Методы расчета устойчивости и прочности гидротехнических сооружений

1. ale It mainer t

В. П. ЛИХАЧЕВ, <u>С. В. ЛУЗАН</u>, А. В. МИХАЙЛОВ, И. Е. ПЕТРОВ, И. К. САМАРИН, В. И. СТАНКЕВИЧ, И. Н. ЩЕРБИНА

МЕТОДЫ РАСЧЕТА УСТОЙЧИВОСТИ И ПРОЧНОСТИ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

(ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ СООРУЖЕНИЯ НА НЕСКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЯХ)

(Издание второе)

Под редакцией д-ра техн. наук проф. М. М. Гришина



ИЗ ЦАТЕЛЬСТВО ЛИ ТЕРАТУРЫ ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ Москва—1966 В книге приведены способы статических расчетов бетонных и железобетонных плотии, зданий гидроэлектростанций, судоходных шлюзов, подпорных стен и их элементов, применяемые отечественными проектными организациями. ř.

1

1

1

ì

Предлагаемые методы расчета одинаково применимы как к монолитным, так и к сборно-монолитным и сборным железобетонным сооружениям; они находятся в соответствии с действующими нормативами по строительному проектированию, но в некоторых случаях несколько огличаются от нормативов, если они улучшают расчет или соответствуют действующим условиям работы сооружения.

Книга рассчитана на инженеров и техников, занимающихся проектированием гидротехнических сооружений.

ПРЕДИСЛОВИЕ

В последние годы в Советском Союзе построен ряд крупных гидротехнических сооружений на нескальных основаниях: Волго-Донской судоходный канал им. В. И. Ленина, Каховская, Горьковская, Волжская имени В. И. Ленина, Волжская имени XXII съезда КПСС гидроэлектростанции и др.

При проектировании этих сооружений Гидропроектом, Гидроэнергопроектом и другими организациями были разработаны и применены методы расчета сооружений, проверенные экспериментальными исследованиями или путем сопоставления с натурными наблюдениями за построенными сооружениями.

В настоящее время идет усиленная разработка новых типов гидросооружений — облегченных и с максимальным применением сборных железобетонных элементов. Параллельно с этим развиваются и методы расчета сборных железобетонных конструкций гидротехнических сооружений.

В данной книге излагаются общие вопросы статического расчета гидротехнических сооружений, применимые как к монолитным, так и к сборно-монолитным и сборным бетонным и железобетонным сооружениям — плотинам, зданиям гидроэлектростанций, судоходным шлюзам, подпорным стенкам и пр.

При этом рассматриваются главным образом следующие вопросы: специфические нагрузки на сооружения, статические рас четы сооружений на нескальных основаниях — устойчивости их в целом, осадок, прочности сооружений и их этдельных элементов (фундаментные плиты, бычки, устои, перекрытия и др.). Рассматриваемые сооружения представляют собой пространственные конструкции, иногда довольно сложные; теория их статического расчета мало разработана.

Книга не претендует на исчерпывающую трактовку изложенных в ней вопросов, которые во многих случаях требуют дополнительных исследований, но надо надеяться, будет полезной при дальнейшем проектировании гидротехнических сооружений и их элементов на практике как материал большого опыта, проверенного успешной работой осуществленных сооружений.

Во втором издании книги учтены происшедшие за последнее время изменения в нормативных документах; новые материалы,

опубликованные в литературе; переработаны некоторые главы, в частности тлавы I, III и VI (учет дополнительных давлений на стенки шлюзов, учет местных деформаций при расчете реактивных давлений в основании, расчет понура, судовые нагрузки и др.).

Главы I и III и приложение книги написаны канд. техн. наук И. К. Самариным, глава II — канд. техн. наук И. Н. Щербиной, главы IV и VIII — инж. В. П. Лихачевым, глава V пп. 30—32 канд. техн. наук <u>С. В. Лузаном</u> и пп. 33—35 инж. И. Е. Петровым, глава VI — д-ром техн. наук А. В. Михайловым, глава VII инж. В. И. Станкевичем.

В разработке отдельных тем и вопросов, изложенных в главах I, III, VI и VII, принимали участие инженеры Г. В. Крашенинникова, А. С. Денисов, Н. Н. Серебряков, С. Л. Шарашкин, А. Н. Янин, Я. Н. Даркшевич, Д. Л. Большаков, Н. В. Гавенда, Б. А. Верцайзер, М. Н. Бачилло, А. В. Обозненко, Е. Н. Кажанова, Н. Н. Марков и ст. техник Н. Я. Жарова.

Всем перечисленным лицам выражаем искреннюю благодарность за помощь и весьма ценные замечания. ГЛАВА

I

НАГРУЗКИ, ДЕЙСТВУЮЩИЕ НА ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Согласно СНиП II-И.1-62 и СНиП II-И.2-62 нагрузки и воздействия при расчете гидротехнических сооружений должны приниматься в следующих сочетаниях.

А. Основные сочетания включают нагрузки, регулярно действующие на сооружение при нормальных условиях его эксплуатации:

а) собственный вес сооружения и находящиеся на нем постоянные устройства;

б) давление воды при нормальном подпорном уровне;

в) волновые воздействия;

г) давление фильтрационных вод при установившемся или регулярно повторяющемся неустановившемся режиме фильтрации, при условии нормальной работы противофильтрационных и дренажных устройств;

д) ледовые нагрузки и воздействия;

е) снеговая нагрузка;

ж) нагрузка от ветра;

з) давление грунта с учетом грузов, расположенных на его поверхности, при наиболее невыгодных уровнях воды;

и) давление наносов при заилении водохранилища;

к) горное давление;

л) тяговые усилия, создаваемые подъемными, перегрузочными и транспортными механизмами;

м) нагрузки от судов — навала и швартовные.

Б. Особые сочетания, в которые кроме перечисленных нагрузок и воздействий (п. «а-м») включены:

н) давление воды при пропуске расчетных максимальных расходов при форсированном подпорном горизонте (учитывается взамен п. «б»);

о) давление фильтрационных вод, возникающее в результате нарушения нормальной работы противофильтрационных и дренажных устройств (учитывается взамен п. «г»);

п) ледовые нагрузки при ледоходе катастрофической силы (учитываются взамен п. «д»);

р) нагрузка от ветра катастрофической силы (учитывается взамен п. «ж»);

с) сейсмические воздействия;

т) температурные и усадочные воздействия в бетонных и железобетонных конструкциях;

у) удар судна.

П римечания: 1. К особым сочетаниям нагрузок и воздействий могут быть отнесены при наличии специального требования давление воды, возникающее при разрушении сооружений, расположенных выше или ниже по течению, или силы, возникающие при разрушении части сооружения.

2. Для всех сочетаний необходимо принимать как статические, так и (в соответствующих случаях) динамические нагрузки и воздействия.

3. В соответствующих случаях следует производить расчеты сооружений также на нагрузки и воздействия, действующие в период строительства, во время ремонта и в процессе испытаний сооружений.

4. Температурные и усадочные воздействия в бетонных и железобетонных конструкциях при наличии обоснования могут быть отнесены к основным сочетаниям нагрузок и воздействий.

5. Степень нарушения нормальной работы противофильтраиионных дренажных устройств (п. «о») устанавливается в зависимости от конструктивных особенностей и условий работы этих устройств. При этом в расчетах не допускается принимать полное выключение из работы противофильтрационных дренажных устройств, эффективная работа которых должна обеспечиваться необходимыми мероприятиями и надлежащим контролем.

6. Сочетания нагрузок и воздействий должны быть установлены в соответствии с практической возможностью одновременного их действия на сооружение.

Постоянные речные гидротехнические сооружения по капитальности разделяются в соответствии со СНиП II-И.1-62 на четыре класса.

Коэффициенты запаса устойчивости гравитационных сооружений, расположенных на сжимаемом основании, принимаются согласно табл. 1, в зависимости от класса капитальности сооружений.

Таблица 1

Расчетные сочетания	Допускаемые коэффициенты запаса устойчивости при классе капитальности сооружений						
нагрузок и воздеиствия	1	11		IV			
Основные	1,3 1,1	1,2 1,1	1,15 1,05	1,1 1,05			

2. ГИДРОСТАТИЧЕСКОЕ, ГИДРОДИНАМИЧЕСКОЕ И ФИЛЬТРАЦИОННОЕ ДАВЛЕНИЕ ВОДЫ

Гидростатическое давление воды не требует особых пояснений (см. W_1 на рис. I-1).

Гидродинамическое давление воды на плоскость сооружения или его элемента в общем случае равно

$$W_{\mu} = \xi \gamma \frac{Q}{2g} v (1 - \cos \alpha), \qquad (I.1)$$

где **Q** — расход воды;

ł

ţ

ľ

скорость движения воды;

- а--- угол между направлением струи и плоскостью, воспринимающей удар струи;
- ξ коэффициент обтекания;

g — ускорение силы тяжести.

При $a = 90^{\circ}$ формула (I.1) приобретает следующий вид:

$$W_{\pi} = \xi \gamma \frac{Q}{2g} v = \xi \gamma \omega \frac{v^2}{2g}, \qquad (I.1a)$$

где *ш*— площадь сечения струи;

γ — удельный вес воды.

Для водобойных стенок, расположенных на расстоянии (0,6-2)H от конца водослива водосливных плотин, коэффициент обтекания [5] равен $\xi = 0,6 \div 0,8$.

По Д. И. Кумину, горизонтальная сила W_{a} на единицу длины фронта водобоя при наличии гасителей

$$W_{\pi} = \frac{h_2^{21}}{2!} \left(1 - \gamma_l^2\right) + \frac{q^2}{\lg h_2} \left(1 - \frac{1}{\gamma}\right), \qquad (I.2)$$

где h₂- вторая сопряженная глубина (без гасителей);

- коэффициент уменьшения второй сопряженной глубины за счет гасителей, принимаемый при наличии эффективных гасителей равным 0,8;
- **q** удельный расход в *м²/сек*.

Фильтрационное давление воды W_{ϕ} на единицу объема грунта выражается формулой

$$W_{\Phi} = \gamma I, \tag{1.3}$$

где *I*— градиент фильтрации в пределах взятого объема грунта.

Это давление в каждой точке массива грунта направлено по касательной к линии тока в этой точке.

Фильтрационное и взвешивающее давление воды по подземному контуру сооружения. Различают два вида давления подземных вод на подошву сооружения (рис. I-1):

1) взвешивающее гидростатическое ($W_{\rm B}$), равное в любой

точке подошвы весу столба воды высотой, равной глубине от уровня нижнего бьефа до точки;

2) фильтрационное гидродинамическое (W_{ϕ}), возникающее в результате создания напора на сооружение и равное под верховым ребром подошвы величине напора за вычетом потери на длине понура и под низовым ребром или вообще в месте выхода фильтрационного потока в нижний бьеф (например, в дренаже) — нулю.



Рис. I-1. Схема сооружения и действующих на него нагрузок

Эпюра фильтрационного противодавления строится методами, изложенными в технической литературе [5].

Противодавление воды в теле бетонных сооружений. Согласно (СН 55—59) при расчете конструкций, не имеющих дренажа и воспринимающих напор воды, должно учитываться противодавление воды по полной площади их сечений. Распределение давления допускается принимать по ликейному закону.

Противодавление в расчетах учитывается как внешняя сила при всех сочетаниях нагрузок и воздействий при обязательном одновременном учете всех действующих сил.

Снижение или полное устранение фильтрационного давления может быть осуществлено, когда это экономически оправдано, с помощью дренажа, гидроизолирующих экранов и других мероприятий.

Коэффициенты запаса прочности бетона в бетонных и железобетонных конструкциях при включении в число действующих сил противодавления воды снижаются в соответствии с указаниями пп. 42 и 55 СН 55—59.

Как в швах, так и в сечениях между ними обязательна проверка прочности бетона без учета противодавления воды с обеспечением нормальных коэффициентов запаса. При развитии волн в водоеме вода кроме гидростатического давления оказывает на стенки сооружений волновое давление.

Параметры ветровых волн (высота волны h и длина волны λ) могут быть определены по графикам А. П. Браславского [4].

Кроме того, можно рекомендовать формулы Н. А. Лабзовского [6]:

$$h = 0.073 \, K \omega \, \sqrt{D \, \frac{h}{\lambda}}; \qquad (1.4)$$

$$\lambda = 0,073\omega \sqrt{\frac{D}{\frac{h}{\lambda}}}; \qquad (I.5)$$

$$D_0 = 30\omega^2 \ \frac{h}{\lambda}; \tag{I.6}$$

$$\frac{h}{\lambda} = \frac{1}{9 + 19 \, e^{-14/\varpi}}; \tag{I.7}$$

$$K = 1 + e^{-0.4 \frac{D}{w}},$$
 (I.8)

- где h высота волны на глубокой воде в m;
 - λ длина волны на глубокой воде в м;
 - *w* скорость ветра в *м/сек* на высоте 10 *м* от поверхности воды;
 - *D* длина разгона волны в *км*;
 - *D*₀ предельная длина разгона волны в *км*;
 - К коэффициент, учитывающий повышенную интенсивность развития волн в начале разгона.

При выходе волн с глубоководной зоны на мелководную следует учитывать трансформацию волн [6].

Определение воздействия неразбитых стоячих волн на сооружения вертикального типа. При глубине воды $H \ge 2h$ сооружения вертикального типа рассчитывают на действие неразбитой волны.

Для определения давления волны на сооружение вертикального типа принимают высоту интерферированной волны равной 2h (см. рис. I-1).

При меньших глубинах сооружения следует рассчитывать на действие разбитых волн.

В первой стадии проектирования расчет сооружений на действие стоячих волн может производиться по приближенному методу, изложенному ниже.

Полное боковое избыточное давление *R* (см. рис. I-1) определяется по формуле

$$R = \gamma K_{1} \left[-\frac{\left(H + \frac{p}{\gamma}\right)(H + h + h_{0})}{2} - \frac{[H^{2}]}{2} \right], \quad (I.9)$$

где

$$p = \frac{h}{\operatorname{ch} \beta}; \quad h_0 = \alpha h \operatorname{cth} \beta;$$
$$\alpha = \frac{\pi h}{\lambda}; \quad \beta = \frac{2 \pi H}{\lambda};$$

 K_1 — поправочный коэффициент, принимаемый по табл. 2. γ — объемный вес воды в T/M^3 .

Таблица 2

I

<u></u>		3	начения K ₁ при	при <u>h</u>		
^	0,08	0,067	0,05	0,04	0,033	
0,1 0,15 0,2 0,25	0,89 0,79 0,73 0,72	0,94 0,83 0,75 0,73	1,01 0,83 0,82 0,79	1,07 0,95 0,87 0,84	1,13 1 0,93 0,88	

Значения коэффициента К₁ к формулам (1.9) и (1.10)

В момент наибольшего опускания впадины волны у стенки эпюра избыточного давления, действующего со стороны, противоположной подходу волны, имеет вид, показанный на рис. I-2. В этом случае полное боковое избыточное давление определяется по формуле



Рис. І-2. Схема к определению отрицательного волнового давления

$$R' = \gamma K_{1} \left[\frac{(H^{2} - \frac{(H - \frac{p}{\gamma})(H + h_{0} - h)}{2}}{2} \right], \qquad (I.10)$$

где *p*, *h*₀ и *K*₁— определяются, как указано выше, применительно к формуле (I.9).

Во второй (третьей) стадии проектирования волновые нагрузки на сооружение уточняются по методу А. И. Кузнецова, изложенному в СН 92—60 [12].

При проектировании гидротехнических сооружений гидроэлектростанций Волжской имени В. И. Ленина и Волжской имени XXII съезда КПСС для определения параметров ветровых волн были приняты следующие исходные данные:

а) скорость ветра 15 *м/сек* (крепкий ветер) — для нормальных условий работы гидросооружений;

б) скорость ветра 30 *м/сек* (ураган) — для оценки прочности и устойчивости основных сооружений и их элементов;

в) скорость ветра 40 *м/сек* — для проверки наиболее ответственных элементов сооружений, разрушение которых угрожает сохранности напорного фронта.

Элементы ветровой волны определяли по формулам В. Г. Андреянова и Н. А. Лабзовского.

Наибольшая высота волны, зафиксированная на Цимлянском водохранилище и на водохранилище Волжской гидроэлектростанции имени В. И. Ленина за время их эксплуатации, была около 3 м.

Ветровой нагон. Величина ветрового нагона ориентировочно может быть принята следующей:

для	малых	водохранилищ	при	площади	зеркал	а до	5 0 i	к м 2		.0,5	м
»	средних	»	»	»	»	до	200	»	•	.0,75	»
×	больших	»	»	»	»	свыше	200	»	•	.1	۵

4. ДАВЛЕНИЕ ЛЬДА И НАНОСОВ

Давление льда. При проектировании речных гидротехнических сооружений следует учитывать следующие ледовые нагрузки и воздействия¹:

1) динамическое давление льда при ударе свободно плывущих льдин;

2) динамическое давление заторных масс льда;

3) статическое давление сплошного ледяного покрова при его термическом расширении;

4) статическое давление свободно плавающего ледяного поля при его навале под влиянием ветра или течения;

5) воздействие примерзшего ледяного покрова при колебании уровня воды;

6) истирающее воздействие льдин на поверхность сооружения при движении их под влиянием встра, течения или колебания уровня воды.

Дипамическое давление льда на вертикальные стенки на реках или водохранилищах при ударе одиночных льдин в направлении, близком к нормали к фронту сооружения (80—90°), может быть определено по формуле

$$W_{n} = Kvh \ \sqrt{\Omega}, \tag{I.11}$$

где W_n — давление льда в *T*;

¹ См. «Технические условия на определение ледовых нагрузок на речные сооружения» (СН 76—59).

- *v* скорость движения льда в *м/сек* (для больших водохранилищ *v* ≪ 0,6 *м/сек*);
- *h* толщина льдины в *м*, принимаемая равной 0,8 от наибольшей за зимний период толщины 1% обеспеченности;
- Ω площадь льдины в M^2 ;
- К- коэффициент, принимаемый по табл. 3 в зависимости от предела прочности льда при раздроблении $R_{\rm p}$.

Таблица З

Значения коэффициента К к формуле (1.11)								
Предел прочности льда R _р в T/м ²	30	50	60	100				
Κ	2,36	3	3,3	4,3				

Величина динамического давления заторных масс льда на сооружения оценивается на основе анализа ледовой обстановки для данного объекта.

При термическом расширении сплошного ледяного покрова величины статического давления на единицу площади соприкосновения льда с сооружением для десяти географических пунктов приведены в табл. 4.

Таблица 👌

Пункт	Давление ледяного покрова в T/м ²	Пункт	Давление ледяного покрова в T/м ²
Ленинград	20	Владивосток	17
Горький	18	Ростов-на-Дону	19
Свердловск	20	Тбилиси	15
Красноярск	18	Ташкент	18
Якутск	30	Отар (Казахстан)	20

Статическое давление ледяного покрова при его термическом расширении

Для водоемов статическое давление $P_{\rm H}$ свободно плавающего ледяного поля при навале, вызванном трением воздуха о наружную поверхность ледяного поля, определяется по формуле

$$P_{\rm H} = (0,001 + 0,002) \,\omega^2 F \sin\beta, \tag{I.12}$$

где *w*— максимальная скорость ветра в *м/сек* 10/₀ обеспеченности в период навалов из числа каблюденных при 45°<β<135°; F — площадь ледяного поля в M^2 ;

β— угол между фронтом сооружения и направлением ветра.

Возникающие при изменении уровня воды нагрузки от действия ледяного покрова, примерзшего к вертикальным стенкам, определяют по техническим условиям на проектирование соответствующих сооружений.

Истирающее воздействие льдин на поверхность сооружения при движении их под влиянием ветра, течения или колебания уровня воды необходимо учитывать в проекте, предусматривая при надлежащем технико-экономическом обосновании специальные меры защиты поверхности сооружения, например создавая гладкие поверхности, увеличивая стойкость поверхностного слоя бетона, устраивая облицовки и т. п.

Давление наносов. Если в водохранилище глубина воды у плотины H, а наносы отложились слоем $h_{\rm H}$, то удельное давление воды и наносов $\sigma_{\rm B, H}$ у дна на плотину будет равно

$$\sigma_{\rm B,H} = \gamma_{\rm B} H + \gamma_{\rm H} h_{\rm H} \xi_{\rm H}. \tag{I.13}$$

При этом объемный вес массы наносов $\gamma_{\rm H}$, отложившихся в воде, определяется по формуле

$$\gamma_{\rm H} = \gamma_1 - \gamma_{\rm B} (1-n), \qquad (I.14)$$

где ₇₁ — объемный вес массы наносов в сухом виде;

γ_в— объемный вес воды;

n — относительная пористость наносов.

Значение коэффициента $\xi_{\rm H}$ зависит от свойств грунтов отложившихся наносов и степени подвижности сооружения:

а) если наносы состоят из песчаного, песчано-гравелистого и вообще крупнозернистого материала, то для подвижных сооружений

$$\xi_{\rm H} = t g^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \tag{I.15}$$

Для неподвижных сооружений — сооружений на скальном основании или на нескальном основании, но после завершения горизонтальных смещений — этот коэффициент определяется как коэффициент бокового давления, т. е.

$$\xi_{\rm H} = \xi_{\rm H}$$

б) в глубоких водохранилищах у плотин откладываются лишь мельчайшие частицы ила и глины, а также коллоидные частицы, промежутки между которыми заполнены пленочной водой. В этом случае угол внутреннего трения ф близок к нулю, тогда максимальное давление

$$\sigma_{\rm B,R} = \gamma_{\rm B} H + \gamma_{\rm R} h_{\rm R}. \tag{I.16}$$

13

5. ДАВЛЕНИЕ «НАВАЛА» На подпорные стенки

Давление грунта на подпорные стенки определяют или по формулам предельного состояния, или по теории упругости. В первом случае имеется в виду возможность деформации сооружения и образования в грунте засыпки поверхности скольжения, а во втором случае стенка предполагается неподвижной. И то, и другое давление назовем основным давлением.

Кроме основного давления в пазухах подпорных стенок и стен илюзов может возникать дополнительное давление вследствие поворота стенки в сторону засыпки или осадки сооружения. Поворот подпорной стенки в сторону засыпки принято называть навалом, а дополнительное давление на стенку, возникающее при этом, — давлением навала.

Поворот стенки, или навал, происходит:

а) от действия пригрузки, образуемой засыпкой пазух или земляной насыпью;

б) вследствие внецентренного расположения равнодействующей вертикальных сил по подошве стенки с эксцентрицитетом в сторону засыпки.

Дополнительное давление от осадки возникает в результате того, что стены шлюзов или других сооружений препятствуют котловану сузиться во время осадки сооружения под действием его собственного веса и веса засыпки пазух (рис. I-3, a).

Возникновение того или иного дополнительного давления зависит от конструкции сооружения и от наличия боковых пригрузок. Так, в подпорных стенках и шлюзах с разрезным днищем (рис. I-3, б) могут одновременно возникать оба вида дополнительного давления. В шлюзах с неразрезным днищем могут возникать дополнительные давления только от осадки.

Вопрос определения давления навала возник впервые при проектировании высоких подпорных стенок для сооружений Цимлянского гидроузла. В связи с этим Гидропроектом была разработана под руководством В. П. Лихачева методика определения навала подпорных стенок. Позже институтом Водгео (Б. Н. Жемочкин, И. К. Самарин) была разработана другая методика. Этому же вопросу посвящена кандидатская диссертация В. И. Вуцеля.

Ниже приводится краткое изложение методов определения давления от навала подпорных стенок на засыпку и дополнительного давления от осадки сооружения.

Метод Гидропроекта

Метод Гидропроекта позволяет учитывать возведение стенки по ярусам и послойную отсыпку насыпи за стенкой. Для этого стенку делят по высоте на предполагаемое число ярусов возведения (рис. I-4).



Рис. I-3. Деформации сооруження и основания, вызывающие дополнительное давление N на стенки *a* — от осадки; *б* — от осадки и поворота





а — поперечное сечение подпорной стенки; б — эпюра дополнительных давлений, рассчитанная по методу Гидропроекта; в — эпюры дополнительных давлений, рассчитанные по методу В. И. Вуцеля



3



Силы навала определяют отдельно от влияния каждого яруса на возведенную часть стенки.

Принимается, что дополнительные усилия N_i от навала возникают по вертикальной плоскости, проходящей через тыловую грань фундаментной плиты стенки, и что они распределяются по закону треугольника с наибольшей ординатой $\sigma_{\text{маке}}$ у поверхности отсыпаемого слоя и с нулевой у подошвы (рис. I-5).

Задача определения усилий от навала методом Гидропроекта подразделяется на три части (отдельно для каждого яруса):

1) определение зависимости угла поворота подошвы стенки от момента относительно подошвы стенки от сил навала. Момент относительно подошвы стенки от сил навала для краткости в дальнейшем будем называть просто моментом от сил навала;

2) определение зависимости угла поворота вертикальной консоли стенки от момента сил навала;

3) определение величины момента от сил навала, при котором обеспечивается равенство углов поворота вертикальной консоли и подошвы стенки.

Определение зависимости угла поворота подошвы стенки от келичины момента от сил навала. Для выявления этой зависимости сначала подсчитывают реактивные давления грунта на подошву стенки от всех сил, действующих на возведенную часть стенки (см. эпюру σ_i на рис. I-5).

Затем задаются тремя значениями сил навала N_i : для нижних ярусов стенки, начиная примерно с 0,5 N_0 и более, для верхних — с 0,05 N_0 , где N_0 — активное давление грунта на стенку (см. рис. I-5), и для промежуточных ярусов.

По заданным силам N_i строят самоуравновешенные эпюры реакций грунта на подошву стенки с ординатами:

$$\Delta \sigma_i = \frac{N_i H_i}{b' l^2} , \qquad (I.17)$$

где b'=1 м, остальные обозначения см. на рис. I-5. Добавив самоуравновешенную эпюру реакций к основной, получим суммарную эпюру реакций:

$$\sigma_{\mathbf{0}i} = \sigma_i + \Delta \sigma_i.$$

Осадки сооружения под лицевой и тыловой гранями стенки от действия суммарной нагрузки σ_{0i} от сооружения и расчетной пригрузки q_i (см. рис. I-5) можно определить методом послойного суммирования (см. главу II) по упрощенной формуле

$$S = \sum_{i=1}^{n} \frac{\left(\sigma_{z_i}^{c} + \sigma_{z_i}^{\text{np}}\right) \Delta z_i}{E_0}, \qquad (I.18)$$

где σ_{zi}^{c} и σ_{zi}^{np} напряжения от веса сооружения и пригрузки в середине *i*-го слоя сжимаемой толщи основания на вертикалях, проходящих через верховую и низовую грани фундаментной плиты стенки (по таблицам гравы II);

 Δz_i — толщина *i*-го слоя сжимаемой толщи;

n — число слоев в сжимаемой толще;

Е₀ модуль сжатия *i*-го слоя (см. главу III, п. 21).

Искомый угол поворота подошвы, а следовательно, и всей стенки определяется как отношение разности осадок крайних точек тыловой и лицевой граней фундаментной плиты к ширине последней.

По полученным данным для каждого яруса строят кривую $\alpha_{n.c} = f_1(M)$ зависимости углов поворота подошвы стенки $\alpha_{n.c}$ от момента сил навала M (рис. I-6).



Определение зависимости угла поворота вертикальной консоли от момента сил навала. Зависимость угла поворота вертикальной консоли от момента сил навала определяют так же, как и для подошвы стенки.

Для наглядности расчетную схему (рис. I-7, *a*) поворачивают на 90° (рис. I-7,6) и она таким образом получает вид схемы определения осадок в упругой четвертьплоскости, причем модуль сжатия грунта остается неизменным по глубине для каждой точки. Величину сжимаемой толщи засыпки определяют так же, как и сжимаемой толщи под подошвой стенки (см. главу II).

Поскольку нет решения задачи для четвертьплоскости, расчет приводится к схеме полуплоскости с помощью загружения



Рис. I-7. Схемы к определению зависимости угла поворота вертикальной консоли от момента сил навала

дополнительной фиктивной нагрузкой, равной и симметричной действующей нагрузке (рис. I-8). При этом граничные условия удовлетворяются неполностью, но они достаточны для практической точности.



