неразрезностью плиты, как правило, пренебрегают. За расчетный пролет принимают пролет в свету между ребрами  $l_0 = 2,5 - 0,40 = 2,10 \text{ м}$ .

Следовательно, отрывающее усилие:

$$N = pl_0, \text{ а при } l_0 = 2,10 \text{ м } N = 2,10p.$$

На 1 м ширины плиты:

$$\begin{aligned} \text{I зона } N &= 2,10 \cdot 4,2 = 8,8 \text{ т}; \\ \text{II зона } N &= 2,10 \cdot 3,0 = 6,3 \text{ т}; \\ \text{III зона } N &= 2,10 \cdot 1,8 = 3,9 \text{ т}; \\ \text{IV зона } N &= 2,10 \cdot 0,6 = 1,3 \text{ т}. \end{aligned}$$

Ребро. Расчетный изгибающий момент и поперечную силу определяют у основания ребра, т. е. в месте соединения ребра с фундаментной плитой. Расстояние между ребрами равно 2,5 м.

Собственным весом ребер и вертикальной плиты обычно пренебрегают. Действующей нагрузкой является горизонтальное давление земли (см. фиг. 386,а).

На одно ребро передается нагрузка от плиты шириной, равной расстоянию между ребрами, т. е. с 2,5 м.

Расчетный изгибающий момент равен моменту от горизонтального давления земли:

$$M = 2,5 \frac{4,8 \cdot 8,0}{2} \cdot \frac{8,0}{3} = 128 \text{ тм}.$$

Аналогично расчетная поперечная сила

$$Q = 2,5 \frac{4,8 \cdot 8,0}{2} = 48,0 \text{ т}.$$



Горизонтальная (фундаментная) плита. Как и в примере расчета уголкового подпорной стенки без ребер, усилия, действующие на фундаментную плиту, определяют по эпюрам давлений грунта (см. фиг. 387).

На эпюре 1 показаны реактивные давления грунта от суммы всех нагрузок. Максимальная ордината и длина эпюры подсчитаны при определении давлений на грунт. Промежуточные ординаты находятся из подобия треугольников.

Давление на грунт в сечении А:

$$\sigma_A = \frac{25,6}{4,20} \cdot 2,80 = 17,1 \text{ т/м}^2.$$

Давление на грунт в сечении Б:

$$\sigma_B = \frac{25,6}{4,20} \cdot 3,10 = 18,9 \text{ т/м}^2.$$

На эпюре 2 показаны давления на подошву фундамента от нагрузки, лежащей непосредственно над плитой и от собственного веса плиты.

Этой нагрузкой для наружной части фундаментной плиты является слой земли высотой 1,2 м и собственный вес плиты с предварительно принятой толщиной ее 0,3 м:

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= 1,2 \cdot 1,8 + 0,3 \cdot 2,6 = 2,16 + 0,78 = \\ &= 2,94 \approx 3,0 \text{ т/м}^2. \end{aligned}$$

Нагрузкой для внутренней части фундаментной плиты является слой земли высотой 8 м и собственный вес плиты при принятой толщине ее 0,3 м:

$$\begin{aligned} \sigma_2 &= 8 \cdot 1,8 + 0,3 \cdot 2,6 = 14,4 + 0,8 = \\ &= 15,2 \text{ т/м}^2. \end{aligned}$$

Расчетной нагрузкой для фундаментной плиты является разность эпюр 1 и 2. По этой нагрузке, показанной на эпюре 3, определяются расчетные усилия.

Наружная часть фундаментной плиты работает как консоль, заделанная в вертикальной плите.

Находим момент и поперечную силу у начала консоли — сечение Б (на ширину плиты 1 м):

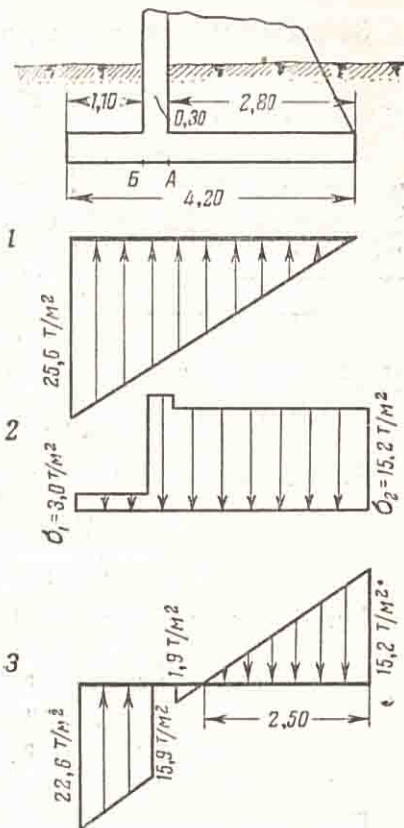
$$M = \frac{15,9 \cdot 1,1^2}{2} + \frac{6,7 \cdot 1,1}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot 1,1 = 9,6 + 2,7 = 12,3 \text{ тм};$$

$$Q = \frac{22,6 + 15,9}{2} \cdot 1,1 = 21,6 \text{ т}.$$

Внутренняя часть фундаментной плиты работает как многопролетная неразрезная плита, опорой которой являются ребра.

Для определения расчетных усилий эпюру расчетной нагрузки для этой части плиты разделяем на две зоны (фиг. 388).

Находим основание треугольника, где расчетные нагрузки действуют сверху вниз.



Фиг. 387. Эпюры давлений на фундаментную плиту:

1—эпюра реактивных давлений грунта; 2—эпюра давлений от нагрузки, расположенной непосредственно над фундаментной плитой и от собственного веса плиты; 3—эпюра расчетных нагрузок на фундаментную плиту.

Из соотношения:

$$\frac{x}{15,2} = \frac{2,80-x}{1,9}, \text{ получаем } x = 2,50 \text{ м.}$$

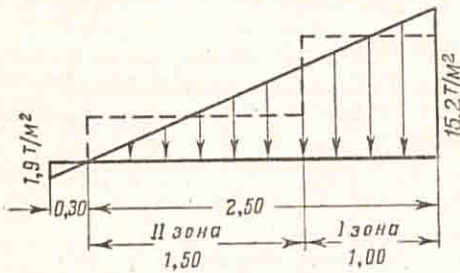
Давление на границе между 1-й и 2-й зонами:

$$\sigma_1 = \frac{15,2}{2,50} \cdot 1,5 = 9,1 \text{ т/м}^2.$$

За расчетные нагрузки на рассматриваемую часть фундаментной плиты (по зонам) принимаем среднее значение нагрузки в пределах каждой зоны:

$$\text{I зона } p_1 = \frac{15,2+9,1}{2} = 12,2 \text{ т/м}^2;$$

$$\text{II зона } p_2 = \frac{9,1}{2} = 4,6 \text{ т/м}^2.$$



Фиг. 388. Разбивка на зоны эпюры расчетной нагрузки на внутреннюю часть фундаментной плиты.

Расчет производится для среднего пролета. Крайний пролет рассчитывается аналогично. Расчетный пролет  $l_p$  неразрезной фундаментной плиты так же, как и для вертикальной плиты, принимаем равным 2,30 м.

Расчетные изгибающие моменты определяются по формулам:

$$M_{\text{прол}} = 0,0462 p l_p^2 = 0,235 p;$$

$$M_{\text{опорн}} = -0,079 p l_p^2 = -0,405 p.$$

Изгибающие моменты (на 1 м ширины плиты) по зонам равны:

$$\text{I зона } M_{\text{гр}} = 0,235 \cdot 12,2 = 2,87 \text{ тм};$$

$$M_{\text{оп}} = -0,405 \cdot 12,2 = -4,95 \text{ тм.}$$

$$\text{II зона } M_{\text{гр}} = 0,235 \cdot 4,6 = 1,08 \text{ тм};$$

$$M_{\text{оп}} = -0,405 \cdot 4,6 = -1,86 \text{ тм.}$$

При определении расчетных поперечных сил неразрезность плиты, как правило, не учитывают и плиту рассматривают как однопролетную. Величина поперечной силы у грани опоры:

$$Q_{\text{оп}}^{\text{гр}} = \frac{p l_0}{2} = \frac{p \cdot 2,10}{2} = 1,05 p;$$

$$Q_{\text{пр}} = 0.$$

Поперечные силы на 1 м ширины плиты равны:

$$\text{I зона } Q_{\text{оп}} = 1,05 \cdot 12,2 = 12,8 \text{ т};$$

$$\text{II зона } Q_{\text{оп}} = 1,05 \cdot 4,6 = 4,8 \text{ т.}$$

Отрывающие усилия, возникающие в месте соединения фундаментной плиты с ребром, равны опорным реакциям плиты. При их определении неразрезностью плиты пренебрегают.

Отрывающее усилие  $N = p l_0 = 2,10 p$ :

$$\text{I зона } N = 2,10 \cdot 12,2 = 25,6 \text{ т};$$

$$\text{II зона } N = 2,10 \cdot 4,6 = 9,7 \text{ т.}$$

Подбор сечения ребра. В сечении у основания ребра  $M = 128 \text{ тм}$ ;  
 $Q = 48 \text{ т.}$

а) Подбор продольной арматуры.

Сечение ребра тавровое (фиг. 389). Так как  $\frac{h_{II}}{h} < 0,1$ , то влияние плиты не учитывается, и сечение рассчитывается как прямоугольное с шириной, равной ширине ребра.

Защитный слой принимаем 5 см.

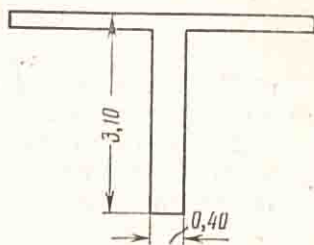
$$h_0 = h - 7 = 310 - 7 = 303 \text{ см.}$$

Коэффициенты запаса  $K = 1,8$ ;  $K' = 1,3$  и  $K'' = 3,0$  (по табл. 7 приложения II для сооружения II класса капитальности).

Ширину ребра определяем из условия, чтобы не требовалась косая арматура для восприятия главных растягивающих напряжений, т. е.

$$\text{чтобы } \sigma_{гг} \leq \frac{R_p}{K''}. \text{ В нашем случае } \frac{R_p}{K''} = \frac{13,5}{3,0} = 4,5 \text{ кг/см}^2.$$

$$\sigma_{гг} = \frac{Q^*}{bz} \leq \frac{R_p}{K''}, \text{ откуда } b \geq \frac{Q}{z \frac{R_p}{K''}}.$$



Фиг. 389. Поперечное сечение ребра.

$$\text{Следовательно, } b \geq \frac{48000}{0,875 \cdot 303 \cdot 4,5} = 40 \text{ см.}$$

Принимаем ширину ребра  $b = 40$  см.

$$r = \frac{h_0}{\sqrt{\frac{MK}{b}}} = \frac{303}{\sqrt{\frac{12800000 \cdot 1,8}{40}}} = 0,400$$

По таблице  $p = 0,184\%$ .

Здесь необходимо еще учесть, что арматура располагается под углом  $\alpha \cong 19^\circ$  к направлению действия силы. Следовательно, необходимое сечение продольной арматуры

$$F_a = \frac{pbh_0}{100 \cos \alpha} = \frac{0,184 \cdot 40 \cdot 303}{100 \cdot 0,945} = 23,4 \text{ см}^2.$$

По ГОСТ 4286 - 48 - «Конструкции бетонные и железобетонные гидротехнических сооружений» минимальный процент армирования при бетоне  $M - 140$   $p = 0,2\%$ .

$$F_a = \frac{0,2 \cdot 40 \cdot 303}{100} = 24,25 \text{ см}^2.$$

Принимаем 4 стержня  $\varnothing' 28$  мм;  $F_a = 24,6 \text{ см}^2$ .

б) Подбор горизонтальных хомутов. Хомуты берем двухветвевые.

В I зоне отрывающее усилие в месте соединения вертикальной плиты с ребром на 1 м высоты равно 8,8 т/м. Необходимое сечение хомутов для восприятия этого усилия

$$F_a = \frac{NK}{\sigma_T} = \frac{8800 \cdot 1,8}{3500} = 4,5 \text{ см}^2.$$

Принимаем хомуты  $\varnothing' 8$  мм через 20 см;

$$F_a = 10 \text{ стержней } \varnothing' 8 \text{ мм} = 5,03 \text{ см}^2.$$

Во II зоне отрывающее усилие равно 6,3 т/м;

$$F_a = \frac{6300 \cdot 1,8}{3500} = 3,25 \text{ см}^2.$$

\* При определении  $\sigma_{гг}$  в запас прочности не учитывается переменность высоты сечения ребра.

Принимаем хомуты  $\varnothing' 8$  мм через 30 см;

$$F_a = 3,35 \text{ см}^2.$$

В III зоне отрывающее усилие равно 3,9 т/м;

$$F_a = \frac{3900 \cdot 1,8}{3500} = 2,0 \text{ см}^2.$$

Принимаем хомуты  $\varnothing' 8$  мм через 35 см;

$$F_a = 2,88 \text{ см}^2.$$

в) Подбор вертикальных хомутов. Вертикальные хомуты также принимаем двухветвевые.

В I зоне отрывающее усилие в месте соединения внутренней части фундаментной плиты с ребром на 1 м ширины равно 25,6 т/м.

Необходимое сечение хомутов для восприятия этого усилия:

$$F_a = \frac{NK}{\sigma_T} = \frac{25600 \cdot 1,8}{3500} = 13,2 \text{ см}^2.$$

Принимаем хомуты  $\varnothing' 10$  мм через 12 см;

$$F_a = 13,08 \text{ см}^2.$$

Во второй зоне отрывающее усилие равно 9,7 т/м;

$$F_a = \frac{9700 \cdot 1,8}{3500} = 5,0 \text{ см}^2.$$

Принимаем хомуты  $\varnothing' 10$  мм через 30 см;

$$F_a = 5,24 \text{ см}^2.$$

### Подбор сечений вертикальной стенки

Определение толщины стенки. Толщину стенки назначают по максимальному пролетному моменту в I зоне, оставляя ее постоянной по всей высоте. Количество арматуры меняют по зонам в соответствии с изменением величин изгибающих моментов.

Максимальный пролетный момент в I зоне:

$$M_{np} = 0,99 \text{ тм.}$$

Задаемся процентом армирования  $\rho = 0,25\%$ ,

По таблице  $r = 0,344$ .

$$h_0 = r \sqrt{\frac{MK}{b}} = 0,344 \sqrt{\frac{990 \cdot 1,8}{1}} = 14,5 \text{ см.}$$

Принимаем толщину стенки  $h = 20$  см.

$$h_0 = h - 4 = 16 \text{ см.}$$

Так как в плите ставить косую арматуру не рационально, то проверяем достаточность толщины плиты из условия, чтобы главные растягивающие напряжения воспринимались бетоном, т. е. чтобы  $\sigma_{г.л} \leq \frac{R_p}{K}$ .

$$\sigma_{г.л} = \frac{Q}{bz} = \frac{4400}{100 \cdot 0,875 \cdot 16} = 3,15 < \frac{R_p}{K} = 4,5 \text{ кг/см}^2.$$

Определение необходимого сечения арматуры в первой зоне. В пролете  $M_{пр} = 990$  кгм.

$$r = \frac{h_0}{\sqrt{\frac{MK}{b}}} = \frac{16}{\sqrt{\frac{990 \cdot 1,8}{1,0}}} = 0,380.$$

По таблице  $p = 0,20\%$ .  
Необходимое сечение арматуры:

$$F_a = \frac{pbh_0}{100} = \frac{0,20 \cdot 100 \cdot 16}{100} = 3,20 \text{ см}^2.$$

На опоре  $M_{оп} = -1,63$  тм.  
За расчетный момент принимаем момент у грани опоры:

$$M_{оп}^{гр} = - \left( M_{оп} - \frac{pl_p}{2} \frac{l_p - l_0}{2} \right) = - \left( 1,63 - \frac{4,2 \cdot 2,3}{2} \times \frac{2,3 - 2,1}{2} \right) = -1,15 \text{ тм};$$

$$r = \frac{16}{\sqrt{\frac{1150 \cdot 1,8}{1,0}}} = 0,350;$$

по таблице  $p = 0,25\%$ .  
Необходимое сечение арматуры:

$$F_a = \frac{0,25 \cdot 100 \cdot 16}{100} = 4,0 \text{ см}^2.$$

Определение необходимого сечения арматуры во второй зоне. В пролете  $M_{пр} = 0,70$  тм  $r = \frac{16}{\sqrt{\frac{700 \cdot 1,8}{1,0}}} = 0,452.$

По таблице  $p = 0,14\% < 0,20\%$  (минимально допустимый процент армирования по табл. 5 приложения II);

$$F_a = \frac{0,20 \cdot 100 \cdot 16}{100} = 3,20 \text{ см}^2.$$

На опоре  $M_{оп} = -1,21$  тм;

$$M_{оп}^{гр} = - \left( 1,21 - \frac{3,0 \cdot 2,3}{2} \cdot 0,1 \right) = -0,87 \text{ тм};$$

$$r = \frac{16}{\sqrt{\frac{870 \cdot 1,8}{1,0}}} = 0,404;$$

по таблице  $p = 0,18\% < 0,20\%$ .

$$F_a = \frac{0,20 \cdot 100 \cdot 16}{100} = 3,20 \text{ см}^2.$$

В III и IV зонах принимаем в пролете и на опоре минимальный процент армирования  $p = 0,20\%$ .

$$F_a = \frac{0,20 \cdot 100 \cdot 16}{100} = 3,20 \text{ см}^2.$$

Количество арматуры, требуемой по расчету в различных сечениях вертикальной стенки (для полосы шириной в 1 м), и принятая арматура сведены в таблицу 30.