Рис. I-8. Приведение четвертьплоскости к полуплоскости *I*— свободная поверхность: 2— условная поверхность полуплоскости; 3— дополнительная фиктивная нагрузка: 4— расчетная эпюра деформации; 5— осредненная эпюра деформации

Деформацию засыпки определяют так же, как и осадку основания. Полученную эпюру деформации засыпки осредняют приведением ее к прямой, затем определяют угол наклона вертикальной консоли как угол наклона осредненной эпюры деформации засыпки (рис. 1-8). Такие расчеты выполняют для трех различных значений сил навала.

По заданным усилиям навала вычисляют моменты относительно подошвы стенки, а затем строят кривую $\alpha_{B.K} = f_2(M)$ зависимости углов поворота вертикальной консоли $\alpha_{B.K}$ от моментов сил навала M (см рис. I-6).

Определение расчетного момента от сил навала. Пересечение кривых зависимости углов поворота вертикальной консоли и подошвы стенки от момента сил навала дает искомую величину момента от сил навала возведенной части стенки (см. рис. 1-6).

По полученному значению момента ΔM_i определяют эпюру усилий от навала, принимая при этом максимальную ординату эпюры на уровне поверхности засыпки (см. рис. I-5). Эта ордината определится по формуле

$$\sigma_{\text{MAKC}} = \frac{3\Delta M}{H_i^2}.$$
 (I.19)

Для нахождения суммарной эпюры сил навала суммируют ординаты омакс от каждого слоя на верхних отметках каждого яруса. Соединяя полученные точки прямыми, получают выровненную эпюру моментов навала.

В качестве примера на рис. І-4 представлена подпорная стенка одного из сооружений Волгоградского гидроузла. Стенка высотой 45,5 *м* разделена на пять ярусов. Грунт засыпки характеризуется углом внутреннего трения $\varphi = 22^{\circ}$ и объемным весом $\gamma = 1,8 \ T/m^3$. Расчетная сжимаемая толща была разделена на семь разнородных слоев (на рис. I-4 не показаны).

На рис. І-4, б приведены вычисленные эпюры давлений навала по ярусам и расчетная суммарная эпюра.

Момент от основного горизонтального давления грунта относительно подошвы стенки составил 12 700 τM , а момент от сил навала — 2300 τM (18%)).

Метод В. И. Вуцеля

В методе В. И. Вуцеля предполагается, что сооружение может только поворачиваться вокруг центра своей подошвы, но не может перемещаться по основанию в горизонтальном направлении. Такому условию удовлетворяют, например, подпорные стенки, упирающиеся в прочные плиты.

При таком предположении эпюра давления навала должна иметь максимальную ординату у поверхности засыпки (рис. 1-9,*a*), у основания стенки — нулевую ординату, а в целом должна быть аналогична эпюре, принимаемой Гидропроектом.



Рис. I-9. Эпюры дополнительного давления по В. И. Вуцелю

При срезке верховой части эпюры по линии эпюры пассивного давления грунта на стенку (рис. I-9, *a*) максимальная ордината переместится от поверхности засыпки книзу.

Однако для песчаных грунтов В. И. Вуцель предлагает принимать эпюру, согласно его экспериментальным данным, по рис. I-9, б, у которой максимальная ордината находится на расстоянии 0,3 H_c от поверхности засыпки.

Ординаты эпюры давления на этом рисунке приведены в долях произведения угла наклона стенки α₀ на модуль деформации засыпки, причем

$$\alpha_0 = \alpha - \alpha_1 + \Sigma \beta_i. \tag{I.20}$$

19

Углы, входящие в формулу (1.20), означают:

1) а — угол наклона свободно стоящей стенки (рис. 1-10, а) без засыпки определяется по формуле В. А. Флорина:

$$\alpha = \frac{4\left(1 - \mu_{\rm och}^2\right)M}{\pi E_{\rm och}l^2}, \qquad (I.21)$$

где

М→ момент от сил, действующих на сооружение, включая основное горизонтальное давление грунта № (рис. I-10, б);

µ_{оси} и Е_{осн} соответственно коэффициент Пуассона и модуль деформации грунта основания.



Рис. І-10. Схемы к расчету навала по методу В. И. Вуцеля

При неоднородном основании приведенный модуль деформации E_{np} можно определить по формуле (см. п. 21)

$$E_{\rm np} = \frac{\sum E_i h_i \,\overline{\sigma_i}}{\sum h_i \,\overline{\sigma_i}} \tag{I.22}$$

ИЛИ

$$E_{\rm np} = \frac{H^2}{2\sum_{i=1}^{n} \frac{h_i (H - y_i)}{E_i}};$$
 (I.22a)

 α₁ — угол, на величину которого уменьшится угол поворота сооружения в связи с появлением отпора засыпки; определяется (аналогично углу α) по формуле

$$\alpha_{1} = \frac{4\left(1 - \mu_{\text{och}}^{2}\right) M_{N}}{\pi E_{\text{och}} l^{2}}, \qquad (I.23)$$

где M_N — момент от давления навала N;

3) $\Sigma \beta_i$ — углы поворота сооружения, возникающие вследствие деформации основания от пригрузки его весом грунта насыпи (земляной дамбы) или засыпки пазухи:

$$\operatorname{tg} \beta_{1} \approx \beta_{1} = k_{i} q \; \frac{\left(1 - \mu_{\text{och}}^{2}\right)}{\pi E_{\text{och}}}. \tag{I.24}$$

Коэффициент k_i эпределяется по графикам, составленным автором метода в зависимости от вида пригрузки q (рис. I-11, I-12).



Рнс. I-14. График зависимости коэффициента k_i от длины равномерно распределенной пригрузки



Рис. 1-12. График зависимости коэффициента k_i от длины треугольной пригрузки

í

Для определения угла наклона стенки α_0 с учетом пассивного давления грунта В. И. Вуцелем решена задача для абсолютно жесткой балки на упругой четвертьплоскости с одним шарнирно закрепленным концом (рис. I-13) с применением метода Б. Н. Жемочкина. В качестве нагрузки на балку принят момент M_N . В результате получено

$$\alpha_{0} = \frac{11\left(1 - \mu_{3}^{2}\right)M_{N}}{\pi E_{3}H_{c}^{2}}$$
(I.25)

21

где µ₃ и E₃— соответственно коэффициент Пуассона и модуль деформации грунта засыпки;

*H*_с — высота стенки.

При послойном определении давления от навала под H_c понимается толщина расчетного слоя.



Из формулы (1.20) после подстановки в нее соответствующих значений получено

$$M_N = \frac{\left(4M + l^2 \Sigma k_i q_i\right) H_c^2}{11 l^2 A' + 4 H_c^2},$$
 (I.26)

где

$$A' = \frac{\left(1 - \mu_3^2\right)}{\left(1 - \mu_{\text{och}}^2\right)} \cdot \frac{E_{\text{och}}}{E_3} \,.$$

Положительному моменту M_N соответствует поворот стенки в сторону засыпки.

Подставив значения M_N из формулы (I.26) в формулу (I.25), получим

$$\alpha_{0} = \frac{11\left(1+\mu_{3}^{2}\right)}{\pi E_{3}} \cdot \frac{(4M+l^{2}\Sigma k_{i}q_{i})}{11l^{2}A'+4H_{c}^{2}} .$$
(I.27)

Ординаты дополнительного давления от навала, согласно рис. 1-9, определяются для песчаных грунтов по следующим формулам:

на глубине 0,3 H_c от поверхности засыпки

$$\sigma_{0,3} = \frac{13,31}{\pi} \cdot \frac{(4M + l^2 \Sigma k_i q_i)}{(11l^2 A' + 4H_c^2)}; \qquad (I.28)$$

на глубине 0,5 *H*_c от поверхности засыпки

$$\sigma_{0,5} = \frac{5,17}{\pi} \cdot \frac{(4M + l^2 \Sigma k_i q_i)}{(11l^2 A' + 4H_c^2)} = 0,39 \,\sigma_{0,3} \,. \tag{I.29}$$

Таким образом, как и следовало ожидать, давление от навала на абсолютно жесткие стенки не зависит от модуля деформации грунта; оно зависит лишь от отношения модулей деформации грунта основания и засыпки, входящих в коэффициент A' в формуле (1.26). Это облегчает решение задачи, так как отношение модулей деформации можно определить значительно точнее, чем их абсолютные значения.

При послойном возведении засыпки и стенки, что обычно бывает на практике, давление от навала определяется как сумма давлений от каждого слоя.

Например, применителько к схеме, изображенной на рис. 1-14, давление от навала будет определяться как сумма давлений от засыпки пазухи 1 и от слоев 2 и 3 грунта дамбы.



Рис. I-14. Эпюры основного и дополнительных давлений грунта на стенку 1 — грунт засыпки пазухи; 2, 3 — слои грунта дамбы

При высоких подпорных стенках, как показали расчеты, давление от навала от верхних слоев засыпки может отсутствовать (на рис. I-14 давление $N_3=0$) Это значит, что в результате основного горизонтального давления грунта N_0 наклон стенки в сторону, противоположную засыпке, будет больше, чем наклон на засыпку в результате действия пригрузки (навала). При наклоне стенки в сторону, противоположную засыпке, дополнительное давление на стенку возможно будет уменьшаться, и в определенный момент может исчезнуть давление от навала, возникшее ранее вследствие действия нижележащих слоев пригрузки (N_1 и N_2 на рис. I-14).

Однако учитывая, что метод В. И. Вуцеля дает заниженные значения давления по сравнению с методом Гидропроекта (см. выводы), за расчетное можно принимать давление, определяемое как сумма давлений от расчетных слоев.

Как уже было отмечено, при песчаном основании дополнительного давления от осадки может не быть, поэтому при расчете подпорных стенок, расположенных на песчаных грунтах, можно ограничиться учетом давления, возникающего от навала стенки на засыпку (давление навала).

При глинистом основании приближенно также можно ограничиться давлением от навала, но при этом следует иметь в виду, что оно будет несколько заниженным из-за неучета давления от осадки. В качестве примера расчета навала по методу В. И. Вуцеля рассмотрена стенка Волгоградского гидроузла (см. рис. I-4), рассчитанная также методом Гидропроекта. Результаты решения этого примера приведены в табл. 5.

Таблица 5

Ярус	Отметка верха яруса в <i>м</i>	$A' = \frac{E_{\text{och}}}{E_3}$	Момент от основ- ной нагрузки в_т <i>ж</i>	Высота засыпки в м	Интенсивность пригрузки в т.m ²	Высота стсики <i>H</i> в м	Тангене угла по- ворота степки в. сторону засыпки	Момент навала от каждого яруса в отдельности в т.м.
I	10	0,5	+776	10	18	10	0,0011	$140 \\ 203 \\ 11 \\ 0 \\ 0$
III	20	1	+624	10	18	20	0,00041	
III	30	1,35	-109	10	18	30	0,0000093	
IV	38	1,65	-3318	8	14,4	38	0	
V	45,5	1,9	-6964	7,5	13,5	45,5	0	

Расчет	навала	стенки	по	методу	B.	Ή.	Вуцеля
--------	--------	--------	----	--------	----	----	--------

При расчете стенки приняты следующие исходные данные: грунт засыпки — песок с объемным весом $\gamma = 1,8 \ T/m^3$, $\mu_{och} = \mu_3 = = 0,3$.

Эпюры давлений от навала по ярусам изображены на рис. І-4, в.

Для сравнения методов Гидропроекта и В. И. Вуцеля в табл. 6 приведены результаты расчета, полученные по этим двум методам.

Величина момента, показанная в табл. 6 в скобках (2300 тм), получена по огибающей эпюре давлений.

На основании приведенных расчетов и анализа методов Гидропроекта и В. И. Вуцеля можно сделать следующие выводы.

Таблица б

	По ме	тоду Гидропр	оекта	По методу В. И. Вуцеля			
Ярус Нак стен (†g	Моменты от сил навала Наклон в т.м		Наклон	Моменты от сил навала в тм			
	$(tg \alpha_0)$	по ярусам	суммарные	стенки (tg а ₀)	по ярусам	суммарныз	
I III IV V	0,0017 0,00067 0,00027 0,00025 0	$ \begin{array}{r} 160 \\ 260 \\ 260 \\ 420 \\ 0 \end{array} $	160 420 680 1100 1100 (2300)	0,0011 0,00041 0,0000093 0 0	140 203 11 0 0	140 343 354 354 354	

Результаты расчета навала подпорной стенки по двум разным методам

1. Момент от сил навала по В. И. Вуцелю получается меньше, чем по методу Гидропроекта; в последнем момент искусственно завышен еще тем, что суммарная расчетная эпюра давления принята по огибающей максимальных ординат. Так, в рассмотренном примере момент по огибающей эпюре (2300 тм) в 2 раза больше момента, получаемого суммированием моментов послойно (1100 тм).

2. Как показывают натурные наблюдения за давлением грунта на стены шлюзов, угол наклона верховой части эпюры соответствует углу наклона линии, ограничивающей эпюру пассивного давления грунта. То же самое, по-видимому, должно быть при наличии навала стены на грунт. Поэтому распространение этого угла наклона, установленного В. И. Вуцелем экспериментально для стенки высотой 1 *м*, на стенки любой высоты нельзя считать надежным.

При однородном основании этот угол должен быть постоянным для стенок любой высоты и определяться эпюрой пассивного давления.

3. Метод В. И. Вуцеля разработан для схемы балки на упругом основании с шарнирным закреплением одного конца. В методе Гидропроекта такое ограничение отсутствует.

Кроме того, в методе Гидропроекта не учитывается искривление поверхности засыпки (пригрузки). В методе В. И. Вуцеля и методе Б. М. Жемочкина и И. К. Самарина (см. ниже) оно учитывается. Возможно по этим причинам имеется значительное расхождение по давлению навала на высокие стенки. Эти ограничения, по-видимому, не должны сильно сказываться при невысоких стенках. В рассмотренном примере, в частности, при высоте стенки 10 *м* расхождение в давлениях навала по двум методам незначительно.

4. Как показали расчеты, а также натурные наблюдения за стенкой Цимлянского гидроузла, наклон высоких стенок на грунтовую засыпку происходит при неполной засыпке. При засыпке высоких стенок на полную высоту они наклоняются в направлении, противоположном засыпке, что происходит за счет большого основного давления грунта. Это, по-видимому, влечет за собой уменьшение давления навала. Однако, учитывая неопределенность этого вопроса, за расчетное можно рекомендовать давление, получаемое суммированием давлений от каждого расчетного слоя.

При этих условиях для определения давления навала можно рекомендовать метод В. И. Вуцеля как наиболее простой, имея в виду, кроме того, следующее:

а) дополнительное давление, определенное методом В. И. Вуцеля для стенок, расположенных на глинистом основании, будет несколько заниженным за счет неучета давления от осадки;

б) расчетная эпюра давлений навала, предлагаемая В. И. Вуцелем по рис. 1-9, б и найденная им на модели стенки высотой 1 *м* с песчаной засыпкой, не может быть распространена на все случаи в натуре, как это было отмечено выше. Поэтому для приближенного определения давления навала по методу В. И. Вуцеля можно пользоваться треугольной эпюрой с максимальной ординатой у верха засыпки (см. рис. 1-5), определяя величину этой ординаты по формуле

$$\left(\sigma_{\text{макс}}\right)_{i} = \frac{3M_{N}}{H_{c}^{2}}, \qquad (I.30)$$

где момент от сил навала M_N определяется по формуле (I.26).

5. Силы навала могут быть уменьшены при определенном порядке производства работ, а именно: при возведении большей части засыпки до сооружения стенки.

Метод Б. Н. Жемочкина и И. К. Самарина

При определении давления навала по этому методу исходят из рассмотрения сооружения и части основания выше подошвы сооружения как балки на упругом основании (рис. I-15).



Рис. I-15. К определению давления навала по методу Б. Н. Жемочкина и И. К. Самарина а-схема стенки: б-эпюра дополнительного давления по И. В. Федорову; в-расчетная схема

Расчетной схемой здесь является двучконсольная балка, у которой левая консоль принимается практически абсолютно жесткой, а правая консоль — конечной жесткости с модулем деформации, равным модулю деформации грунга засыпки E_0 .

Число условных стержней, заменяющих контакт балки с основанием, достаточно принять равным шести, как это изображено на рис. I-15, B, но так, чтобы длина правой консоли была не меньше (2—2,5) H_c , где H_c — высота стенки.

При решении балки смешанным способом Б. Н. Жемочкина (см. главу III) кроме шести неизвестных сил X_i будут еще два

неизвестных: осадка и угол поворота услевной заделки, а всего для рассматриваемой схемы — восемь неизвестных. Прогиб левой консоли в силу принятого предположения об ее абсолютной жесткости равен нулю, что принимается во внимание при определении прогибов от единичных и внешних сил.

В результате решения балки на упругом основании методом Б. Н. Жемочкина определяются реактивные давления $X_1, X_2, ..., X_6$, которые позволяют найти изгибающий момент в сечении условной заделки — у тыловой грани стенки. Изгибающий момент создает пару из искомых дополнительных сил N (рис. 1-15, a). Предельная величина этой силы не должна превышать силу трения под стенкой. Кроме того, максимальное растягивающее напряжение у подошвы стенки должно быть меньше напряжения от активного давления грунта.

Эпюра сжимающего напряжения у свободной поверхности засыпки срезается по линии пассивного давления грунта.

Учитывая наличие сил трения в подошве стенки и грунте, впоследствии И. В. Федоровым была предложена эпюра дополнительных сил по схеме, изображенной на рис. I-15, б.

В действительности в упругой стадии деформации основания эпюра дополнительного давления, по-видимому, будет иметь промежуточный вид между эпюрами по рис. 1-15, а и б. Такая промежуточная эпюра могла бы быть получена при решении рассматриваемой балки на упругом основании с учетом касательных напряжений. Однако это значительно усложнило бы расчет. В частности, применительно к расчетной схеме по рис. 1-15 пришлось бы решать систему уравнений с 15 неизвестными.

Определение дополнительного давления грунта на стенки шлюзов (метод И. К. Самарина)

Как отмечено ранее, в результате осадки шлюзов может возникнуть дополнительное (сверх Кулоновского основного) давление грунта на стенки.

Данные натурных исследований по определению давления грунта на стенки шлюзов показывают, что интенсивность давления грунта на участке верхней половины стенок больше Кулоновского, а на нижнем участке, наоборот, меньше. Такой характер эпюры давления грунта на стенки шлюзов можно объяснить влиянием дополнительного давления, возникающего в результате осадки сооружения.

Ниже приводится краткое описание метода определения дополнительного давления, разработанного И. К. Самариным при участии Г. В. Крашенинниковой [8].

Вначале дается решение для абсолютно жесткого заглубленного фундамента, затем на основе выполненных конкретных примеров [8] для шлюзов с неразрезным и разрезным днищем, а также на основе сравнения результатов решений с натурными данными приводится рекомендация по использованию решения жесткого штампа для шлюзов.

Давление грунта на жесткий заглубленный фундамент. Рассматривается частный случай, когда глубина котлована равна половине ширины фундамента (рис. I-16).



Рис. І-16. Расчетная схема

Расчет давления грунта на жесткий заглубленный фундамент производится методом теории упругости с использованием результатов ранее выполненных решений по расчету заглубленных фундаментов [10] и формул М. И. Горбунова-Посадова [11].

Под учетом заглубления обычно понимается учет бытового давления, боковой пригрузки и ломаного контура котлована [10].

Здесь рассматриваются лишь последние два фактора; учет бытового давления рассмотрен в главе III.

Расчет ведем по схеме проф. Б. Н. Жемочкина [9], принимая в качестве расчетной схемы жесткую раму на упругом основании.

В данном случае, согласно расчетной схеме по рис. I-16, неизвестными являются восемь реактивных сил X_1, \ldots, X_8 и вертикальное смещение условной заделки y_0 , т. е. всего девять неизвестных.

Из восьми реактивных сил первые пять вертикальные, действующие на половину днища, и три силы горизонтальные, действующие на стенку (дополнительное давление грунта).

По числу неизвестных составляются девять уравнений, из которых восемь выражают условия, что суммарные перемещения по направлениям неизвестных сил X_k равны нулю, и одно уравнение представляет условие равновесия.

Общий вид уравнений:

$$\begin{split} \delta_{11}X_1 + \delta_{12}X_2 + \delta_{13}X_3 + \delta_{14}X_4 + \delta_{15}X_5 + \delta_{16}X_6 + \delta_{17}X_7 + \\ + \delta_{18}X_8 - y_0 + \Delta_{1p} + \Delta_{1g} = 0; \end{split}$$

$$\begin{split} \hat{c}_{21}X_1 + \hat{c}_{22}X_2 + \hat{c}_{23}X_3 + \hat{c}_{24}X_4 + \hat{c}_{25}X_5 + \hat{c}_{26}X_6 + \hat{c}_{27}X_7 + \\ &+ \hat{c}_{28}X_8 - y_0 + \Delta_{2p} + \Delta_{2g} = 0; \\ \hat{c}_{31}X_1 + \hat{c}_{32}X_2 + \hat{c}_{33}X_3 + \hat{c}_{34}X_4 + \hat{c}_{35}X_5 + \hat{c}_{36}X_6 + \hat{c}_{37}X_7 + \\ &+ \hat{c}_{38}X_8 - y_0 + \Delta_{3p} + \Delta_{3g} = 0; \\ \hat{c}_{41}X_1 + \hat{c}_{42}X_2 + \hat{c}_{43}X_3 + \hat{c}_{44}X_4 + \hat{c}_{45}X_5 + \hat{c}_{46}X_6 + \hat{c}_{47}X_7 + \\ &+ \hat{c}_{48}X_8 - y_0 + \Delta_{4p} + \Delta_{4g} = 0; \\ \hat{c}_{51}X_1 + \hat{c}_{52}X_2 + \hat{c}_{53}X_3 + \hat{c}_{54}X_4 + \hat{c}_{55}X_5 + \hat{c}_{56}X_6 + \hat{c}_{57}X_7 + \\ &+ \hat{c}_{58}X_8 - y_0 + \Delta_{5p} + \Delta_{5g} = 0; \\ \hat{c}_{61}X_1 + \hat{c}_{62}X_2 + \hat{c}_{63}X_3 + \hat{c}_{64}X_4 + \hat{c}_{65}X_5 + \hat{c}_{66}X_6 + \hat{c}_{67}X_7 + \\ &+ \hat{c}_{68}X_8 - 0 + \Delta_{6p} + \Delta_{6g} = 0; \\ \hat{c}_{71}X_1 + \hat{c}_{72}X_2 + \hat{c}_{73}X_3 + \hat{c}_{74}X_4 + \hat{c}_{75}X_5 + \hat{c}_{76}X_6 + \hat{c}_{77}X_7 + \\ &+ \hat{c}_{78}X_8 - 0 + \Delta_{7p} + \Delta_{7g} = 0; \\ \hat{c}_{81}X_1 + \hat{c}_{82}X_2 + \hat{c}_{83}X_3 + \hat{c}_{84}X_4 + \hat{c}_{85}X_5 + \hat{c}_{86}X_6 + \hat{c}_{87}X_7 + \\ &+ \hat{c}_{88}X_8 - 0 + \Delta_{8p} + \Delta_{8g} = 0; \\ -X_1 - X_2 - X_3 - X_4 - X_5 + P = 0, \\ \hat{c}_{81}X_1 + \hat{c}_{82}X_2 + \hat{c}_{83}X_3 - \hat{c}_{81}X_4 - \hat{c}_{82}X_5 + \hat{c}_{80}X_6 + \hat{c}_{87}X_7 + \\ &+ \hat{c}_{88}X_8 - 0 + \Delta_{8p} + \Delta_{8g} = 0; \\ -X_1 - X_2 - X_3 - X_4 - X_5 + P = 0, \\ \hat{c}_{81}X_1 + \hat{c}_{82}X_3 + \hat{c}_{81}X_8 - 0 + \hat{c}_$$

где

δ_{ki}— коэффициенты, представляющие собой перемещения по направлению силы X_k от единичной силы, действующей по направлениюX_i;

Δ_{kp} и Δ_{kg} — свободные члены — прогибы основной системы от нагрузки и перемещения основания от пригрузки.

Величины Δ_{kl} , Δ_{kp} и Δ_{kg} определяют по формулам Б. Н. Жемочкина [9] и М. И.Горбунова-Посадова [11] с использованием решения И. К. Самарина [10] по учету ломаного контура основания по граням заглубленного фундамента. Значения их для рассматриваемого случая H = l (рис. I-16), полученные в [8], приведены в табл. 7.

В результате решения уравнений получены значения реактивных давлений, сведенные в табл. 8.

Для сравнения произведено решение жесткого фундамента без учета заглубления. Полученные значения опорных реакций даны в табл. 9.

Эпюры интенсивностей дополнительного давления показаны на рис. I-17.

Значения изгибающих моментов в середине пролета от реактивных давлений с учетом и без учета заглубления приведены в табл. 10.

Полученная эпюра дополнительного давления грунта на стенки должна быть срезана по линии действия пассивного давления (на рис. I-17 показано пунктиром), что будет способствовать перераспределению реактивных давлений, действую-

Значения коэффициенгов и свободных членов уравнений для расчета абсолютно жесткого штампа с учетом заглубления от действия симметричной нагрузки 2P и треугольной пригрузки gl при H = l

№ уравнений	X1	X ₂	Χ,	X.	Xs	Xe	х,	X _s	¥o	∆ _{kp} P	∆ _{kg} gl
1	+16,704	+11,953	+9,675	+8,272	+7,244	-0,668	-1,450	-2,232	-1	0	—5,397 gl
2	*	+14,426	+10,550	+8,647	+7,459	-0,642	1,450	-2,258	-1	0	-5,355 gl
3	*	*	+13,398	+9,737	+7,973	0,583	—1 ,450	-2,317	—1	0	-5,263 gl
4	*	*	*	+12,724	+9,160	-0,470	—1,450	2,430	—1	0	-5,106 gl
5	*	*	*	*	+12,220	0,233	—1 ,450	-2,667	1	0	-4,832 gl
6	*	*	*	*	*	+12,180	+9,300	+8,370	0	0	—0,143 gl
7	*	4:	*	*	*	*	+13,420	+10,900	0	0	-0,430 gl
8	*	*	*	*	*	*	*	+16,200	0	0	-0,800 gl
9	1	-1	1	<u>_1</u>	I	0	0	0	0	+1P	0

Примечание. В таблице для сокращения симмстричные коэффициенты заменены звездочками.



Таблица 9

Реактивные давления	X ₁	X 2	Xs	Xe	X ₅
В долях Р	0,1323	0,1381	0,1531	0,1803	0,3962
В долях gl	0,0234	0,0221	0,0197	0,0147	-0,0799

Таблица 10

Момент	Без учета заглубления	С учетом заглубления	
В середине балки от действия на-	0,614 Pl (100%)	0,625 <i>Pl</i> (101,5%)	
грузки	0,0428 gl ² (100%)	0,0304 gl ² (71%)	

щих на все сооружение. Обычно величина срезаемой части эпюры невелика, поэтому надобности в пересчете (перераспределении реактивных давлений) практически нет. Причем такая срезка не может быть осуществлена в общем виде, а только конкретно в каждом отдельном примере.

На основании полученных результатов, приведенных в табл. 8—10, можно сделать следующие выводы.

1. Вертикальные контактные напряжения от действия нагрузки под заглубленным жестким фундаментом при H=l можно определять без учета ломаного контура котлована как для балки на поверхности полупространства.

2. При расчете балок на действие пригрузок, расположенных на поверхности засыпки, изгибающий момент в середине жесткой балки может быть уменьшен до 30% за счет влияния заглубления (ломаного контура котлована).

Давление на стенки шлюзов. При определении реактивных давлений грунта с учетом гибкости стенок и днища шлюза в отличие от предыдущего решения к коэффициентам уравнений, приведенным в табл. 7, прибавляется прогиб основной системы от единичных сил, а к свободным членам — прогиб от внешней нагрузки.