Требуемая по расчету и принятая арматура вертикальной стенки

Рассматриваемая зона	Рассматриваемое сечение	Сечение арматуры, необходимое по расчету (см <sup>2</sup> )	Принятая арматура	Примечания
	Пролетное . . . .	3,20	∅' 8 мм через 15 см $F_a=3,35 \text{ см}^2$	Отгибаем с обонх примыкающих пролетов ∅' 8 мм через 30 см и прибавляем ∅' 8 мм через 60 см
	Опорное . . . .	4,00	∅' 8 мм через 15 см + + ∅' 8 мм через 60 см $F_a=4,19$	
II	Пролетное . . . .	3,20	∅' 8 мм через 15 см $F_a=3,35 \text{ см}^2$	Отгибаем с обонх пролетов ∅' 8 мм через 30 см
	Опорное . . . .	3,20	∅' 8 мм через 15 см $F_a=3,35 \text{ см}^2$	
III	Пролетное . . . .	3,20	∅' 8 мм через 15 см $F_a=3,35 \text{ см}^2$	Отгибаем с примыкающих пролетов ∅' 8 мм через 30 см
	Опорное . . . .	3,20	∅' 8 мм через 15 см $F_a=3,35 \text{ см}^2$	
IV	Пролетное . . . .	3,20	∅' 8 мм через 15 см $F_a=3,35 \text{ см}^2$	
	Опорное . . . .	3,20	∅' 8 мм через 15 см $F_a=3,35 \text{ см}^2$	

Схема требуемой по расчету площади сечения арматуры (для полосы шириной в 1 м) и схема принятого армирования вертикальной стенки показаны на фигуре 390.

**Подбор сечений фундаментной плиты.** Внутренняя часть фундаментной плиты.

1) Определение толщины плиты. Толщину внутренней части принимаем постоянной и назначаем ее по расчетному пролетному моменту в I зоне  $M_{пр} = 2,87 \text{ тм}$ .

Задаемся тем же процентом армирования, что и для вертикальной стенки  $p = 0,25\%$ . По таблице  $r = 0,344$ .

$$h_0 = r \sqrt{\frac{MK}{b}} = 0,344 \sqrt{\frac{2870 \cdot 1,8}{1}} = 24,6 \text{ см.}$$

Принимаем  $h = 30 \text{ см}$  и  $h_0 = 26 \text{ см}$ .

Проверяем, достаточна ли толщина плиты, чтобы главные растягивающие напряжения  $\sigma_{гл} \leq \frac{R_p}{K''}$ , т. е., чтобы не надо было ставить косой арматуры:

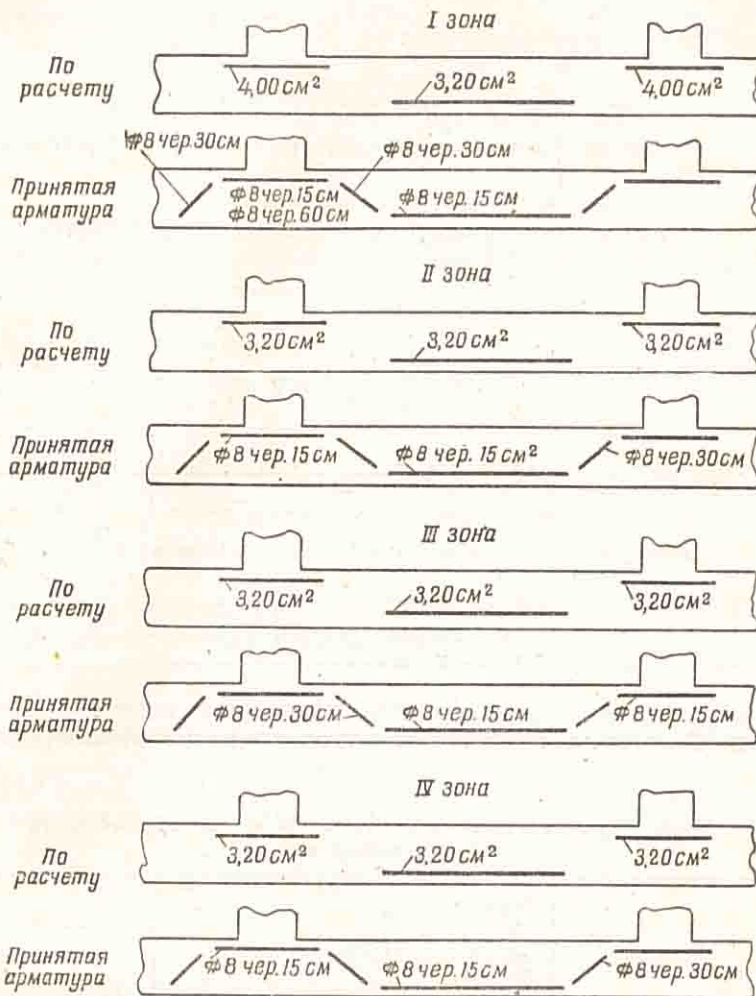
$$\sigma_{гл} = \frac{Q}{bz} = \frac{12800}{100 \cdot 0,875 \cdot 26} = 5,6 \text{ кг/см}^2 > \frac{R_p}{K''} = 4,5 \text{ кг/см}^2.$$

Следовательно, толщина плиты недостаточна.

Необходимая полезная толщина плиты:

$$h_0 = \frac{Q}{b \frac{R_p}{K} 0,875} = \frac{12800}{100 \cdot 4,5 \cdot 0,875} = 32,4 \text{ см.}$$

Принимаем  $h = 36$  см и  $h_0 = 32$  см.



Фиг. 390. Схема требуемой по расчету площади сечения арматуры и схема принятого армирования вертикальной стенки.

2) Определение необходимого сечения арматуры в первой зоне. В пролете  $M_{пр} = 2,87$  тм.

$$r = \frac{h_0}{\sqrt{\frac{MK}{b}}} = \frac{32}{\sqrt{\frac{2870 \cdot 1,8}{1,0}}} = 0,446; \text{ по таблице } \rho = 0,15\% < 0,20\%.$$

Необходимое сечение арматуры:

$$F_a = \frac{\rho b h_0}{100} = \frac{0,20 \cdot 100 \cdot 32}{100} = 6,4 \text{ см}^2.$$

На опоре  $M_{оп} = -4,95$  тм;

$$M_{оп}^{гр} = -\left(4,95 - \frac{12,2 \cdot 2,3}{2} \cdot 0,1\right) = -3,55 \text{ тм};$$

$$r = \frac{32}{\sqrt{\frac{3550 \cdot 1,8}{1,00}}} = 0,384;$$

по таблице  $p = 0,20\%$ .

Необходимое сечение арматуры:

$$F_a = \frac{0,20 \cdot 100 \cdot 32}{100} = 6,4 \text{ см}^2.$$

3) Определение необходимого сечения арматуры во второй зоне. В пролете  $M_{пр} = 1,08$  тм.

$$r = \frac{32}{\sqrt{\frac{1080 \cdot 1,8}{1,0}}} = 0,726; \quad p = 0,05\% < 0,20\%.$$

Принимаем  $p = 0,20\%$ .

$$F_a = \frac{0,20 \cdot 100 \cdot 32}{100} = 6,4 \text{ см}^2.$$

На опоре  $M_{оп} = -1,86$  тм;  $M_{оп}^{гр} = -\left(1,86 - \frac{4,6 \cdot 2,3 \cdot 0,1}{2}\right) = -1,33$  тм;

$$r = \frac{32}{\sqrt{\frac{1330 \cdot 1,8}{1,0}}} = 0,650; \quad p = 0,07\% < 0,20\%.$$

$$F_a = \frac{0,20 \cdot 100 \cdot 32}{100} = 6,4 \text{ см}^2.$$

Количество арматуры, требуемой по расчету в различных сечениях фундаментной плиты, и принятая арматура сведены в таблицу 31.

Таблица 31

Требуемая по расчету и принятая арматура внутренней части фундаментной плиты

Рассматриваемая зона	Рассматриваемое сечение	Сечение арматуры, необходимое по расчету (см <sup>2</sup> )	Принятая арматура	Примечания
I	Пролетное . . .	6,4	∅' 12 мм через 18 см $F_a = 6,28 \text{ см}^2$	Отгибаем половину стержней с обоих пролетов
	Опорное . . . .	6,4	∅' 12 мм через 18 см $F_a = 6,28 \text{ см}^2$	
II	Пролетное . . .	6,4	∅' 12 мм через 18 см $F_a = 6,28 \text{ см}^2$	Отгибаем с обоих пролетов ∅' 12 мм через 36 см
	Опорное . . . .	6,4	∅' 12 мм через 18 см $F_a = 6,28 \text{ см}^2$	

Схема требуемой по расчету площади сечения арматуры для полосы шириной в 1 м и схема принятого армирования внутренней части фундаментной плиты показаны на фигуре 391.

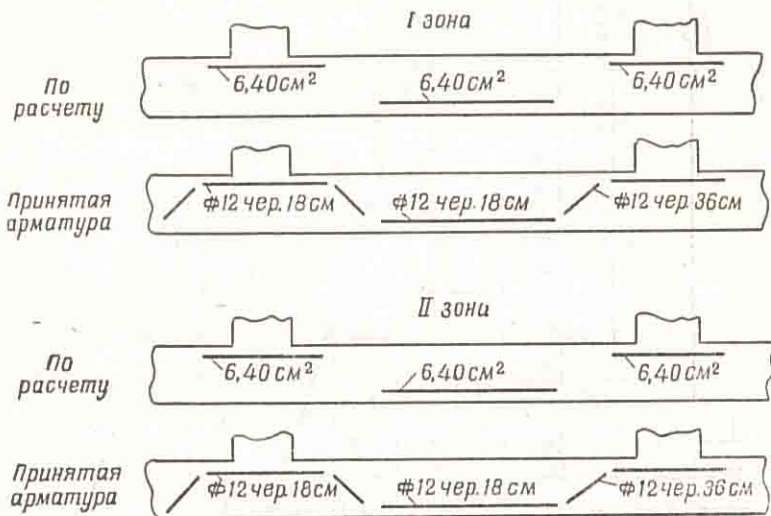


Наружная часть фундаментной плиты.  
 Максимальный момент у начала консоли  $M = 12,3$  тм.  
 Задаемся процентом армирования  $\rho = 0,25\%$ .  
 По таблице  $r = 0,344$ .

$$h_0 = r \sqrt{\frac{MK}{b}} = 0,344 \sqrt{\frac{12300 \cdot 1,8}{1,0}} = 51,2 \text{ см.}$$

Принимаем  $h = 55$  см и  $h_0 = 51$  см.

$$r = \frac{51}{\sqrt{\frac{12300 \cdot 1,8}{1,0}}} = 0,343; \quad \text{по таблице } \rho = 0,25\%.$$



Фиг. 391. Схема требуемой по расчету площади сечения арматуры и схема принятого армирования внутренней части фундаментной плиты.

Необходимое сечение арматуры:

$$F_a = \frac{0,25 \cdot 100 \cdot 51}{100} = 12,75 \text{ см}^2.$$

Принимаем стержни  $\varnothing 12$  мм с шагом 9 см;  $F_a = 12,57$  см<sup>2</sup>.

Проверяем, нужна ли косая арматура для восприятия главных растягивающих напряжений.

У начала консоли  $Q = 21,6$  т.

$$\sigma_{\text{гл}} = \frac{Q}{bz} - \frac{M \operatorname{tg} \alpha}{bz h_0} = \frac{21600}{100 \cdot 0,875 \cdot 51} - \frac{123000 \frac{19}{110}}{100 \cdot 0,875 \cdot 51^2} = 3,82 \text{ кг/см}^2 < \frac{R_p}{K^n} = 4,5 \text{ кг/см}^2.$$

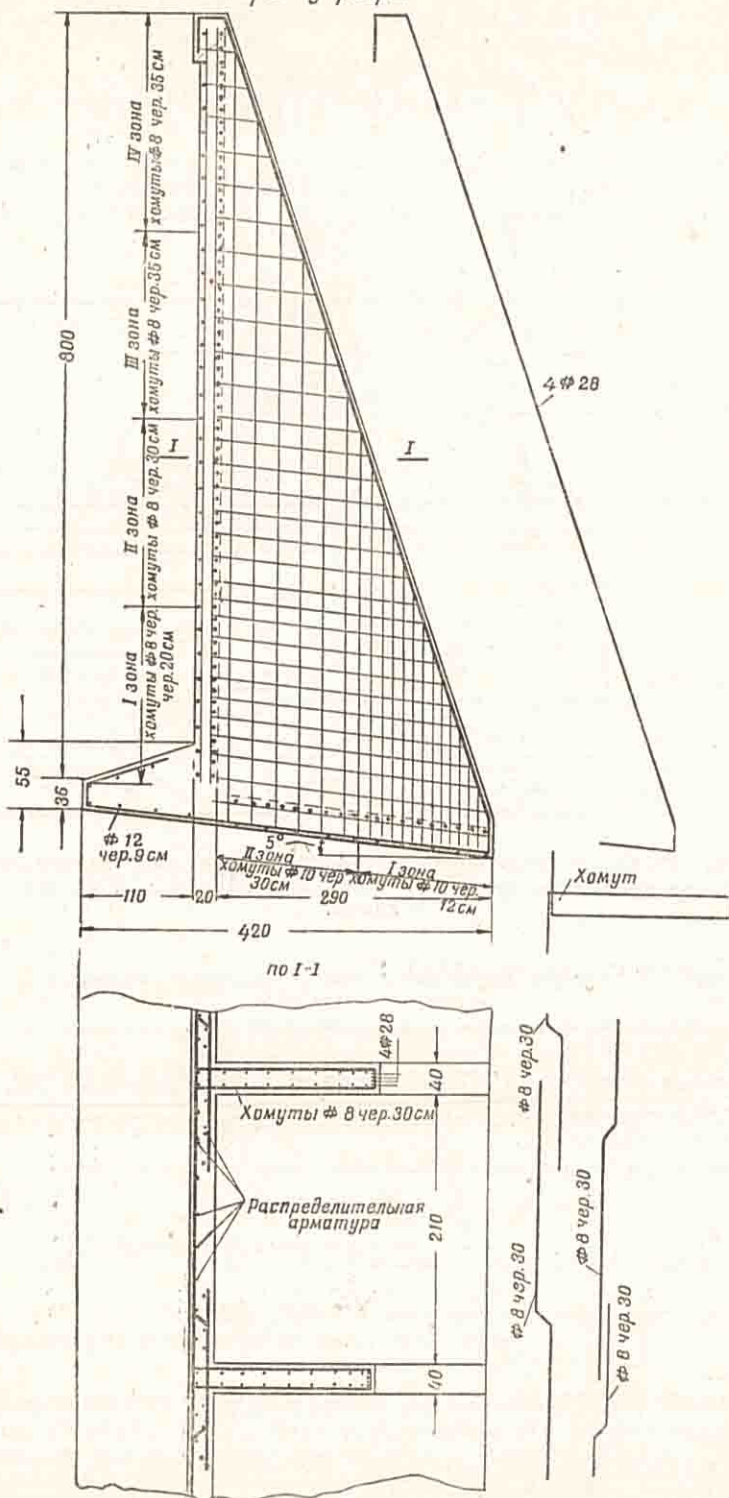
Следовательно, косой арматуры не требуется.

Схема армирования уголковой подпорной стенки с ребрами дана на фигуре 392.

Вариант 2-й (при наличии одностороннего давления воды). Наличие воды значительно увеличивает горизонтальное давление на стенку и, кроме того, создавая гидростатическое давление воды на подошву фундамента, ухудшает условия сопротивления стенки сдвигу. Поэтому размеры фундаментной плиты следует принимать значительно большими, чем для стенок с сухой засыпкой.

Принятые предварительно размеры стенки показаны на фигуре 393, а.

Разрез у ребра



Фиг. 392. Конструкция и схема армирования подпорной стенки примера 3.

Определение величины горизонтального давления земли и воды на стенку

Строим диаграммы горизонтального давления грунта и воды (фиг. 393, б):

$$q_1 = \gamma h \xi_A = \gamma h \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) = 1,8 \cdot 8,3 \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{30}{2} \right) = 5,00 \text{ т/м}^2;$$

$$q_2 = \gamma_0 / h_B (1 - \psi \xi_A) = 1 \cdot 4,3 \left[ 1 - 0,7 \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{30}{2} \right) \right] = 3,30 \text{ т/м}^2;$$

где содержание сыпучего тела в единице объема

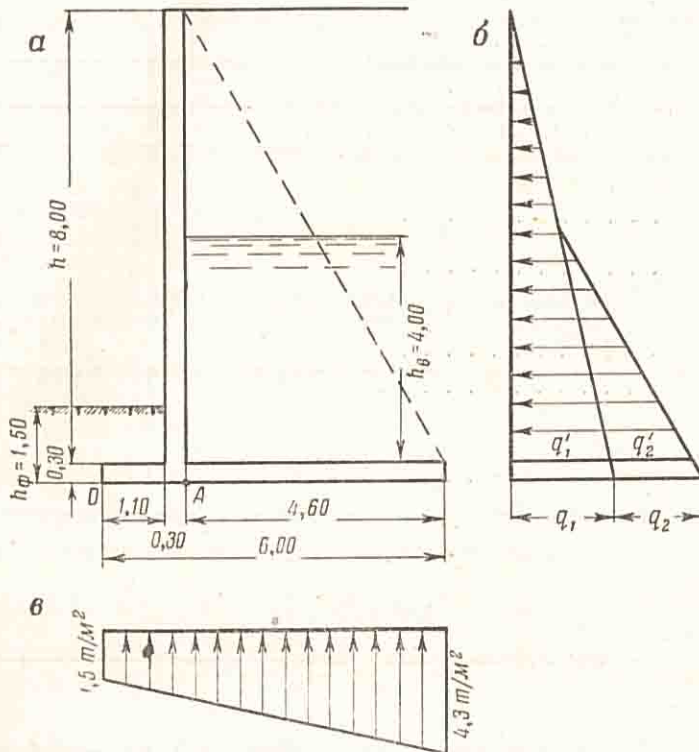
$$\psi = 1 - n = 1 - 0,3 = 0,7.$$

Давления на уровне обреза фундаментной плиты:

$$q'_1 = \frac{5,00}{8,30} 8,00 = 4,80 \text{ т/м}^2;$$

$$q'_2 = \frac{3,30}{4,30} 4,00 = 3,10 \text{ т/м}^2.$$

Давление грунта и воды с передней стороны стенки в запас прочности не учитываем.



Фиг. 393. Угловая подпорная стенка с ребрами при наличии одностороннего давления воды:

а—принятые предварительно размеры стенки; б—диаграмма горизонтальных давлений грунта и воды; в—диаграмма противодействия воды.

Диаграмма вертикального давления воды на подошву фундамента. Вертикальное давление воды на подошву фундамента снизу вверх (противодавление) по задней грани  $4,3 \text{ т/м}^2$ , по передней грани  $1,5 \text{ т/м}^2$ . Диаграмма противодействия воды показана на фигуре 393, в.

Проверка давления на грунт под фундаментной плитой. Определение расчетных усилий сведено в таблицу 32.

Расчетные усилия, действующие на подошву фундаментной плиты

№ п.п.	Наименование усилий	Вертикальные силы $N$ (т)	Горизонтальные силы $H$ (т)	Плечо действия сил относительно точки $A$ (м)	Момент относительно точки $A$ (тм)
1	Собственный вес вертикальной плиты $0,3 \times 8,0 \times 2,6$ . . . . .	6,25	—	-0,15	-0,94
2	Собственный вес горизонтальной плиты $0,3 \times 6,0 \times 2,6$ . . . . .	4,68	—	1,60	+7,48
3	Грунт на внутренней части фундаментной плиты (без вычета объема ребер) $4,6 \times 8,0 \times 1,8$ . . . . .	66,30	—	2,30	+153,20
4	Дополнительный вес за счет разности объемного веса железобетонного ребра и грунта. Ребра через 2,5 м, толщина 0,40 м $\frac{4,6 \times 8,0}{2} \cdot 0,40 \cdot \frac{1}{2,5} (2,6 - 1,8)$ . . . . .	2,36	—	1,53	+3,61
5	Вес воды на внутренней части фундаментной плиты. Вода заполняет поры в грунте (30%) $4,6 \times 4,0 \times 0,3$ . . . . .	5,52	—	2,30	+12,70
6	Грунт на наружной части фундаментной плиты $1,1 \times 1,2 \times 1,8$ . . . . .	2,38	—	-0,85	-2,03
7	Вес воды на наружной части фундаментной плиты $1,1 \times 1,2 \times 0,3$ . . . . .	0,40	—	-0,85	-0,34
8	Горизонтальное давление грунта и воды (см. фиг. 393,б) $\frac{4,8 \times 8,0}{2}$ . . . . .	—	-19,2	$\frac{8}{3} + 0,3 = 2,96$	-56,80
	$\frac{3,1 \times 4,0}{2}$ . . . . .	—	-6,2	$\frac{4}{3} + 0,3 = 1,63$	-10,10
9	Вертикальное давление воды на подошву фундаментной плиты $1,5 \times 6,0$ . . . . .	-9,00	—	1,60	-14,40
	$\frac{2,8 \times 6,0}{2}$ . . . . .	-8,40	—	2,60	-21,80
	Итого . . . . .	70,5	-25,4	—	+70,6

Суммарные расчетные усилия, действующие на подошву фундаментной плиты:

$$\Sigma N = 70,5 \text{ т.}$$

Сумма моментов относительно центра тяжести подошвы фундаментной плиты:

$$\Sigma M = 70,6 - 70,5 \left( 4,60 - \frac{6,00}{2} \right) = 70,6 - 113,0 = -42,4 \text{ тм.}$$

Характеристики сечения:

$$\omega = 6,00 \text{ м}^2; \quad W = \frac{6,00^2}{6} = 6,00 \text{ м}^3.$$

Давление на грунт:

$$\sigma = \frac{\Sigma N}{\omega} \pm \frac{\Sigma M}{W} = \frac{70,5}{6} \pm \frac{42,4}{6} = 11,8 \pm 7,1;$$

$$\sigma_{\text{макс}} = 18,9 \text{ т/м}^2 = 1,89 \text{ кг/см}^2 < [\sigma];$$

$$\sigma_{\text{мин}} = 4,7 \text{ т/м}^2 = 0,47 \text{ кг/см}^2.$$

Проверка на устойчивость против скольжения. Сдвигающая сила  $\Sigma H$  равна горизонтальному давлению грунта и воды на стенку высотой до подошвы фундамента:

$$\Sigma H = q_1 \frac{h+h_\phi}{2} + q_2 \frac{h_b+h_\phi}{2} = \frac{5,0 \cdot 8,3}{2} + \frac{3,3 \cdot 4,3}{2} = 27,9 \text{ т.}$$

Коэффициент трения материала фундаментной плиты по грунту  $f=0,40$ .  
Удерживающая сила

$$\Sigma Nf = 70,5 \cdot 0,4 = 28,2 \text{ т.}$$

Коэффициент запаса устойчивости против скольжения:

$$K_{сд} = \frac{\Sigma Nf}{\Sigma H} = \frac{28,2}{27,9} = 1,01 < K_{доп.}$$

т. е. устойчивость стенки против скольжения не обеспечена.

Для достижения устойчивости против скольжения придаем подошве фундамента наклон в сторону грунтовой засыпки  $\alpha = 5^\circ$ .

Тогда сдвигающая сила по формуле (4) гл. вы III:

$$T = \Sigma H \cos \alpha - \Sigma N \sin \alpha = 27,9 \cdot 0,996 - 70,5 \cdot 0,087 = 21,7 \text{ т.}$$

Сила, нормальная к наклонной подошве, по формуле (4а) главы III:

$$P = \Sigma N \cos \alpha + \Sigma H \sin \alpha = 70,5 \cdot 0,996 + 27,9 \cdot 0,087 = 70,3 + 2,4 = 72,7 \text{ т.}$$

Коэффициент запаса устойчивости:

$$K_{сд} = \frac{Pf}{T} = \frac{72,7 \cdot 0,4}{21,7} = 1,34 > K_{доп.}$$

Проверка стенки на устойчивость против опрокидывания. Сумма опрокидывающих моментов относительно точки O:

$$\begin{aligned} \Sigma_{опр} M &= q_1 \frac{h+h_\phi}{2} \cdot \frac{h+h_\phi}{3} + q_2 \frac{h_b+h_\phi}{2} \cdot \frac{h_b+h_\phi}{3} = \\ &= \frac{5,0 \cdot 8,3}{2} \cdot \frac{8,3}{3} + \frac{3,3 \cdot 4,3}{2} \cdot \frac{4,3}{3} = 57,5 + 10,2 = 67,7 \text{ тм.} \end{aligned}$$

Сумма удерживающих моментов (величины вертикальных сил см. в табл. 32):

$$\begin{aligned} \Sigma_{удерж} M &= 6,25 \cdot 1,25 + 4,68 \cdot 3,00 + 66,30 \cdot 3,70 + 2,36 \cdot 2,93 + 5,52 \cdot 3,70 + \\ &+ 2,38 \cdot 0,55 + 0,40 \cdot 0,55 - 9,00 \cdot 3,00 - 8,40 \cdot 4,00 = 235,0 \text{ тм.} \end{aligned}$$

Коэффициент запаса устойчивости стенки против опрокидывания:

$$K_{опр} = \frac{\Sigma_{удерж} M}{\Sigma_{опр} M} = \frac{235,0}{67,7} = 3,5 > K_{доп.}$$

Расчет по второму варианту доведен только до определения габаритных размеров, так как дальнейший расчет (определение усилий в элементах стенки и подбор их сечений) аналогичен расчету по первому варианту.

#### 4. РЯЖЕВАЯ ПОДПОРНАЯ СТЕНКА

Запрос проектировать сборную железобетонную стенку ряжевого типа. Высота насыпи 6 м. Угол естественного откоса грунта насыпи  $\varphi = 30^\circ$ ; объемный вес грунта  $1,8 \text{ т/м}^3$  (трением грунта о поверхность стенки пренебрегают).

Расчет производим для участка стенки длиной 1 м. В соответствии с заданным очертанием насыпи принимаем габаритные размеры стенки (фиг. 394).

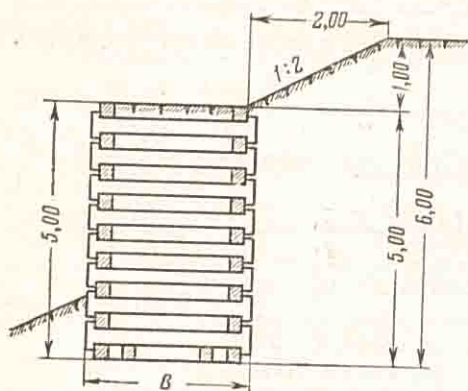
Определение горизонтального давления грунта на стенку. При заданном очертании насыпи расчет по формулам таблицы 3 требует большой вычислительной работы. Значительно проще определить действующее на заданную стенку горизонтальное давление грунта по таблицам инженера С. В. Зелегуина.

По схеме 1 таблицы 5 (при отсутствии на призме обрушения временной нагрузки) находим величины  $A_1$  и  $B_1$ :

$$A_1 = \frac{(h+b)^2}{2} = \frac{6^2}{2} = 18;$$

$$B_1 = \frac{ab}{2} = \frac{1 \cdot 2}{2} = 1;$$

$$K_1 = \frac{B_1}{A_1} = 0,0555.$$



Фиг. 394. Расчетная схема ряжевой подпорной стенки.

По таблице 9 при  $\varphi = 30^\circ$  и  $K = 0,0555$ :

$$K_e = 0,333 - (0,333 - 0,280) \frac{0,0555}{0,10} = 0,333 - 0,029 = 0,304;$$

$$\operatorname{tg} \nu = 0,577 + (0,673 - 0,577) \frac{0,0555}{0,10} = 0,577 + 0,053 = 0,630.$$

Горизонтальное давление  $E$  грунта на стенку по формуле (8) главы II:

$$E = \gamma A_1 K_e = 1,8 \cdot 18 \cdot 0,304 = 9,85 \text{ т.}$$

Плечо  $z$  приложения силы  $E$  по формуле (11) главы II:

$$z = \frac{h}{3} K_m.$$

По таблице 14 при  $\varphi = 30^\circ$ ;  $m = 2$  и  $K = 0,0555$

$$K_m = 1,02; \quad z = \frac{5,0}{3} 1,02 = 1,7 \text{ м.}$$

Проверка стенки на устойчивость против опрокидывания. Сумма опрокидывающих моментов в нашем случае равна моменту от горизонтального давления грунта:

$$\Sigma_{\text{опр}} M = E z = 9,85 \cdot 1,7 = 16,75 \text{ тм.}$$

Сумма удерживающих моментов по формуле (12) главы III:

$$\Sigma_{\text{удерж}} M = M_{\text{удерж}} = 0,53 \gamma B^2 h = 0,53 \cdot 1,8 B^2 \cdot 5 = 4,77 B^2.$$

Из формулы (1) главы III имеем:

$$\Sigma_{\text{удерж}} M = K_{\text{опр}} \Sigma_{\text{опр}} M.$$

Принимаем допустимый коэффициент запаса на опрокидывание  $K_{\text{доп}} = 1,4$ .

Тогда сумма удерживающих моментов должна быть больше или равна  $1,4 \cdot 16,75 = 23,50$  тм.

Из этого условия находим ширину стенки  $B$ :

$$4,77 B^2 = 23,50;$$

$$B^2 = 4,92;$$

$$B = 2,22 \text{ м.}$$

Принимаем  $B = 2,25$  м и проверяем принятую ширину стенки по устойчивости против скольжения.

Проверка стенки на устойчивость против скольжения. Сдвигающая сила  $H = E = 9,85$  т.

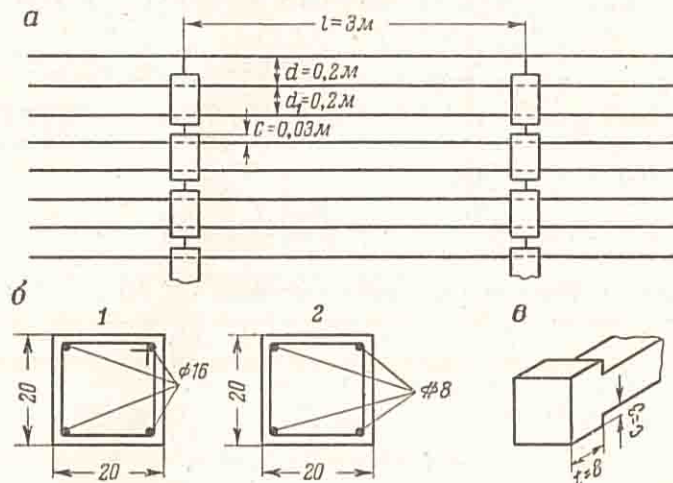
Удерживающая сила по формуле (12а) главы III:

$$T_{\text{удерж}} = 1,06\gamma B h f.$$

Коэффициент трения грунта по грунту принимаем равным тангенсу угла естественного откоса:

$$f = \operatorname{tg} \varphi = \operatorname{tg} 30^\circ = 0,575.$$

$$T_{\text{удерж}} = 1,06 \cdot 1,8 \cdot 2,25 \cdot 5 \cdot 0,575 = 12,32 \text{ т.}$$



Фиг. 395. Ряжевая подпорная стенка:  
а—схема расположения сборных продольных и поперечных элементов; б—поперечные сечения сборных железобетонных элементов. 1—продольный элемент; 2—поперечный элемент; 3—деталь анкерного устройства.

Коэффициент запаса устойчивости стенки против сдвига:

$$K_{\text{сд}} = \frac{T_{\text{удерж}}}{E} = \frac{12,32}{9,85} = 1,25 < 1,4.$$

Ширина стенки должна быть увеличена до

$$B = \frac{1,4}{1,25} 2,25 = 2,52 \text{ м.}$$

Принимаем  $B = 2,5$  м. Тогда:

$$T_{\text{удерж}} = 1,06 \cdot 1,8 \cdot 2,5 \cdot 5 \cdot 0,575 = 13,70 \text{ т,}$$

$$K_{\text{сд}} = \frac{13,70}{9,85} = 1,39 \cong 1,4.$$

Расчет сборных железобетонных элементов. Продольные элементы. Давление грунта на продольные элементы по формуле (15) главы III:

$$E = \gamma s.$$

Длину  $l$  продольного элемента принимаем 3 м и величину  $s$  находим по таблице 24.

При  $\varphi = 30^\circ$  и  $B = 2,5$  м

$$s = 1,14; \quad E = 1,8 \cdot 1,14 = 2,05 \text{ т/м}^2.$$

Размеры поперечного сечения сборного железобетонного элемента принимаем  $20 \times 20$  см, зазор между ними  $d_1 = 20$  см (фиг. 395, а).

Интенсивность нагрузки на 1 пог. м. элемента при  $d = d_1 = 20$  см по формуле (16) главы III:

$$q = E(d + d_1) = 2,05(0,2 + 0,2) = 0,82 \text{ т/м.}$$

Максимальный момент (как в однопролетной балке):

$$M_{\text{макс}} = \frac{ql^2}{8} = \frac{0,82 \cdot 3^2}{8} = 0,92 \text{ тм.}$$

Поперечная сила:

$$Q = \frac{ql}{2} = \frac{0,82 \cdot 3}{2} = 1,23 \text{ т.}$$

Для возможности укладки сборного элемента в любом положении проектируем его с симметричной арматурой.

Принимаем бетон марки 140 и арматуру периодического профиля из стали марки Ст. 5 с  $\sigma_T = 3500$  кг/см<sup>2</sup>.