Как показали решения конкретных примеров для шлюзов типа Волго-Донских и сравнения результатов решения с данными натурных наблюдений, дополнительное давление на стенки шлюзов можно принять приближенно по рис. I-17 как для жесткого фундамента, введя следующие поправки:

а) коэффициент 0,5, учитывающий гибкость стенок и днища шлюза;

б) коэффициент 0,33 (в среднем), учитывающий, что сооружение возводится постепенно. Таким образом, применительно к шлюзам дополнительное давление на стенки по сравнению с приведенным на рис. I-17 должно быть уменьшено примерно в $\frac{1}{0.5\cdot033} \approx 6$ раз.

6. СЕЙСМИЧЕСКИЕ СИЛЫ

Инерционные силы. Под влиянием сейсмических колебаний основания в сооружениях возникают инерционные силы, называемые сейсмическими силами.

Расчет сооружений на действие сейсмических сил выполняют в предположении статического действия этих сил, причем учитывают, что они могут иметь любое направление в пространстве.

Сейсмическая сила P_c является объемной, приложена она в центре тяжести сооружения и определяется по формуле

$$P_{\rm c} = QK_{\rm c}\,\alpha_{\rm c},\tag{I.31}$$

- где Q вес сооружения и его элементов и вертикальная нагрузка на них;
 - Кс сейсмический коэффициент, принимаемый по табл.
 11 в зависимости от расчетной сейсмичности сооружения, определяемой по табл. 12;
 - ас коэффициент, зависящий от динамических характеристик сооружения или его элементов, принимаемый по табл. 13.

Таблица 11

Расчетная сейсмичность в баллах	7	8	9
Коэффициент К _с	1/40	1/20	1/10

Таблица 12

Расчетная сейсмичность гидротехнических сооружений

Классы гидротехнических сооружений	Расчетная сейсмичность сооружений при сейсмичности пункта строительства в баллах			
	6	7	8	9
I II u III IV	7 6 6	8 7 7	9 8 7	9 8

Сейсмическое давление воды. При расчете гидротехнических сооружений, соприкасающихся с водой, кроме сейсмических сил инерции, принимаемых по формуле (I.31), следует учитывать дополнительное инерционное воздействие прилегающей части воды по формуле в соответствии с СН 8—57:

$$q_{y} = K_{c} \gamma y, \qquad (I.32)$$

Значения Кс к формуле (1.31)

Значения а_с к формуле (1.31)

Характер рассчитываемых сооружений или их элементов	^{<i>a</i>} c
Сооружения или их элементы, кроме указанных ниже в данной таблице	1
тонные, бетонные и каменные плотины (высотой более 10 м) и т. п. — на уровне h_1 от основания сооружения при расстоянии h_0 от центра тяжести до основания сооружения	$1 + 0.5 \frac{h_1}{h_0}$
Распорные конструкции (арки и своды) Местные соединения отдельных частей сооружений: анкерные болты колонн, ферм, арок, неподвижных опор пролетных строений мостов, трубопроводов и др. (кроме	2
анкерных солтов для крепления деревянных конструк- ций)	5
Анкерные болты для крепления деревянных конструк-	1

- где q_y дополнительное сейсмическое давление воды в T/m^2 на расстоянии *у* от расчетного уровня воды (см рис. I-1);
 - Кс расчетный сейсмический коэффициент, определяемый по табл. 11.
 - γ объемный вес воды в T/m^3 ;

у — глубина воды в *м* для рассматриваемой точки.

Изменения давления земли при сейсмических колебаниях. При расчете подпорных стенок кроме сейсмических сил инерции, принимаемых по формуле (I.31), следует учитывать изменение бокового давления грунта.

При определении бокового давления грунта величины активного $q_{c.a}$ и пассивного $q_{c.n}$ давлений сыпучего грунта при вертикальной задней грани и горизонтальной поверхности засыпки определяются по формулам:

$$q_{c,a} = (1 + 2K_c \lg \varphi) q_a;$$
 (1.33)

$$q_{\rm c,\pi} = (1 - 2K_{\rm c} \,\mathrm{tg}\,\varphi) \,q_{\pi},$$
 (I.34)

где

- *q*_a и *q*_п соответственно активное и пассивное давления грунта без учета сейсмического воздействия;
 - *ф* угол внутреннего трения грунта.

Явления резонанса. Поскольку период сейсмических колебаний $T \approx 1$ сек, надо считать, что бетонные и железобетонные сооружения, у которых $T_0 > 2$ сек или $T_0 < 0,5$ сек, являются безопасными в отношении резонанса. Сюда относятся массивные илотины, подпорные стенки и т. п.

7. ТЕМПЕРАТУРНЫЕ И УСАДОЧНЫЕ Воздействия

При проектировании бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений следует учитывать температурные и усадочные воздействия в тех случаях, когда эти воздействия могут привести к потере несущей способности сооружения. Однако при этом надлежит принимать такие конструктивные решения, которые предотвращают возникновение существенных температурных и усадочных усилий.

Расчет температурных напряжений без учета ползучести бетона состоит из двух этапов:

1) теплового или термического расчета и выбора расчетных температур;

2) статического расчета и определения усилий и напряжений в конструкции.

При расчете на температурные напряжения с учетом ползучести [3] добавляется третий этап, учитывающий свойства ползучести бетона. При учете ползучести бетона второй этап расчета предполагается соответствующим упруго-мгновенному напряженному состоянию.

Тепловой расчет имеет целью установление температурного режима в элементах сооружений, необходимого для выбора расчетных величии. Тепловой расчет представляет собой решение задач теплопроводности для данного элемента при тех или иных граничных и начальных условиях температурного режима.

При статическом и тепловом расчетах следует различать расчет на температурные напряжения:

1) от воздействия температур, возникающих в процессе твердения бетона, т. е. от экзотермии бетона;

2) от воздействия температуры окружающей среды.

Известно, что в первый период твердения в бетоне выделяется большое количество тепла, в результате чего сильно повышается температура бетонного массива.

Процесс повышения температуры в бетонных массивах непродолжителен и, как показывают наблюдения в натуре, в крупных сооружениях длится обычно 3—5 дней, причем количество выделяемого тепла зависит от состава бетона и вида цемента. Рассеивание накопленного тепла происходит весьма медленно и длится годы. Поэтому появление трещин в бетонных массивах от температурного воздействия возможно и через длительный промежуток времени.

Охлаждение или нагревание бетонных массивов происходит неравномерно по сечению, в связи с этим появление трещин становится возможным не только в случае статически неопределимых систем (рамы, арки и др.), но и в отдельных массивах, имеющих свободу перемещений. К таким массивам можно отнести блоки бетонирования крупных гидротехнических сооружений. Например, величина нормальных температурных напряжений σ по основанию блока бетонирования (с отношением высоты блока к его ширине h: l=0,25) может быть определена по формуле Г. Н. Маслова:

$$\sigma = 0,727 \, E \, \alpha \, T_0, \tag{I.35}$$

где *Е*— модуль упругости бетона;

а — коэффициент линейного расширения бетона;

T₀— величина повышения температуры в град.

Блоки обычно рассчитывают применительно к плоской задаче с допущением гипотезы плоских сечений. Исследования, проведенные Н. Х. Арутюняном и Б. Л. Абрамяном [2], показывают, что для блоков с отношением их высоты к ширине, равным 0,33, разница между результатами, полученными на основании гипотезы плоских сечений и без этой гипотезы, примерно равна 5%.

После снижения температуры тела плотины или другого сооружения внутренняя часть их принимает среднегодовую температуру данной местности, а зоны близ наружных граней (до 5—6 м вглубь от поверхности) подвергаются сезонным температурным колебаниям, зависящим от колебаний температуры окружающих сооружение воздуха и воды (эксплуатационный период). Поэтому прочность элементов сооружений рекомендуется проверять на воздействие температуры окружающей среды в период нормальной эксплуатации. При этом за начальное напряженное состояние статически неопределимых систем следует принимать тот температурный режим сооружения, который соответствует среднегодовой температуре воздуха и воды.

Температурные напряжения строительного периода, вообще говоря, следует определять отлельно и суммировать с температурными напряжениями эксплуатационного периода, но в практике проектирования и строительства крупных гидротехнических сооружений такие расчеты обычно не выполняют, так как считают, что при правильном конструировании температурные напряжения строительного периода не должны вызывать утяжеления элементов сооружения или увеличения их армирования.

При расчете массивных рамных конструкций гидротехнических сооружений на температурные напряжения за расчетную длину элементов можно принять длину в свету и желательно учитывать деформации, возникающие от продольных и поперечных сил.

Как известно, при твердении на воздухе бетон уменьшается в объеме. Это уменьшение объема, которое носит название усалки, в бетонных массивах происходит по толщине не одновременно, а распространяется снаружи внутрь; вследствие этого даже в бетонных массивах, имеющих свободу перемещений, внутри
массива бетон оказывается сжатым, а близ поверхности -- растянутым. Величина этих растягивающих напряжений часто превосходит временное сопротивление бетона растяжению, вследствие чего в бетоне появляются трещины.

Методы решения задач усадки бетона и температурного воздействия на него аналогичны [3].

Опасные деформации бетона как от усадки, так и от температуры, однако, резко снижаются против расчетных благодаря ползучести бетона [3] вследствие изолирующего влияния опалубки, а также при регулировании влажности, предохраняющей бетон от усыхания, и при снижении температуры затворения бетона.

Например, температурные напряжения в бетонных сводах при учете ползучести оказываются в 3-4 раза меньше соответствующих напряжений в этих же сводах, найденных по расчету, основанному на теории упругости. При учете изменения во времени модуля деформации бетона температурные напряжения окажутся еще меньше.

Для расчета температурных напряжений можно пользоваться трудами Н. Х. Арутюняна [3], Н. Х. Арутюняна и Б. Л. Абрамяна [2], Г. Н. Маслова [7], С. В. Александровского [1] и др.

Судовые нагрузки приведены в п. 39 главы VI.

ЛИТЕРАТУРА

1. Александровский С. В. Температурные напряжения в массивных блоках от экзотермии цемента. Научно-исследовательский институт по строительству. Сборник трудов, 1952.

2. Арутюнян Н. Х., Абрамян Б. Л. О температурных напряжешиях в прямоугольных и бетонных блоках. Известия АН Армянской ССР, Серия физико-математических, естественных и технических наук, т. 8. № 4. 1955 (на арм. яз.).

3. Арутюнян Н. Х. Некоторые вопросы теории ползучести. Гостехиздат, 1952.

4. Браславский А. П. Расчет ветровых волн. Труды Государственного гидрологического института, вып. 35 (89), 1952.

5. Гришин М. М. Гидротехнические сооружения, ч. 1. Госстройиздат, 1962.

6. Лабзовский Н. А. Расчет элементов волн на мелководье. «Проблемы регулирования стока» № 6. Изд. АН СССР, 1956. 7. Маслов Г. Н. Элементарные статические расчеты сооружений на

температурные изменения. Известия ВНИИГ, т. XXVI, 1940.

8. Самарин И. К. О статическом расчете элементов камер шлюзов с учетом заглубления. Министерство электростанций СССР. Всесоюзный проектно-изыскательский и научно-исследовательский институт Гидропроект имени С. Я. Жук. Техническое сообщение, № 5.

9. Справочник по гидротехнике. Госстройиздат, 1955.

10. Самарин И. К. Расчет фундаментов с учетом их заглубления. «Гидротехническое строительство» № 8, 1952.

11. Горбунов-Посадов М. И. и др. Давление групта на жесткий заглубленный фундамент и свободные деформации котлована. Труды НИИ оснований и фундаментов, сб. № 24, 1954.

12. Технические условия определения волновых воздейстьий на морские и речные сооружения и берега (СН 92-60).

глава

Π

РАСЧЕТ ОСАДОК ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ НА СЖИМАЕМЫХ ГРУНТАХ

8. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Под осадками понимаются вертикальные перемещения подошвы сооружения, являющиеся результатом деформации грунта основания и не связанные с образованием зон пластических деформаций, а также с деформациями, вызванными коренным нарушением структуры грунта.

Величины осадки определяют с целью:

1) дать оценку (прогноз) величины и характера вертикального перемещения сооружения;

2) выявить вероятную неравномерность осадки отдельных частей или секций сооружения, а также выявить осадки отдельных точек каждой секции для определения ожидаемых наклонов и перекосов;

3) установить на основе полученных данных необходимые строительные запасы в высоте сооружения;

4) оценить условия работы запроектированных элементов конструкции и охарактеризовать протекание осадки во времени для оценки длительности процесса консолидации грунта основания и связанных с этим изменений прочностных характеристик грунта, используемых при расчетах устойчивости сооружений и прочности их оснований.

По признаку времени осадки могут быть подразделены на полные, т. е. соответствующие закончившейся деформации основания при дашной нагрузке, и промежуточные, соответствующие какому-то промежуточному моменту времени.

Расчет осадки сооружения в общем виде является задачей пространственной. На практике во многих случаях осадки можно рассчитывать приближенно по схеме плоской задачи.

По схеме плоской задачи рассчитывают средние части или секции тех сооружений, общая длина которых в 3 раза и более превышает их ширину.

Сооружения, на осадку которых могут оказывать существенное влиящие соседние сооружения, следует рассчитывать по пространственной схеме.

Для бетонных сооружений, рассчитываемых по «плоской» схеме, геологическое строение основания под секцией сооружения в поперечном направлении принимают по профилю для се-

реднны секции, причем его считают неизменным в пределах длины секции. Местная неоднородность основания в виде включений отдельных линз и прослоек грунта, не распространяющихся на всю площадь основания секции и имеющих другие существенно отличающиеся характеристики сжимаемости, включается в состав расчетной толщи и учитывается при расчетах осадок в том случае, если они расположены приблизительно симметрично по отношению к поперечной оси сооружения. Несимметрично расположенные включения не учитывают. В тех случаях, когда несимметричных включений много, а расчет выполняют для определения наклона и перекосов секций, необходимо учитывать влияние всех местных включений.

Число вертикалей, по которым определяют напряжения и осадку в основании каждого элемента сооружения, зависит от размера сооружения и степени неоднородности геологического строения основания, но их не должно быть менее трех.

Осадки рассчитывают обычно по схеме послойного суммирования деформаций отдельных слоев основания. Этот метод расчета позволяет более полно учитывать неоднородность основания, влияние фильтрационного движения грунтового потока, изменение модуля деформации с глубиной и изменением плотности и т. п.

Для приближенных расчетов на предварительных стадиях проектирования быстрое решение может быть получено, пользуясь методом угловых точек [4] или по табл. 16 приложения.

Сжимаемую толщу основания по каждой вертикали делят на расчетные слои высотой не более 0,1—0,15 полуширины фундамента. Для середины каждого слоя определяют напряжения от веса грунта и сооружения и модули деформации.

9. НАПРЯЖЕНИЯ ОТ СОБСТВЕННОГО ВЕСА ГРУНТА. ТОЛЩИНА СЖИМАЕМОГО И РАЗУПЛОТНЕННОГО СЛОЕВ В ОСНОВАНИИ

Вертикальное $\sigma_{\kappa z}$ и горизонтальное $\sigma_{\kappa x}$ напряжения от собственного веса грунта (рис. II-I) равны:

1) на уровне дна котлована

1

ł

ł

$$\sigma_{_{\rm KZ}} = h_{_{\rm B}} \gamma_{_{\rm B}} + h_{_{\rm H}} \gamma_{_{\rm B3B}}; \qquad ({\rm II.1})$$

$$\sigma_{\kappa x} = \frac{\mu_0}{1 - \mu_0} \sigma_{\kappa z} \,. \tag{II.2}$$

Очертание поверхности земли, от которой отсчитывается толщина слоя грунта, рекомендуется принимать без учета местных проток и оврагов современного происхождения (по линии аб на рис. II-1), рассматривая их как выемки, выполненные в более раннее время; 2) ниже дна котлована, в сечении *I—I*, от слоя, лежащего между дном котлована и рассматриваемой плоскостью (до постройки сооружения и при отсутствии напорных вод в основании):

$$\sigma_{\pi z} = h_{\pi} \gamma_{B3B}; \qquad (II.3)$$

$$\sigma_{nz} = \frac{\mu_0}{1 - \mu_0} \sigma'_{nz};$$
 (II.4)



Рис. II-1. Схема к определению напряжений в основании от веса грунта

3) в сечении *I—I* после постройки сооружения и с учетом движения фильтрационного потока

$$\sigma'_{IIZ} = h_{\pi} \left(\gamma_{BB} - \gamma i_0 \right); \tag{II.5}$$

$$\sigma'_{nx} = \frac{\mu_0}{1 - \mu_0} \sigma'_{nz},$$
 (II.6)

где $h_{\rm B}$ и $h_{\rm H}$ — толщина слоев грунта, лежащих соответственно выше и ниже уровня грунтовых вод;

- γ_в объемный вес грунта естественной влажности;
- $\dot{h}_{\rm n}$ толщина слоя грунта ниже дна котлована;
- µ₀ коэффициент бокового расширения (коэффициент Пуассона) грунта;
- γ_{взв} объемный вес взвешенного в воде грунта;
 - γ-объемный вес воды;
 - *i*₀— среднее значение вертикального фильтрационното градиента в рассматриваемом слое: положительное при направлении потока вверх и отрицательное при направлении его вниз.

Объемные веса грунта определяются по формулам:

1) объемный вес сухого грунта (скелета)

$$\gamma_{\rm cyx} = \frac{\gamma_{\rm y}}{1+\varepsilon} = \gamma_{\rm y} (1-n); \qquad (II.7)$$

2) объемный вес влажного грунта в единице объема

$$\gamma_{BJ} = \gamma_{cyx} \left(1 + \frac{w}{100} \right); \tag{II.8}$$

3) объемный вес водонасыщенного грунта, т. е. грунта, поры которого заполнены водой:

$$\gamma_{\text{Hac}} = \gamma_{\text{cyx}} + n\gamma; \qquad (II.9)$$

4) объемный вес водонасыщенного грунта, взвешенного в воде:

$$\gamma_{_{B3B}} = \gamma_{_{Hac}} - \gamma = (\gamma_{_{y}} - \gamma) (1 - n) = \frac{\gamma_{_{y}} - \gamma}{1 + \varepsilon}, \qquad (II.10)$$

где _{1у} — удельный вес частиц грунта;

коэффициент пористости;

- *n* пористость (объем пор, отнесенный к единице объема);
- ш влажность грунта, равная весу воды, заключенной ь порах грунта (в % от веса скелета грунта).

Существующие в настоящее время приемы определения сжимаемого слоя основания в значительной степени условны.

Как показывают натурные наблюдения за послойной осадкой оснований некоторых гидротехнических сооружений, основная величина осадки (80—90%) протекает в сравнительно небольшой толще основания [5], и можно считать с достаточной для практических целей точностью, что сжимаемая толща H_a (рис. II-2) находится на той глубине ниже подошвы фундамента, на которой удовлетворяется условие

$$\sigma_z = 0.5 \,\sigma_{nz}. \tag{II.11}$$



Рис. 11-2. Схема определения сжимасмой $H_{\rm a}$ и разуплотияемой $H_{\rm p}$ толщи

Если принять бо́льшую по размерам сжимаемую толщу, потребуется выполнить дополнительный объем дорогостоящих буровых работ по отбору образцов грунта с большой глубины для определения характеристик сжимаемости добавленной толщи групта. Получаемое при этом уточнение величины осадки едва ли может быть оправдано дополнительными затратами.

При определении нижней границы сжимаемой толщи для каждой вертикали принимают расчетную схему в соответствии с рис. II-2. Для каждой расчетной вертикали строят эпюру вертикального бытового давления грунта ниже дна котлована σ_{nz} и эпюру вертикального напряжения от сооружения σ_z и отыскивают границу, при которой удовлетворяется условие (II.11).

После выемки грунта котлована и уменьшения бытового давления на величину $\sigma_{\kappa z}$ (см. рис. II-2) произойдет разуплотнение толщи грунта H_p и подъем дна котлована. Разуплотнение грунтовой толщи может происходить от разгрузки грунтового скелета при снятии нагрузки и от разбухания в связи с изменением режима грунтовых вод.

Разуплотняемую толщу можно установить, пользуясь ветвями компрессионных кривых после разгрузки, полученными на образцах, выпутых из различных глубин основания. Зона разуплотнения определится той глубиной, на которой при разгрузке от ($\sigma_{nz} + \sigma_{\kappa z}$) до σ_{nz} практически не произойдет набухания образца.

Приближенно зона разуплотнения грунта ниже дна котлована может определяться той глубиной, при которой $\sigma_{nz} = \sigma_{\kappa z}$ (см. рис. II-2).

10. НАПРЯЖЕНИЯ В ОСНОВАНИИ ОТ СООРУЖЕНИЯ

Эпюру нагрузок, приложенных на поверхности основания, в случае нежесткого сооружения определяют непосредственно из проекта сооружения.

Распределение напряжений по подошве жестких сооружений для расчета осадок принимают равномерно распределенным в случае, если нагрузка, передаваемая грунту сооружением, симметрична относительно центра тяжести подошвы сооружения, и по трапеции — в случае несимметричной нагрузки, пользуясь формулой неравномерного сжатия.

При определении напряжений в толще основания, сложенного сжимаемыми грунтами на глубину, превышающую величину сжимаемой толщи, основание принимают однородным и изотропным и рассматривают его как линейно-деформируемую среду, в которой деформации пропорциональны напряжениям, их вызывающим.

Плоская задача. При расчете по схеме плоской задачи напряженное состояние основания характеризуется двумя нормальными составляющими напряжений: вертикальной о, (параллельной оси z) и горизонтальной о, (параллельной оси x).



1

٢

Ą

ł

ł

í

ţ

малыные напряжения $\overline{\sigma}_z, \overline{\sigma}_x = f\left(\frac{z}{b}\right)$ для p = 1 $k \Gamma/c M^2$ при прямоугольной нагуузке и $\left(\frac{x}{b}\right)$ $= 1 \ k \Gamma/c M^2$ при прямоугольной нагуузке и $\left(\frac{x}{b}\right)$ ог 0 до 2, 25 Напряжения определяются для правой части основания: $\sigma_z = p\overline{z}; \ \overline{\sigma}_z = \frac{1}{\pi} \left[\operatorname{arctg} \frac{z}{x-b} - \operatorname{arctg} \frac{z}{x+b} - \frac{(x^2-z^2-b^2)^2}{(x^2-z^2-b^2)^2+4x^2z^2} \right]$ $\sigma_x = p \overline{\sigma}_x; \ \overline{\sigma}_x - \frac{1}{\pi} \left[\operatorname{arctg} \frac{z}{x-b} - \operatorname{arctg} \frac{z}{x+b} + \frac{2bz(x^2-z^2-b^2)}{(x^2-z^2-b^2)^2+4x^2z^2} \right]$

43





Рнс. II-5. Вертикальные и горизонтальные нормальные напряжения при треугольной нагрузке

$$\vec{\sigma}_z$$
, $\vec{\sigma}_x = f\left(rac{z}{b}
ight)$ для $p = 1\kappa\Gamma/cm^2$ и $\left(rac{x}{b}
ight)$ от—0,25 до—1

Напряжения определяются для левой (заштрихованной) части основания:

$$\sigma_{z} = \overline{\sigma_{z}} \ p; \ \overline{\sigma_{z}} = \frac{1}{\pi b} \left\{ (x+b) \left[\operatorname{arctg} \frac{z}{x} - - \operatorname{arctg} \frac{z}{x+b} \right] - \frac{bxz}{x^{2}+z^{2}} \right\};$$
$$\sigma_{x} = \overline{\sigma_{x}} p + \overline{\sigma_{x}} = \frac{1}{\pi b} \left\{ (x+b) \left[\operatorname{arctg} \frac{z}{x} - \operatorname{arctg} \frac{z}{x+b} \right] + \frac{bxz}{x^{2}+z^{2}} + z \ln \frac{x^{2}+z^{2}}{(x+b)^{2}+z^{2}} \right\}$$

passion and



Рис. II-6. Вертикальные и горизонтальные нормальные напряжения при треугольной нагрузке

 $\overline{\sigma}, \overline{\sigma}_{x} = f\left(\frac{z}{b}\right)$ для $p=1 \kappa \Gamma / cM^{2}$ н $\left(\frac{x}{b}\right)$ от-1,125 до-2,5 Напряжения определяются по левой (заштрихованной) части основания





Рис. II-7. Вертикальные и горизоптальные пормальные напряжения при треугольной нагрузке $\overline{\sigma}_{z}$, $\sigma_{x} = f\left(\frac{z}{b}\right)$ для $p = 1 \kappa \Gamma/cm^{2}$ и $\left(\frac{x}{b}\right)$ от 0 до 2,5

Напряжения определяют для середины каждого расчетного слоя по каждой расчетной вертикали.

Если сооружение состоит из отдельных элементов (водослив, понур, водобой и т. п.), напряжения и осадки определяют с учетом влияния друг на друга всех смежных элементов.

Напряжения с. и с. в толще основания в случае плоской задачи можно определить по графикам, изображенным на рис. II-3—II-8, при прямоугольной и треугольной формах эпюры загружения, на которые можно разделить любую другую, более сложную форму эпюры.

Расчетные формулы, выведенные Б. М. Ломизе и М. М. Сокольским, для определения напряжений помещены на соответствующих рисунках.

Напряжения на графиках даны для единичной нагрузки по вертикалям и горизонталям, расположенным от осей ог и ох на расстояниях, выраженных в долях от ширины или полуширины (b) фундамента сооружения (рис. II-9).

Пространственная задача. При расчете по схеме пространственной задачи напряженное состояние основания следует определять по трем нормальным напряжениям σ_z , σ_x , σ_y , действующим в центре тяжести элемента. Однако определение всех трех напряжений при наличии значительного числа отдельных грузовых элементов — сложная и трудоемкая задача, выполнение которой не всегда оправдывается получаемой степенью точности расчета. Поэтому рекомендуется расчет по пространственной схеме производить с учетом только вертикального сжимающего напряжения σ_z , используя упрощенный прием определения напряжений, разработанный В. Г. Лгаловым и В. М. Сокольским [3].

Прием вычисления вертикальных нормальных напряжений σ_z по схеме пространственной задачи заключается в следующем.

План фундаментов сооружений, осадки которых требуется определить, и тех, которые влияют на осадку, делят на участки с одинаковой интенсивностью напряжений (рис. II-10). Участки, в свою очередь, делят на элементарные площадки, подобранные по размерам таким образом, чтобы нагрузки от сооружения, передаваемые этими площадками основанию, по всему рассматриваемому плану фундаментов были бы одинаковыми по величине (рис. II-11). Нагрузку от каждой такой площадки заменяют равновеликой сосредоточенной элементарной силой *P*, приложенной в центре тяжести площадки (рис. II-12).

При делении фундаментов сооружений на элементарные площадки следует принимать их квадратными и лишь в отдельных случаях прямоугольными с отношением сторон не более 1,5. Как исключение, может быть допущено небольшое число прямоугольных площадок с бо́льшим соотношением сторон, а так-



 $\sigma_{x} = \frac{1}{\sigma_{x}}\rho; \quad \overline{\sigma_{x}} = \frac{1}{\pi b} \left\{ 2x \arctan \frac{z}{x} - (x-b) \arctan \frac{z}{x-b} - (x+b) \arctan \frac{z}{x+b} - |z| \ln \frac{(x^{2}+z^{2})^{2}}{|(x+b)^{2}+z^{2}||(x-b)^{2}+z^{2}||} \right\}$ 0 1 Рис. II-8. Вертикальные и горизонтальные пормальные напряжения $\overline{\sigma_z}, \ \overline{\sigma_x}^* = 1$ для p=1 к $\Gamma/c M^3$ при треугольной нагрузке и $\left(\frac{x}{b}\right)$ от 0 до 2,5 $\sigma_{z} = \frac{-}{\sigma_{z}}p; \ \overline{\sigma_{z}} = \frac{1}{\pi b} \left\{ 2x \arctan(\frac{z}{x} - (x-b)\operatorname{arclg} \frac{z}{x-b} - (x+b)\operatorname{arclg} \frac{z}{x+b} \right\}$

49





Рис. II-10. План фундаментов секций гидрээлектростанции и под-



¢

î

1

1

Рис. II-11. План фундаментов, разделенных па элементарные площадки



Рис. II-12. План фундаментов с напесенными элементарвыми силами и расчетными вертикалями и поперечниками

же треугольных. Число принятых для расчета элементарных площадок зависит от желаемой точности расчета.