Коэффициент запаса  $K = 1,7$  (по табл. 7 приложения II) как для сооружения III класса капитальности;  $h = 20$  см;  $h_0 = 20 - 4 = 16$  см.]

Необходимое сечение арматуры с каждой стороны:

$$F_a = \frac{MK}{\sigma_T(h_0 - a')} = \frac{92000 \cdot 1,7}{3500(16 - 4)} = 3,7 \text{ см}^2.$$

Укладываем в каждом углу один стержень  $\varnothing' 16$  мм (фиг. 395, б):

$$F_a = 2 \varnothing' 16 \text{ мм} = 4,02 \text{ см}^2.$$

Поперечные (анкерные) элементы. Растягивающее усилие, возникающее в поперечных элементах [формула (17) главы III]:

$$N = ql = 0,82 \cdot 3 = 2,46 \text{ т.}$$

Принимаем бетон марки 140 и арматуру из стали Ст. 3. При диаметре растянутых стержней до 12 мм  $\sigma_T = 2850$  кг/см<sup>2</sup>.

Элемент работает на центральное растяжение. Необходимое сечение арматуры:

$$F_a = \frac{NK}{\sigma_T} = \frac{2460 \cdot 1,7}{2850} = 1,48 \text{ см}^2.$$

Принимаем четыре стержня  $\varnothing 8$  мм;  $F_a = 2,01 \text{ см}^2$ .

Сечение элемента  $20 \times 20$  см (см. фиг. 395, б).

Размеры захвата (анкерного устройства). По формуле (18) главы III высота захвата:

$$c \geq \frac{NK}{2d_1 R_{np}} = \frac{2460 \cdot 1,8^*}{2 \cdot 20 \cdot 108} = 1,04 \text{ см.}$$

Принимаем  $c = 3$  см.

Длина захвата по формуле (19) главы III:

$$t \geq \frac{NK''}{2d_1 R_{cp}} = \frac{2460 \cdot 2,8}{2 \cdot 20 \cdot 27} = 6,4 \text{ см.}$$

Принимаем  $t = 8$  см.

Деталь конструкции захвата дана на фигуре 395, в.

#### 5. СВОБОДНАЯ СТАЛЬНАЯ ШПУНТОВАЯ СТЕНКА

Рассчитать свободную стальную шпунтовую стенку по следующим данным: глубина котлована  $H = 3$  м, горизонт грунтовых вод на 2 м выше дна котлована —  $H_w = 2$  м, угол внутреннего трения грунта  $35^\circ$ ,

\* Здесь  $K = 1,8$  принят по таблице 7, приложения II, как для элементов типа колонн и т. п. (при III классе капитальности).

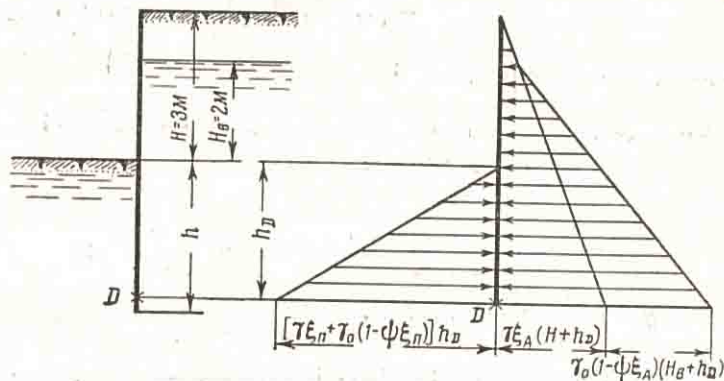


объемный вес грунта  $\gamma = 1,8 \text{ т/м}^3$ , объем пустот в грунте  $n = 30\%$ , объемный вес воды  $\gamma_0 = 1,0 \text{ т/м}^3$ .

а) Расчет шпунтовой стенки на устойчивость. Расчет на устойчивость заданной стенки сводится к определению минимально необходимой глубины  $h$  забивки шпунта. Для этого вначале следует определить расчетную глубину забивки  $h_D$ .

Расчетная схема шпунта изображена на фигуре 396.

Диаграммы активного и пассивного давлений грунта и воды построены в соответствии с фигурой 375,б.



Фиг. 396. Расчетная схема свободной шпунтовой стенки примера 5.

Уравнение для определения расчетной глубины  $h_D$  по формуле (14) главы IV:

$$\Sigma M_D = \gamma \xi_A \frac{(H + h_D)^3}{6} + \gamma_0 (1 - \psi \xi_A) \frac{(H_B + h_D)^3}{6} - [\gamma \xi_n + \gamma_0 (1 - \psi \xi_n)] \frac{h_D^3}{6} = 0.$$

Подставляем числовые значения известных величин:

$$\xi_A = \text{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) = \text{tg}^2 27^\circ 30' = 0,27;$$

$$\psi = 1 - n = 1 - 0,30 = 0,70;$$

$$\xi_n = \text{tg}^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) = \text{tg}^2 62^\circ 30' = 3,68;$$

$$\Sigma M_D = 1,8 \cdot 0,27 \frac{(3 + h_D)^3}{6} + 1,0 (1 - 0,70 \cdot 0,27) \frac{(2 + h_D)^3}{6} - [1,8 \cdot 3,68 + 1,0 (1 - 0,7 \cdot 3,68)] \frac{h_D^3}{6} = 0;$$

$$\Sigma M_D = 0,081 (3 + h_D)^3 + 0,135 (2 + h_D)^3 - 0,844 h_D^3 = 0.$$

Полученное кубическое уравнение проще всего решить методом подбора. Задаемся расчетной глубиной  $h_D = 4,2 \text{ м}$ .

Тогда

$$\Sigma M_D = 0,081 (3 + 4,2)^3 + 0,135 (2 + 4,2)^3 - 0,844 \cdot 4,2^3 = 30,2 + 32,2 - 62,4 = 0.$$

Следовательно, из условия устойчивости шпунтовой стенки принятая расчетная глубина  $h_D = 4,2 \text{ м}$  достаточна.

Глубину забивки шпунта  $h$  обычно принимают равной  $1,2 h_D$ :

$$h = 1,2 \times 4,2 \cong 5,1 \text{ м}.$$

б) Расчет шпунтовой стенки на прочность. Расстояние  $y$  от дна котлована до сечения, в котором будет наибольший изгибающий момент, находят из того условия, что в этом сечении поперечная сила равна нулю.

Поперечная сила в сечении на расстоянии  $y$  от дна котлована:

$$Q_y = \gamma \xi_A \frac{(H+y)^2}{2} + \gamma_0 (1 - \psi \xi_A) \frac{(H_n+y)^2}{2} - [\gamma \xi_n + \gamma_0 (1 - \psi \xi_n)] \frac{y^2}{2}.$$

Приравняв поперечную силу нулю и подставив числовые значения известных величин, находят расстояние  $y$ :

$$Q_y = 1,8 \cdot 0,27 \frac{(3+y)^2}{2} + 1,0 (1 - 0,7 \cdot 0,27) \frac{(2+y)^2}{2} - [1,8 \cdot 3,68 + 1,0 (1 - 0,7 \cdot 3,68)] \frac{y^2}{2} = 0.$$

После преобразования получаем:

$$0,243 (9 + 6y + y^2) + 0,405 (4 + 4y + y^2) - 2,523y^2 = 0;$$

$$1,875y^2 - 3,08y - 3,81 = 0.$$

Откуда:

$$y = \frac{3,08 \pm \sqrt{3,08^2 + 4 \cdot 1,875 \cdot 3,81}}{2 \cdot 1,875} = \frac{3,08 \pm 6,18}{2,75};$$

$$y = \frac{3,08 + 6,18}{3,75} = 2,47 \text{ м.}$$

Максимальный изгибающий момент, который должен будет воспринять участок шпунта длиной 1 м:

$$M_{\text{макс}} = \gamma \xi_A \frac{(H+y)^3}{6} + \gamma_0 (1 - \psi \xi_A) \frac{(H_n+y)^3}{6} - [\gamma \xi_n + \gamma_0 (1 - \psi \xi_n)] \frac{y^3}{6} =$$

$$= 1,8 \cdot 0,27 \frac{(3+2,47)^3}{6} + 1,0 (1 - 0,70 \cdot 0,27) \frac{(2+2,47)^3}{6} - [1,8 \cdot 3,68 + 1,0 (1 - 0,7 \cdot 3,68)] \frac{2,47^3}{6} = 12,6 \text{ тм.}$$

Принимаем шпунтовые сваи из зетовой прокатной стали ШД-2 (см. табл. 23) с моментом сопротивления одной сваи  $W = 400 \text{ см}^3$ .

Ширина шпунтовой сваи 400 мм.

Проверка напряжений:

$$\sigma = \frac{M_{\text{макс}}}{W} = \frac{1260000 \cdot 0,4}{400} = 1260 \text{ кг/см}^2.$$

## 6. НЕЗАЩЕМЛЕННАЯ АНКЕРНАЯ ШПУНТОВАЯ СТЕНКА

Рассчитать незащемленную анкерную шпунтовую стенку по следующим данным: глубина котлована  $H = 5$  м, горизонт грунтовых вод на 2 м ниже поверхности грунта, т. е.  $H_n = 3$  м, угол внутреннего трения грунта  $\varphi = 40^\circ$ , объемный вес грунта  $\gamma = 1,8 \text{ т/м}^3$ , анкерное усилие приложено на глубине  $H_A = 2,0$  м от поверхности засыпки, объем пустот в грунте  $n = 30\%$ , объемный вес воды  $\gamma_0 = 1,0 \text{ т/м}^3$ .

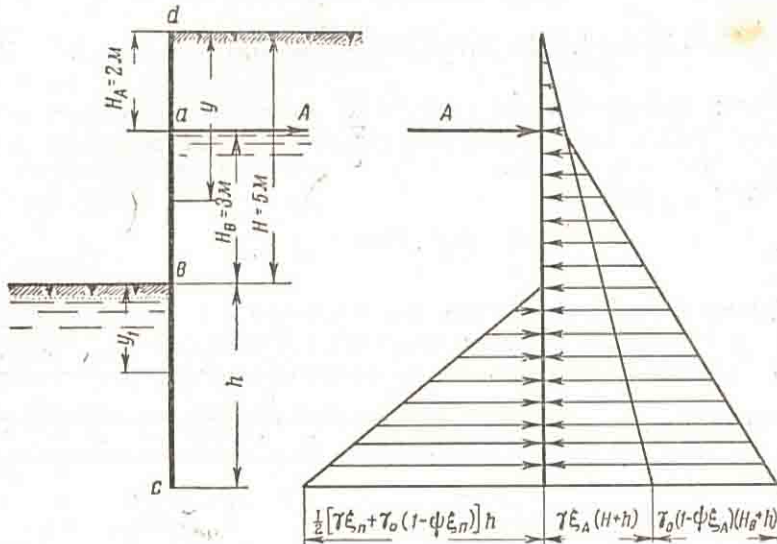
а) Расчет шпунтовой стенки на устойчивость и определение усилия в анкере. Расчет на устойчивость стенки заданной конструкции заключается в определении минимально необходимой глубины  $h$  забивки шпунта. Для этого пользуются уравнением суммы моментов сил, действующих на шпунт относительно точки  $a$  приложения анкерного усилия.

Расчетная схема шпунта изображена на фигуре 397.

Диаграммы активного и пассивного давлений грунта и воды построены в соответствии с фигурой 375,б, причем для обеспечения запаса в расчет вводится только половина пассивного давления.

Уравнение суммы моментов всех сил относительно точки *a* крепления анкера:

$$\begin{aligned} \Sigma M_a = & \gamma \xi_A \frac{(H+h)^2}{2} \left[ \frac{2}{3} (H+h) - H_A \right] + \\ & + \gamma_0 (1 - \psi \xi_A) \frac{(H_B+h)^2}{2} \left( H - H_A + \frac{2h}{3} - \frac{1}{3} H_B \right) - \\ & - \frac{1}{2} [\gamma \xi_n + \gamma_0 (1 - \psi \xi_n)] \frac{h^2}{2} \left[ \frac{2}{3} h + (H - H_A) \right] = 0. \end{aligned}$$



Фиг. 397. Расчетная схема незаземленной анкерной шпунтовой стенки примера 6.

Подставляем числовые значения известных величин:

$$\xi_A = \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) = \operatorname{tg}^2 25^\circ = 0,218;$$

$$\psi = 1 - n = 1 - 0,30 = 0,70;$$

$$\xi_n = \operatorname{tg}^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) = \operatorname{tg}^2 65^\circ = 4,60;$$

$$\begin{aligned} \Sigma M_a = & 1,8 \cdot 0,218 \frac{(5+h)^2}{2} \left[ \frac{2}{3} (5+h) - 2 \right] + \\ & + 1,0 (1 - 0,70 \cdot 0,218) \frac{(3+h)^2}{2} \left( 5 - 2 + \frac{2h}{3} - \frac{1}{3} \cdot 3 \right) - \\ & - \frac{1}{2} [1,8 \cdot 4,60 + 1,0 (1 - 0,70 \cdot 4,60)] \frac{h^2}{2} \left[ \frac{2}{3} h + (5 - 2) \right] = 0, \end{aligned}$$

или

$$\Sigma M_a = 0,196 (5+h)^2 (h+1,34) + \frac{0,424 (3+h)^2}{3} - 1,52 h^2 \left[ \frac{2}{3} h + 3 \right] = 0.$$

Глубину забивки шпунта *h* находят из написанного выше кубического уравнения методом подбора.

Задаемся  $h = 3,9$  м.

Тогда:

$$\begin{aligned} \Sigma M_a = & 0,196 (5 + 3,9)^2 (3,9 + 1,34) + \frac{0,424 (3 + 3,9)^2}{3} - \\ & - 1,52 \cdot 3,9^2 \left( \frac{2}{3} \cdot 3,9 + 3 \right) = 82 + 47 - 129 = 0. \end{aligned}$$

Следовательно, из условия устойчивости шпунтовой стенки принятая глубина забивки  $h = 3,9$  м может быть оставлена.

Усилие  $A$  в анкере определяют из уравнения суммы проекций на горизонтальную ось сил, действующих на шпунтовую стенку [см. формулу (17) главы IV]:

$$A = \gamma \xi_A \frac{(H+h)^2}{2} + \gamma_0 (1 - \psi \xi_A) \frac{(H_n+h)^2}{2} - \frac{1}{2} [\gamma \xi_n + \gamma_0 (1 - \psi \xi_n)] \frac{h^2}{2} =$$

$$= 1,8 \cdot 0,218 \frac{(5+3,9)^2}{2} + 1,0 (1 - 0,7 \cdot 0,218) \frac{(3+3,9)^2}{2} -$$

$$- \frac{1}{2} [1,8 \cdot 4,60 + 1,0 (1 - 0,7 \cdot 4,60)] \frac{3,9^2}{2} = 15,6 + 20,2 - 23,2 = 12,6 \text{ т.}$$

Так как действительное натяжение анкеров получается несколько больше расчетного, принято полученные из расчета значения натяжения анкеров увеличивать на 20%.

С учетом увеличения

$$A = 12,6 \cdot 1,2 = 15,1 \text{ т.}$$

б) Расчет шпунтовой стенки на прочность. Расстояние  $y$  от верха засыпки до сечения, в котором изгибающий момент имеет максимальное значение, находят из условия, что в этом сечении поперечная сила равна нулю.

В зоне  $ab$  (см. расчетную схему на фиг. 397) поперечная сила в сечении на расстоянии  $y$  от верха засыпки:

$$Q_{ab} = A - \gamma \xi_A \frac{y^2}{2} - \gamma_0 (1 - \psi \xi_A) \frac{[y - (H - H_n)]^2}{2}.$$

Приравняв значение поперечной силы нулю и подставив числовые значения известных величин, получим:

$$Q_{ab} = 12,6 - 1,8 \cdot 0,218 \frac{y^2}{2} - 1,0 (1 - 0,7 \cdot 0,218) \frac{(y-2)^2}{2} = 0.$$

Откуда:

$$0,62y^2 - 1,70y - 10,9 = 0.$$

$$y = \frac{1,70 + \sqrt{1,70^2 + 4 \cdot 0,62 \cdot 10,9}}{2 \cdot 0,62} = \frac{1,70 + 5,45}{1,24} = 5,76 \text{ м.}$$

Следовательно, на участке  $ab$  значение изгибающего момента максимума не имеет. Наибольший момент на этом участке будет в точке  $b$ .