На плане расположения фундаментов сооружения наносяг ряд расчетных поперечников, проходящих через сооружения, осадки которых определяют. На расчетных поперечниках намечают точками расчетные вертикали, по которым должны быть определены напряжения (рис. II-12).

Напряжение по вертикали от сосредоточенной силы в любой точке A (рис. II-13) по глубине определяется по формуле

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{6/2}} , \qquad (II.12)$$

где *z* — глубина от точки *A* до подошвы фундамента; *r* — расстояние от точки *A* до вертикальной оси.



Рис. II-13. Схема к определению напряжения в точке A от сосредоточенной силы P

Для упрощения расчета формулу (II.12) можно преобразовать в формулу

$$\sigma_{z} = \frac{P}{a^{2}} \left[\frac{3\left(\frac{z}{a}\right)^{3}}{2\pi \left[\left(\frac{r}{a}\right)^{2} + \left(\frac{z}{a}\right)^{2} \right]^{5/2}} \right] = \frac{P}{a^{2}} n_{z}, \quad (\text{II.13})$$

где а — единица масштаба, принимаемая в расчетах 0,15--0,2 ширины наибольшего размера фундамента (от 5 до 20 м).

Значения коэффициента n_z в зависимости от $\frac{z}{a}$ и $\frac{r}{a}$ приве-

дены в табл. 14.

Так как коэффициент n_z одинаков для всех площадок, находящихся на одинаковом расстоянии от рассматриваемой вертикали, то для удобства подсчета числа таких площадок и соответственно напряжений по вертикали поступают следующим образом.

1. В том же масштабе, в котором вычерчен план фундаментов, на прозрачной бумаге вычерчивают ряд концентрических окружностей радиусами *r*, равными 0,1*a*; 0,3*a*; 0,5*a*;...; 9,75*a*, т. е. радиусами, делящими пополам интервалы между значениями, приведенными в табл. 14.

a 14	3,4	0 0,00008 0,000125 0,00227 0,0027 0,00573 0,00766 0,00766 0,00766 0,00768	54. 14	10	0
1 C J II I	°,2 *	0,00011 0,000167 0,00113 0,00133 0,00133 0,00133 0,00133 0,00281 0,00281 0,00281	ние та	9,5	0 0,000006 0,0000191 0,000131 0,000263 0,000263 0,000263 0,000263 0,000227 0,000827
Ľ.	m	0,00016 0,000151 0,00151 0,0038 0,0038 0,00385 0,00385 0,00385 0,00385 0,00287	одолже	o	0,000058 0,000058 0,000055 0,000055 0,000164 0,000164 0,000164 0,000966
	°,	0 0,00022 0,00022 0,00205 0,002488 0,002488 0,002488 0,002488 0,002986 0,00559 0,005592	Пр	°,5	0,00011 0,000011 0,000075 0,000075 0,000418 0,00113 0,00113 0,00113
	2,6	0,00035 0,000459 0,000459 0,00285 0,00285 0,00285 0,00285 0,00285 0,00285 0,00285 0,00285 0,00287 0,0058		œ	0,00014 0,00014 0,000045 0,000046 0,000283 0,000283 0,000299 0,00132 0,00132
	51 T	$\begin{array}{c} 0\\ 0,000679\\ 0,00087\\ 0,00387\\ 0,0128\\ 0,0128\\ 0,0128\\ 0,0138\\ 0,0138\\ 0,0138\\ 0,0138\\ 0,0138\\ 0,0138\\ 0,00302\\ 0,0000\\ 0,0000\\ 0,0000\\ 0,0000\\ 0,0000\\ 0,0000\\ 0,000\\ 0$		7,5	0 0,000619 0,0006135 0,0006135 0,000639 0,000135 0,000689 0,001889 0,001889
(11.13)	2,2	0 0,00073 0,00102 0,00579 0,0164 0,0164 0,0154 0,0154 0,0123 0,0022		7	0 0,00027 0,000027 0,000187 0,000187 0,00127 0,00127 0,0018
ния коэффициента n_{z} к формуле	a 	0,00016 0,0016 0,00165 0,00165 0,0171 0,0171 0,0171 0,003135		6,5	0 0,000039 0,000032 0,000122 0,000161 0,00118 0,00117 0,00177
	~	0,000196 0,00262 0,0129 0,0129 0,0128 0,0188 0,0188 0,00318		<u>ي</u>	0 0,000057 0,000057 0,000157 0,000157 0,000157 0,000157 0,000244 0,00192
	1,6	0 0,0035 0,00451 0,0317 0,0317 0,0284 0,0015 0,0068		ດ ດ	0 0,0002687 0,0002687 0,0002687 0,000263 0,000263 0,000263 0,000263
		0 0,00675 0,0322 0,0317 0,0443 0,0444 0,0324 0,0158 0,00692 0,00323	-	5,075	0 0,000128 0,000128 0,000128 0,000311 0,00221 0,00221 0,00223
		0 0,00143 0,0513 0,0513 0,0553 0,0241 0,0166 0,00706		.4 8	0,00023 0,000169 0,000169 0,00051 0,00051 0,00222 0,00373 0,00346
Знач	-	0,00346 0,0344 0,0844 0,0845 0,0845 0,0383 0,0173 0,00718 0,00718		4,6	0 0,00028 0,000207 0,000208 0,000208 0,000258 0,000258 0,00363 0,00363 0,00363
	0,8	$\begin{smallmatrix}&&0\\&&0,01\\0,0799\\0,1135\\0,0824\\0,0824\\0,0447\\0,00728\\0,00728\end{smallmatrix}$		4,4	0,00035 0,00035 0,000255 0,000742 0,000742 0,000742 0,000742 0,000742 0,000742 0,000455 0,00365 0,00385
	0,6	0,0377 0,205 0,221 0,221 0,221 0,222 0,222 0,222 0,0962 0,0962 0,0082 0,00736		4,2	0,00045 0,000045 0,000013 0,000175 0,00175 0,00176 0,00176 0,001465 0,001465 0,00144
	0,1	0,213 0,554 0,554 0,179 0,179 0,0788 0,00291 0,00741 0,00741			v .
	0,2	$\begin{smallmatrix}&&&&&\\&&&&&&\\&&&&&&&\\&&&&&&&\\&&&&&&&&\\&&&&$		3,8	0 0,00005 0,000072 0,00142 0,00142 0,001485 0,001485 0,001485 0,00143 0,00143 0,00143 0,00143 0,00143 0,00143 0,00143 0,00143 0,00143 0,0005 0,0005 0,00000000
	0	0 1,94 1,91 0,1194 0,0194 0,00746 0,00746 0,00746		3,6	0 0,0000656 0,000094 0,00179 0,00179 0,0057 0,0057 0,0057 0,0057 0,0057 0,0057 0,0057 0,0057 0,0057 0,0057 0,0057 0,0057 0,0057 0,0056 0,000055 0,000055 0,000055 0,000055 0,000055 0,000055 0,000055 0,000055 0,000055 0,000055 0,000055 0,000055 0,000055 0,000055 0,000055 0,000055 0,000055 0,000055 0,000055 0,00057 0,00
	NB	000-⇔004080 000-000		BIN	000
	, , <u>,</u> ,	· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·			- 53

2. Прозрачную бумагу накладывают на план фундаментов, совмещая центр концентрических окружностей с расчетной вертикалью.

3. Подсчитывают число сосредоточенных сил (площадок) между каждой парой концентрических окружностей.

4. Принимая, что все силы, находящиеся между двумя смежными окружностями, приложены в середине кольца, т. е. на одинаковом расстоянии от рассматриваемой вертикали, определяют напряжение в данной точке на вертикали от нагрузки в пределах одного кольца по формуле.

$$\Delta \sigma_z = n_z \frac{nP}{a^2} , \qquad (II.14)$$

где п — число сил в пределах рассматриваемого кольца.

Складывая напряжения от всех групп сил, получают суммарное напряжение в каждой точке вертикали.

Как показывают сравнительные подсчеты, в точках вертикали, лежащих на глубине, бо́льшей За, замена распределенной нагрузки сосредоточенной силой вызывает ошибку, не превосходящую 5%. На глубине меньше За для корректировки верхней части эпюры капряжения определяют, заменяя сосредоточенные силы равномерной нагрузкой в пределах площади окружности радиусом а.

Расчетная формула для определения напряжений в этом случае будет

$$\sigma_z = q \ (1 - \cos^3 \delta), \tag{II.15}$$

15

где σ_z — напряжения в точках по вертикали от действия вертикальной нагрузки;

 q — распределенная в пределах первого круга расчетная нагрузка;

 угол между вертикалью и прямой, соединяющей данную точку с любой точкой на первой окружности.

Значения величин (1-cos³ б) приведены в табл. 15.

tal`'	4 (- 4 - 1	, 1	Таблица
			7

Значения (1-cos³ d) в зависимости от заглубления —

					<u>u</u>
$\frac{z}{a}$	tgõ	õ	cosô	cos³õ	1-cos3ô
$0 \\ 0,2 \\ 0,5 \\ 1 \\ 1,5 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \\ 8 \\ 10$	$\begin{array}{c} & & \\ & 5 \\ & 2 \\ & 1 \\ & 0,667 \\ & 0,5 \\ & 0,333 \\ & 0,25 \\ & 0,25 \\ & 0,2 \\ & 0,125 \\ & 0,1 \end{array}$	90°00' 78°41' 63°26' 45°00' 33°42' 26°34' 18°25' 14°02' 11°20' 7°02' 5°43'	$\begin{array}{c} 0\\ 0,1962\\ 0,4472\\ 0,7071\\ 0,832\\ 0,948\\ 0,9488\\ 0,97\\ 0,9805\\ 0,9924\\ 0,995 \end{array}$	$\begin{array}{c} 0\\ 0,007\\ 0,089\\ 0,354\\ 0,576\\ 0,714\\ 0,854\\ 0,913\\ 0,943\\ 0,977\\ 0,985\end{array}$	$\left \begin{array}{c}1\\0,993\\0,911\\0,646\\0,424\\0,286\\0,146\\0,087\\0,087\\0,057\\0,023\\0,015\end{array}\right $

После вычисления напряжений вдоль каждой вертикали .строят эпюры изменения напряжений с глубиной и изолинии равных напряжений для каждого расчетного поперечника.

В случае, если в основании сооружения сжимаемый слой непосредственно подстилается несжимаемыми (скальными) породами, в сжимаемой толще в средней части сооружения происходит концентрация напряжений. В этом случае напряжения определяют по методу М. И. Горбунова-Посадова [1].

11. ХАРАКТЕРИСТИКА СЖИМАЕМОСТИ ГРУНТА

Для каждого литологически однородного слоя определяют среднюю плотность (коэффициент пористости) слоя в естественных условиях и кривые изменения модуля общей деформации от нагрузки. Среднюю расчетную плотность каждого слоя грунта (коэффициент пористости ε_p) основания сооружения определяют по образцам грунта, отобранным без нарушения природного сложения (монолитам), или тарированным зондом. За расчетную плотность слоя при определении ее по монолитам с ненарушенной структурой принимают средневзвешенную по толцине слоя плотность (коэффициент пористости).

Принимается, что расчетная плотность является начальной при построении расчетной компрессионной кривой. Модуль деформации грунтов, залегающих в основании на большой глубине, определяют по результатам компрессионных испытаний образцов, вынутых при бурении. Определение модуля деформации при помощи штампа производится преимущественно при строительстве зданий или в тех случаях, когда фундамент залегает на небольшой глубине.

Модуль общей деформации рассматриваемого слоя, т. е. модуль, характеризующий общую деформацию слоя, определяется по расчетной компрессионной кривой по формуле

$$E_{0} = \frac{1 - \mu_{0} - 2\mu_{0}^{2}}{1 - \mu_{0}} \cdot \frac{(\sigma_{\mathrm{K}} - \sigma_{\mathrm{H}})}{(\varepsilon_{\mathrm{H}} - \varepsilon_{\mathrm{K}})} (1 + \varepsilon_{\mathrm{H}}), \qquad (\mathrm{II.16})$$

где о_н, о_к — сжимающие напряжения, соответствующие напряженному состоянию грунта до и после приложения стулени нагрузки;

ε_н, ε_к — коэффициенты пористости, характеризующие плотность грунта до и после приложения нагрузки.

Для приближенного расчета осадок методом угловых точек (4) или по табл. 16 приложения осредненный модуль деформации всего сжимаемого слоя определяется по п. 21.

Модули деформации определяются: $E_0 = f(\sigma)$ по первичной ветви сжатия компрессионной кривой и $E_6 = f(\sigma)$ по ветви вторичного сжатия после разуплотнения. Ветви разгрузки и вторичного сжатия групта определяются в условиях, моделирую-

щих разуплотнение и сжатие рассматриваемого слоя основания в связи с выемкой и загрузкой котлована.

Построение средней расчетной компрессионной кривой выполияют при помощи статистических методов обработки результатов лабораторных определений сжимаемости образцов, используя, например, метод корреляций. Для этого в каждом случае статистической обработки необходимо иметь не менее 20— 30 компрессионных испытаний.

По результатам компрессионных испытаний всех образцов грунта данного слоя устанавливают при данной нагрузке зависимости между коэффициентами пористости грунта ε_{κ} при этой нагрузке и начальным коэффициентом пористости ε_{μ} до приложения нагрузки.

На рис. II-14 приведен пример такой обработки для глинистого грунта. Нанесенные на графиках точки характеризуют зависимость $\varepsilon_{\kappa} = f(\varepsilon_{\kappa})$ при натрузках 2, 4, 6 $\kappa \Gamma / cm^2$.



Рис. II-14. Определение средней компрессионной кривой для тлинистого грунта а. б. е – графики зависимости $\varepsilon_{\rm K}^{-f}(\varepsilon_{\rm H}); z$ – компрессионные кривые $\varepsilon = f(z)$ и кривая модуля геформации $E_0 = f(z); I$ – кривая, построенная по графикам $\varepsilon_{\rm K}^{-} = f(\varepsilon_{\rm H}); z$ – расчетная кривая, построенная по уравнению $\varepsilon = -\Delta \ln(z + P_c) + C[4]$

Между є и є при данной нагрузке обычно существует хорошая линейная зависимость, наличие которой характеризуется коэффициентом корреляции, близким к единице и определяемым уравнением

$$r = \frac{\Sigma \left(\varepsilon_{\rm H} - \varepsilon_{\rm H0}\right) \left(\varepsilon_{\rm K} - \varepsilon_{\rm K0}\right)}{\sqrt{\Sigma \left(\varepsilon_{\rm H} - \varepsilon_{\rm H0}\right)^2 \Sigma \left(\varepsilon_{\rm K} - \varepsilon_{\rm K0}\right)^2}},$$
(II.17)

где ε_{h0} , $\varepsilon_{\kappa0}$ -- среднеарифметические значения коэффициентов рядов чисел ε_{H} и ε_{κ} ;

є_н, є_к — значения координат каждой точки графика.

Через точки графика проводится средняя линия таким обра-. зом, чтобы сумма квадратов отклонений от нее ординат или абсцисс точек была бы наименьшей.

Уравнение средней линии для прямой ε_к по ε_н

$$\varepsilon_{\rm K} - \varepsilon_{\rm K0} = r \, \frac{t_{\rm K}}{t_{\rm H}} \, (\varepsilon_{\rm H} - \varepsilon_{\rm H0}), \qquad ({\rm II}.18)$$

где t_{κ} и t_{μ} — среднеквадратичные отклонения ε_{κ} от средних величин ε_{μ_0} .

· Коэффициент $r \frac{t_{\kappa}}{t_{\mu}}$ характеризует угол наклона прямой.

Значения среднеквадратичных отклонений

$$t_{\kappa} = \sqrt{\frac{\Sigma\left(\varepsilon_{\kappa} - \varepsilon_{\kappa 0}\right)^{2}}{n-1}}; \qquad (II.19)$$

$$t_{\rm H} = \sqrt{\frac{\sum \left(\varepsilon_{\rm H} - \varepsilon_{\rm H0}\right)^2}{n-1}}, \qquad ({\rm II}.20)$$

где п — число членов ряда.

По полученным зависимостям $\varepsilon_{\kappa} = f(\varepsilon_n)$ определяется для расчетной плотности данного слоя (коэффициента пористости ε_p) и каждой нагрузки слоя конечный коэффициент пористости, а по ним строится расчетная компрессионная кривая.

Очертание компрессионных кривых по ветви первичного и вторичного сжатия в большинстве случаев можно применять логарифмическим [4]. Это позволяет установить линейную зависимость изменения модуля деформации грунта от нагрузки и пользоваться формулой

где

$$E = \omega + a \sigma, \qquad (II.21)$$

$$\omega = \frac{E_2 \sigma_1 - E_1 \sigma_2}{\sigma_1 - \sigma_2};$$

$$a = \frac{E_1 - E_2}{\sigma_1 - \sigma_2}.$$

Интервал в изменении нагрузки принимают равным 1 $\kappa\Gamma/cm^2$. Приближенное значение коэффициента Пуассона μ_0 для различных видов грунта может быть принято по табл. 27 (стр. 130).

Для сооружений, основания которых имеют сложное геологическое строение, когда размеры осадок имеют весьма важное значение, коэффициент Пуассона µ0 следует определять опытным путем.

12. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОЖИДАЕМОЙ ПОЛНОЙ ОСАДКИ СООРУЖЕНИЯ

Осадки сооружения, имеющего в основании сжимаемые грунты, рассчитывают, считая сооружение абсолютно гибким.

Для сооружений, рассматриваемых по схеме плоской задачи, вертикальная осадка слоя основания h определяется от напряжений σ_x , действующих в средине слоя, и вычисляется по формуле [2]

$$\Delta S = h \left(1 - \mu_0^2 \right) \left[\frac{\sigma_z}{E_{0z}} - \frac{\mu_0}{1 - \mu_0} \cdot \frac{\sigma_x}{E_{0x}} \right], \quad (II.22)$$

где E_{0z} , E_{0x} — модули общей деформации слоя грунта при вертикальном ($\sigma_{nz} + \sigma_{z}$) и горизонтальном напряжениях ($\sigma_{nx} + \sigma_{x}$), определяемые по зависимости $E_{0} = f(\sigma)$ для первичной ветви сжатия.

Осадка сжимаемой толщи равна

$$S = \sum_{0}^{H_{a}} \Delta S = \sum_{0}^{H_{a}} h \left(1 - \mu_{0}^{2} \right) \left[\frac{\sigma_{z}}{E_{0z}} - \frac{\mu_{0}}{1 - \mu_{0}} \cdot \frac{\sigma_{x}}{E_{0x}} \right].$$
(II.23)

При наличии выемки групта из котлована осадки сооружения определяют, считая, что осадка каждого слоя ΔS слагается из двух частей:

1) первая из них ΔS_1 произойдет за счет части нагрузки сооружения, равной σ_{kz} , т. е. бытовому давлению от вынутого из котлована грунта, и определяется в пределах зоны разбухания H_p (рис. II-15). При этом приближенно принимают, что напряжение σ_{kz} в пределах зоны разбухания с глубиной не уменьшается. Сжимаемость грунта от этого давления характеризуется модулем деформации E_6 , определяемым по второй ветви сжатия компрессионной кривой после разуплотнения;

2) вторая часть осадки ΔS_2 произойдет за счет избытка давления от сооружения над бытовым ($\sigma_z - \sigma_{\kappa z}$), характеризуется модулем деформации E_6 и определяется в пределах H_a (рис. II-15).

Полная осадка толщи грунта определится как сумма деформаций отдельных слоев

$$S = \sum_{0}^{H_{2}} \Delta S_{1} + \sum_{0}^{H_{a}} \Delta S_{2}; \qquad (II.24)$$

при $\sigma_{\star} > \sigma_{\kappa z}$ полная осадка будет равна

$$S = \sum_{0}^{H_{0}} \left[h \left(1 - \mu_{0}^{2} \right) \left(\frac{\sigma_{\kappa z}}{E_{z}} - \frac{\mu_{0}}{1 - \mu_{0}} \cdot \frac{\sigma_{\kappa x}}{E_{x}} \right) \right] + \sum_{0}^{H_{a}} \left[h \left(1 - \mu_{0}^{2} \right) \left(\frac{\sigma_{z} - \sigma_{\kappa z}}{E_{0z}} \right) - \frac{\mu_{0}}{1 - \mu_{0}} \cdot \frac{\sigma_{x} - \sigma_{\kappa z}}{E_{0x}} \right], \quad (II.25)$$

где E., E. - модули общей деформации грунта при напряжении соответственно ($\sigma_{nz} + \sigma_{z}$) и ($\sigma_{ux} + \sigma_{x}$), определяемые по зависимости $E_6 = f(\sigma)$ для вторичной ветви сжатия.



Рис. II-15. Схема к определению осадки сооружения при налични выемки грунта из котлована

Если о, или среднее напряжение о, в пределах зоны разбухания И, меньше или равно ока, величина осадки определяется первым членом формулы (II.25), куда вместо величин $\sigma_{\kappa z}$ и $\sigma_{\kappa z}$ подставляют напряжения σ'_{z} и σ'_{x} . Сжимаемая зона при этом определяется из выражения $H_a = \frac{\sigma_{z0}}{\sigma_{zz}} H_p$.

Формула (II.25) может быть написана в несколько ином виле

$$S = \sum_{0}^{H_{\rm p}} \left[h \left(1 - \mu_0^2 \right) \left(\frac{\sigma_z}{E_z^0} - \frac{\mu_0}{1 - \mu_0} \cdot \frac{\sigma_x}{E_x^0} \right) \right] + \sum_{H_{\rm p}}^{H_{\rm a}} \left[h \left(1 - \mu_0^2 \right) \times \left(\frac{\sigma_z - \sigma_{\rm KZ}}{E_z^0} - \frac{\mu_0}{1 - \mu_0} \cdot \frac{\sigma_x - \sigma_{\rm KX}}{E_x^0} \right) \right], \qquad (II.26)$$

где E_z^0 , E_x^0 модули общей деформации расчетного слоя в пределах толщи $\dot{H}_{\rm n}$.

Модули E_z^0 и E_x^0 приближению определяют по формулам:

$$E_{z}^{0} = \frac{1}{\frac{1}{E_{0z}} \cdot \frac{\sigma_{Kz}}{\sigma_{z}} + \frac{1}{E_{0z}} \cdot \frac{\sigma_{z} - \sigma_{Kz}}{\sigma_{z}}};$$

$$E_{x}^{0} = \frac{1}{\frac{1}{E_{0x}} \cdot \frac{\sigma_{Kx}}{\sigma_{x}} + \frac{1}{E_{0x}} \cdot \frac{\sigma_{x} - \sigma_{Kx}}{\sigma_{x}}}.$$
(II.27)

Осадку сооружения, рассматриваемого по пространственной схеме, как уже указывалось, определяют с учетом только вертикального напряжения σ_z ; полную осадку сжимаемой толщи определяют по формулам (II.23) и (II.25), в которых горизонтальные напряжения и коэффициент бокового расширения μ_0 равны нулю; $\mu_0 = 0$ принимают также при определении модуля деформации.

В формуле (II.25) первый член ориентировочно характеризует высоту, на которую поднимется и вновь опустится дно котлована после разуплотнения и повторной нагрузки его давлением, равным бытовому. Если нагрузка будет меньше бытовой, первый член характеризует высоту, на которую опустится дно котлована при данной нагрузке.

Второй член определяет осадку от нагрузки (σ.— σ_{кг}), которая произойдет после того, как дно котлована займет положение, соответствующее нагрузке, равной бытовой.



После определения осадки coоружения в разных точках 02нования для каждого расчетного сечения строят эпюру осадок, KOторая обычно имеет фојму в виде вогнутой кривой, так как эпюру получают в предположении, **UTO** основное сооружение гибкое,

Переход от эпюры осадок, построенной по отдельным гочкам в предположении нежесткого сооружения, делают приближение графически, проводя линию, изображающую положение жесткого фундамента сооружения после осадки. При этом должно учитываться следующее:

Рис. II-16. Схема определения осадки жесткого фундамента *a* – по схеме плоской задачи; *б* – оп пространственной схеме: *I* – эпюра осадки гибкого фундамента; *II* – то же, жесткого фундамента 1) объем эпюры осадок жесткого сооружения должен быть равен объему эпюры осадок нежесткого сооружения;

2) наклон жесткого фундамента, рассматриваемого по схеме плоской задачи, принимается равным наклону хорды, соединяющей крайние ординаты эпюры осадок, вычисленные для нежесткого фундамента (рис. II-16,*a*);

3) подошва жесткого фундамента пространственного сооружения, прямоугольного в плане (рис. II-16, δ), принимается параллельной плоскости, проведенной через концы максимальной и минимальной ординат угловых точек эпюры осадок, вычисленной для гибкого сооружения (разрез по 1—2); за третью точку; определяющую наклон подошвы фундамента после осадки, можно принять условно любую из оставшихся угловых точек, считая ее ординатой среднее значение из ординат осадки 3 и 4 угловых точек; полученную таким способом условную плоскость необходимо переместить параллельно самой себе настолько, чтобы удовлетворить условие, изложенное в п. 1.

13. ПРОДОЛЖИТЕЛЬНОСТЬ ОСАДКИ СООРУЖЕНИЯ

Вопрос о продолжительности осадки хотя и получил значительное развитие, но ввиду расхождений между теоретическими решениями и натурными паблюдениями нуждается в дальнейшей разработке. Поэтому продолжительность осадки может быть определена ориентировочно приближенными расчетами использующими теорию линейной консолидации, и по результа там наблюдений за осадками сооружений построенных гидроузлов в качестве аналогов.

В глинистых грунтах консолидация грунтовой массы протекает медленно и определяется процессами фильтрационного уплотиения и ползучестью скелета грунта.

Продолжительность осадки сооружений на песчаном основании, как показывает опыт натурных наблюдений за построенными сооружениями, хотя и протекает быстрее, чем на глинистом основании, но тем не менее длится относительно долго, что, по-видимому, связано с влиянием переменного фильтрационного режима, который устанавливается не сразу, и ползучими деформациями.

Приближенный способ определения осадки глинистого пласта во времени для простейшего случая линейной консолидации, когда скорость деформации грунта определяется только его водопроницаемостью, заключается в следующем [4].

Если величина полной осадки толщи грунта по данной вертикали равна $S \, cm$, то осадка за время t в годах определится по формуле

$$S_t = \theta S, \tag{II.28}$$

где в степень уплотнения грунта.

Время, необходимое для достижения осадки, определится по формуле

$$t = \frac{4H^2}{\pi^2 c} N = aN,$$
 (II.29)
$$a = \frac{4H^2}{\pi^2 c},$$

где *H* — расчетная толщина в *см*;

- *с* коэффициент консолидации в *см²/год*;
- N коэффициент, зависящий от напряжений в толще грунта и степени уплотнения Θ.
 Расчетная толща Н грунта основания равна всей сжимаемой

Расчетная толща *H* грунта основания равна всей сжимаемой толще в том случае, когда сжимаемая толща с одной стороны имеет легко водопроницаемый слой грунта или дренаж (рис. II-17). В тех случаях, когда сжимаемая толща имеег с обеих сторон легко водопроницаемые слои, расчетная толща лринимается равной половине сжимаемой толщи.



Рис. II-17. Схемы распределения дополнительных напряжений в основании по глубине

Коэффициент консолидации с определяют по формуле

$$c = \frac{k_0 E_0}{\gamma} , \qquad (II.30)$$

где k_0 — осредненный коэффициент фильтрации толщи в *см/год*; E_0 — приведенный модуль общей деформации слоя в $\kappa\Gamma/cm^2$;

γ — удельный вес воды.

В свою очередь, коэффициент фильтрации толщи определяется по формулам:

при фильтрации в направлении, перпендикулярном слоям:

$$k_{0z} = \frac{H}{\frac{h_1}{k_1} + \frac{h_2}{k_2} + \dots + \frac{h_n}{k_n}};$$
 (II.31)

при фильтрации в направлении вдоль слоистости

$$k_{0x} = \frac{1}{H} (k_1 h_1 + k_2 h_2 + \ldots + k_n h_n), \qquad (II.32)$$

где k_1, k_2, \dots, k_n — коэффициенты фильтрации отдельных слоев в см/год;

h₁, h₂,...,h_n — толщины слоев сжимаемой толщи в см.

Приведенный модуль общей деформации слоя, соответствующий нагрузке ($\sigma_{nz} + \sigma_{0}$), определяется по формуле

$$E_{0} = \frac{H_{a} \left(1 - \mu_{0}^{2}\right) \sigma_{z0}}{S} , \qquad (II.33)$$

где с₂₀— среднее вертикальное напряжение в сжимаемой толще; *S* — величина осадки в *см*;

уо— средний (приведенный) коэффициент Пуассона для всей сжимаемой толщи.

Коэффициент N, зависящий от напряжений в толще грунта и степени уплотнения $\theta = \frac{S_t}{S}$, определяется по табл. 16 в зависимости от характера распределения дополнительных напряжений по глубине обжимаемого пласта для следующих случаев:

1) случай 0— равномерное по глубине давление (рис. II-17,*a*);

2) случай 1 — давление по закону треугольника с вершиной у водопроницаемого слоя (рис. II-17,6);

Таблица 16

$\theta = \frac{S_t}{S}$		Значения Л			Значения N				
	случай Ө	случай І	случай 2	$\theta = \frac{S_t}{S}$	случай 0	случай 1	с лучай 2		
$\begin{array}{c} 0,05\\ 0,1\\ 0,15\\ 0,2\\ 0,25\\ 0,3\\ 0,35\\ 0,4\\ 0,45\\ 0,5\\ \end{array}$	$\begin{array}{c} 0,005\\ 0,02\\ 0,04\\ 0,08\\ 0,12\\ 0,17\\ 0,24\\ 0,31\\ 0,39\\ 0,49 \end{array}$	$\begin{array}{c} 0,06\\ 0,12\\ 0,18\\ 0,25\\ 0,31\\ 0,39\\ 0,47\\ 0,55\\ 0,63\\ 0,73\\ \end{array}$	$\begin{array}{c} 0,002\\ 0,005\\ 0,01\\ 0,02\\ 0,04\\ 0,06\\ 0,09\\ 0,13\\ 0,18\\ 0,24 \end{array}$	$\begin{array}{c} 0,55\\ 0,6\\ 0,65\\ 0,7\\ 0,75\\ 0,8\\ 0,85\\ 0,9\\ 0,95\\ 1\\ \end{array}$	$\begin{array}{c} 0,59\\ 0,71\\ 0,84\\ 1\\ 1,18\\ 1,4\\ 1,69\\ 2,09\\ 2,8\\ \infty\end{array}$	$\begin{array}{c} 0,84\\ 0,95\\ 1,1\\ 1,24\\ 1,42\\ 1,64\\ 1,93\\ 2,35\\ 3,17\\ \infty\end{array}$	$\begin{array}{c} 0,32\\ 0,42\\ 0,54\\ 0,69\\ 0,88\\ 1,08\\ 1,36\\ 1,77\\ 2,54\\ \infty\end{array}$		

Значения коэффициента N к формуле (11.29)

3) случай 2— давление по закону треугольника с вершиной у подошвы сжимаемой толщи (рис. II-17,*в*).

Комбинируя случаи 0—1 и 0—2, получим решение при трапецеидальной эпюре, а именно:

1) для случая 0-1 (рис. II-17,*г*)

$$N_{0-1} = N_1 + (N_1 - N_0) I; (II.34)$$

для случая 0—2 (рис. ІІ-17,∂)

$$N_{0-2} = N_2 + (N_0 - N_2) I', \qquad (II.35)$$

где I, I' — интерполяционные коэффициенты, зависящие от от-

ношения уплотняющих давлений при z=0 и z=H, $v = \frac{\sigma_{z=0}}{\sigma_{z=H}}$; значения *I*, *I*' даны в т. е. от величины

табл. 17.

Таблица 17

Значения коэффициентов I и I' к формулам (11.34) и (11.35)

Случай 0—1		01	0,1 0,84	0,2 0,69	0,3 0,56	0,4 0,46	0,5 0,36	0,6 0,27	0,7 0,19	0,8 0,12	0,9 0,06	1 0
Случай	, I'	1 1	1,5 0,83	$\begin{array}{c}2\\0,71\end{array}$	$\begin{array}{c} 2,5\\ 0,62 \end{array}$	3 0,53	3,5 0,5	4 0,45	4,5 0,42	5 0,39	6 0,34	7 0,3
02	у <i>I′</i>	8 0,27	9 0,25	10 0,23	12 0,2	15 0,17	20 0,13				_	

Приведенные выше зависимости позволяют определить приближенно осадку всей толщи или отдельных слоев ее как функцию времени.

Целью вычислений является построение кривой затухания $S_t = f(t)$ по точкам, определяемым по формулам осадок (II.28) — (II.29). При вычислении ординат кривой задаются величинами θ , по которым отыскивается, пользуясь табл. 16 и 17, значение N.

Затухание осадки жесткого сооружения определяется для средней вертикали.

Изложенный выше расчет хода осадки базируется на предположении, что нагрузка от сооружения приложена на основание вся сразу.

Наличие строительного периода, считая, что возрастание нагрузки происходит по линейному закону, может быть приближенно учтено путем добавления к полученным продолжительностям затухания осадки половины срока строительного периода.

ЛИТЕРАТУРА

1. Горбунов-Посадов М. И. Осадки фундаментов на слое грунта, подстилаемом скальным основанием. Стройиздат, 1946.

2. Маслов Н. Н. Прикладная механика грунтов. Машстройиздат, 1949.

3. Справочник. Инженерные сооружения, т. І. Раздел «Механика грунтов». Машстройиздат, 1950.
4. Цытович Н. А. Механика грунтов, изд. 3-е. Госстройиздат, 1951.
5. Щербина И. Н. Наблюдения за осадкой и наклоном секций пло-

тины и гидроэлектростанции и сопоставление их с результатами расчетов. Труды Гидропроекта, сб. № 8, 1963.

ГЛАВА

РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТНЫХ ПЛИТ И КОНСТРУКЦИЙ НА УПРУГОМ ОСНОВАНИИ

14. РАСЧЕТНЫЕ СХЕМЫ, ГИПОТЕЗЫ И МЕТОДЫ РАСЧЕТА

Расчетными схемами сооружений, расположенных па упругом основании, применительно к случаю плоской деформации, который рассматривается в этой главе, могут быть балки или рамы на упругом основании.

Примерами балок на удругом основании могут служить фундаментные плиты водосливных плотин, зданий гидроэлектростанций, шлюзов, подпорных стенок уголкового профиля, водосбросных сооружений (рис. III-1). Примерами рам на упругом основании могут служить сооружения по типам, приведенным на рис. III-2.

Расчетные схемы сооружений по типам, показанным на рис. III-2, а и б, могут быть значительно упрощены, если эпюру реакций принять по трапеции, определяя ординаты эпюры по формуле внецептренного сжатия.

В самом деле, поскольку в этих сооружениях жесткость верхнего ригеля значительно превышает жесткость нижнего ригеля — фундаментной плиты, то последняя может быть рассчитана как неразрезная балка. И, напротив, если верхпий ригель вовсе отсутствует (рис. III-3) или его жесткость незначительна, то расчет фундаментной плиты как неразрезной балки будет ошибочным. В этом случае фундаментную плиту следует рассчитывать как балку на упругом основании при определении реакции по теории упругости или как простую статически определимую балку при расчете реакций по формуле внецентренного сжатия.

В тех же случаях, когда жесткости ригелей и стоек приблизительно одинаковы (см. рис. III-2, в), расчетной схемой сооружения является рама на упругом основании при определении реакций по теории упругости или обычная рама при определении реакций по формуле внецентрепного сжатия.

Пространственные сооружения, например здания гидроэлектростанций в целом при расчете их в направлении поперек потока или отсасывающие трубы гидроэлектростанций, можно разделить на отдельные полосы и рассчитать эти полосы как плоские конструкции. Отдельные расчетные полосы должны быть предварительно уравновешены приложением поперечных сил.



Рис. III-1. Схемы сооружений, фундаментные плиты которых работают как балки на упругом основании



Рис. III-2. Схемы сооружений, работающих как рамы на упругом основании, и фундаментных плиг (и и б) — как неразрезные балки



Рис. III-3. Схемы к расчету фунтаментной плиты водосброса

a	попер	ечный	разре	3 COO	руже∙
ния;	б —	 расчетн 	ая	схема;	8 —
эпюр	ры ре	активны	х да	влений:	1
по	теория	а упруго	ocnи:	2 — no	фор-
N	муле	внецент	ренног	о сжат	ия



Рис. III-4. Схемы работы конструкций и основания а — в условиях плоской деформации; б — в условиях плоского напряженного состояния; в — в условиях пространственной задачи

заменяющих действие отброшенных соседних полос на рассматриваемую полосу.

Зависимости для расчета балок на упругом основании составляют из условий совместной работы основания и балки. Работа основания при этом в зависимости от типа конструкции балки или сооружения может находиться в условиях плоской деформации (рис. III-4, a), плоского напряженного состояния (рис. III-4, b) и в условиях пространственной задачи (рис. III-4, b).

В данной главе рассматривается лишь случай плоской деформации, к которому можно привести большинство гидротехнических сооружений.

Методы расчета конструкций на упругом основании базируются на тех или иных типотезах о работе грунтового основания.

Наиболее распространенными являются следующие гипотезы:

1) линейного распределения реактивных давлений грунта;

2) коэффициента постели;

3) упругого полупространства и упругого слоя или, как ее будем называть в дальнейшем, типотеза теории упругости.

Гипотеза линейного распределения реактивных давлений. По этой гипотезе распределение реактивных давлений происходит по прямой. Эпюра реакций при этом имеет вид прямоугольника при симметричной нагрузке или трапеции при несимметричной нагрузке. Эта гипотеза не учитывает жесткости фундамента и механических свойств трунтов, поэтому является весьма грубой. Она может быть применена при ориентировочных расчетах сооружений или при поверочных расчетах наряду с расчетами по другим гипотезам.

Реактивное давление по этой гипотезе определяют по формуле внецентренного сжатия, как это показано, например, на рис. III-2, б. Аналогично определяются реактивные давления под сооружениями по схемам, изображенным на рис. III-2, а и в, а также на рис. III-3.

На всех этих рисунках эпюра, полученная по гипотезе линейного распределения давлений, показана сплошной линией. Пунктирная линия соответствует эпюре по теории упругости.

Гипотеза коэффициента постели и методы расчета балок по ней. Эту гипотезу обычно приписывали Винклеру, однако в последнее время установлено, что она была высказана задолго до Винклера русским академиком Н. И. Фуссом.

В технической литературе встречается ряд названий этой гипотезы: гипотеза прямой пропорциональности, гипотеза местных деформаций и гипотеза коэффициента постели. Здесь принимается последнее название, как наиболее распространенное в настоящее время.

Гипотеза коэффициента постели допускает, что между удель-

ным давлением *p* на грунт и его оседанием *S* имеется прямая пропорциональность, т. е.

L

t

L

ſ

$$p = k_{\rm y}S$$
,

19 A. A.

и что соседние ненагруженные точки поверхности грунта остаются несмещенными. Такое предположение не подтверждается экспериментами [18] и натурными наблюдениями за осадками гидротехнических сооружений и высотных зданий. В действительности осадка происходит и за пределами фундамента, следовательно, казалось бы, надо учитывать и другое явление, а именно: влияние боковых пригрузок на перераспределение эпюры реакций под фундаментом, чего, однако, нельзя сделать при расчете по гипотезе коэффициента постели.

Получаемая по этой гипотезе эпюра реакций абсолютно жесткой балки по прямоугольнику (при симметричной нагрузке) также не подтверждается экспериментальными и натурными наблюдениями (за редким исключением).

Другим недостатком гипотезы коэффициента постели является непостоянство коэффициента k_y . Он зависит не только от характеристик грунта, но и от размеров сооружения в плане, жесткости фундамента, всличины и расположения нагрузки и др. Это значительно ограничивает возможность использования гипотезы коэффициента постели.

Однако в некоторых частных случаях, например когда сооружение расположено на сжимаемом слое, подстилаемом скальным основанием, и когда мощность слоя не превышает четверти пролета балки, расчет балки может быть сделан с достаточной точностью методами, основанными на гипотезе коэффициента постели.

В этом случае влияние боковой пригрузки становится практически незначительным, а значение коэффициента постели k_y может быть определено по формуле

$$k_{y} = \frac{(1 - \mu_{0})}{(1 + \mu_{0}) (1 - 2\mu_{0})} \cdot \frac{E_{0}}{H}, \qquad (\text{III.1})$$

где E_0 и p_0 -- соответственно модуль деформации и коэффициент Пуассона сжимаемого слоя;

H -- толщина сжимаемого слоя.

Разработан целый ряд методов расчета балок на упругом основании, базирующихся на гипотезе коэффициента постели: метод начальных параметров (Н. Н. Пузыревский, Б. Н. Жемочкин, Г. Д. Дутов, А. Н. Крылов), метод П. Л. Пастернака, метод Г. В. Клишевича и др. Наиболее простой из этих методов метод начальных параметров — изложен в книге В. А. Киселева [7].

Все эти методы разработаны применительно к однородному основанию. В случае неоднородного сжимаемого слоя, когда коэффициенты постели под различными участками балки различны и когда балка имеет переменную жесткость по длине, проще всего пользоваться методом Б. Н. Жемочкина, описанным применительно к гипотезе коэффициента постели в «Справочнике по гидротехнике» [15].

Следует отметить, что вода является хорошим примером основания, соответствующего гипотезе коэффициента постели.

Гипотеза теории упругости и методы расчета балок по ней. Как было выше отмечено, деформация трунта происходит не только под фундаментом, но и за его пределами. Кроме того, эпюры реактивных давлений, получаемые экспериментальным путем, а также натурными наблюдениями за высотными зданиями [12] и некоторыми гидротехническими сооружениями, ближе подходят к эпюрам, построенным по теории упругости, чем по коэффициенту постели.

Как указывает В. А. Флорин [17], такой вывод относится и к песчаным основаниям, но применительно к сооружениям, имеющим большие размеры в плане, при наличии боковых пригрузок или заглубления фундамента.

Грунты в общем случае являются нелинейно-деформируемыми телами, и работа их описывается законами теории упругости лишь приближенно.

В последнее время выполнен ряд работ, направленных на уточнение модели груптового основания и учитывающих некоторые дополнительные факторы, которые позволяют приблизить результаты расчетов к экспериментальным данным. К числу таких уточнений можно отнести: учет увеличения модуля деформации основания с глубиной [8, 20], переход к расчету по акгивному сжимаемому слою, учет бытового давления и боковой пригрузки [13, 16], учет пластических деформаций грунта под краями фундамента [9] и др.

Для гидротехнических сооружений, которые обычно имеют значительные размеры в плане и, будучи почти всегда заглубленными (возводятся на дне вырытого котлована), имеют боковую пригрузку, такие факторы, как пластические деформации групта под краями фундамента, не могут играть существенную роль.

Большую роль для гидротехнических сооружений играют: боковая пригрузка, бытовое давление, увеличение модуля деформации с глубиной и особенно учет активного сжимаемого слоя и переход в связи с этим к расчету балок на сжимаемом слое.

На базе гипотезы теории упругости советскими учеными разработан ряд методов расчета балок, основными из которых являются следующие:

1) метод полиномов — Л. С. Гильман, В. А. Флорин [17], М. И. Горбунов-Посадов [2], П. И. Клубин, И. А. Симвулиди [14];

2) метод статически неопределимых систем — метод Б. Н. Жемочкина [6, 15].

Сущность метода полиномов заключается в том, что закон распределения реактивных давлений задается: степенными рядами (М. И. Горбунов-Посадов), полиномом Чебышева (П. И. Клубин), параболическими кривыми (И. А. Симвулиди) и т. п.

Метод проф. Б. Н. Жемочкина. Этот метод базируется на общих теоремах строительной механики. Расчет балки на упругом основании по этому методу сводится к расчету статически неопределимой системы (рис. III-5, *a*). В качестве основной системы обычно принимают консоль с фиктивной заделкой в каком-либо сечении. При симметричной балке и нагрузке «заделку» принимают посередине длины балки. Криволинейную эпюру реактивных давлений при этом заменяют ступенчатой эпюрой. Несимметричную нагрузку и пригрузку и пригрузку (рис. III-5, *б* и *в*).

Подробное описание метода Б. Н. Жемочкина с примерами дано в работах [6, 15].



Рис. III-5. Расчетные схемы к методу Б. Н. Жемочкина

При расчете длинных балок расстояния между стержнями получаются большими, поэтому снижается точность расчета. Этого можно избежать введением групповых неизвестных, где каждая единичная сила состоит из трех или пяти составных частей. Таблицы для определения перемещений от таких групповых сил составлены Б. Н. Жемочкиным.

15. ПРИМЕНЕНИЕ ТАБЛИЦ ДЛЯ РАСЧЕТА Балок на упругом основании

Общие указания

Многие конструкции гидротехнических сооружений, например фундаментные плиты водосливных плотин, зданий гидроэлектростанций, подпорных стенок уголкового профиля, рассчитывают как балки на упругом основании. При этом первый ряд блоков бетонирования фундаментных плит следует рассматривать как абсолютно гибкие балки, принимая реакцию по эпюре нагрузок (см. эпюру p_{ϕ} на рис. III-1, *a*), так как осадка от веса первого ряда блоков бетонирования практически произойдет до затвердения бетона.

Эпюра реактивных давлений, определенная для сжимаемого (упругого) слоя, больше соответствует эпюре, получаемой экспериментально и натурными наблюдениями, чем эпюра, определенная для полуплоскости безграничной глубины.

В связи с этим в последнее время Научно-исследовательским институтом оснований ставится вопрос о необходимости перехода от расчета балок на упругом полупространстве к расчету балок на сжимаемом слое конечной толщины [10], если даже сжимаемое основание простирается на значительную глубину (отсутствие скального основания). Толщину упругого слоя *Н* при этом предлагается принимать равной толщине активного сжимаемого слоя.

Для приближенных расчетов толщина сжимаемого слоя основания по результатам обработки существующих данных натурных исследований [27] может быть принята равной 0,5—0,75 ширины фундамента или по СНиП II-Б.3-62.

Модуль деформации грунта, определенный полевыми испытаниями штампом, будет также совпадать с модулем деформации, получаемым по данным осадок сооружений, если пользоваться для обработки данных осадок формулами сжимаемого слоя. Это обстоятельство также говорит в пользу расчета балок на сжимаемом слое.

Так, например, если даже взять не безграничную глубину сжимаемой толщи, а глубину 110 *м* до скального основания под высотным зданием Московского Государственного университета, то модуль деформации по данным осадок получился бы равным 4500 $\kappa\Gamma/cm^2$, т. е. в несколько раз больше, чем это получается испытанием штампом. Толщина же сжимаемого слоя при расчете осадок этого здания принята 30 *м* [5], при которой модуль деформации по осадкам совпадает с модулем, получаемым полевым испытанием штампом.

Пользование методикой расчета по сжимаемому слою дает значительную экономию арматуры и бетона, особенно в фундаментных плитах гидроэлектростанций и плотин, расположенных на сжимаемом основании.

Учитывая это обстоятельство, И. К. Самарии и Г. В. Крашенинникова составили таблицы для расчета конструкций на сжимаемом слое на действие нагрузок и пригрузок для различных отношений длины балки к толщине слоя. Таблицы приведены в приложении к книге (табл. с П-1 по П-15). При составлении этих таблиц принята ступенчатая эпюра реакции с осредненными напряжениями на участке одной восьмой полудлины балки, так как реактивные давления определены методом Б. Н. Жемочкина [6]. Для определения перемещений поверхности упругого слоя использована формула О. Я. Шехтер [19], на основании которой Г. В. Крашенинниковой составлены табл. П-16 и П-17. Этими же таблицами можно пользоваться для определения осадок сооружений.

Кроме таблиц в приложении приведены графики изгибающих моментов для середины балки от действия равномерно распределенных нагрузки и пригрузки (рис. П-II, П-III, П-IV).

При учете пригрузок необходимо иметь в виду, что прилегающие к рассчитываемому фундаменту боковые сооружения (например, понур и водобойная плита плотины и здания гидроэлектростанции) и засыпка земли, включая засыпку пазух (см. рис. III-1, б и в), подлежат учету как пригрузки лишь в том случае, если их будут возводить после основного сооружения. Наоборот, при расчете водобойной плиты плотина и здание гидроэлектростанции являются пригрузками, если данные сооружения будут возводить после плиты.

Если же боковые сооружения возводят раньше рассчитываемой плиты, то в случае песчаных грунтов оснований такие боковые сооружения не оказывают влияния на реактивные давления под плитой, и поэтому их не следует учитывать как пригрузки.

При глинистых грунтах оснований боковые сооружения можно учесть как пригрузки, даже если эти сооружения будут возведены раньше рассчитываемой плиты, поскольку деформация глинистых грунтов оснований происходит в течение продолжительного времени, охватывая частично период и после окончания строительства. Поэтому соответственно периоду осадок, происходящих после окончания строительства, должно быть учтено и частичное влияние пригрузок (20—30%).

Для пользования таблицами необходимо определить так называемый показатель гибкости, в дальнейшем называемый просто гибкостью. введенный М. И. Горбуновым-Посадовым [2] н определяемый по формуле

$$t = \frac{(1 - \mu_1^2)}{(1 - \mu_0^2)} \cdot \frac{\pi E_0 b l^3}{4E_1 l} \approx 10 - \frac{E_0}{E_1} \cdot \frac{l^3}{\mu_3} , \qquad (III.2)$$

где

 b — ширина балки по подошве ее (в случае плоской деформации се обычно произмают равной 1 м);

72

1— полупролет балки в *м*; .

- E_0 и μ_0 соответственно модуль деформации в T/M^2 и коэффициент Пуассона грунта основания;
 - I --- момент инерции балки в м4;
 - *h* высота балки в *м* (только для прямоугольных балок);
- E_1 и μ_1 соответственно модуль упругости бетона в T/M^2 и коэффициент Пуассона материала балки.

Значение коэффициента Пуассона для всех марок бетона можно принять равным $\mu_0 = 0,167$.

Значения модуля упругости бетона для изгибаемых и растягиваемых элементов приведены в табл. 18.

Таблица 18

Значения модуля упругости бетона в зависимости от марки бетона

Марка бетона	100	150	200	250	300	400	500
Модуль упруго- сти E ₁ в T/м ²	1,2.106	1,45.106	1,8.106	2.106	2,1.106	2.4.106	2,6-106

Способы определения модуля деформации групта основания E_0 подробно изложены в п. 21, а также в литературе [3, 13].

Таблицы составлены для значений тибкости t=0; 3; 5 и 10. Для промежуточных значений t реактивные давления следует определять интернолированием или по ближайшему значению гибкости t.

Расчет абсолютно жестких балок на упругом основании с учетом бытового давления и увеличения модуля деформации с глубиной по линейному закону. В отдельных случаях может оказаться возможным принять модуль упругого основания с увеличивающимся по глубине модулем деформации или учетом бытового давления.

Учет бытового давления и увеличения модуля деформации основания с глубиной обычно приводит к уменьшению изгибающего момента в середине балки при нагружении ее равномерно распределенной нагрузкой, т. е. оба эти фактора действуют в одном направлении. Однако вследствие того, что эффект действия бытового давления и изменения модуля деформации завнсит от геологических свойств основания, которые трудно поддаюгся точной оценке, рекомендуется учитывать в каждом отдельном случае только один из этих двух факторов.

Такая рекомендация вызвана следующими соображениями: во-первых, многочисленные компрессионные испытация показывают, что модуль деформации грунта не всегда возрастает с глубиной, и, во-вторых, из апализа кривых осадок существующих высотных зданий и гидротехнических сооружений можно установить, что бытовое давление проявляется также не всегда. В частности, бытовое давление сказывается в основаниях высотных зданий на Дорогомиловской набережной и на Лепинских горах (МГУ), в остальных не обнаруживается [5].

Влияние бытового давления можно установить также из анализа осадок Волжской гидроэлектростанции имени В. И. Ленина.

Ниже изложена методика учета бытового давления и увеличения модуля деформации с глубиной с помощью составленных для этого таблиц применительно к абсолютно жестким балкам, расположенным на упругом полупространстве.

Учет бытового давления

Под учетом заглубления фундаментов понимается учет бытового давления, боковой пригрузки и ломаного контура котлована. При обычных соотношениях глубины котлована к его ширине, встречающихся на практике, влияние ломаного контура настолько незначительно, что им можно пренебречь [13].

Об учете же боковых пригрузок было сказано выше.



Рис. III-6. Кривая осадок

Под бытовым давлением в рассматриваемом случае имеется в виду давление грунта, находящегося между уровнем подошвы фундамента и естественной дневной поверхностью земли.

Учет бытового давления относится поэтому только к случаю, когда сооружение должно быть возведено на дне вырытого котлована.

Поскольку продолжительность действия бытового давления весьма велика, деформации грунта от этого давления считают закончившимися. Эта деформация соответствует так называемому первичному сжатию (рис. III-6).

После вскрытия котлована, т. е. после снятия бытового давления, дно его претерпевает подъем, что подтверждается результатами наблюдений за котлованами высотных зданий в Москве и ряда гидротехнических сооружений.

На рис. III-6 снятию бытового давления соответствует кривая разгрузки *ab*. Кривая осадки, начинающаяся с точки *b*, может быть разделена на две ветви: ветвь *bc* вторичного сжатия в пределах нагрузок, пе превышающих бытовое давление, и ветвь *cd* первичного сжатия при нагрузках, превышающих бытовое давление. Модули деформации соответственно называются модулями деформации по ветви вторичного сжатия E_6 и по ветви первичного сжатия E_0 .
Как известно, модуль деформации по ветви вторичного сжатня всегда больше модуля деформации по ветви первичного сжатия (см. рис. III-6), т. е.

$$E_6 = \operatorname{tg} \theta_6 > E_0 = \operatorname{tg} \theta_0.$$

Учет модуля деформации по ветви вторичного сжатия и представляет собой задачу учета бытового давления.

Необходимость учета бытового давления подтверждается не только экспериментами [16], но, как было отмечено выше, и натурными наблюдениями за осадками фундаментов некоторых высотных зданий в Москве и здания Волжской гидроэлектростанции имени В. И. Ленина.

Кривые осадок во времени показывают, что в пределах нагрузок, равных снятой бытовой нагрузке, осадка сооружения происходит менее интенсивно, чем осадка при нагрузках, превышающих бытовую. Хотя такой характер осадок сооружений наблюдался не на всех объектах, но подъем дна происходил, как правило, во всех котлованах.

При расчете балок на упругом основании с учетом бытового давления следует различать два расчетных случая (рис. III-7):



Рис. 111-7. Слемы к расчету абсолютно жестких балок на упругом основании с учетом бытового давления а - схема сооружения; б - расчетная схема; в - этюра реактивных давлений

1)
$$(p_6)_1 > p_{\text{маке}};$$

2) $(p_6)_2 < p_{\text{мин}}.$

В первом случае, а также в промежуточном между первым и вторым расчет ведется по таблицам М. И. Горбунова-Посадова с учетом гибкости балки, но с расчетным модулем деформации по ветви вторичного сжатия.

Учитывая гибкость, этим самым как бы учигывают бытовое давление, т. е. увеличение модуля деформации основания.

Во втором случае ($p_6 < p_{\text{мип}}$) расчет с учетом бытового давления ведется по табл. П-18 (см. приложение), которая составлена на основании методики, изложенной в технической литературе [13], применительно к абсолютно жестким балкам на упругом полупространстве.

Эта методика основана на принятии переменного модуля деформаций грунта: до значения давления, равного бытовому давлению, — по ветви вторичного сжатия E_6 и при давлениях, превышающих бытовое давление, — по ветви первичного сжатия E_6 .