Наибольший изгибающий момент, который должен будет воспринять участок шпунтовой стенки длиной 1 м в зоне  $ab$ :

$$M_{\text{макс}}(ab) = A(y - H_A) - \gamma \xi_A \frac{y^3}{6} - \gamma_0 (1 - \psi \xi_A) \frac{[y - (H - H_n)]^3}{6} =$$

$$= 12,6(5 - 2) - 1,8 \cdot 0,218 \frac{5^3}{6} - 1,0 (1 - 0,7 \cdot 0,218) \frac{(5-2)^3}{6} =$$

$$= 37,8 - 8,2 - 3,8 = 25,8 \text{ тм.}$$

В зоне  $bc$  (см. расчетную схему на фиг. 397) поперечная сила в сечении на расстоянии  $y_1$  от дна котлована:

$$Q_{bc} = A - \gamma \xi_A \frac{(H + y_1)^2}{2} - \gamma_0 (1 - \psi \xi_A) \frac{(y_1 + H_n)^2}{2} + \frac{1}{2} [\gamma \xi_n + \gamma_0 (1 - \psi \xi_n)] \frac{y_1^2}{2}.$$

Подставляя известные числовые величины и приравнявая значение поперечной силы нулю, получим:

$$12,6 - 1,8 \cdot 0,218 \frac{(5+y_1)^2}{2} - 1,0(1-0,7 \cdot 0,218) \frac{(3+y_1)^2}{2} + \\ + \frac{1}{2} [1,8 \cdot 4,60 + 1,0(1-0,7 \cdot 4,60)] \cdot \frac{y_1^2}{2} = 0.$$

После преобразования получим:

$$0,90y_1^2 - 4,51y_1 + 3,9 = 0.$$

Откуда

$$y_1 = \frac{4,51 - \sqrt{4,51^2 - 4 \cdot 0,90 \cdot 3,9}}{2 \cdot 0,9} = \frac{4,51 - \sqrt{20,2 - 14,0}}{1,8} = 1,11 \text{ м.}$$

Следовательно, на участке *bc* значение изгибающего момента имеет максимум на глубине 1,11 м от дна котлована.

Максимальный изгибающий момент на участке *bc*:

$$M_{\text{макс}}(bc) = A(y_1 + H - H_A) - \gamma \xi_A \frac{(y_1 + H)^2}{6} - \gamma_0(1 - \psi \xi_A) \frac{(y_1 + H_B)^2}{6} + \\ + \frac{1}{2} [\gamma \xi_n + \gamma_0(1 - \psi \xi_A)] \frac{y_1^2}{6} = 12,6(1,11 + 3,0) - 1,8 \cdot 0,218 \frac{(1,11 + 5,0)^2}{6} - \\ - 1,0(1 - 0,7 \cdot 0,218) \frac{(1,11 + 3,0)^2}{6} + \frac{1}{2} [1,8 \cdot 4,60 + 1,0(1 - 0,7 \cdot 4,60)] \times \\ \times \frac{1,11^2}{6} = 27,6 \text{ тм.}$$

В зоне *ad* максимальный изгибающий момент будет в точке *a*:

$$M_{\text{макс}}(ad) = \gamma \xi_A \frac{H_A^2}{6} = 1,8 \cdot 0,218 \frac{2^2}{6} = 0,5 \text{ тм.}$$

Сечения шпунтовых свай подбирают по наибольшему из полученных значений моментов.

В нашем случае расчетным моментом будет  $M_{\text{макс}}(bc) = 27,6$  тм на 1 пог. м стенки.

Принимаем стальные шпунтовые сваи ШД-4 (см. табл. 23) с моментом сопротивления одной шпунтины 1 060 см<sup>3</sup>.

Момент сопротивления 1 пог. м шпунтовой стенки при ширине шпунтины 0,5 м

$$W = \frac{1\,060}{0,5} = 2\,120 \text{ см}^3.$$

Проверка напряжений:

$$\sigma = \frac{2\,760\,000}{2\,120} = 1\,300 \text{ кг/см}^2.$$

**в) Расчет анкерных закреплений.** Усилие, передаваемое на анкера с участка стенки длиной 1 м, определено выше и равно 15,1 т.

Анкерные закрепления устраиваем в виде свай, забиваемых за пределами призмы обрушения. Анкерные сваи устраиваем через 1 м. Таким образом, усилие на одну анкерную сваю собирается с 1 м шпунтовой стенки и равно

$$P = A = 15,1 \text{ т.}$$

Находим минимальную глубину забивки анкерных свай из условия, что напряжения в грунте  $\sigma_h$  в нижней точке сваи не должны превосходить допускаемых величин из условия устойчивости (разности между интенсивностями пассивного и активного давлений на глубине *h*), т. е.  $\sigma_h \leq mh$  [формула (3) главы IV].

По формуле (1) главы IV напряжения в грунте в нижней точке сваи:

$$\sigma_h = \frac{(bmh^2 - 2P)^2}{b[bmh^3 - 6P(H+h)]} - mh,$$

где  $b$  — ширина анкерной сваи = 0,5 м;

$$H = 0;$$

$$m = \gamma \left[ \operatorname{tg}^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) - \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) \right] \text{ [по формуле (2) главы IV] и сле-}$$

довательно:

$$m = 1,8 (4,60 - 0,22) = 7,90 \text{ т/м}^3.$$

Глубина забивки анкерной сваи  $h$  находится подбором.

Задаемся  $h = 5,5$  м.

Тогда:

$$\begin{aligned} \sigma_h &= \frac{(0,5 \cdot 7,9 \cdot 5,5^2 - 2 \cdot 15,1)^2}{0,5 (0,5 \cdot 7,9 \cdot 5,5^3 - 6 \cdot 15,1 \cdot 5,5)} - 7,9 \cdot 5,5 = \\ &= \frac{(119 - 30)^2}{0,5 (658 - 498)} - 43,5 = 55,5 > mh = 43,5 \text{ т/м}^2. \end{aligned}$$

Следовательно, глубина забивки  $h = 5,5$  м недостаточна и должна быть увеличена.

Задаемся  $h = 5,8$  м.

При этом

$$\begin{aligned} \sigma_h &= \frac{(0,5 \cdot 7,9 \cdot 5,8^2 - 2 \cdot 15,1)^2}{0,5 (0,5 \cdot 7,9 \cdot 5,8^3 - 6 \cdot 15,1 \cdot 5,8)} - 7,9 \cdot 5,8 = \\ &= \frac{(133 - 30)^2}{0,5 (770 - 525)} - 45,8 = 40,7 < mh = 45,8. \end{aligned}$$

Это значит, что глубина забивки анкерной сваи 5,8 м достаточна.

Для проверки анкерной сваи на прочность нужно найти величину максимального изгибающего момента, действующего на нее.

Расстояние  $y$  от поверхности земли до сечения с максимальным моментом по формуле (4) главы IV:

$$y = \sqrt{\frac{2P}{m}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 15,1}{7,9}} = 1,95 \text{ м.}$$

По формуле (5) главы IV находим величину максимального изгибающего момента:

$$M_{\max} = P(H+y) - \frac{1}{6} my^3 = 15,1 \cdot 1,95 - \frac{1}{6} 7,9 \cdot 1,95^3 = 29,5 - 9,7 = 19,8 \text{ тм.}$$

Анкерные сваи принимаем из стального шпунта типа ШД-5 (см. табл. 23) с моментом сопротивления  $W = 1560 \text{ см}^3$ .

Проверка напряжений:

$$\sigma = \frac{1980000}{1560} = 1270 \text{ кг/см}^2.$$

## 7. ЗАЩЕМЛЕННАЯ АНКЕРНАЯ ШПУНТОВАЯ СТЕНКА

Рассчитать защемленную анкерную шпунтовую стенку по следующим данным: глубина котлована  $H = 7$  м, угол внутреннего трения грунта  $\varphi = 35^\circ$ , объемный вес  $\gamma = 1,8 \text{ т/м}^3$ , анкерное усилие приложено на глубине  $H_A = 1$  м от поверхности засыпки. Схема шпунтовой стенки видна на фигуре 398.

а) Расчет шпунтовой стенки на устойчивость и определение усилия в анкере. По формуле (19) главы IV находят расчетную глубину  $h_D$ :

$$h_D = \frac{3}{2} H \frac{\xi_A}{\xi_n - \xi_A} - \frac{x}{2} + \sqrt{\frac{6R_F}{(\xi_n - \xi_A)\gamma}}$$

В этой формуле:

$x$  — расстояние от дна котлована до точки  $F$ , изгибающий момент в которой равен нулю;

$\xi_A$  — коэффициент активного давления грунта

$$\xi_A = \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) = \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{35}{2}\right) = 0,27;$$

$\xi_n$  — коэффициент пассивного давления грунта

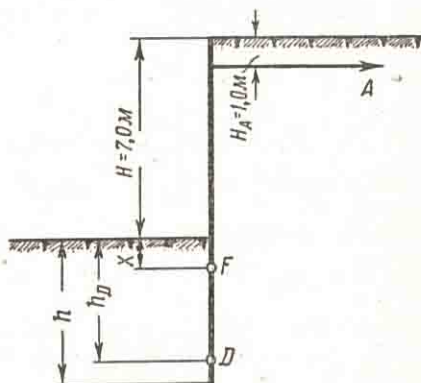
$$\xi_n = \operatorname{tg}^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) = \operatorname{tg}^2\left(45 + \frac{35}{2}\right) = 3,68.$$

Так как угол внутреннего трения грунта  $\varphi > 25^\circ$ , то следует за счет трения грунта по стенке увеличить коэффициент пассивного давления грунта в два раза. Поэтому в формулы (19), (20) и (21) главы IV вместо значения  $\xi_n$  следует подставлять величину:

$$\xi'_n = 2\xi_n = 2 \cdot 3,68 = 7,36.$$

По таблице 24 при  $\varphi = 35^\circ$   $x = 0,035H = 0,035 \cdot 7 = 0,24$  м.

$R_F$  — сила, заменяющая действие верхней части стенки на нижнюю (см. фиг. 378, б), определяемая по формуле (20) главы IV:



Фиг. 398. Схема защемленной анкерной шпунтовой стенки примера 7.

$$R_F = \frac{\gamma}{2} \frac{\xi_A (H+x)^2 \left[ \frac{2}{3} (H+x) - H_A \right] - \xi'_n x^2 \left( H - H_A + \frac{2}{3} x \right)}{H - H_A + x};$$

$$R_F = \frac{1,8}{2} \cdot \frac{0,27 (7+0,24)^2 \left[ \frac{2}{3} (7+0,24) - 1 \right] - 7,36 \cdot 0,24^2 \left( 7 - 1 + \frac{2}{3} \cdot 0,24 \right)}{7 - 1 + 0,24} = 7,43 \text{ т.}$$

По формуле (19) главы IV находим:

$$h_D = \frac{2}{3} 7 \frac{0,27}{7,36 - 0,27} - \frac{0,24}{2} + \sqrt{\frac{6 \cdot 7,43}{7,36 - 0,27}} = 2,8 \text{ м.}$$

Необходимая глубина забивки  $h$  принимается обычно равной  $1,2 h_D$ .

В нашем примере  $h = 1,2 \cdot 2,8 = 3,4$  м.

Усилие в анкере  $A$  определяют по формуле (21) главы IV:

$$A = \frac{\gamma}{6} \frac{\xi_A (H+x)^2 - \xi_n x^2}{H - H_A + x};$$

$$A = \frac{1,8}{6} \cdot \frac{0,27 (7+0,24)^2 - 7,36 \cdot 0,24^2}{7 - 1 + 0,24} = 4,9 \text{ т.}$$

Действительное натяжение в анкере получается больше, чем подсчитанное по формуле (21) главы IV, поэтому для обеспечения достаточной надежности анкеров принято увеличивать получаемые по расчету усилия в анкере на 20%.

$$A_{\text{расч}} = 1,2 \cdot A = 1,2 \cdot 4,9 = 5,9 \text{ т.}$$

5) Расчет шпунтовой стенки на прочность. Расчетная схема проектируемой шпунтовой стенки изображена на фигуре 399.

Расстояние  $y$  от верха засыпки до сечения с максимальным изгибающим моментом находят из условия, что в этом сечении поперечная сила равна нулю.

В зоне  $ab$  (см. расчетную схему) поперечная сила в сечении на расстоянии  $y$  от верха засыпки:

$$Q_{ab} = A - \xi_A \gamma \cdot \frac{y^2}{2}.$$

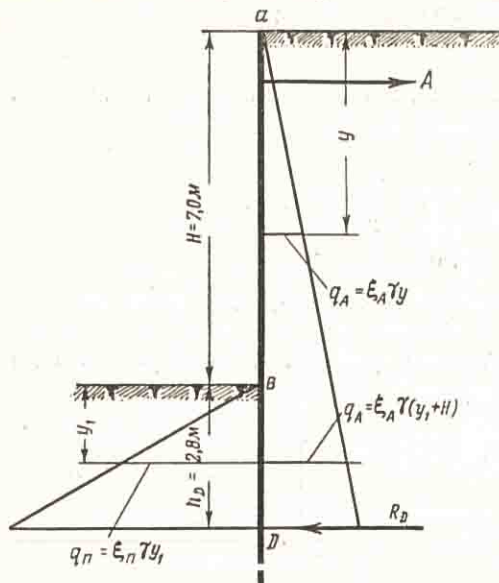
Приравнивая значение поперечной силы нулю, получим:

$$A - \xi_A \frac{\gamma y^2}{2} = 0.$$

Откуда

$$y = \sqrt{\frac{2A}{\xi_A \gamma}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 4,9}{0,27 \cdot 1,8}} = 4,5 \text{ м.}$$

Максимальный изгибающий момент, который должен будет воспринять участок шпунтовой стенки длиной 1 м в зоне  $ab$ :



Фиг. 399. Расчетная схема шпунтовой стенки примера 7.

$$M_{\text{макс}}(ab) = A(y - H_A) - \xi_A \frac{\gamma y^3}{6} = 4,9(4,5 - 1,0) - 0,27 \frac{1,8 \cdot 4,5^3}{6} = 9,7 \text{ тм.}$$

В зоне  $bD$  поперечная сила в сечении на расстоянии  $y_1$  от дна котлована:

$$Q = \xi_A \gamma (y_1 + H) \frac{(y_1 + H)}{2} - \xi_n \gamma y_1 \frac{y_1}{2} - A.$$

Приравнивая значение поперечной силы нулю, после преобразований получим:

$$\frac{\gamma}{2} (\xi_n - \xi_A) y_1^2 - \gamma \xi_A H y_1 - \frac{\gamma}{2} \xi_A H^2 + A = 0.$$

Подставляем числовые значения известных величин:

$$\frac{1,8}{2} (7,36 - 0,27) y_1^2 - 1,8 \cdot 0,27 \cdot 7 y_1 - \frac{1,8}{2} 0,27 \cdot 7^2 + 4,9 = 0;$$

$$6,38 y_1^2 - 3,40 y_1 - 7,0 = 0.$$

Из полученного уравнения имеем:

$$y_1 = \frac{3,40 + \sqrt{3,40^2 + 4 \cdot 6,38 \cdot 7,0}}{2 \cdot 6,38} = 1,34 \text{ м.}$$

Максимальный изгибающий момент, который должен будет воспринять участок шпунтовой стенки в зоне  $bD$ :

$$M_{\text{макс}}(bD) = \xi_A \gamma \frac{(y_1 + H)^3}{6} - A(y_1 + H - H_A) - \xi_n \gamma \frac{y_1^3}{6} =$$

$$= 0,27 \cdot 1,8 \frac{(1,34 + 7,0)^3}{6} - 4,9(1,34 + 7,0 - 1,0) -$$

$$- 7,36 \cdot 1,8 \frac{1,34^3}{6} = 5,6 \text{ тм} < M_{\text{макс}}(ab).$$



Сечения шпунтовых свай подбирают по наибольшему из полученных значений моментов. В нашем примере расчетным моментом будет  $M_{\max(ab)} = 9,7$  тм.

Принимаем стальные шпунтовые сваи ШД-1 (см. табл. 23) с моментом сопротивления одной сваи  $W_1 = 246$  см<sup>3</sup>. Ширина шпунтовой сваи 400 мм. Момент сопротивления одного пог. м шпунтовой стенки:  $W = \frac{246}{0,4} = 615$  см<sup>3</sup>.

Проверка напряжений:  $\sigma = \frac{970\,000}{615} = 1\,580$  кг/см<sup>2</sup>.

**в) Расчет анкерных закреплений.** Усилие, передаваемое на анкера с участка стенки длиной 1 м, определено выше и равно 5,9 т.

Анкерные закрепления устраиваем в виде свай, забиваемых за пределами призмы обрушения. Анкерные сваи устраиваем через каждые 1,5 м. Таким образом, усилие на одну анкерную сваю собирается с 1,5 м шпунтовой стенки и равно

$$P = 1,5A = 1,5 \cdot 5,9 = 8,85 \text{ т.}$$

Находим минимальную глубину забивки анкерных свай из условия, что напряжения в грунте  $\sigma_h$  в нижней точке свай не должны превышать допустимых величин из условия устойчивости (разности между интенсивностями пассивного и активного давлений на глубине  $h$ ), т. е.  $\sigma_h \leq mh$  [формула (3) главы IV].

По формуле (1) главы IV напряжения в грунте в нижней точке свай:

$$\sigma_h = \frac{(bmh^2 - 2P)^2}{b[bmh^3 - 6P(H+h)]} - mh,$$

где  $b$  — ширина анкерной сваи = 0,5 м.

$$m = \gamma \left[ \operatorname{tg}^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) - \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) \right] \text{ [по формуле (2) главы IV];}$$

$$m = 1,8 [\operatorname{tg}^2 62^\circ 30' - \operatorname{tg}^2 27^\circ 30'] = 1,8 (3,68 - 0,27) = 6,15 \text{ т/м}^3;$$

$$H = 0.$$

Глубина забивки анкерной сваи  $h$  находится подбором.