В этом случае расчет балок ведется также по схеме Б. Н. Жемочкина [6], по применительно к модулю деформации по ветви первичного сжатия E_0 . Влияние бытового давления учитывается добавлением к свободному члену уравнений деформаций выражения, связанного с бытовым давлением R_6 (см. ниже).

Порядок пользования таблицей П-18 по расчету абсолютно жестких балок с учетом бытового давления

1. По формуле (III.2) определяют ноказатель гибкости балки (фундамента):

$$t = \frac{(1 - p_1^2)}{(1 - p_0^2)} \cdot \frac{\pi E_{\rm up} b l^3}{4E_1 l} \approx 10 \frac{E_{\rm up}}{E_1} \cdot \frac{l^3}{h^3},$$

где E_{ир} приведенный модуль деформации основания (см. п. 21). Значение E_{пр} определяется по формуле P. А. Токаря [16]:

$$E_{\rm np} = E_0 - \frac{p}{p - \left(1 - \frac{E_0}{E_6}\right)p_5} \,. \tag{III.3}$$

где p -средняя интенсивность реактивного давления в T/M^2 ; $p_5 - -$ интенсивность бытового давления в T/M^2 (см.

рис. III-7).

При слоистом основании $E_{\rm np}$ определяется как приведенвый модуль по формуле (ПП.115).

При t < 1 балку (фундамент) можно отнести к категории абсолюгно жесткой.

. .

2. Несимметричная нагрузка и пригрузка заменяются симметричной нагрузкой, моментом и симметричной и обратно симметричной пригрузками.

На действие момента и обратно симметричной пригрузки балка рассчитывается по таблицам для однородного основания, а от действия симметричной нагрузки — по табл. П-18 с учетом бытового давления (см. приложение).

При расчете балок с учетом бытового давления на действие прямо симметричной пригрузки следует пользоваться также таблицами для однородного основания, но за расчетную величину пригрузки принимать уменьшенную пригрузку, определясмую по формуле

$$q_{\text{pacy}} = q_{\text{прнг}} \frac{E_0}{E_{\text{пр}}}$$

Приведенный модуль деформации E_{np} , определяемый по формуле Р. А. Токаря (см. выше), принимается равным

при
$$(p_6)_{\text{приг}} > q_{\text{приг}} = E_{\text{пр}} = E_6;$$

при $(p_6)_{\text{приг}} < q_{\text{приг}} = E_0 - \frac{q_{\text{приг}}}{q_{\text{приг}} - \left(1 - \frac{E_0}{E_6}\right) (p_6)_{\text{приг}}}$

где (*p*₆)_{приг} — интенсивность бытового давления в зонах пригрузок;

*q*_{приг} — интенсивность пригрузки.

3. Модуль деформации по ветви первичного и вгоричного сжатия определяется, как указано в п. 21.

4. Далее определяется безразмерная величина

$$B_1 = \frac{\Sigma P}{2k_1 R_6} , \qquad (III.4)$$

где ΣP — суммарная нагрузка на балку в T;

$$k_1 = 1 - \frac{E_0}{E_6};$$

 $R_6 = \frac{1}{5} \gamma H_6 lb;$

 γ — объемный вес групта в T/M^3 ;

Н₆-- глубина котлована в м;

1— полупролет балки в *м*;

b— равно 1 м (ширина балки).

Для полученного значения B_1 строится эпюра реакций от центрированной нагрузки ΣP . К этой эпюре прибавляется эпюра от моментов и пригрузок, если таковые имеются, по таблицам для однородного основания.

5. Дальнейший ход расчета по определению поперечных сил и изгибающих моментов в любом сечении балки может быть принят по одному из способов, изложенных в п. 19.

Расчет абсолютно жестких балок на упругом основании с учетом увеличения модуля деформации с глубиной по линейному закону (метод Г. К. Клейна)

Как показывают компрессионные испытания образцов грунта, извлеченных с различных глубин, сжимаемость их уменьшается с глубиной, поэтому правильнее было бы при расчете балок на упругом основании учитывать увеличение модуля деформации грунта с глубиной.

Вследствие разнообразия геологического строения основания закон изменения модуля деформации с тлубиной невозможно описать простейшими функциями. Учитывая это обстоятельство, а также приближенность компрессионных испытаний и необходимость облегчения задачи для составления таблиц, изменение модуля деформации с глубиной принято по прямолинейному закону (рис. III-8).



Рис. III-8. Эпюра изменения модуля деформации грунта основания в зависимости от глубины

Разработкой методики расчета балок на непрерывно неоднородном основании занимались Г. К. Клейн и Г. К. Ягунд.

В основу составления таблиц положен приближенный прием решения балок, предложенный Г. К. Клейном [8] применительно к упругому полупространству.

Для определения реактивных давлений на абсолютно жесткую балку применен метод Б. Н. Жемочкина [6, 15]. Полученная этим методом ступенчатая эпюра реактивных давлений была графически перестроена в эпюру, ограниченную ломаной линией. Промежуточные значения реактивных давлений определены графической интерполяцией. Полученные в результате этого значения реактивных давлений помещены в табл. П-19 — П-22 (см. приложение).

Порядок пользования табл. П-19-П-22.

1. По формуле (III.2) определяется показатель гибкости балки:

$$t = \frac{\left(1 - \mu_1^2\right)}{\left(1 - \mu_0^2\right)} \cdot \frac{\pi E_{\rm up} \, b t^3}{4 E_1 I} \,.$$

Приведенный модуль деформации грунта основания E_{пр} отределяется по формуле (III.115).

В рассматриваемом случае модуль деформации грунта изменяется с глубиной по закону прямой линии, поэтому толщу сжи маемого слоя можно разделить на слои одинаковой толщины (на 5—6 слоев). Тогда формула (III.115) будет иметь вид

$$E_{\rm np} = \frac{\sum_{i=1}^{n} E_i \,\overline{\sigma_i}}{\sum_{i=1}^{n} \overline{\sigma_i}},$$

где E_i — модуль деформации в середине *i*-го слоя.

Значения о, приведены на стр. 130.

При t<1 балку (фундамент) можно отнести к категории абсолютно жесткой.

2. Несимметричная нагрузка и пригрузка заменяются симметричной нагрузкой, моментом и симметричной и обратно симметричной пригрузками. От действия момента и обратно симметричной пригрузки балка рассчитывается по таблицам для однородного основания, а от симметричной нагрузки и симметричной пригрузки — по таблицам для неоднородного основания.

3. Определяются расчетные значения напряжений в грунте под подошвой сооружения p и на подошве сжимаемого слоя p_z по одной из расчетных схем, изображенных на рис. III-9.

Из графика зависимости модуля деформации от напряжения с глубиной определяются расчетные значения модулей деформации E_0 , E_z и ΔE , где

$$\Delta E = \frac{E_z - E_0}{z};$$

z — глубина от подошвы фундамента до E_z.

4. Определяется безразмерная величина А по формуле

$$A = \frac{\Delta E}{E_0} l. \tag{III.5}$$

5. Для найденного значения A строится соответствующая эпюра реактивных давлений:

а) от нагрузок (табл. П-19) по формуле

$$p_x = \overline{p}_x \, \frac{P}{2l} \, ;$$

б) от пригрузок (табл. П-20, П-21, П-22) по формуле

$$p_x = p_x q,$$





Рис. III-9, Расчетные схемы напряжений в основании, принимаемые при *ур* - дополнительное осредненное давление ог сооружения; у- объемный вес гручга у_{пр} - приведенный объемный вес грунта; *q* - постоянная пригрузка; ДИП — дневная



учете увеличения модуля деформация с глубниюй У топцина сжимаемого слоя; р -- полное осредненное давление ог сооружения, поверхность грунта; ППП -- приведенная поверхность нагрузок

ρz

77

 $P_2 = g(m \bullet z_0) + \overline{G_1} \cdot \Delta p$

где *р_x* — табличные значения реактивных давлений от нагрузок и пригрузок единичной интенсивности.

6. Реакции от момента и обратно симметричных пригрузок определяются по таблицам для однородного основания (табл. с П-1 по П-15 включительно).

7. Дальнейший ход расчета по определению поперечных сил и изгибающих моментов в любом сечении балки может быть принят по одному из способов, изложенных в п. 19.

Пример III-1. Рассмотрим абсолютно жесткую балку применительно к схеме по рис. III-9, б со следующими данными:

$$H_{6} = 30 \text{ m}; \quad \gamma H_{6} = 30 \text{ T/m}^{2}; \quad a = l = 50 \text{ m};$$

$$\Delta p = p - \gamma H_{6} = 60 - 30 = 30 \text{ T/m}^{2}; \quad z_{0} = 100 \text{ m}.$$

$$\Pi p_{H} \quad \frac{z_{0}}{l} = \frac{100}{50} = 2 \overline{\sigma}_{1} = 0,54 \text{ (cm. crp. 130)}. \text{ Torga}$$

$$p_{z} = \gamma (H_{6} + z_{0}) + \overline{\sigma}_{1} \Delta p = 1 (30 + 100) + 0,54 \cdot 30 = 146 \text{ T/m}^{2}$$

Графики зависимости E₀ от *p*, изображенные на рис. III-10, определены методом наименьших квадратов на основании целого ряда компрессионных испытаний, выполненных для одного гидроузла.

Максимальное напряжение на графике равно 8 $\kappa\Gamma/cm^2 = 80 T/m^2$, что меньше $p_z = 146 T/m^2$. Поэтому для определения ΔE воспользуемся интервалом от $p = 60 T/m^2$ на подошве фундамента до $p_2 = 80 T/m^2$ на глубине z.

Прилимая прямолинейную зависимость напряжения от глубины (пунктир вместо кривой на рис. III-9, б), найдем глубину z:

$$z = z_0 \frac{p_2 - p}{p_2 - p} = 100 \frac{80 - 60}{146 - 60} - 24 \text{ m.}$$

Из графика на рис. III-10,а определяем при $\rho = 60 \ T/m^2$ $E_0 = 4700 \ T/m^2$; при $\rho_2 = 80 \ T/m^2$ $E_z = 6000 \ T/m^2$. Тогда

$$\Delta E = \frac{E_z - E_0}{z} = \frac{6000 - 4700}{23} = 56 \ T/m^3.$$

Если вапряжения в груптах основания считать только от бытового давления, то по данным рис. III-10 будем иметь

$$\Delta E = 70 \ T/m^3$$
.



а — для групта основания в районе берега; б — то же, в районе русла реки

Учет напряжения в основании от сооружения уменьшает величину ΔE , а следовательно, уменьшает и эффект влияния переменности модуля деформации основания на напряжения в сооружениях.

При $A = \frac{\Delta E}{E_0}$ $l = \frac{56}{4700}$ 50 = 0,6 изгибающие моменты в середине балки будут равны:

от нагрузки Р — по табл. П-19

$$M_{\rm p} = 0,101 pl^2;$$

от пригрузки q — по табл. П-20

 $M_q = 0,05 \ q l^2$.

Сравнение этих моментов с моментами для однородного основания дано с табл. 19.

Таблица 19

Изгибающие моменты в балке при различном виде основания

	Момент в середине балки							
Основание	от нагру	зки	от пригрузки					
Однородное	0, 136 <i>pl</i> ² 0, 101 <i>pl</i> ²	101 % 75 %	0,082 ql² 0,050 ql²	100 % 61 %				

Учет местных деформаций и увеличения модуля деформаций в основаниях с ограниченной толщиной сжимаемого слоя (метод И. К. Самарина)

Рассматривается задача в условиях плоской деформации.

Натурные и экспериментальные исследования [21, 22, 23] показывают, что значительная часть осадок сооружения или штампа формируется за счет деформации верхнего слоя, что может быть объяснено развитием в этой области структурных (остаточных) деформаций [24], разбухания верхнего слоя в глинистых основаниях [25] и других явлений.

Структурные деформации в зависимости от величины давления от сооружения могут распространяться на всю глубину сжимаемого слоя, вызывая концентрацию давлений под средней частью фундамента.

В процессе возведения и эксплуатации сооружения можно представить две схемы деформирования основания:

I — схема двухслойного основания — относится в основном к периоду возведения сооружения. В верхнем, сравнительно небольшом слое $h_{\rm M}$ происходят уплотнение основания и деформации сдвига под краями фундамента, следствием чего является образование местной осадки под сооружением $W_{\rm M}$ (рис. III-11) с модулем местной деформации у поверхности основания. $E_{\rm M1}$ (рис. ПП-12). Напряжение $p_{\rm M}$, три котором возникает местная деформация, меньше общего напряжения p_0 или равно ему.

Во втором слое толщиной (*H*—*h*_м) наблюдается упругая деформация, распространяющаяся и за пределы фундамента.



l

t

61

Рис. 111-12. Расчетные эпюры распределения модулей деформации основания с глубиной а-- но схеме II; б - по схеме I

Методы расчета по схеме 1 предложены А. П. Синицыным [6] и Н. Н. Леоптьевым [26].

II — схема комбинированного основания — когда местная (структурная) и упругая деформации происходят совместно на глубине h, причем $h_{\rm M} < h < H$.

Деформация по схеме II начинается при давлении свыше p_{M} лосле того, как групт основания уплотнится настолько, что наряду с местной (структурной) деформацией будет возникать и упругая деформация с модулем упругости E(z).

Следует иметь в виду, что понятие «упругая деформация» для груптов несколько условное, так как затухание деформаций за пределами фундамента происходит не в бескопечности, а на некотором расстоянии *b* от края фундамента (рис. III-11).

В связи с этим будем обозначать с индексом b упругую осадку W_b , модуль упругости грунта на участке II (рис. III-11) E_b (z) и соответствующее напряжение σ_b .

Местная осадка по схеме II равна упругой, поэтому суммарное вертикальное напряжение в основании с. должно складываться из напряжений местных с_{гм} и упругих с_{гв}, т. е.

$$\left. \begin{array}{ccc} \sigma_{z} = \sigma_{z B} + \sigma_{z M}; \\ \sigma_{z B} & n \sigma_{z}; \\ \sigma_{z M} = (1 - n) \sigma_{z}, \end{array} \right\}$$
(III.6)

где n = n(z) - - функция распределения папряжений (рис. III-13).



Из условия равенства упругих и местных осадок

$$\frac{n \sigma_z \Delta z}{E^{\text{np}}(z)} \Im = \frac{(1-n) \sigma_z \Delta z}{E_{\text{M}}^{\text{np}}(z)}$$

золучим формулу для определения *и*:

$$n = \frac{1}{1 + \beta} \frac{E_{M}^{\rm up}(z)}{E^{\rm up}(z)}, \qquad (111.7)$$

где

$$\beta = 1 - \frac{2\mu_0^2}{1 - \mu_0}.$$
 (III.8)

Задаемся прямолинейным законом изменения $E^{up}(z)$ и n(z) в пределах слоя толщиной h:

$$n = n_0 + \frac{1 - n_0}{h} z;$$
 (III.9)

$$E^{\text{np}}(z) = E_1 + E_2 \frac{z}{h}$$
. (III.10)

Принятие прямолинейных зависимостей (III.9) и (III.10) предопределяет характер функции $E_{M}^{np}(z)$, а именно из формулы (III.7) получим

$$E_{\rm M}^{\rm up}(z) = \frac{1-n}{\beta n} E^{\rm up}(z). \qquad ({\rm III.11})$$

Эта функция $E_{\rm M}^{\rm np}(z)$ криволинейная (рис. III-11) и по существу представляет как бы произведение модуля местной деформации на ту часть площади поперечного сечения, на которую передается напряжение σ_{zm} , поэтому $E_{\rm M}^{\rm np}(z)$ названа нами приведенным модулем местной деформации.

Аналогично функция $E^{np}(z)$ — приведенный модуль упрутости применительно к той части поперечного сечения, на которую передается напряжение σ_{zb} .

Очевидно, что (см. рис. III-12)

при z=0 $E_{M}^{\pi p}(0) = E_{M2}; E^{\pi p}(0) = E_{1};$ при z=h $E_{M}^{\pi p}(h) = 0; E^{\pi p}(h) = E.$ (III.12)

Формула (III.7) для поверхности основания запишется в следующем виде:

$$n_0 = \frac{1}{1 + \beta \frac{E_{M2}}{E_1}}.$$
 (III.13)

Все сказанное относительно местной деформации относится к участку I — под сооружением. На участке II — за пределами сооружения — в качестве расчетного модуля упругости принимают модуль. изменяющийся по линейному закону от E_b на поверхности основания до $E_b + \Delta E_b$ у подошвы сжимаемого слоя.

В пределах каждого участка по направлению оси абсцисс модули деформации считаются постоянными, что, как показали специальные исследования, допустимо для практических целей.

Описанные две схемы деформирования основания для на-

глядности можно изобразить с помощью мехапических моделей, показанных на рис. III-14.

Определение осадок W_b и контактных напряжений для схемы II будем производить вариационным методом В. З. Власова [26].





I — модель двухслойного основания; II — модель комбинированного основания

Для вывода дифференциального уравнения равновесия используем метод И. Е. Милейковского [28]. Предположим, что в рассматриваемом грунтовом однослойном основании горизонтальные перемещения u(x, z) и деформации e_{xx} или отсутствуют, или настолько малы, что ими можно пренебречь, т. е.

$$u(x, z) = 0;$$
 $e_{xx} = 0.$ (III.14)
Вертикальные упругие осадки для однослойного основания
по методу В. З. Власова выражаются зависимостью

$$\boldsymbol{w}_{b}(\boldsymbol{x}, \boldsymbol{z}) = \boldsymbol{W}_{b}(\boldsymbol{x}) f(\boldsymbol{z}), \qquad (\text{III.15})$$

гле

$$f(z) = f - \frac{H - z}{H}$$
. (III.16)

Закон Гука для упругих деформаций

$$(e_{x,y})_{b} = \frac{1 - \mu_{0}^{2}}{E(z)} \sigma_{x} - \frac{\mu_{0}}{E(z)} (\frac{1 + \mu_{0}}{E(z)} \sigma_{z,b};$$

$$(e_{zz})_{b} = \frac{1 - \mu_{0}^{2}}{E(z)} \sigma_{z,b} - \frac{\mu_{0}(1 + \mu_{0})}{E(z)} \sigma_{y},$$

$$(e_{zx})_{b} = \frac{\sigma_{z,y}}{G(z)}.$$

Подставив в эти выражения напряжение σ_{zb} по формуле (III.6) и решив уравнения относительно напряжений с учетом условия (III.14), получим

$$\sigma_{zb} = \Gamma(z) (e_{zz})_b;$$

$$\tau_{z,x} = G(z) (e_{z,x})_b,$$
(III.17)

где

$$\Gamma(z) = \frac{E(z)}{n\beta};$$

$$G(z) = \frac{E(z)}{2(1+p_0)}; \quad \beta = 1 - \frac{2p_0^2}{1-p_0}.$$
(III.18)

Следует отметить, что при $\mu_0 = 0,50$ н $\beta = 0$ $l'(z) \rightarrow \infty$, $z_{zb} \rightarrow \infty$ Во избежание этого при $\mu_0 \rightarrow 0,50$ значение коэффициента β можно определять по формуле

 $\beta_{0,5} = 1 - \mu_0^2$

что равносильно переходу от плоской деформации к плоскому напряженному состоянию, предполагаемому $\sigma_x = 0$. Выразив относительные перемещения с помощью известных

Выразив относительные перемещения с помощью известных зависимостей Конш с учетом условия (ПП.14) и формулы (ПП.15), взамен формул (ПП.17), получим

$$\begin{aligned} \sigma_{z,b} &= \Gamma(z) - \frac{\partial w_b}{\partial z} = -\Gamma(z) W_b(x) f'(z); \\ \tau_{z,v} &= G(z) - \frac{\partial w_b}{\partial x} = C(z) W_b'(x) f(z), \end{aligned}$$
 (III.19)

Далее поступаем, как предлагает И. Е. Милейковский [28]. Помножим дифференциальное уравнение равновесия

$$\frac{\partial \tau_{z,x}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{z,b}}{\partial z} = 0$$

на функцию $\hat{f}(z)$, проинтегрируем по всей высоте тела, заменим напряжения их выражениями по формулам (III.19). Тогда дифференциальное уравнение равновесия для тела в виде прямоугольного параллелепинеда постоянной высоты (рис. III-15) будет иметь вид

$$I_i W_b^{"} - b_i W_b + p_b f(0) = 0. \tag{III.20}$$

Функцию $W_b(x)$ в дальнейшем будем обозначать просто W_b .



Рис. Ш-15. Расчетная схема основания

Постоянные коэффициенты уравнения (III.20) выражаются следующими зависимостями:

$$I_{i} = \delta \int_{0}^{H} G_{i}(z) f^{2} dz;$$

$$b_{i} = \delta \int_{0}^{H} \Gamma_{i}(z) (f')^{2} dz.$$
(III.21)

В дальнейшем вместо индекса *i* будем ставить номера участков *I* и *II*.

Заменив подынтегральные выражения формул (III.21) зависимостями (III.16) и (III.18) и произведя интегрирование, получим:

для участка I

$$b_{1} = \frac{\delta (H-h) E}{\beta H^{2}} \left\{ 1 + \frac{h}{H-h} \cdot \frac{E_{2}}{E} \cdot \frac{1}{(1-n_{0})} \right\}$$

$$+ \left(\frac{E_{1}}{E_{2}} - \frac{n_{0}}{1-n_{0}} \right) \ln \frac{1}{n_{0}} \right\};$$
(III.22)
$$= H$$

при h = H

$$b_1 = \frac{5E_2}{3H(1-n_0)} \left[1 + \left(\frac{E_1}{E_2} - \frac{n_0}{1-n_0} \right) \ln \frac{1}{n_0} \right],$$
 (Ш.22а)
для участка // при $n=1$

$$\Gamma_{\rm H}(z) = \frac{E(z)}{2} \tag{III.23}$$

$$I_{11} = \frac{\delta H}{24 (1 + p_0)} (4E_b + \Delta E_b);$$

$$b_{11} = \frac{\delta}{\beta H} \left(E_b + \frac{1}{2} \Delta E_b \right).$$
(III.24)

Размерности: I_i в T; b_i в T/M^2 .

Интегрируем дифференциальное уравнение (III.20) дважды — на участках I и II.

На участке / осадка жесткого фундамента постояниа, поэтому уравнение (III.20) примет вид

$$b_{\rm I} W_b = p_b, \tag{III.25}$$

где p_b — контаклное напряжение под жестким фундаментом; также имеет постоянное значение.

На участке *II* нагрузка на поверхности полуплоскости отсутствует, поэтому дифференциальное уравнение (III.20) будет без свободного члена

$$I_{\rm II} W_{\rm II}^{"} - b_{\rm II} W_{\rm II} = 0.$$
 (III.26)

Интеграл такого уравнения, как известно, имеет вид

$$W_{\rm II} = C_1 \ e^{-\alpha x} + C_2 \ e^{\alpha x},$$
 (III.27)

где

$$\alpha = \sqrt{\frac{b_{\mathrm{II}}}{I_{\mathrm{II}}}} = \frac{1}{H} \sqrt{\frac{24(1+\mu_0)}{\beta} \cdot \frac{\left(E_b + \frac{1}{2} \Delta E_b\right)}{(4E_b + \Delta E_b)}}.$$
 (III.28)

Произвольные постоянные W_b , C_1 и C_2 иаходят из двух граничных условий:

при
$$x = l + b$$
 $W_{11} = 0;$
при $x = l$ $W_b = W_{11}$

и уравнения равновесия

$$p_b l + Q^{\Phi} = rac{P_b}{2}$$
 ,

где Q^{ϕ} — сосредоточенное реактивное давление, приложенное к концу балки; выражается через обобщенную поперечную силу [26] по формуле

$$Q^{\Phi} = -\delta \int_{0}^{H} \tau_{z,x} f \, dz = -W'_{11} I_{11}.$$

Постоянные интегрирования C_1 и C_2 определяем, удовлетворив граничным условиям и уравнению равновесия, после чего паходим искомые выражения для осадки и контактных реактивных давлений:

$$W_{b} = -\frac{0.5P_{b}}{b_{1} l + \alpha I_{11}D};$$
 (III.29)

$$p_b = b_1 W_b; \tag{III.30}$$

$$Q^{\Phi} = I_{\rm II} DW_b; \tag{III.31}$$

$$D = \frac{e^{\alpha} (2b+l) + e^{\alpha l}}{\frac{\alpha}{2b+l} - \frac{\alpha}{\alpha}}.$$
 (III.32)

Коэффициент D является показателем степени затухания осадок за пределами штампа. При $b \ge l = H$ значение D близко к единице D = 1,003 (см. пример 1).

Определение P_{b} , n_{0} и общей осадки W_{0}

$$P_b = A_b P_0. \tag{III.33}$$



По рис. Ш-16

$$A_{b} = \frac{\bar{v}(0) - \bar{v}(l+b)}{\bar{v}(0)}, \qquad \text{(III.34)}$$

где

эткуда

 b — участок затухания осадок (рис. III-11) определяется экспериментальными или натурными исследованиями;

v(0) и *v*(*l*+*b*)—по табл. П-16 приложения I. По рис. Ш-16

$$A_b = 1 - \frac{h}{H} \cdot \frac{1 - n_0}{2} ,$$

$$n_0 = 1 - 2 (1 - A_b) \frac{H}{H}$$
. (III.35)

Таким образом, исходным параметром является A_b , определяемый по данным экспериментальных или натурных исследований величины b, а расчетным параметром — n_0 . Для определения общей осадки W_0 необходимо знать вели-

Для определения общей осадки W_0 необходимо знать величину отношения $\frac{W_0}{W_b}$, которую находят также эксперименталь-

ным путем из этноры послойных осадок. Орнептировочно для глинистых грунтов $\frac{W_0}{W_b} = 1,3 \div 1,7;$ для песчаных $-\frac{W_0}{W_b} = 1,4 \div 2.$

Расчет осадок и контактных напряжений под жестким фундаментом при изменении модуля деформации с глубиной по линейному закону (рис. III-17), используя формулу

$$E_0(z) = E_0 + \Delta E_0 - \frac{z}{H} .$$
 (111,36)

В предыдущем решении для схемы II модули деформаций принимали различными на участках I и II.



Рис. 111-17. Расчетная схема распределения молулей деформации основания с глубниой (вдоль оси х модуль не меняется)

Рассмотрим случай, когда модули по направлению оси абсцисс не меняются. Аналогичное решение для полуплоскости дано в п. 15. Здесь дано решение для сжимаемого слоя ограниченной толщины *H*.

Решение задачи в этом случае аналогично предыдущему решению для схемы II, поэтому приведем лишь конечные формулы:

$$I_{0} = \frac{\delta H}{24(1 + \mu_{0})} (4E_{0} + \Delta E_{0});$$

$$b_{0} = \frac{\delta}{\beta H} \left(E_{0} + \frac{1}{2} \Delta E_{0} \right);$$
(III.37)

$$0 = \frac{b_0}{b_0} \frac{1}{l_0} + a_0 I_0 D_0, \qquad (111.56)$$

 $p_0 = b_0 W_0;$ (III.39)

$$Q^{\Phi} = \alpha_0 I_0 D_0 W_0; \tag{III.40}$$

$$D_{0} = \frac{e^{a_{0}} (2b^{-l}) + e^{a_{0}l}}{e^{a_{0}} (2b^{-l}) - e^{a_{0}l}} .$$
(III.41)

• Можно показать, что при $b \to \infty$ и $\Delta E_0 = 0$ формула (III.39) приводится к формуле Н. Н. Леонтьева [26], что подтверждает правильность выведенных выше формул.

Определение модулей деформации основания. В качестве основной модели рекомендуется принимать модель однородното основания копечной толщины и пользоваться для расчета габл. П-1—П-15 приложений. Поэтому модули $E, E_1, E_{\rm MI}$ и $E_{\rm M2}$ должны быть связаны с основным модулем деформации E_0 .

Модуль деформации E_0 и модуль упругости E определяют, как в л. 21, на основе компрессионных испытаний по формулам

$$\left. \begin{array}{l} E_0 = \overline{E}_0 \, \beta \, m k_5; \\ E = \overline{E}_0 \, \beta \, m_b \, k_{b \ 5}, \end{array} \right\}$$
(III.42)

где m_b и k_{b6} — поправка Агишева и коэффициент, равный отношению модуля деформации по ветви вторичного сжатия к модулю первичного сжатия для глубинных образцов грунта, расположенных близко от подошвы сжимаемого слоя.