Задаемся  $h = 5,0$  м.

Тогда:

$$\begin{aligned} \sigma_h &= \frac{(0,5 \cdot 6,15 \cdot 5,0^2 - 2 \cdot 8,85)^2}{0,5(0,5 \cdot 6,15 \cdot 5,0^3 - 6 \cdot 8,85 \cdot 5,0)} - 6,15 \cdot 5,0 = \\ &= \frac{(76,8 - 17,7)^2}{0,5(384 - 265)} - 30,7 = 58,6 - 30,7 = 27,9 < mh = 30,7. \end{aligned}$$

Принятая глубина забивки анкерных свай  $h = 5,0$  м может быть оставлена.

Для проверки анкерной сваи на прочность нужно найти величину максимального изгибающего момента, действующего на нее.

Расстояние  $y$  от поверхности земли до сечения с максимальным моментом по формуле (4) главы IV:

$$y = \sqrt{\frac{2P}{m}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 8,85}{6,15}} = 1,70 \text{ м.}$$

По формуле (5) главы IV находим величину максимального изгибающего момента:

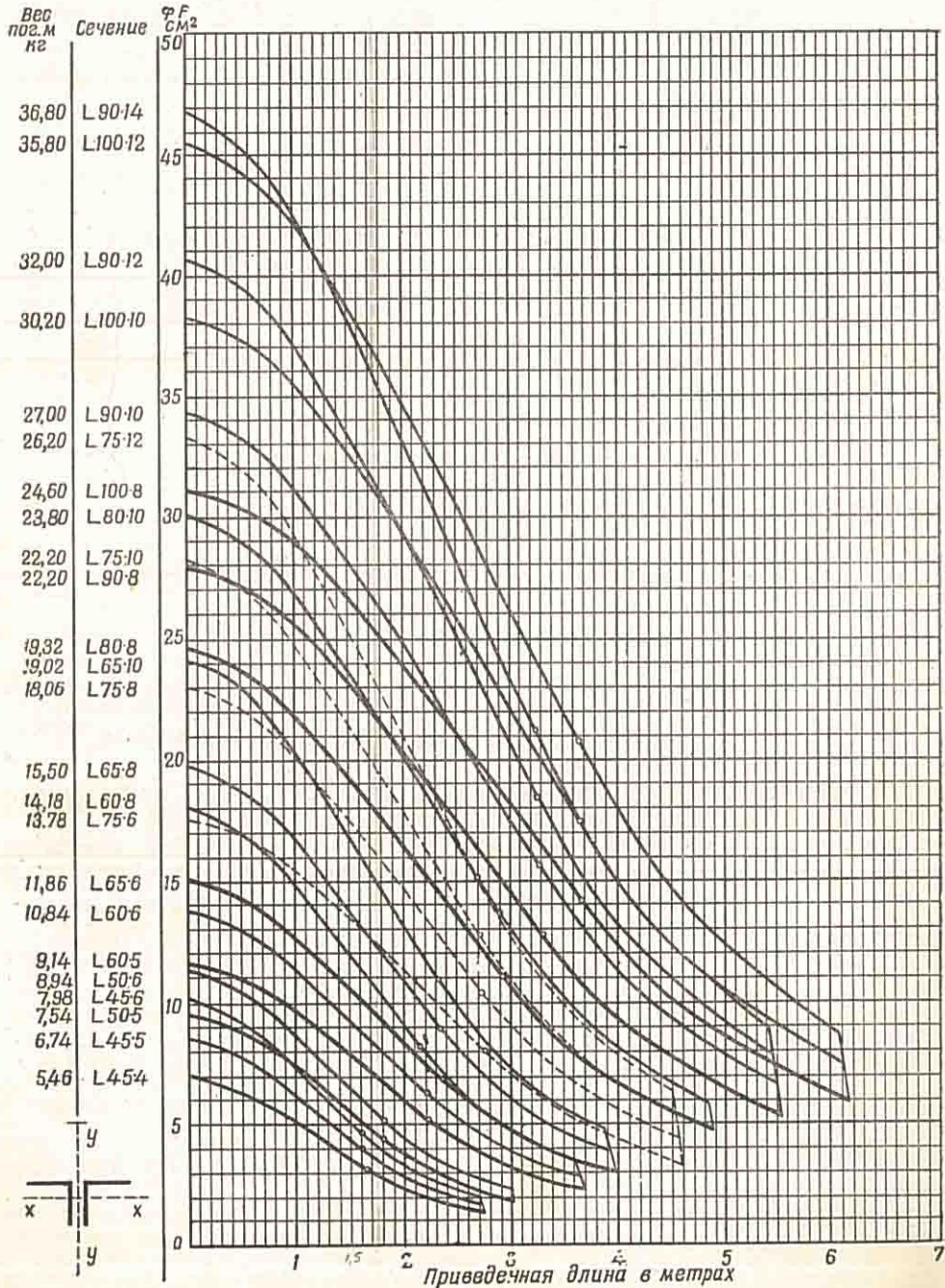
$$M = P(H+y) - \frac{1}{6} my^3 = 8,85 \cdot 1,70 - \frac{1}{6} 6,15 \cdot 1,70^3 = 15,0 - 5,0 = 10,0 \text{ тм.}$$

Анкерные сваи принимаем из стального шпунта типа ШД-3 (см. табл. 23) с моментом сопротивления  $W = 767$  см<sup>3</sup>.

Проверка напряжений.

$$\sigma = \frac{1\,000\,000}{767} = 1\,300 \text{ кг/см}^2.$$

ГРАФИКИ ДЛЯ ПОДБОРА СЕЧЕНИЙ СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, СОСТАВЛЕННЫХ ИЗ ДВУХ РАВНОБОКИХ УГОЛКОВ, ПО ГИБКОСТИ ОТНОСИТЕЛЬНО ОСИ  $x-x$ .



Вес  
102 м  
кг

Сечение

$\varphi F$   
см<sup>2</sup>

142,6 L 200 24

120,2 L 200 20

108,6 L 200 18

97,4 L 200 16

88,6 L 150 20

67,0 L 180 16

80,2 L 150 18

76,6 L 180 14

72,0 L 150 16

63,4 L 150 14

61,3 L 130 16

56,8 L 120 16

54,8 L 150 12

54,6 L 130 14

50,2 L 120 14

47,2 L 130 12

46,6 L 100 16

43,4 L 120 12

41,2 L 100 14

39,6 L 130 10

36,6 L 90 14

36,6 L 20 10

35,8 L 100 12

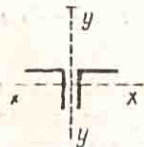
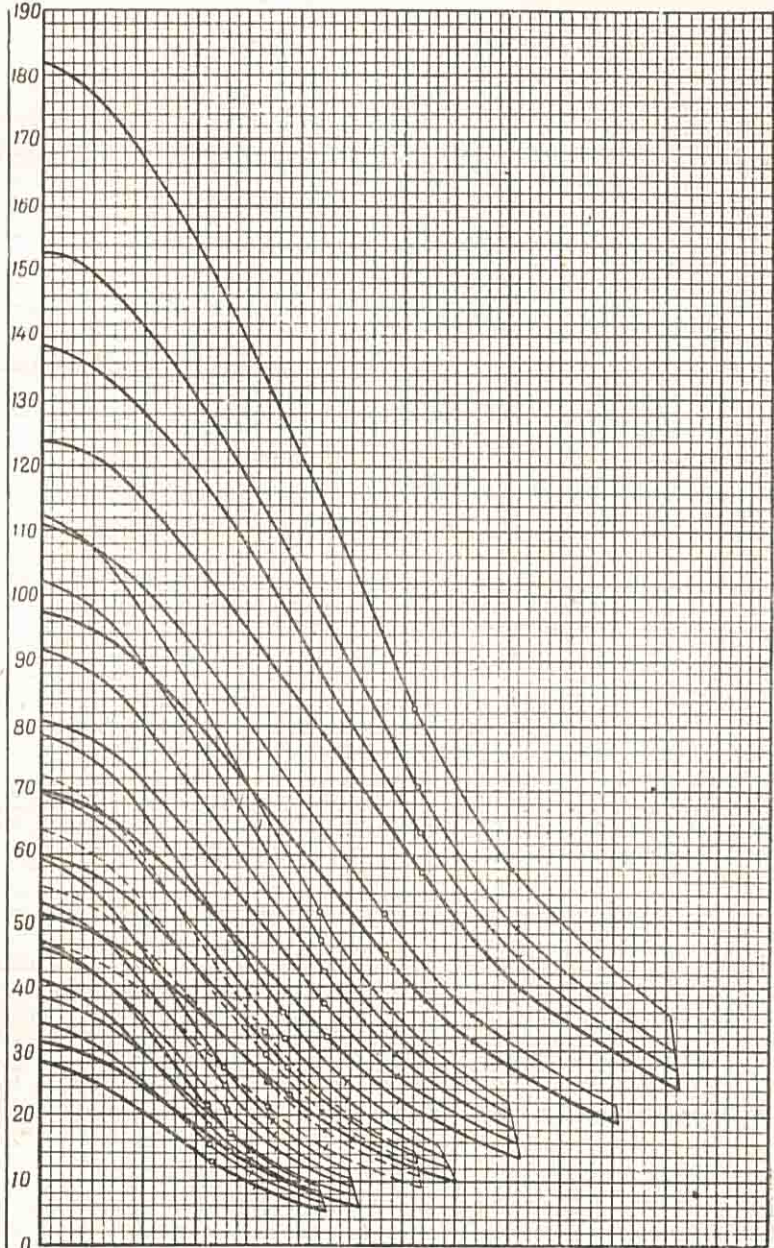
32,0 L 90 12

30,2 L 100 10

27,0 L 90 10

24,6 L 100 8

22,0 L 90 8



Приведенная длина в метрах

ОСНОВНЫЕ СВЕДЕНИЯ, НЕОБХОДИМЫЕ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

I. Материалы

Специальные требования, предъявляемые к гидротехническим бетонам, их классификация и марки, проектирование состава, а также требования к материалам для приготовления бетонов, устанавливаются соответствующими стандартами.

Для бетонных и малоармированных конструкций применяют бетоны следующих марок (по прочности): 90, 110, 140, 170, 200 и 250.

Для железобетонных конструкций применяют бетоны следующих марок (по прочности): 110, 140, 170, 200, 250, 300, 400 и 500.

Расчетные пределы прочности бетона принимают согласно таблице 1 [14, ч. III].

Таблица 1

Расчетные пределы прочности бетона (в кг/см<sup>2</sup>)

Род усилий	Бетоны марок								
	90	110	140	170	200	250	300	400	500
1. Сжатие осевое (призмечная прочность) . . . . .	72	88	108	125	145	175	200	260	310
2. Сжатие при изгибе . . . . .	90	110	135	155	180	220	250	325	390
3. Растяжение осевое . . . . .	10	11,5	13,5	15,5	17	20	22,5	27	31
4. Растяжение при изгибе . . . . .	17	19	22	26	28	33	37	44	52

При рабочем проектировании сооружений I, II и III классов, в которых размеры сечений конструкций определяются прочностью на растяжение, расчетные пределы прочности на растяжение должны быть обеспечены путем подбора рабочего состава бетона.

Объемный вес бетона и малоармированного бетона принимают по ГОСТ 4286—48 (при отсутствии экспериментальных данных) по таблице 2.

Таблица 2

Объемный вес бетона и малоармированного бетона (в кг/м<sup>3</sup>)

Характеристика крупного заполнителя	Бетон невибрированный	Бетон вибрированный
Щебень известняковый или гравий . . . . .	2 200	2 300
» из песчаника . . . . .	2 300	2 400
» » изверженных пород . . . . .	2 400	2 500

При рабочем проектировании конструкций сооружений I и II классов, устойчивость которых обеспечивается весом бетона, его объемный вес должен определяться опытным путем.

Объемный вес железобетона определяют путем увеличения объемного веса бетона на  $\frac{2}{3}$  веса арматуры.

Модули упругости бетона следует принимать по таблице 3.

Таблица 3

Модули упругости бетона (в кг/см<sup>2</sup>)

Наименование конструкции	Бетоны марок								
	90	110	140	170	200	250	300	400	500
Бетонные и сжатые железобетонные конструкции . . . . .	180 000	200 000	230 000	260 000	290 000	320 000	340 000	380 000	410 000
Изгибаемые и растянутые железобетонные конструкции . . . . .	—	125 000	140 000	160 000	180 000	200 000	210 000	240 000	260 000

При проектировании бетонных и железобетонных конструкций следующие постоянные величины принимают равными:

- а) постоянная Пуассона  $\frac{1}{6}$ ;
- б) коэффициент линейного расширения 0,00001;
- в) коэффициент укорочения от усадки для железобетонных конструкций 0,00015;
- г) то же, для бетонных конструкций 0,0002.

Для арматуры железобетонных конструкций применяют стали марок Ст. 0 и Ст. 3, удовлетворяющие требованиям ГОСТ 380—41 «Сталь углеродистая горячекатанная обыкновенного качества. Классификация и общие технические условия» и ГОСТ 535—45 «Сталь углеродистая горячекатанная обыкновенного качества сортовая. Технические условия», а также сталь марки Ст. 5 для горячекатанной арматуры периодического профиля, удовлетворяющую требованиям соответствующих технических условий.

Для изготовления арматуры могут применяться:

- а) прокат из сталей марок Ст. 3 и Ст. 0 круглого сечения диаметром от 5 до 100 мм или квадратного и полосового сечения площадью до 10 см<sup>2</sup>; для полосового сечения отношение большей стороны сечения к меньшей должно быть, как правило, не более 2; стержни более крупных сечений допускаются применять только в сварных каркасах;
- б) фасонный прокат из сталей марок Ст. 3 и Ст. 0 применяется, как правило, только в качестве жесткой арматуры;
- в) прокат периодического профиля из стали марки Ст. 5 диаметром  $d_{ст}$  от 12 до 100 мм;
- г) прокат круглого сечения, подвергнутый силовой калибровке;
- д) крученые стержни из проката овального или полосового сечения;
- е) сплюснутые стержни периодического профиля из круглого проката;
- ж) витые стержни из двух стержней круглого сечения диаметром до 16 мм;
- з) холодотянутая проволока диаметром от 3 до 10 мм для сварных сеток и сварных арматурных каркасов, а также для хомутов и монтажной арматуры.

Арматура, подвергнутая механическому упрочнению, должна удовлетворять требованиям, изложенным в специальных инструкциях.

Расчетный предел текучести арматуры принимают равным [16, ч. III]:

- а) для растянутой и сжатой арматуры из проката и катанки из стали марки Ст. 0, не подвергнутой механическому упрочнению, — 2 500 кг/см<sup>2</sup>;

б) для растянутой и сжатой арматуры из проката и катанки из стали марки Ст. 3, не подвергнутой механическому упрочнению,—2 850 кг/см<sup>2</sup> в следующих случаях:

во всех конструкциях, возводимых из бетона марок 170 и выше;

в сжатых и внецентренно сжатых по второму случаю элементах конструкций, возводимых из бетона марок 140 и выше;

во всех конструкциях, возводимых из бетона марок 110 и выше при диаметре стержней до 12 мм, а в сварных каркасах при диаметре стержней до 26 мм.

Во всех остальных случаях расчетный предел текучести для стали марки Ст. 3, не подвергнутой механическому упрочнению, принимают 2 500 кг/см<sup>2</sup>;

в) для растянутой и сжатой горячекатанной арматуры периодического профиля из стали марки Ст. 5—3 500 кг/см<sup>2</sup>;

г) для растянутой арматуры из витых стержней, а также из стержней диаметром до 12 мм из стали марок Ст. 0 и Ст. 3, подвергнутых силовой калибровке,—3 000 кг/см<sup>2</sup>;

для растянутой арматуры из стали марки Ст. 3, подвергнутой силовой калибровке, при применении ее в сварных каркасах и сварных сетках, при диаметре стержней до 12 мм—3 500 кг/см<sup>2</sup>, а при диаметрах стержней более 12 мм, а также из стали марки Ст. 0, независимо от диаметра стержней, 3 000 кг/см<sup>2</sup>;

д) для растянутой арматуры из сплюснутых стержней периодического профиля и крученых стержней (считая по сечению стержня до сплющивания или до скручивания)—3 500 кг/см<sup>2</sup>;

е) для растянутой арматуры из холодноотянутой проволоки диаметром до 6 мм при применении ее в сварных сетках и сварных каркасах—4 500 кг/см<sup>2</sup>, а для той же проволоки диаметром 8—10 мм—3 500 кг/см<sup>2</sup>;

ж) для сжатой арматуры из сплюснутых, крученых и витых стержней, подвергнутых механическому упрочнению,—2 500 кг/см<sup>2</sup>.

При применении бетонов марок 50, 70 и 90 расчетный предел текучести арматуры (независимо от марки стали и вида арматуры) не должен превышать 2 500 кг/см<sup>2</sup>.

Обезличенную сталь, т. е. сталь, на которую не имеется сертификата, допускается применять в железобетонных конструкциях как сталь марки Ст. 0, если испытаниями установлено, что механические свойства такой стали не ниже, чем стали марки Ст. 0.