Остальные обозначения приведены в п. 21. Очевидно, что $m_b > m; k_{b6} > k_6$.

Приведенный модуль упругости E_1 и приведенный модуль местной деформации $E_{\rm M2}$ следует рассматривать лишь как расчетные параметры, определяемые из следующих двух уравнений:

$$E_{M2} = \left[\frac{1}{1-2\frac{H}{h}(1-A_b)} - 1\right] \frac{E_1}{\beta}, \qquad (III.43)$$

которое получается из совместного решения уравнений (III.13) н (III.35), и

$$\frac{H}{h} \cdot \frac{W_b}{W_0} \cdot \frac{1}{E_0} = \frac{2}{E_1 + \gamma \beta E_{M2} + E} + \frac{H - h}{h} \cdot \frac{1}{E}, \text{ (III.44)}$$

получаемого из равенства осадок сооружения на однородном основании с модулем деформации $(E_0 \frac{W_0}{W_b})$ и на неоднородном основании по схеме II, а именно:

$$H \frac{\sigma_z}{E_0} \beta \frac{W_b}{W_0} = \frac{2\sigma_z h}{E_1 - \gamma \beta E_{M2} + E} \beta + \frac{\sigma_z (H-h)}{E} \beta,$$

где »-- коэффициент полноты эпюры $E_{_{\rm M}}^{\rm np}(z)$, равный отношению площади криволинейной эпюры $F_{{\rm K}\pi}$ к площади треугольной эпюры F_{Λ} с катетами $E_{{\rm M}^2}$ и h,

$$\nu = \frac{F_{\rm KM}}{F_{\Delta}} \,. \tag{III.45}$$

Построение криволинейной эпюры $E_{n_{M}^{p}}(z)$ производится с помощью формулы

$$E_{M}^{np}(z) = \frac{1 - n(z)}{\beta n(z)} E(z), \qquad (III.46)$$

которая получена из зависимости (III.7).

При давлении на основание свыше $3 \kappa \Gamma/cm^2$ структурные деформации, по-видимому, распространяются на всю глубину сжимаемого слоя. Приняв в этом случае h=H, получим вместо приведенных выше формул следующие зависимости:

$$E_{1} = \frac{2 \frac{W_{0}}{W_{b}} E_{0} - E}{1 + \gamma \frac{1 - A_{b}}{A_{b} - \frac{1}{2}}}; \qquad (III.47)$$

$$E_{\rm M\,2} = \frac{1 - A_b}{A_b - \frac{1}{2}} \cdot \frac{E_1}{\beta} \,. \tag{III.48}$$

Из формулы (III.47) следует, что при $A_{\text{мин}} = 0,5, E_1 = 0.$ Кроме того, при установлении расчетных модулей деформации должны быть соблюдены следующие условия:

$$E_{b} + \frac{\Delta E_{b}}{2} \ll E_{0} \left(\frac{W_{0}}{W_{b}}\right)_{II};$$

$$E_{0} \left(\frac{W_{0}}{W_{b}}\right)_{1} \ll E;$$

$$\frac{E_{1} + E}{2} + \frac{\gamma \beta E_{M2}}{2} \ll E_{0} \left(\frac{W_{0}}{W_{b}}\right)_{I}.$$
(III.49)

Необходимо отметить, что в качестве показателя сжимаемости грунтов верхних слоев основания следует рассматривать. сумму

$$E_1 + \beta E_{\rm M2} = \text{const}, \qquad (\text{III.49a})$$

а не раздельно каждое из слагаемых.

Определение модуля местной деформации. Будем считать, что модуль местной деформации изменяется с глубиной по следующему закону:

$$E_{\rm M}(z) = E_{\rm M1} e^{\Theta - \frac{z}{h_{\rm M}}}$$
. (III.50)

Значение параметра Θ можно принять таким, чтобы деформация грунта на глубине $h_{\rm M}$ составляла не более 5% деформации на поверхности основания. Это условие удовлетворяется при $\Theta = 3$.

Местная осадка

$$W_{\rm M} = \int_{0}^{h} \frac{p_{\rm M} dz}{E_{\rm M}(z)} = \frac{p_{\rm M}}{E_{\rm M} 1} \int_{0}^{h_{\rm M}} e^{-\Theta \frac{z}{h_{\rm M}}} dz;$$
$$W_{\rm M} = \frac{p_{\rm M} h_{\rm M}}{\Theta E_{\rm M} 1} (1 - e^{-\Theta}) \approx 0.32 \frac{p_{\rm M} h_{\rm M}}{E_{\rm M} 1}.$$
(III.51)

Имея в виду, что

$$W_{\scriptscriptstyle M} = W_0 - W_b, \qquad (III.52)$$

получим следующую формулу для определения модуля местной деформации на поверхности основания:

$$E_{\rm MI} = 0.32 \ \frac{p_{\rm M} h_{\rm M}}{W_0 - W_b} , \qquad (III.53)$$

где $p_{\rm M}$ — напряжение, при котором происходит местная деформация в процессе уплотнения грунта ($p_{\rm M} \ll p_0$);

h_м — толщина слоя уплотнения, где формируется местная деформация.

Об экономическом эффекте учета местных деформаций и увеличения модуля деформации с глубиной можно говорить лишь применительно к условию равенства осадок одпородного и неоднородного оснований.

Приведем применительно ходнородному основанию формулы для определения осадки и изгибающего момента в фундаменте от нагрузки и реактивных давлений по рис. III-18. Рис. III-18 Эпюра реактивных давлений

Формулы Н. Н. Леонтьева для однородного основания [26]:

$$W_{0} = \frac{P_{0}}{2 (kl + 2 \alpha t)}, \qquad \text{(III.54)}$$

$$k = \frac{E_{p} \delta}{H (1 - \mu_{p}^{2})}; \quad t = \frac{E_{p} \delta H}{12 (1 + \mu_{p})}; \\ \alpha = \frac{1}{H} \sqrt{\frac{6 (1 + \mu_{p})}{1 - \mu_{p}^{2}}}; \\ E_{p} = \frac{E_{0}}{1 - \mu_{p}^{2}}; \quad \mu_{p} = \frac{\mu_{0}}{1 - \mu_{p}};$$

$$Q_{0}^{\phi} = \frac{1}{2\left(1 + \frac{1}{\frac{H}{l} \sqrt{\frac{1 - \mu_{p}}{6}}}\right)} P_{0}.$$
 (III.56)

Можно показать, что максимальный изгибающий момент от равномерно распределенной нагрузки на фундамент с интенсивностью *p*₀ для эпюры реактивных давлений по фис. III-18 будет

$$M_0 = \frac{Q_0^{\Phi}}{P_0} \quad p_0 \, l^2, \tag{III.57}$$

где

 $P_0 = 2p_0 l;$

Q^ф — по формуле (III.56).

По полученным формулам произведены расчеты при следующих данных $2l = 100 \text{ м}; \ l = 50 \text{ м}; \ H = 80 \text{ м}; \ P_0 = 5050 \text{ } t; \ \mu_0 = 0.3;$

$$\beta = 0,742; \ b = H; \ \frac{W_0}{W_b} = 1,39; \ A_b = 0,85$$
 и 0,9.

Результаты расчетов сведены в табл. 20 и 21 и нанесены на III и IV) с обобщенным модулем деформации E₀, должны быть

выводы

1. Следует различать две схемы деформирования основания: I — схема двухслойного основания, относящаяся в основном к строительному периоду, и II — схема комбинированного основания, относящаяся к эксплуатационному периоду.

Расчетной схемой для расчета прочности фундамента является схема II, учитывающая концентрацию напряжений под фундаментом и увеличение модуля деформации с глубиной.

Изгибающие моменты в фундаменте, определяемые для однородного основания конечной толщины H (приложения I, II, III и IV) с обобщенным модулем деформации E_0 , должны быть уменьшены вследствие влияния местных деформаций и увеличения модуля деформации с глубиной на коэффициент $k_{\rm u}$, равный (рис. III-18)

$$k_{\rm u} = \frac{M_{\rm neog}}{M_0} = \frac{Q^{\,\flat}}{Q_0^{\,\flat}},$$

где Q^{ϕ} и Q_0^{ϕ} определяются соответственно по формулам (III. 31) и (III.56).

2. Проведенные расчеты с использованием данных патурных и экспериментальных исследований для глинистых оснований чоказывают, что в результате учета местных деформаций и увеличения модуля деформации с глубиной расчетный изгибающий момент может быть уменьшен не менее чем на 25%.

В фундаментах сооружений, располагаемых на песчаном основании, умельшение расчетного изгибающего момента может быть еще бо́лышим.

3. Расчетная энюра осадок по глубине практически совпада ет с энюрой, получаемой в натуре (рис. III-20).



Рис. III-19. Элюры n(z) и модулей деформаций a – при h=0,5H; 6 – при h=H; $A_b = 0,85$, $\frac{W_0}{W_b} = 1,39$



Рис. III-20. Эпюры осадок основания по глубине

I — расчетная для неоднородного основания; 2 — по данным натурных исследовений; 3 — расчетная для однородного основания по СНиП

Результаты расчетов без учета уплотнения на участке II $\left(E_0 = 1500 \ \kappa\Gamma/cm^2; \ \mu_0 = 0.3; \ \frac{H}{l} = 1.6\right)$

(W/)	W	$ \begin{pmatrix} \frac{W_{o}}{W_{b}} \end{pmatrix}_{II} \qquad A_{b} \qquad \frac{h}{H} $		Модули деформации в кГ/см ²										
$\left(\frac{w_{b}}{w_{b}}\right)_{1}$	$\left(\frac{w_{b}}{w_{b}}\right)_{II}$		E	E _b	$E_{b} + \Delta E_{b}$	E ₁	E _{M2}	$\frac{p_0}{p_M} E_{M_1}$	^W b всм	₩ ₀ в см	$\bar{M} = \frac{M}{p_0 l^2}$	М в%	y	
1	1	1	_	1500	1500	1500	1500			_	13,4	0,165	100	
1	1	1		2200	800	2200	800				14	0,151	91	
1,39	1	0,85	0,5	2100	1500	1500	830	1670	720	9,03	12,6	0,112	68	1,01
1,39	1	0,85	1	2200	1500	1500	1440	840	760	8,8	12,2	0,109	66	1,02
1,39	1	0,9	1	2200	1500	1500	1570	530	700	9,6	13,3	0,119	72	1,02
1,39	1	0,9	1	2200	800	2200	1570	530	660	9,9	13,8	0,107	65	1,02

•

Таблица 21

Результаты расчетов с учетом уплотнения грунта на участке *II* $\left(E_0 = 1500 \ \kappa \Gamma / c \varkappa^2; \ \mu_0 = 0,3; \ \frac{H}{I} = 1,6\right)$

		. <u> </u>		<u></u>	· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·				/				
			Модули деформации в кГ/см ²								1		
$\left(\frac{\overline{w_{b}}}{\overline{w_{b}}}\right)_{I}$	$\frac{\overline{w}_{b}}{\overline{w}_{b}}_{I} \left \begin{array}{c} \left(\overline{w}_{b} \right)_{II} \\ \end{array} \right \left \begin{array}{c} A_{b} \\ H \end{array} \right \left \begin{array}{c} h \\ H \end{array} \right $	$\begin{vmatrix} E = E_b + \\ + \Delta E_b \end{vmatrix}$	E _b	E1	E _{M2}	$\frac{p_0}{p_M} E_{M1}$	₩всм	₩₀всм	$\frac{\overline{M} - M}{p_0 l^2}$	<u>М</u> в %	v		
1	1	1		1500	1500	1500				13,4	0,165	100	
1,27	1,27	1	1	2200	1600	1600			10,7	13,6	0,15 9	97	
1,39	1,14	0,9	1	2200	1200	1570	530	660	9,4	13,1	0,128	75	1,02

66

4* Зак. 30

16. ТРАНСФОРМИРОВАНИЕ ЭПЮРЫ РЕАКТИВНЫХ ДАВЛЕНИЙ С УЧЕТОМ СЛАБЫХ ВКЛЮЧЕНИЙ В ГРУНТЕ ОСНОВАНИЯ

В тех случаях, когда в основании сооружения имеются слабые включения, распределение нормальных реактивных давлений зависит от расположения этих включений, их размеров и «жимаемости.

Решение балок в общем виде с учетом слабых включений в сосновании представляет большие трудности, поэтому здесь приводится приближенное решение И. К. Самарина и Г. В. Крашенинниковой для абсолютно жестких балок на упругом основании со слабыми включениями, симметричными относительно оси сооружения.

Из анализа влияния различных ширин грунтового столба основания, находящегося под средней частью балки, на неравномерность эпюры реакций установлено, что наибольшая неравномерность возникает при ширине грунтового столба, равной половине длины балки (рис. III-21).



Рис. III-21. Схемы к решению задачи трансформирования эпюры реактивных давлений грунта основания

a — расчетная схема; 6 — эпюра реактивных давлений грунта основания; s — дополнительная эпюра реактивных давлений, учитывающая неоднородность основания при $(E_0)_1:(E_0)_2>1$

Для расчета применена схема по Б. Н. Жемочкину с двумя опорными стерженьками в каждой половине балки (рис. III-22), причем рассматриваются только симметричные нагрузки и пригрузки. Эпюра вертикальных реакций при этом имеет вид двух симметричных трапеций (см. рис. III-21,6).

耆

È

١





Коэффициентом трансформирования принято называть отношение крайней ординаты эпюры реактивных давлений к осредненной ординате, т. е.

$$k = \frac{y_{\rm kp}}{p_{\rm cp}} \,. \tag{III.58}$$

Уравнения для определения реактивных давлений применительно к расчетной схеме по Б. Н. Жемочкину с двумя неизвестными силами X₁, X₂ и перемещением условной заделки *у*₀ следующие:

а) от симметричной напрузки

$$\begin{aligned}
\delta_{11}' X_1 + \delta_{12}' X_2' - y_0 &= 0; \\
\delta_{21}' X_1 + \delta_{22}' X_2 - y_0' &= 0; \\
- X_1 - X_2 + \frac{P_1^2}{2} &= 0;
\end{aligned}$$
(III.59)

7

t

١

t

Ł

ł

б) от симметричной пригрузки

$$\begin{aligned}
\dot{\delta}_{11}' X_1 + \dot{\delta}_{12}' X_2 - y_0 + 0.5 q l \Delta_{1P}' = 0; \\
\dot{\delta}_{21}' X_1 + \dot{\delta}_{22}' X_2 - y_0 + 0.5 q l \Delta_{2P}' = 0; \\
- X_1 - X_2 = 0.
\end{aligned}$$
(III.60)

Коэффициенты δ'_{11} , δ'_{21} , δ'_{12} и δ'_{22} , а также свободные члены Δ'_{1P} и Δ'_{2P} для неоднородного основания определяются по формулам

$$\begin{aligned}
\delta_{11}' &= \frac{(E_0)_1}{(E_{np})_1} \ \delta_{11}; & \delta_{12}' &= \frac{(E_0)_1}{(E_{np})_2} \ \delta_{12}; \\
\delta_{21}' &= \frac{(E_0)_1}{(E_{np})_1} \ \delta_{21}; & \delta_{22}' &= \frac{(E_0)_1}{(E_{np})_2} \ \delta_{22}; \\
\Delta_{10}' &= \frac{(E_0)_1}{(E_{np})_1} \ \Delta_{12}; & \Delta_{22}' &= \frac{(E_0)_1}{(E_{np})_2} \ \delta_{22};
\end{aligned}$$
(III.61)

$$\Delta'_{1P} = \frac{(E_0)_1}{(E_0)_2} \Delta_{1P}; \qquad \Delta'_{2P} = \frac{(E_0)_1}{(E_0)_2} \Delta_{2P},$$

где (E₀)₁ и (E₀)₂ — модули деформации грунта основания соответственно под средней частью балки и под концевыми участками (см. рис. III-22);

(*E*_{пр})₁ — приведенный модуль деформации основания, соответствующий действию силы *X*₁;

 $(E_{np})_2$ — то же, соответствующий действию силы X_2 .

Коэффициенты δ_{11} , δ_{21} , δ_{12} , δ_{22} , а также свободные члены Δ_{1P} и Δ_{2P} для однородного основания определяются: для полуплоскости ($H = \infty$) — по таблицам Б. Н. Жемочкина; для упругого слоя толщиной H = l, H = 2l и H = 4l — по табл. П-17 (см. приложение).

Приведенные модули деформации определяются в предположении, что влияние модулей деформации $(E_0)_1$ и $(E_0)_2$ распределяется пропорционально площадям эпюры осадки, построенной от действия единичных сил по направлениям сил X_1 и X_2 (см. рис. III-22):

$$(E_{np})_{i} = \frac{\omega_{1}}{\omega_{0}} (E_{0})_{1} + \frac{\omega_{0} - \omega_{1}}{\omega_{0}} (E_{0})_{2}; (E_{np})_{2} = \frac{\omega_{1}'}{\omega_{0}} (E_{0})_{1} + \frac{\omega_{0} - \omega_{1}'}{\omega_{0}} (E_{0})_{2},$$
 (III.62)

где оо --- площадь эпюры осадки, ограниченная всей кривой и осью x. Остальные обозначения по рис. III-22.

В результате решения систем уравнений (III.59) и (III.60) с подстановкой в них соответствующих значений коэффициентов и свободных членов по формулам (III.61) получены следующие формулы для определения коэффициентов трансформирования:

а) от симметричной вертикальной нагрузки

$$k_{\rm p} = 1 + \frac{2 \left[(\delta_{11} - \delta_{21}) + \frac{(E_{\rm np})_1}{(E_{\rm np})_2} (\delta_{12} - \delta_{22}) \right]}{(\delta_{11} - \delta_{21}) + \frac{(E_{\rm np})_1}{(E_{\rm np})_2} (\delta_{22} - \delta_{12})}; \quad (\text{III.63})$$

б) от симметричной пригрузки

$$k_{q} = -\frac{2(\Delta_{2p} - \Delta_{1p})}{\frac{(E_{0})_{2}}{(E_{\pi p})_{2}} \left[\frac{(E_{\pi p})_{2}}{(E_{\pi p})_{1}}(\delta_{11} - \delta_{21}) + (\delta_{22} - \delta_{12})\right]}, \quad (III.64)$$

rge $\hat{o}_{19} = \hat{o}_{21}$.

По формулам (III.63) и (III.64) построены графики для трансформирования эпюры реактивных давлений грунта основания (рис. III-23, III-24, III-25), которые экспериментально проверены в научно-исследовательском секторе Гидропроекта (В. С. Акимов).

Расчетный модуль деформации для каждого расчетного грунтового столба основания определяется по формуле (III.115) п. 21.

Графики, изображенные на рис. III-23 и III-24, служат для расчета гидротехнических сооружений (плотин, зданий гидроэлектростанций) в направлении вдоль потока, а на рис. III-25для расчета их в направлении поперек потока.

При расчете плотин и зданий гидроэлектростанций в направлении вдоль потока необходимо определить по графикам суммарные коэффициенты трансформирования от нагрузок и пригрузок для неоднородного и однородного оснований. Последнее определяется при $(E_0)_1/(E_0)_2 = 1$.

Зная суммарные коэффициенты трансформирования, можно определить дополнительную ординату Δy , учитывающую неоднородность основания, по формуле (см. рис. III-21).

$$\Delta y_{\mathrm{KP}} = \sum y_{\mathrm{HeO}\mathrm{ZH}} - \sum y_{\mathrm{o}\mathrm{ZH}} = \left[\left(k_{\mathrm{p}} - k_{q} \frac{q}{p_{\mathrm{CP}}} \right)_{\mathrm{HeO}\mathrm{ZH}} - \left(k_{\mathrm{p}} - k_{q} \frac{q}{p_{\mathrm{CP}}} \right)_{\mathrm{G}\mathrm{ZH}} \right] p_{\mathrm{CP}} = \left[k_{\mathrm{p.HeO}\mathrm{ZH}} - k_{\mathrm{p.o}\mathrm{ZH}} \right] p_{\mathrm{CP}} - \left[k_{q \mathrm{HeO}\mathrm{ZH}} - k_{q \mathrm{O}\mathrm{ZH}} \right] q.$$
(III.65)



Рис. III-23. Графики для определения коэффициентов k_p трансформирования этноры реактивных давлений грунта основания от лействия симметричной вертикальной нагрузки



Рис. III-24. Графики для определения коэффициентов k_q трансформирования эпюры реактивных давлений групта основания от действия пригрузок -





Суммарная площадь дополнительной эпюры должна равняться нулю. Из этого условия определяется дополнительная ордината в середине балки. Дополнительная ордината Δy прибавляется к ординате основной эпюры реактивных давлений, определяемой по таблицам для однородного основания.

При расчете плотин и зданий гидроэлектростанций в направлении поперек потока по графикам, изображенным на рис. III-25, непосредственно определяется трансформированная эпюра реактивных давлений, так как при этом прямоугольная эпюра соответствует однородному основанию.

От действия на балку момента и обратно симметричной пригрузки эпюра реакций не трансформируется.

Пример III-2 (рис. III-21). По графикам (рис. III-23, III-24) от нагрузки P и пригрузки q при H = l, b = 2l, $(E_0)_1 : (E_0)_2 = 1.5$, $P_{cp} = \frac{P}{2l}$. определяем коэффициент трансформирования.

По формуле (III.65) получим

h

t

1

$$\Delta y_{\rm kp} = \left[\left(1,05-0,36 \ \frac{q}{p_{\rm cp}} \right) - \left(1,3-0,3 \ \frac{q}{p_{\rm cp}} \right) \right] p_{\rm cp} = -0,25p_{\rm cp} - 0,06q.$$

Посередние балки к основной эпюре прибавится величина

 $\Delta y_{\rm cp} = 0,25 \, p_{\rm cp} + 0,06 \, q.$

17. РЕАКТИВНЫЕ ДАВЛЕНИЯ ПОД КРАЯМИ ФУНДАМЕНТОВ С УЧЕТОМ ПЛАСТИЧЕСКИХ ДЕФОРМАЦИЙ В ГРУНТАХ

Методика учета пластических деформаций изложена в технической литературе [13].

Предельное значение краевого давления (рис. III-26) опретеляется по формуле

$$p_0 = m' \gamma_{\pi\pi} H_0 + n' c,$$
 (III.66)

Рис. III-26. Схемы к определению значений реактивных давлений под краями фундаментов

1 — сооружение: 2 — насыпь-пригрузка; 3 — эпюра реактивных давлений без учета пластических деформаций грунта; 4 эпюра реактивных давлений с учетом пластических деформаций грунта; 5 эпюра реактивных давлений предельного состояния



а угол наклона линии среза эпюры реактивного давления — ординатой

$$\Delta p = d' \gamma l_1, \qquad (III.67)$$

где γ_{пр} — приведенный объемный вес грунта и материала пригрузки в *т*/*м*³;

 γ — объемный вес грунта основания в T/m^3 ;

c — сцепление грунта в T/M^2 .

Остальные обозначения — по рис. III-26.

Значения коэффициентов *m'*, *n'* и *d'* приведены в табл. 22, причем значения *d'* даны для двух случаев: абсолютно жесткой балки по Водгео [9] и абсолютно гибкой балки с равномерно распределенной нагрузкой по В. В. Соколовскому [2].

Таблица 22

ţ

;

ł.

Значения коэффициентов m', n', d' к формулам (III.66) и (III.67)

Метод	Обозна- чение коэф-	Значения коэффициентов при углах внутреннего трения грунта основания в град									
•	фици- ента	10	15	20	25	30	35	40			
В. В. Соколов- ского	m' n' d'	$2,46 \\ 8,28 \\ 0,46$	$3,95 \\ 11 \\ 1,26$	$6,4 \\ 14,83 \\ 2,94$	$10,65 \\ 20,7 \\ 6,7$	$18,3 \\ 30 \\ 16,2$	33,3 46,2 36,7	64,4 75,4 76,4			
Водгео (М. В. Малы- шев)	d'	4,46	9,87	20,49	42,39	90,9	208,16	527,12			

18. ДАВЛЕНИЕ ГРУНТА НА ЗУБЬЯ В ПОДОШВАХ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

Для определения давления грунта на зубъя в подошвах гидротехнических сооружений можно применять формулы, выведенные И. К. Самариным и А. С. Денисовым. Принятая ими методика аналогична методике В. А. Флорина [17], разработанной применительно к гипотезе коэффициента постели.

Согласно гипотезе коэффициента постели нормальные о и ласательные т реактивные напряжения находятся в прямой зависимости как от осадки, так и смещения сооружения, что может быть выражено формулами:

$$\begin{aligned} \sigma &= k_y \, \delta_y; \\ \tau &= k_x \, \delta_x, \end{aligned}$$
 (III.68)

где \hat{c}_y — перемещение рассматриваемой точки по направлению нормали к плоскости подошвы сооружения;

δ_x — то же, по направлению касательной к подошве сооружения; ky - коэффициент постели, соответствующий перемещению . δy;

k_x — коэффициент постели сдвига, соответствующий смещению сооружения δ_x в плоскости подошвы.

В отличие от методики В. А. Флорина, у И. К. Самарина и А. С. Денисова коэффициенты k_y и k_x приняты постоянными и, кроме того, учтено влияние бокового давления грунта.

Рассматриваются сооружения, находящиеся в условиях плоской деформации. Кроме того, считается, что сооружения достаточно жесткие и их собственные прогибы незначительны. Это дает возможность принимать распределение реактивных давлений по прямолинейному закону, что вносит значительное облегчение в методику расчета.

Принятые условия жесткости, а также условия плоской деформации практически удовлетворяются в таких сооружениях, как плотины, здания гидроэлектростанций и подпорные стенки уголкового профиля, в которых главным образом и применяют конструкции фундаментных плит с зубьями.

Следует иметь в виду, что при расчете по коэффициенту постели боковое давление на вертикальные поверхности от действия только вертикальных сил равно нулю. Чтобы устранить этот недостаток, в расчет вводится дополнительное боковое давление, равное произведению вертикального реактивного давления на коэффициент бокового давления.

Для оценки влияния зубьев на эпюру вертикальных реактивных давлений были выполнены исследования этого вопроса Академией наук УССР методом теории упругости [11] и Гидропроектом на базе гипотезы коэффициента постели. Исследования Академии наук УССР показали, что если отношение высоты зуба к ширине фундамента не больше ¹/₁₂, то эпюру вертикальных реактивных давлений на подошву сооружений с зубьями без большой погрешности можно принимать как для плоской подошвы. Расчеты, выполненные по методике коэффициента постели для конкретного примера с отношением высоты зуба к ширине фундамента, равным ¹/₂₀, показали, что максимальные моменты в фундаментной плите от вертикальных реактивных давлений, вычисленных с учетом и без учета влияния зуба, отличаются между собой не более чем на 1%.

Таким образом, в обычных типах гидротехнических сооружений на нескальном основании (плотины, здания гидроэлектростанций), встречающихся на практике, вертикальные реактивные давления можно определять без учета зубьев, как для плоской подошвы сооружения.

Рекомендации по определению коэффициента постели основания приведены в п. 21.

Ниже приводятся формулы для определения давления грунта на зубья и величины касательных напряжений в подошве некоторых типов гидротехнических сооружений (рис. III-27).



Рис. III-27. Контуры подошв гидротехнических сооружений



Рис. III-28. Схема к определению давлений грунта на зубья Давление грунта на зубья

$$T_{23} = hk_{y} \{v_{0} \cos\beta + u_{0} \sin\beta + z (t + 0.5b) + \\ + \lambda [v_{0} + z (a + 0.5r)]\} - rk_{x} (v_{0} \sin\beta - u_{0} \cos\beta + ez); \\ T_{45} = -hk_{y} \{v_{0} \cos\beta - u_{0} \sin\beta + z (d + 0.5b) + \\ + \lambda [v_{0} + z (f - 0.5r)]\} + rk_{x} (v_{0} \sin\beta + u_{0} \cos\beta + gz); \\ T_{67} = hk_{y} \{v_{0} \cos\beta + u_{0} \sin\beta + z (n + 0.5b) + \\ + \lambda [v_{0} + z (L_{1} - 0.5r)]\} - rk_{x} (v_{0} \sin\beta - u_{0} \cos\beta + mz), \end{cases}$$
(III.69)
rge λ - коэффициент бокового давления;

$$\lambda = \frac{\mu_0}{1 - \mu_0};$$

μ₀ — коэффициент Пуассона для грунта.