## II. Бетонные конструкции

Бетонными конструкциями являются конструкции без арматуры или с содержанием ее менее 0,05% площади расчетного сечения бетона при отношении этого содержания:

а) к арматуре растянутой зоны элементов, сечение которых определяется по прочности растянутой зоны;

б) ко всей арматуре элементов, сечение которых определяется по прочности сжатой зоны бетона.

Бетонные конструкции, для расчета которых необходимо определение напряжений, возникающих от действия расчетных нагрузок (например, массивные конструкции гравитационного типа, туннельные облицовки и т. д.), рассчитывают по допускаемым напряжениям.

Величины допускаемых напряжений определяют путем деления пределов прочности бетона, указанных в таблице 1 на соответствующие коэффициенты запаса, указанные в таблице 4 [14, ч. III].

Во всех остальных случаях расчет сечений бетонных конструкций на прочность производят по стадии разрушения с учетом сопротивления растянутой зоны бетона.

Расчет бетонных конструкций на предупреждение появления трещин производится дополнительно к расчету на прочность только для того случая внецентренного сжатия, когда в растянутой зоне бетона возможно появление трещин до достижения предела прочности в сжатой зоне.

При расчете бетонных конструкций коэффициенты запаса должны приниматься по таблице 4.

Таблица 4

Коэффициенты запаса для бетонных конструкций

Причины разрушения бетона	Классы капитальности сооружений											
	I			II			III			IV, V		
	Комбинация сил и нагрузок											
	Основные	Основные и дополнительные	Основные, дополнительные и особые	Основные	Основные и дополнительные	Основные, дополнительные и особые	Основные	Основные и дополнительные	Основные, дополнительные и особые	Основные	Основные и дополнительные	Основные, дополнительные и особые
Достижение предела прочности при сжатии . . . . .	2,5	2,3	2,0	2,3	2,1	1,8	2,1	1,9	1,7	2,0	1,8	1,7
Достижение предела прочности при растяжении . . . . .	4,4	4,0	3,3	4,0	3,6	3,0	3,6	3,3	2,8	3,3	3,0	2,8

### III. Железобетонные конструкции

К железобетонным относятся конструкции с содержанием арматуры не менее ниже указанного.

а) Содержание арматуры растянутой зоны элементов изгибаемых, внецентренно растянутых, а также внецентренно сжатых, рассчитываемых по случаю I, должно быть не менее указанного в таблице 5.

Таблица 5

Минимальное сечение арматуры (в процентах от площади расчетного сечения бетона)

Бетоны марок . . . . .	110 - 140	170 - 200	250	300	400	500
Сечение арматуры (в % от площади расчетного сечения бетона)	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45

Примечание. В тех случаях, когда расчетная марка бетона (по прочности) фактически заменяется более высокой маркой (например, по требованиям водонепроницаемости, морозостойкости и т. д.), наименьшее содержание арматуры должно соответствовать расчетной марке бетона (по прочности).

б) Суммарное содержание арматуры (в процентах от площади расчетного сечения бетона) элементов центрально сжатых, а также внецентренно сжатых, рассчитываемых по случаю II, должно быть, независимо от марки бетона, не менее 0,5% от площади расчетного сечения бетона.

Расчет сечений железобетонных конструкций на прочность во всех случаях, кроме случая указанного ниже, производят по стадии разрушения без учета сопротивления растянутой зоны бетона.

Расчет на прочность должен производиться для всех железобетонных конструкций.

Для тех железобетонных конструкций, образование трещин в которых недопустимо по условиям водонепроницаемости и долговечности, производят расчет на предупреждение появления трещин.

Проверку жесткости производят для конструкций, подвергаемых вибрации, а также в тех случаях, когда величина деформации (прогиба) имеет существенное значение для эксплуатации сооружения.

Железобетонные конструкции, для расчета которых необходимо определение напряжений, возникающих от действия расчетных нагрузок (например,

контрфорсы плотин, туннельные облицовки и т. д.), рассчитывают по допускаемым напряжениям.

Величины допускаемых напряжений определяют путем делений пределов прочности бетона, указанных в таблице 1, и пределов текучести арматуры на коэффициенты запаса, указанные в таблице 7.

При расчете конструкций на предупреждение появления трещин величину отношения модуля упругости арматуры к модулю упругости бетона принимают по таблице 6 [14, ч. III].

Таблица 6

Отношение модуля упругости арматуры к модулю упругости бетона  $\left(n = \frac{E_a}{E_b}\right)$

Бетоны марок . . . . .	110	140	170	200	250	300	400	500
<i>n</i> . . . . .	17	15	13	12	11	10	9	8

При расчете железобетонных конструкций коэффициенты запаса должны приниматься по таблице 7 [14, ч. III].

#### IV. Малоармированные конструкции

К малоармированным относятся конструкции, в которых содержание арматуры менее указанного для железобетонных конструкций, но более или равно указанному для бетонных конструкций.

Расчет элементов малоармированных конструкций: изгибаемых, внецентренно растянутых, а также тех внецентренно сжатых элементов, прочность которых определяется прочностью растянутой зоны, допускается производить согласно следующим указаниям [14, ч. III].

а) При содержании растянутой арматуры менее 50% величин, указанных в таблице 5, определение размеров сечения производят так же, как для бетонных элементов, но коэффициенты запаса, приведенные в таблице 4 (строка 2), уменьшают на 25%, однако не ниже чем до 2,4. Содержание арматуры определяют так же, как для железобетонных элементов, но коэффициенты запаса, приведенные в таблице 7 (строки 1 и 2), уменьшают на 25%, однако не ниже, чем до 1,25.

б) При содержании растянутой арматуры более 50% величин, приведенных в таблице 5, расчет производят так же, как расчет железобетонных элементов, с применением коэффициентов запаса, указанных в таблице 7.

Расчет малоармированных центрально сжатых элементов и тех внецентренно сжатых элементов, прочность которых определяется прочностью сжатой зоны, допускается производить так же, как расчет железобетонных элементов, но коэффициенты запаса должны приниматься по таблице 4. Коэффициенты продольного изгиба принимают при этом, как для бетонных конструкций.

#### V. Указания по армированию

Разрезка кладки бетона или железобетона швами и порядок бетонирования должны быть предусмотрены проектом.

Швы подразделяют на:

а) постоянные (осадочные и усадочно-температурные), обеспечивающие возможность взаимных перемещений частей сооружения как во время строительства, так и во время эксплуатации;

б) временные, устраиваемые для разрезки кладки бетона на блоки: либо для временного обеспечения возможности взаимных перемещений частей сооружения вследствие усадки, тепловыделения при твердении бетона и температурных воздействий, либо вследствие невозможности бетонирования сооружения без перерыва (швы бетонирования).



Коэффициенты запаса для железобетонных конструкций

Причины разрушения	Классы капитальности сооружений											
	I			II			III			IV, V		
	Комбинации сил и нагрузок											
	основные	основные и допол- нительные	основные, допол- нительные и особые	основные	основные и допол- нительные	основные, допол- нительные и особые	основные	основные и допол- нительные	основные, допол- нительные и особые	основные	основные и допол- нительные	основные, допол- нительные и особые
1. Достижение бетоном предела прочности при сжатии или арматурой предела текучести:												
а) в сжатых элементах (быках, колоннах, арках) ( $K$ )	2,2	2,0	1,8	2,0	1,8	1,6	1,8	1,7	1,6	1,7	1,6	1,6
б) в остальных элементах ( $K$ )	2,0	1,8	1,6	1,8	1,7	1,6	1,7	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6
2. Достижение бетоном предела прочности при растяжении ( $K_T$ )	1,35	1,3	1,25	1,3	1,25	1,2	1,25	1,2	1,2	1,25	1,2	1,2
3. Достижение бетоном предела прочности при растяжении (главные напряжения):												
а) при отсутствии косых стержней и хомутов ( $K''$ )	3,3	3,0	2,7	3,0	2,7	2,4	2,8	2,5	2,2	2,6	2,3	2,0
б) при наличии косых стержней и хомутов ( $K'$ )	1,35	1,3	1,25	1,3	1,25	1,2	1,25	1,2	1,2	1,25	1,2	1,2

Постоянные швы должны иметь уплотнения, доступные для ремонта. Расстояние между швами принимают в зависимости от размеров сооружения, марки бетона, климатических условий, необходимой степени свободы взаимных перемещений, характера основания сооружения и пр. Оно не должно превышать для бетонных сооружений—15 м; для железобетонных наружных и надземных конструкций—40 м; в железобетонных конструкциях, расположенных в воде или в грунте, допускается более редкое расположение швов.

В гидротехнических сооружениях толщину защитного слоя бетона принимают: для рабочей арматуры балок, колонн и плит с размером сечения до 1 м—не менее 3 см; для хомутов—не менее 2 см; для рабочей и распределительной арматуры массивных конструкций—не менее 6 см.

В плитах расстояние между рабочими стержнями, в средней части пролета и над опорой, должно быть не менее 7 см и не более: для плит толщиной до 20 см—25 см, для плит толщиной от 20 см и до 1,5 м—33 см, для плит толщиной более 1,5 м—50 см.

За грани опор должно быть продолжено не менее  $\frac{1}{3}$  стержней, расположенных в пролете (в растянутой зоне), и, во всяком случае, не менее трех стержней на 1 пог. м для плит толщиной до 1,5 м и не менее двух стержней на 1 пог. м для плит толщиной более 1,5 м.

В балках расстояние (в свету) между рабочими стержнями должно быть не менее 3,5 см и не менее диаметра стержней.

Расстояние между хомутами должно быть не более:

при отсутствии расчетной сжатой арматуры— $\frac{3}{4}h$  и 50 см;

при наличии расчетной сжатой арматуры—15 диаметров стержней этой арматуры.

При наличии расчетной сжатой арматуры хомуты должны быть замкнутыми и сконструированы так, чтобы сжатые стержни, по крайней мере через один, располагались в местах перегибов хомутов.

## ЛИТЕРАТУРА К I ЧАСТИ

1. Министерство черной металлургии СССР. Прейскурант оптовых цен на сталь обыкновенного качества. Металлургиздат, 1951.
2. Ликин В. В. Монтаж металлических конструкций и грузоподъемного оборудования гидроэлектростанций. Госэнергоиздат, 1949.
3. Минтяжстрой. Прейскурант № 1 оптовых цен на металлические конструкции и пролетные строения мостов. Стройиздат, 1951.
4. Цветков А. П. Формула для предварительного определения веса плоских затворов. «Гидротехническое строительство» № 1, 1952.
5. Лаупман П. П. Формулы для определения веса плоских затворов. «Гидротехническое строительство» № 8, 1951.
6. Водгео и Гидроэлектропроект. Металлические затворы гидротехнических сооружений. Технические условия и нормы проектирования. Стандартгиз, 1935.
7. Пеплов Э. Э. Типы металлических конструкций, применяемых на ирригационных сооружениях Средней Азии. «Гидротехника и мелиорация» № 2, 1950.
8. МСПТИ. Техническое управление. Нормы и технические условия проектирования стальных конструкций (Н и ТУ 1—46). Стройиздат, 1947.
9. МСПТИ. Техническое управление. Указания по проектированию стальных конструкций из стали марок НЛ1 и НЛ2 (У 70—51). Стройиздат, 1952.
10. Березинский А. Р. Верхнее строение плотин. Стройиздат, 1949.
11. Залькиндсон Е. И., Нефедов Е. Е., Березинский А. Р. Плоские стальные затворы гидротехнических сооружений. Стройиздат, 1951.
12. Вахуркин В. М. Форма двутавровой балки в условиях наименьшего расхода металла и в условиях наименьшей стоимости. «Вестник инженеров и техников» № 5, 1951.
13. Замарин Е. А., Попов К. В., Фандеев В. В. Гидротехнические сооружения. Сельхозгиз, 1952.
14. Гришин М. М. Гидротехнические сооружения. Стройиздат, 1947.
15. Близняк Е. В., Гришин М. М., Березинский А. Р., Семанов Н. А., Ахутин А. Н. Гидротехнические сооружения. ОНТИ, Гл. редакция строительной литературы, 1938.

## ЛИТЕРАТУРА КО II ЧАСТИ

1. Стрелецкий Н. С., Геннев А. Н., Балдин В. А., Беленя Е. И., Лессиг Е. Н. Стальные конструкции. Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1952.
2. Карлсен Г. Г., Большаков В. В., Каган М. Е., Свенцицкий Г. В. Деревянные конструкции. Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1952.
3. Шебуев Б. А. Железобетонные резервуары, бункера, силосы. Стройиздат, 1935.
4. Пастернак П. Л. Комплексные конструкции. Стройвоенмориздат, 1948.
5. Мельник В. И., Шейкин Б. Л., Шнейдеров Р. Г. Сборка и сварка листовых стропильных конструкций. Государственное издательство по строительству и архитектуре, 1952.
6. Сахновский К. В. Железобетонные конструкции. Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1952.
7. Новицкий Я. Н. Предварительно-напряженные железобетонные резервуары. Государственное издательство по строительству и архитектуре, 1952.
8. Оницки Л. И. Каменные конструкции. Государственное издательство по строительству и архитектуре, 1937.
9. Инструкция по проектированию гражданских и промышленных зданий и сооружений, возводимых в сейсмических районах. Стройиздат, 1940.
10. Безухов Н. И. Теория упругости и пластичности. Государственное издательство технико-теоретической литературы, 1953.

11. Никифоров С. Н. Сопротивление материалов. Государственное издательство технико-теоретической литературы, 1948.
12. Крылов А. Н. О расчете балок, лежащих на упругом основании. Издательство Академии наук СССР, 1931.
13. Клишевич Г. В. Расчет балок на упругом основании и его применение к расчетам фундаментов гидросооружений. Сборник по гидрологическим изысканиям, вып. X, сер. IV, 1932.
14. Киселев В. А. Балки и рамы на упругом основании. Государственное издательство по строительству и архитектуре, 1939.
15. Галеркин Б. Г. Упругие тонкие плиты. Государственное издательство по строительству и архитектуре, 1933.
16. Пастернак П. Л. О расчете трапециевидных плит. «Прикладная математика и механика», 1949.
17. Смотров А. Ф. Таблицы для расчета плит. Государственное издательство по строительству и архитектуре, 1940.
18. Власов В. З. Общая теория оболочек. Государственное издательство технико-теоретической литературы, 1949.
19. Дишингер О. Тонкостенные оболочки. Госстройиздат, 1935.
20. Штаерман И. Я. К теории осесимметричных деформаций анизотропных упругих оболочек. Известия Киевского политехнического института, кн. 1, вып. 1, 1924.
21. Новожилов В. В. и Финкельштейн Р. О погрешностях гипотезы Кирхгофа в теории оболочек. «Прикладная математика и механика», т. VII, вып. 5, 1943.
22. Лурье А. И. Статика тонкостенных оболочек. Государственное издательство технико-теоретической литературы, 1948.
23. Жемочкин Б. Н. Теория упругости. Стройвоенмориздат, 1948.
24. Шмурнов К. В. Технико-экономические исследования железобетонных резервуаров. Сборник трудов МИСИ им. В. В. Куйбышева № 4. Стройиздат Наркомстроя, 1940.
25. Тимошенко С. П. Пластины и оболочки. ОГИЗ—Гостехиздат, 1948.
26. Шмурнов К. В. Технико-экономические соображения о выборе формы и размеров железобетонных резервуаров. «Водоснабжение и сантехника» № 6, 1936.

#### ЛИТЕРАТУРА К III ЧАСТИ

1. Замарин Е. А., Попов К. В., Фандеев В. В. Гидротехнические сооружения. Сельхозгиз, 1952.
2. Попов К. В. Гидротехнические сооружения. Сельхозгиз, 1950.
3. Промстройпроект. Справочник проектировщика, тт. II и IV. Госстройиздат, 1934—1935.
4. Завриев К. С. Динамика сооружений. Стройиздат, 1946.
5. Рабинович И. М. Строительная механика стержневых систем. Стройиздат, 1946.
6. Технические условия и нормы проектирования искусственных сооружений на городских путях сообщения. Издательство Министерства коммунального хозяйства РСФСР, 1948.
7. Технические условия проектирования капитального восстановления и строительства новых мостов и труб под железную дорогу нормальной колеи (ТУПМ-47). Трансжелдориздат, 1948.
8. Технические условия и нормы проектирования гидротехнических сооружений. Подпорные стенки (ТУ 16—51). Госэнергоиздат, 1952.
9. Френкель П. М. Железобетонные подпорные стенки сборной конструкции. «Проект и стандарт» № 6, 1934.
10. Рябухо А. М. Проектирование консольных железобетонных и обыкновенных подпорных стен. Издательство Министерства коммунального хозяйства РСФСР, 1953.
11. Прокофьев И. П. Давление сыпучего тела и расчет подпорных стенок. Стройиздат, 1947.
12. Справочник. Инженерные сооружения. Машстройиздат, 1950.
13. Гидротехнический бетон. ГОСТ 4795—53; 4796—49; 4801—49. Стандартгиз.
14. Конструкции бетонные и железобетонные гидротехнических сооружений. Нормы и технические условия проектирования. ГОСТ 4286. Стандартгиз, 1948.
15. Технические условия и нормы проектирования гидротехнических сооружений. Гидротехнические расчеты оснований (ТУ 24-103—40). Стройиздат, 1941.
16. Нормы и технические условия проектирования железобетонных конструкций (Н и ТУ 3—49). Стройиздат, 1950.
17. Строительные нормы и правила, ч. II. Нормы строительного проектирования. Государственное издательство по строительству и архитектуре, 1954.

## ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие . . . . .	3
<b>Часть I</b>	
<b>ПЛОСКИЕ ЗАТВОРЫ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ</b>	
Глава I. Разновидности затворов. Материалы. Отверстия . . . . .	5
Глава II. Общие конструктивные указания . . . . .	19
Глава III. Силы и нагрузки, действующие на затворы . . . . .	25
1. Общие сведения . . . . .	25
2. Собственный вес затвора . . . . .	25
3. Давление воды . . . . .	30
а) Гидростатическое давление . . . . .	30
б) Гидродинамическое давление . . . . .	35
в) Давление волн . . . . .	36
4. Давление наносов . . . . .	36
5. Давление ветра . . . . .	37
6. Давление льда . . . . .	37
7. Сейсмические силы . . . . .	37
8. Силы, препятствующие подъему (опусканию) затвора . . . . .	37
Глава IV. Допускаемые напряжения, прогибы и гибкости . . . . .	38
Глава V. Элементы плоского затвора . . . . .	47
Глава VI. Типы плоских затворов и области применения их . . . . .	52
1. Безригельные затворы . . . . .	52
2. Многоригельные затворы . . . . .	55
3. Двухригельные затворы . . . . .	56
4. Затворы с клапаном, сдвоенные и секционные . . . . .	56
5. Характеристика и области применения плоских затворов . . . . .	62
Глава VII. Обшивка и балочная клетка . . . . .	65
Глава VIII. Стойки и поперечные связи . . . . .	79
Глава IX. Ригели . . . . .	82
1. Общие сведения . . . . .	82
2. Ригели из прокатных профилей . . . . .	86
3. Ригели из составных балок . . . . .	89
4. Ригели из ферм . . . . .	97
Глава X. Продольные связевые фермы . . . . .	109
Глава XI. Опорно-концевые стойки . . . . .	111
Глава XII. Опорно-ходовые части . . . . .	114
1. Общие сведения . . . . .	114
2. Конструирование и расчет скользящих опор . . . . .	117
3. Конструирование и расчет колесных опорно-ходовых частей . . . . .	121
Глава XIII. Направляющие устройства . . . . .	133
1. Обратные колеса . . . . .	133
2. Боковые направляющие устройства . . . . .	138
Глава XIV. Уплотнения . . . . .	142
Глава XV. Закладные части . . . . .	156

1. Общие сведения . . . . .	156
2. Ходовые закладные части . . . . .	158
3. Закладные части под уплотнения . . . . .	160
4. Обогрев затворов . . . . .	161
<b>Глава XVI. Подъемные устройства . . . . .</b>	<b>163</b>
1. Подъемные механизмы . . . . .	163
2. Тяги и подвесы . . . . .	164
3. Подхваты . . . . .	169
4. Подъемное и опускное усилия . . . . .	172
<b>Глава XVII. Пример проектирования плоского поверхностного затвора со сквозными ригелями . . . . .</b>	<b>173</b>
1. Основные данные, выбор схемы затвора и назначение основных геометрических размеров его . . . . .	173
2. Обшивка и вспомогательные балки . . . . .	174
3. Фермы поперечных связей . . . . .	177
4. Опорные давления и узловые нагрузки ферм ригелей . . . . .	181
5. Усилия в стержнях фермы ригеля . . . . .	182
6. Подбор сечений стержней фермы ригеля . . . . .	183
7. Крепления в узлах . . . . .	187
8. Ферма продольных связей . . . . .	193
9. Опорно-концевая стойка . . . . .	195
10. Опорно-ходовые устройства . . . . .	196
11. Подъем и опускание затвора . . . . .	199
<b>Глава XVIII. Пример проектирования плоского глубинного затвора с прокатными ригелями . . . . .</b>	<b>200</b>
1. Основные данные . . . . .	200
2. Описание конструкции . . . . .	200
3. Применяемые материалы и нормативные данные . . . . .	200
4. Нагрузки . . . . .	201
5. Обшивка . . . . .	203
6. Вспомогательные балки . . . . .	203
7. Ригели . . . . .	204
8. Опорно-концевые стойки . . . . .	206
9. Подъемная ферма . . . . .	208
10. Колеса . . . . .	208
11. Подвес и штанги . . . . .	209
12. Подъем и опускание затвора . . . . .	210
13. Закладные ходовые части . . . . .	211
14. Подхват . . . . .	211

## Часть II

### РЕЗЕРВУАРЫ И ВОДОНАПОРНЫЕ БАШНИ

<b>Глава I. Резервуары . . . . .</b>	<b>214</b>
1. Разновидности резервуаров . . . . .	214
2. Стальные резервуары . . . . .	216
3. Деревянные резервуары . . . . .	217
4. Железобетонные резервуары . . . . .	218
5. Каменные резервуары . . . . .	223
6. Особенности конструкций резервуаров, возводимых на лессовидных просадочных грунтах и в сейсмических районах . . . . .	224
<b>Глава II. Водонапорные башни и колонны . . . . .</b>	<b>229</b>
1. Водонапорные башни . . . . .	229
2. Водонапорные колонны . . . . .	235
<b>Глава III. Особенности расчета резервуаров . . . . .</b>	<b>237</b>
1. Принципы расчета оболочки резервуара . . . . .	237
2. Уравнение изогнутой оси балки . . . . .	238
3. Изгиб балки на упругом основании . . . . .	243
а) Длинная балка постоянного сечения на однородном упругом основании (или длинный замкнутый круговой цилиндр постоянной толщины) . . . . .	248
б) Жесткая балка на упругом основании . . . . .	261
4. Плиты, опертые по контуру . . . . .	263
5. Основы безмоментной теории осесимметричных оболочек . . . . .	264
а) Общие уравнения безмоментной теории . . . . .	264
б) Цилиндрическая оболочка . . . . .	267
в) Коническая оболочка . . . . .	267
г) Сферическая оболочка . . . . .	271

6. Основы теории изгиба осесимметричных оболочек . . . . .	272
а) Общее дифференциальное уравнение осесимметричных оболочек . . . . .	273
б) Оболочки постоянной толщины . . . . .	278
в) Цилиндрическая оболочка постоянной толщины . . . . .	279
г) Круговое кольцо . . . . .	281
д) Цилиндрическая оболочка линейно меняющейся толщины . . . . .	286
е) Коническая оболочка постоянной толщины . . . . .	291
ж) Сферическая оболочка постоянной толщины . . . . .	295
з) Пологие оболочки . . . . .	299
и) Круглая плита (пластинка) как частный случай оболочки . . . . .	299
к) Круглая плита постоянной толщины . . . . .	300
л) Круглая плита (пластинка) линейно меняющейся толщины по закону $\rho = \frac{r}{b} \text{const}$ . . . . .	301
м) Круглая плита постоянной толщины на упругом основании . . . . .	313
Глава IV. Статика железобетонных резервуаров . . . . .	316
1. Системы уравнений . . . . .	316
2. Решение симметричной системы трехчленных линейных алгебраических уравнений . . . . .	318
3. О выборе основной системы . . . . .	321
Глава V. О выборе основных геометрических размеров наземных и подземных резервуаров . . . . .	323
1. Наземные резервуары . . . . .	323
а) Открытые прямоугольные и квадратные в плане резервуары малой емкости . . . . .	323
б) Открытый цилиндрический резервуар малой емкости с плоским дном . . . . .	324
в) Открытый цилиндрический резервуар малой емкости с коническим дном . . . . .	325
г) Открытый цилиндрический железобетонный резервуар с плоским дном . . . . .	326
2. Подземные железобетонные резервуары . . . . .	329
а) Прямоугольный резервуар с безбалочными покрытием и дном . . . . .	329
б) Цилиндрический резервуар с безбалочными покрытием и дном при расположении колонн по сторонам квадрата . . . . .	332
в) Цилиндрический резервуар с одной колонной в центре . . . . .	333
Глава VI. Краткие сведения о методах возведения и испытания резервуаров и водонапорных башен . . . . .	335
1. О методах возведения резервуаров . . . . .	335
2. О методах возведения водонапорных башен . . . . .	336
3. Испытание резервуаров и водонапорных башен перед сдачей их в эксплуатацию . . . . .	338
Глава VII. Примеры расчета резервуаров и башен . . . . .	339
1. Выбор основных геометрических размеров и расчет прочности открытого цилиндрического железобетонного резервуара для сухих грунтов . . . . .	339
а) Выбор основных геометрических размеров резервуара . . . . .	339
б) Определение меридиональных изгибающих моментов . . . . .	341
в) Расчет усилий в стенке и дне резервуара . . . . .	341
г) Подбор сечений арматуры . . . . .	344
2. Расчет подземного цилиндрического резервуара емкостью 100 м <sup>3</sup> . . . . .	344
а) Выбор основных геометрических размеров резервуара . . . . .	345
б) Определение меридиональных изгибающих моментов в узлах . . . . .	346
в) Расчет усилий в стенке и дне резервуара . . . . .	347
3. Расчет подземного железобетонного резервуара емкостью 200 м <sup>3</sup> с одной колонной в центре при плоских покрытии и дне . . . . .	350
а) Выбор основных геометрических размеров резервуара . . . . .	350
б) Первый случай загрузки (резервуар засыпан и опорожнен) . . . . .	351
в) Второй случай загрузки (резервуар наполнен водой, не засыпан) . . . . .	358
4. Расчет цилиндрической железобетонной водонапорной башни с резервуаром емкостью 400 м <sup>3</sup> . . . . .	360
а) Шатер башни . . . . .	360
б) Резервуар . . . . .	364
в) Расчет опорного узла резервуара . . . . .	367
г) Подбор сечений арматуры в стенке резервуара . . . . .	371
д) Подбор сечений арматуры в дне . . . . .	373
е) Подбор сечений арматуры в опорном кольце . . . . .	374
ж) Корпус башни . . . . .	375
з) Фундамент башни . . . . .	379
5. Статический расчет подземного железобетонного резервуара емкостью 300 м <sup>3</sup> для района, подверженного сейсмическим колебаниям . . . . .	380
а) Условия работы резервуара . . . . .	380
б) Выбор материала конструкций и обоснование конструктивной схемы . . . . .	381

в) Основные данные для расчета . . . . .	382
г) Подсчет нагрузок и предварительный подбор сечений элементов резервуара . . . . .	385
д) Статический расчет резервуара на симметричную нагрузку в период между землетрясениями . . . . .	386
е) Влияние сейсмического толчка . . . . .	396
6. Расчет подземного резервуара с каменной стенкой, усиленной безопалубочным железобетоном . . . . .	398
а) Конструкция и материал резервуара . . . . .	398
б) Геометрические размеры резервуара . . . . .	399
в) Характеристика принятых грунтов, действующие силы и нагрузки . . . . .	399
г) Расчет покрытия . . . . .	400
д) Проверка плиты покрытия на продавливание . . . . .	402
е) Расчет колонны . . . . .	404
ж) Расчет стенки . . . . .	404
з) Подбор сечений стенки и арматуры . . . . .	409
и) Расчет днища . . . . .	412
к) Проверка давления на грунт . . . . .	415
л) Проверка на всплытие . . . . .	418

### Часть III

#### ПОДПОРНЫЕ СТЕНКИ

Глава I. Конструкция подпорных стенок . . . . .	420
1. Общие сведения . . . . .	420
2. Материалы для подпорных стенок . . . . .	424
3. Типы подпорных стенок . . . . .	425
а) Каменные подпорные стенки из сухой бутовой кладки . . . . .	425
б) Подпорные стенки бетонные и из каменной кладки на растворе . . . . .	426
в) Железобетонные подпорные стенки . . . . .	429
Глава II. Определение сил, действующих на подпорную стенку . . . . .	439
1. Общие сведения . . . . .	439
2. Практические способы определения давления грунта на подпорные стенки . . . . .	440
а) Основные положения теории предельного равновесия сыпучих тел . . . . .	440
б) Графическое определение давления земли на стенку . . . . .	441
в) Аналитическое определение величины силы давления земли на стенку и плеча ее приложения . . . . .	442
г) Определение величины силы давления грунта на стенку и плеча ее приложения при помощи таблиц . . . . .	447
д) Диаграмма полных давлений и диаграмма интенсивности давления . . . . .	464
е) Применение графического способа определения давления земли при наличии на призме обрушения равномерно распределенной временной нагрузки . . . . .	465
ж) Применение графического способа определения давления земли при ломаной поверхности стенки . . . . .	465
з) Пассивное давление (отпор) сыпучего тела . . . . .	465
и) Влияние воды на величину давления грунта . . . . .	468
3. Особенности расчета подпорных стенок в сейсмических районах . . . . .	470
Глава III. Расчет подпорных стенок . . . . .	472
1. Проверка подпорной стенки на устойчивость . . . . .	472
а) Проверка на устойчивость против опрокидывания . . . . .	472
б) Проверка на устойчивость против скольжения . . . . .	472
2. Проверка давления на грунт под подошвой фундамента . . . . .	473
3. Расчет стенок на прочность . . . . .	474
4. Аналитическое определение размеров фундаментов подпорных стенок . . . . .	479
Глава IV. Шпунтовые стенки . . . . .	483
1. Общие сведения . . . . .	483
2. Конструкция шпунтовых стенок . . . . .	483
а) Деревянные шпунтовые стенки . . . . .	483
б) Стальные шпунтовые стенки . . . . .	485
в) Железобетонные шпунтовые стенки . . . . .	486
3. Расчет шпунтовых стенок . . . . .	487
а) Устойчивость и прочность свободной шпунтовой стенки при действии сосредоточенной горизонтальной силы . . . . .	487
б) Устойчивость и прочность свободной шпунтовой стенки при действии на нее давления земли . . . . .	488
в) Расчет анкерных шпунтовых стенок . . . . .	492

Глава V. Примеры расчета и конструирования подпорных стенок . . . . .	497
1. Бетонная подпорная стенка . . . . .	497
2. Железобетонная уголкообразная подпорная стенка без ребер . . . . .	501
3. Железобетонная уголкообразная подпорная стенка с ребрами . . . . .	508
4. Рязевая подпорная стенка . . . . .	525
5. Свободная стальная шпунтовая стенка . . . . .	529
6. Незащеленная анкерная шпунтовая стенка . . . . .	530
7. Защищенная анкерная шпунтовая стенка . . . . .	534
Приложение I. Графики для подбора сечений сжатых элементов, составленных из двух равнобедренных уголков, по гибкости относительно оси $x-x$ . . . . .	538
Приложение II. Основные сведения, необходимые при проектировании бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений . . . . .	540
I. Материалы . . . . .	540
II. Бетонные конструкции . . . . .	542
III. Железобетонные конструкции . . . . .	543
IV. Малоармированные конструкции . . . . .	544
V. Указания по конструированию . . . . .	544
Литература к I части . . . . .	546
Литература ко II части . . . . .	546
Литература к III части . . . . .	547

Стрешко Анатолий Иванович и др. Инженерные конструкции в гидромелиоративном строительстве.

Спец. редактор В. М. Алексеев. Редактор Л. М. Кобыляков. Художник М. Э. Шлосберг. Художественный редактор Н. М. Хохрина.

Технические редакторы Э. Д. Пересыпкина и А. И. Баллод. Корректор А. В. Гришина

\*\*\*

Сдано в набор 11/VIII 1955 г. Подписано к печати 22 XI 1955 г. Т10005. Бумага 70×1081/16.  
Печ. л. 34,5 (47,26) + 3 вкл. Уч.-изд. л. 41,43. Тираж 10 000 экз. Заказ № 1138.  
Цена 12 руб.

\*\*\*

Сельхозгиз, Москва, Б-66, 1-й Гасманский пер., д. 3.

16-я типография Главполиграфпрома Министерства культуры СССР, Москва, Трехпрудный пер., 9.



# ОПЕЧАТКИ

Страница	Строка	Напечатано	Должно быть
27	9 снизу	$N_{ц} l^2 < 30$	$N_{ц} l_0^2 < 30$
225	Подпись под фиг. 210	$\beta$ — шлак 1,2 м	$\beta$ — шлак 0,1—0,2 м
384	фиг. 294	$q_x \sin \beta - \tau \cos \beta$	$q_x \sin \beta - \tau \sin \beta$
389	4 и 5 сверху	из условия угла поворота реального сечения	из условия отсутствия поворота радиального сечения
		$= \frac{(P-2Q)\lambda_d^4}{k_r F}$	$= \frac{(P-2Q)\lambda_d^4}{4F}$
418	18 сверху	$k_r = 4; Q = (F + 2\lambda_d) = P\lambda_d$	$Q \cdot (F + 2\lambda_d) = P\lambda_d$
418	20 сверху	$\sigma_n = \frac{(bmh^2 - 2P)^2}{b[bmh^3 - 6P(H+h)]} - mh$	$\sigma_n = \frac{(bmh^2 - 2P)^2}{b[bmh^3 - 6P(H+h)]} - mh$
487	7 снизу	таблице 18	таблице 21
527	5 снизу		