Касательные напряжения на горизонтальных участках

$$\tau_{12} = \tau_{56} = k_x \, u_0; \tau_{34} = \tau_{78} = k_x \, (u_0 + h_z).$$
 (III.70)

Положительные направления заданных сил, а также реактивных горизонтальных давлений показаны на рис. III-27, а обозначения к формулам (III.69) и (III.70) и расчетная схема — на рис. III-28.

Перемещения v₀, u₀ и поворот z точки 1 начала отсчета для схем I—III (см. рис. III-27) могут быть приближенно определены в предположении плоской подошвы по формулам

$$u_{0} = \frac{N_{0}}{k_{x}L};$$

$$v_{0} = \frac{P_{0}}{k_{y}L} - \frac{zL}{2};$$

$$z = \frac{12M_{0} - 6P_{0}L}{k_{y}L^{3}}.$$
(III.71)

В формулах не вписана ширина расчетной полосы b'=1 м.

Для схемы IV перемещения v_0 и z можно определять по этим же формулам, а горизонтальное перемещение $u_0 - n$ о более точной формуле:

$$u_0 = \frac{N_0 - Bv_0}{A} , \qquad (III.72)$$

где

$$A = hk_y \sin\beta + k_x (r \cos\beta + a + c);$$

$$B = h [(k_y - k_x) \cos\beta + \lambda k_y].$$

При наличии анкерного понура

$$u_0 = \frac{N_0 - T_{\mathrm{ff}}}{k_{\mathrm{x}}L},$$

где $T_{\rm ff}$ определяется по формуле (III.101).

19. РЕКОМЕНДУЕМЫЕ СПОСОБЫ Определения поперечных сил и изгибающих моментов

Последовательность расчета по определению поперечных сил и изгибающих моментов по данным реактивных давлений для сооружений с плоской подошвой видна на рис. III-29.

Для сооружений с подошвой ломаного очертания (рис. III-30) может быть рекомендован следующий способ расчета.

Вначале определяется положение условной расчетной подошвы (ось O-O) из условия равенства нулю суммы моментов от сил T_1 , T_2 и τ_x относительно оси O-O. При этом эпюра τ_x приближенно принимается ступенчатой с ординатами τ_1 и τ_2 .



Рис. III-29. Схемы к опгеделению поперечных сил и изгибающих моментов для сооружения с плоской подошвой a - схема нагрузок и пригрузок: <math>6 -эпюра реактивных давлений p_x ч τ_x ; s эпюра суммарных вертикальных давлений $g_x - p_x$; e -эпюра поперечных сил Q_x ; $\bar{o} -$ эпюра изгибающих моментов M_x $Q_x = \sum_{0}^{x} q_x \Delta x$; $M_x =$

ł

 $= \sum_{0}^{x} Q_{x} \Delta x - \sum_{0}^{x} \tau_{x} \frac{h}{t^{2}} \Delta x,$ Hposepka: $Q_{x} = \frac{dM_{x}}{dx} + \tau_{x} \frac{h}{t^{2}}$

Уравнение для определения положения оси будет иметь вид $\tau_1 2cd + T_1 \left(\frac{t}{2} - d\right) - \tau_2 2a (t - d) - T_2 \left(\frac{t}{2} - d\right) = 0.$

Входящие в это уравнение силы τ_1 , τ_2 , T_1 и T_2 определяют приближенно по формулам:

$$T = \tau_1 2c + \tau_2 2a + T_2 - T_1;$$

$$T_1 = k_1 p_1 \lambda t;$$


Рис. III-30. Схемы к определению поперечных сил и изгибающих моментов для сооружения с подошвой ломаного очертания

$$T_2 = k_2 p_2 \lambda t,$$

- где *p*₁ и *p*₂ реактивные давления, определяемые приближенно для плоской подошвы;
 - λ коэффициент бокового давления;
 - k₁ и k₂ коэффициенты, учитывающие изменение давления грунта за счет горизонтального смещения сооружения, определяемые по п.18.

Затем строится эпюра реакции p_x относительно условной подошвы от пригрузок и замененных сил P_0 и M_0 .

После этого может быть определена поперечная сила в любом сечении по формуле

$$Q_x = -\sum_0^x g \Delta x + \sum_0^x p_x \Delta x.$$

И, наконец, определяется изгибающий момент относительно нейтральной оси поперечного сечения с ординатой у.

20. РАСЧЕТ АНКЕРНЫХ ПОНУРОВ И ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ СМЕЩЕНИЙ КОМПЛЕКСНЫХ СООРУЖЕНИЙ (МЕТОД И. К. САМАРИНА)

Будем называть плотину или здание гидроэлектростанции основным сооружением, а сооружение с попуром — комплексным сооружением.

Горизонтальная и вертикальная силы, действующие на комплеконое сооружение, вызывают в основании касательные и нормальные напряжения. Здесь рассматриваются лишь реактивные касательные напряжения трунта, возникающие под подошвой сооружения. Считается, что величины этих касательных напряжений во всех точках подошвы сооружения меньше напряжений от сил трения, т. е. отсутствуют зоны предельного состояния в основании сооружения.

Теоретическими исследованиями, проведенными И. К. Самариным во ВНИИ Водгео, установлено, что влиянием вертикальных напряжений на распределение сдвигающих усилий между фундаментной плитой и анкерным понуром в пределах практической точности расчета можно пренебречь. Поэтому вертикальные реактивные давления в приводимых ниже расчетах не учитываются.

В первом издании данной книги изложен расчет анкерного понура методом коэффициента постели.

Здесь приводится расчет анкерного понура методом теории упругости для случая плоской деформации применительно к сдвигаемому слою. Причем сдвигаемый слой по аналогии со сжимаемым слоем принимается ограниченной толщины даже в том случае, если подстилаемое скальное основание залегает на значительной тлубине, превышающей величину расчетного сдвигаемого слоя.

Описанный ниже метод расчета анкерного понура и горизонтального смещения комплексного сооружения разработан И. К. Самариным [32] на основе вариационного метода В. З. Власова. При этом использованы работы И. Е. Милейковского [28] и В. З. Власова, Н. Н. Леонтьева [26].

Работа групта основания не может быть точно описана ни методами коэффициента постели, ни точными методами теории упругости. Вариационный метод В. З. Власова позволяет сравнительно просто учитывать особенности работы грунтового основания применительно к расчетной модели (рис. III-31), основанной на следующих допущениях:

1) деформации в основании от действия горизонтальной силы распространяются на глубину сдвигаемого слоя *H*;

2) под передней гранью понура в основании возникает трещина на всю глубину сдвигаемого слоя;

3) затухание перемещений за пределами приложения на-

грузки происходит не в бесконечности, а на расстоянии **b**, определяемом экспериментальными или натурными исследованиями;

4) передача усилий на ненагруженные участки основания осуществляется с помощью касательных напряжений без бокового расширения;



Рис. III-31. Схема расчетной модели основания

5) вертикальная нагрузка не влияет на распределение горизонтальной сдвигающей силы между понуром и основным сооружением.

Первым допущением, по существу, вводится понятие активной зоны, как это в настоящее время практически принято в расчетах конструкций гидротехнических сооружений на упругом основании под действием вертикальной нагрузки. Второе допущение основано на том, что грунт практически не работает на растяжение. Первое и второе допущения являются наиболее важными, так как они оказывают существенное влияние на величины расчетного смещения и расчетного усилия анкерного понура.

Затухание перемещения за пределами сооружения происходит значительно быстрее, чем это установлено по точному методу теории упругости. Для учета этого фактора принято третье допущение.

Четвертое и пятое допущения преследуют цель облегчения решения задачи и в то же время в какой-то степени приближают расчетную модель к действительной модели грунтового основания. Влияние их с точки зрения теории упругости было оценено на конкретном примере, и пренебрежение ими оказалось допустимым для практических расчетов [32].

Горизонтальное перемещение произвольной точки основания по методу В. З. Власова для однослойного основания выражается зависимостью

$$u(x, z) = U(x) \xi(z),$$
 (III.73)

где U(x) — искомая функция, называемая обобщенным перемещением, зависящая только от координаты x;

ξ(z) — заданная функция поперечного распределения перемещений, зависящая только от координаты z.

115

Будем рассматривать решения для двух случаев изменения функции $\xi(z)$:

по линейному закону

$$\xi(z) = \frac{H-z}{H}; \qquad (III.74)$$

по криволинейному закону

$$f(z) = \frac{\operatorname{sh} \frac{n(H-z)}{L}}{\operatorname{sh} \frac{nH}{L}}, \qquad (III.75)$$

где *n* — коэффициент, характеризующий быстроту затухания смещений по глубине основания, получаемый натурными исследованиями.



Рис. III-32. Схема расчета комплексного сооружения и основания a — расчетная схема; б — эпюра обобщенной продольной силы; в — эпюра перемещений; г — эпюра контактных напряжений и давлений

На рис. III-32 показана прямолинейная эпюра, соответствую щая формуле (III.74).

Для точек, расположенных на поверхности основания, $\xi(0) = 1$; поэтому будем иметь в виду, что обобщенное перемещение на поверхности основания численно равно величине перемещения, т. е.

$$u(x, 0) = U(x) \xi(0) = U(x).$$

Из решения И. Е. Милейковского [28] для принятой расчетной модели можно получить следующее дифференциальное уравнение равновесия элементарного столбика высотой *H*, равной высоте сдвигаемого слоя:

$$\frac{E_{0i}}{1-\mu_0^2} I_{11} U''(x) - \frac{E_0}{2(1+\mu_0)} b_{11} U(x) + q(x) \xi(0) = 0, \quad \text{(III.76)}$$
Fige

$$I_{11} = \delta \int_{0}^{H} \xi^{2} dz;$$

$$b_{11} = \delta \int_{0}^{H} (\xi')^{2} dz;$$
(III.77)

δ — ширина расчетной полосы, обычно принимаемая равной 1 м.

1. Решение задачи для случая по формуле (III.74). Подставив в формулу (III.77) функцию поперечного распределения перемещений по выражению (III.74), получим

$$\begin{bmatrix}
 I_{11} = \delta & \frac{H}{3}; \\
 b_{11} = -\frac{\delta}{H}.
 \end{bmatrix}$$
(III.78)

Схема для расчета анкерного понура в соответствии с принятой моделью основания показана на рис. III-32, *a*, где сдвигаемый слой основания разбит на три участка с различными модулями деформаций основания:

I =участок под понуром, модуль E_{0n} ;

II -участок под основным сооружением (плотина, здание ГЭС), модуль E_0 ;

III — участок под водобойной частью, модуль деформации основания E_{0B} .

Дифференциальное уравнение (III.76) будем интегрировать отдельно для каждого участка.

Участок *I*. Будем рассматривать понур с основанием совместно и назовем это сочетание приведенным основанием.

Заметим, что для приведенного основания

$$\frac{E_{\rm np}}{1-\mu_{\rm np}^2} (I_{\rm H})_{\rm np} = \frac{E_{0\,\pi}}{1-\mu_0^2} \left[\delta \int_0^H \xi^2 dz + \frac{1-\mu_0^2}{1-\mu^2} \cdot \frac{E}{E_{0\,\pi}} \xi^2 (0) F \right];$$

117

$$\frac{E_{\rm np}}{1-\nu_{\rm np}^2} (I_{\rm n})_{\rm np} = \frac{E_{0\,\rm n}}{1-\nu_0^2} \left[\delta \frac{H}{3} + \frac{1-\nu_0^2}{1-\nu^2} \cdot \frac{E}{E_{0\,\rm n}} F \right], (III.79)$$

где F и E — площадь поперечного сечения в m^2 и модуль упругости материала понура в T/m^2 ;

- μ₀ и μ коэффициенты Пуассона основания и материала понура;
 - δ ширина полосы (1 м).

Так как $\xi^2(0) = 1$; $[\xi'(0)]^2 = 0$; $(b_{11})_{np} = b_{11}$, то

$$\frac{E_{\rm np}}{2(1+\mu_{\rm np})} (b_{\rm 11})_{\rm np} = \frac{E_{0\rm n}}{2(1+\mu_{\rm 0})} b_{\rm 11}. \qquad (\rm III.80)$$

Обозначим

$$I_{0 np} = \frac{E_{np}}{1 - \mu_{np}^2} (I_{11})_{np};$$

$$b_{0 n} = \frac{E_{0 n}}{2 (1 + \mu_0)} b_{11}.$$
(III.81)

На поверхности приведенного основания, т. е. на поверхности понура, горизонтальная внешняя нагрузка отсутствует, поэтому дифференциальное уравнение на участке *I* с учетом обозначений по формуле (III.81) будет иметь вид

$$I_{0\rm np} \ U'' - b_{0\,\rm n} \ U = 0. \tag{III.82}$$

Общий интеграл дифференциального уравнения (III.82), как известно, имеет вид

$$U(x) = C_1 e^{-\alpha_{\Pi} x} + C_2 e^{\alpha_{\Pi} x}, \qquad (III.83)$$

где

$$\alpha_{\rm m} = \sqrt{\frac{b_{0\,\rm m}}{I_{0\,\rm np}}} = \frac{1,225}{H} \sqrt{\frac{1-\mu_0}{1+3\frac{(1-\mu_0^2)}{(1-\mu^2)} \cdot \frac{EF}{E_{0\,\rm m}H\,\delta}}}.$$
(III.84)

Участок II. Основание на этом участке будем рассматривать самостоятельно, т. е. раздельно от основного сооружения, принимая контактное напряжение как распределенную нагрузку, приложенную к поверхности основания. Основное сооружение будем считать абсолютно жестким, а смещение в пределах участка II постояшным и равным U_0 . Тогда из уравнения (III.76) следует

$$q(x) = \tau_0 \delta = b_0 U_0, \qquad (III.85)$$

́где по аналогии с формулой (III.81)

$$b_0 = \frac{E_0}{2(1 + y_0)} b_{11}. \tag{III.86}$$

Участок III. Модуль деформации основания принимаем, как на участке I, E_{0 п}. Работа упругого основания за пределами основного сооружения описывается дифференциальным уравнением (III.76) без свободного члена:

$$I_{0 B} U'' - b_{0 B} U = 0, \qquad (III.87)$$

решение которого аналогично решению для участка І:

$$U(x) = C_3 e^{-\alpha x} + C_4 e^{\alpha x}, \qquad (III.88)$$

где

$$\alpha = \sqrt{\frac{b_{0B}}{I_{0B}}} = \frac{1,225}{H} \sqrt{1 - \mu_0}; \qquad (III.89)$$

$$I_{0 B} = \frac{E_{0 B}}{1 - y_0^2} I_{11};$$

$$b_{0 B} = \frac{E_{0 B}}{1 - y_0^2} b_{11}.$$
(III.90)

Итак, для трех у ных:

$$C_1, C_2, U_0, C_3$$
 H $C_4,$

которые определяются из следующих четырех граничных условий и одного уравнения равновесия:

1) при x=0 обобщенная продольная сила T(x) = 0;

2) при $x = l \quad U_l = U_0;$

3) при
$$x = l + l_1 = L; \quad U_L = U_0;$$

4) при
$$x = l + b = B; U_B = U_0;$$

5) условие равновесия (рис. III-32,г);

$$T + T_1^{\Phi} + T_2^{\Phi} + \tau_0 l_1 \delta - Q = 0, \qquad (\text{III.91})$$

где T — максимальное усилие в понуре в T;

- Т^ф сосредоточенная реактивная сила (фиктивная) в T, приложенная к основному сооружению со стороны верхнего бьефа;
- T_{2}^{Φ} то же, со стороны нижнего бьефа;
 - *Q* горизонтальная сила, приложенная к основному сооружению, в *T*;
 - τ_0 контактное напряжение под основным сооружением в T/m^2 ;
 - о́ ширина полосы (1 м);
- 1 и l₁ длина понура и основного сооружения в м.

Обобщенная продольная сила приведенного основания на основе принципа возможных перемещений может быть выражена так:

а) на участке I

$$T_{1}(x) = F \sigma_{x \pi} \xi(0) + \delta \int_{0}^{H} \sigma_{x} \xi(z) dz = T(x) + T_{\text{och}}(x), \quad (111.92)$$

где усилие в понуре

$$T(x) = F \sigma_{x \pi} \xi(0) = \int_{0}^{\pi} \tau(\eta) d\eta$$

при x = l; T(l) = T; $T_{och}(l) = T_1^{\phi};$

б) на участке Ш

$$T_{\mathbf{2}}(x) = -\delta \int_{0}^{H} \sigma_{x} \xi(z) dz \qquad (\text{III.92a})$$

 $npn \ x = l_1 + l = L; \ T_2(L) = T_2^{\Phi} \cdot$

Напряжения в однослойном основании по закону Гука и формул Коши с учетом формулы (III.73) и принятых выше допущений будут иметь вид

$$\sigma_{x} = \frac{E_{0}}{1 - \mu_{0}^{2}} U'\xi;$$

$$\tau_{zx} = \frac{E_{0}}{2(1 + \mu_{0})} U\xi'.$$
(III.93)

После нахождения произвольных постоянных (удовлетворив соответствующие граничные условия и уравнение равновесия) с учетом приведенных выше зависимостей можно получить следующие формулы для определения контактных усилий и напряжений и смещения сооружения (см. рис. III-32):

$$T = \frac{E_{0 \pi}}{E_{0}} \cdot \frac{(e^{\alpha_{\pi} l} - e^{-\alpha_{\pi} l})}{2 \alpha_{\pi} H \lambda (1 + \gamma_{0})} Q; \qquad (III.94)$$

$$T_{1}^{\Phi} = \frac{E_{0 \pi}}{E_{0}} \cdot \frac{\alpha_{\pi} H}{3 \lambda (1 - \mu_{0}^{2})} (e^{\alpha_{\pi} l} - e^{-\alpha_{\pi} l}) Q; \quad (III.95)$$

$$T_{2}^{\Phi} = \frac{E_{0 \pi}}{E_{0}} \cdot \frac{\alpha H B}{3 \lambda (1 - \mu_{0}^{2})} (e^{\alpha_{\pi} l} + e^{-\alpha_{\pi} l}) Q; \quad (III.96)$$

$$\tau_0 = \frac{(e^{\alpha_{\rm R}\,l} + e^{-\alpha_{\rm R}\,l})}{2\,\lambda\,H\,(1 + \mu_0)\,\,\tilde{c}} Q; \qquad (III.97)$$

$$U_0 = \frac{(e^{\alpha_{\Pi} l} + e^{-\alpha_{\Pi} l})}{E_0 \delta \lambda} \quad Q, \qquad (III.98)$$

120

где безразмерные коэффициенты

$$h = \frac{E_{0 \pi}}{E_{0}} \left[\frac{1}{2 \alpha_{\Pi} H (1 + \gamma_{0})} + \frac{\alpha_{\Pi} H}{3 (1 - \gamma_{0}^{2})} \right] (e^{\alpha_{\Pi} l} - e^{-\alpha_{\Pi} l}) + \left[\frac{E_{0 \pi}}{E_{0}} + \frac{\alpha_{H} H}{3 (1 - \gamma_{0}^{2})} + \frac{l_{1}}{2H (1 + \gamma_{0})} \right] (e^{\alpha_{\Pi} l} + e^{-\alpha_{\Pi} l});$$
(III.99)

$$E = \frac{e^{\alpha} (2B-L)}{e^{\alpha} (2B-L)} - e^{\alpha L}$$
(III.100)

Коэффициент B учитывает быстроту затухания перемещений за пределами основного сооружения (на участке III). При ориентировочных расчетах можно принять B=1, что соответствует затуханию перемещений в бесконечности.

Выведенные выше формулы не учитывают поперечных деформаций основания. Как показали специальные исследования, учет поперечных деформаций приводит к увеличению усилия, получаемого по формуле (III.94), примерно на 5%.

Таким образом, полное расчетное усилие, воспринимаемое анкерным понуром, с учетом поперечных деформаций будет выражаться следующей зависимостью:

$$T_{\rm n} = 1.05 T = 1.05 \frac{E_{0\,\rm n}}{E_0} \cdot \frac{(e^{\alpha_{\rm n}\,l} - e^{-\alpha\,l})}{2\,\alpha_{\rm n}\,H\,\lambda\,(1+\mu_0)} Q. \quad ({\rm III.101})$$

Обозначения см. на рис. III-32.

2. Горизонтальное перемещение жесткого сооружения. Подставив в формулу (III.98) l = 0 и F = 0, можно получить формулу для определения перемещения жесткого сооружения (без анкерного понура):

$$U_{\pi} = \frac{2Q}{E_0 \,\delta \,\lambda_{\pi}} \,, \qquad (\text{III.102})$$

гле

$$\lambda_{\pi} = \frac{E_{0B}}{E_0} \cdot \frac{2 \alpha H}{3 (1 - \mu_0^2)} E_{\pi} + \frac{l_1}{H (1 + \mu_0)}; \quad (\text{III.103})$$

$$\mathcal{B}_{\mathfrak{M}} = \frac{e^{\alpha} (2b+l_1) + e^{\alpha} l_1}{e^{\alpha} (2b+l_1) - e^{\alpha} l_1} . \tag{III.104}$$

При ориентировочных расчетах можно принять $E_{\pi} = 1$.

Горизонтальное смещение комплексного сооружения (с понуром) также можно определять по формулам (III.102) — (III.104), подставив в них вместо l_1 общую ширину комплексного сооружения $L = l + l_1$.

3. Расчет для схемы по рис. III-33. При различной толщине сдвигаемого слоя под основным сооружением H и под понуром и водобоем основания ($H_n = H_s$) (рис. III-33) смещение и

усилие в понуре определяют по формулам (III.98) и (III.101) с той лишь разницей, что в выражениях (III.84), (III.89), (III.101) вместо H подставляют H_n , а в формуле (III.99) такую замену производят за исключением последнего члена во второй квадратной скобке, т. е.



Рис. III-33. Расчетная схема сдвигаемого слоя переменной толщины

Следует иметь в виду, что расчет по схеме (рис. III-33) производят только в том случае, если конфигурация подстилаемого несжимаемого скального основания соответствует этой схеме, г. е. когда $H_n < H$. Если скальное основание находится на значительной глубине, расчетную толщину сдвигаемого слоя принимают постоянной под всем комплексным сооружением и равной H.

4. О значениях *H* и *b*. На основе экспериментальных и натурных исследований можно принять

$$H = H_{\pi} = 0,4 L.$$
 (III.106)

Расчеты показывают, что при уменьшении на участках I и III H_n от H до 0,5 H величина смещения уменьшается всего на 6-7%, а усилие в понуре увеличивается на 70—80%.

Резкое увеличение усилия в понуре при уменьшении сдвигаемого слоя на участках I и III для нескальных оснований не согласуется с данными натурных и экспериментальных исследований, поэтому расчетную толщину сдвигаемого слоя рекомендуется принимать постоянной на всех трех участках по формуле (III.106).

Длину участка затухания перемещений можно принять

$$b = H. \tag{III.107}$$

5. Порядок расчета анкерного понура в эксплуатационном случае. Определяют предельную силу T_{np} , приходящуюся на анкерный понур, из условия обеспечения требуемого коэффици-

ента запаса устойчивости на сдвиг всего комплексного сооружения из формулы (СНиП II-Б.3-62)

$$k_{\rm ycr} = \frac{P_{0\,c}\,\mathrm{tg}\,\varphi + E_{\rm f.H} + B_{\rm r}\,c + T_{\rm np}}{(T_{\rm B} - E_{\rm a.B}) - (T_{\rm H} + E_{\rm a.H})}, \qquad ({\rm III.108})$$

где

Р_{0с}— сумма вертикальных составляющих нагрузок на основное сооружение (плотину) в расчетной плоскости за вычетом противодавления воды в той же плоскости;

- *Е*_{п.н}— отпор грунта со стороны нижнего бьефа с коэффициентом бокового давления, равным единице;
 - B_r проекция ширины подошвы фундамента плотины на горизонтальную плоскость, равная *l*;
- *T*_{пр}— сила, воспринимаемая анкерным понуром в предельном состоянии;
- Е_{а.в}, Е_{а.н}— активное давление грунта на плотину соответственно со стороны верхнего или нижнего бьефа;
 - Т_в, Т_н— горизонтальные составляющие всех сил, действующих на плотину, соответственно со стороны верхнего или нижнего бьефа, за исключением давления грунта;
 - tgq--- коэффициент трения грунта основания;
 - с— удельная сила сцепления грунта, которая учитывается в тех случаях, когда подошва понура имеет зубчатую поверхность.

Длину понура определяют по формуле

$$l = \frac{T_{\rm np}}{\tau_{\rm np}}, \qquad (\text{III.109})$$

где

$$\tau_{\rm np} = p_{\rm n} \, \mathrm{tg} \, \varphi + c; \qquad (\mathrm{III.110})$$

*р*_п--- средняя интенсивность вертикального давления на понур.

Арматуру понура по стадии разрушения определяют по формуле

$$F=\frac{T_{\rm np}}{\sigma_{\rm T}}\,,$$

где о_т — предел текучести арматуры.

Усилие в понуре в месте сопряжения с плотиной, возникающее в эксплуатационный период, вычисляют по формуле (III.101).

Коэффициент запаса в арматуре находят по формуле

$$k_{\rm a} = \frac{T_{\rm np}}{T_{\rm n}} \, .$$

Проверяется величина раскрытия трещин по СН 55—59 на силу T_n .

Пример III-3. Определить усилие в анкерном понуре и смещение основного сооружения по следующим расчетным данным:

l = 48 m; $l_1 = 130$ m; L = 178 m; Q = 1045 T.

По формулам (III.106) и (III.107)

 $H = 0.4 \cdot 178 = 71 \text{ m}; b = H = 71 \text{ m}.$

Коэффициенты Пуассона основания $\mu_0 = 0,3$; бетона понура 0,167.

Сделаем расчеты для двух модулей деформации основания: 2000 и 1330 кГ/см², которые соответствуют случаям с учетом и без учета бытового давления.

А. По формуле (III.42)

$$E_0 = E_0 \beta \, mk_6 = 4500 \cdot 0,742 \cdot 3,5 \cdot 1,7 = 20\,000 \, T/m^2$$

Задаемся

$$\frac{E_{0n} = E_{0B} = 0,7E_0 = 14\ 000\ T/m^2;}{\frac{EF}{E_{0n}H\,\tilde{o}}} = \frac{21\cdot10^6\cdot0,0301}{14\cdot10^8\cdot71} = 0,635.$$

По формулам (III.84) и (III.89)

$$a_{n} = \frac{1,225}{71} \sqrt{\frac{1-0,3}{0,91}} = 0,00863 \frac{1}{m}$$

$$a = \frac{1,225}{71} \sqrt{1-0,3} = 0,01445 \frac{1}{m}; \quad aH = 1,025;$$

$$a_{n} l = 0,00863 \cdot 48 = 0,414; \quad e^{0,414} = 1,515;$$

$$a_{n} H = 0,613; \quad e^{-0,414} = 0,661;$$

$$a L = 0,01445 \cdot 178 = 2,57; \quad e^{2,57} = 13,066;$$

$$a (2B-L) = 0,01445 \cdot 320 = 4,63; \quad e^{4,63} = 102,624;$$

$$e^{\alpha_{n} l} + e^{-\alpha_{n} l} = 2,176;$$

$$e^{\alpha} (2B-L) - e^{\alpha L} = 89,558;$$

$$e^{\alpha_{n} l} - e^{-\alpha_{n} l} = 0,854;$$

$$e^{\alpha} (2B-L) + e^{\alpha L} = 115,69.$$

По формуле (ПП.100)

$$\mathcal{B} = \frac{115,69}{89,56} = 1,29$$

По формуле (III.99) $\lambda = 0,7 \left[\frac{1}{2 \cdot 0,613 \cdot 1,3} + \frac{0,613}{3 \cdot 0,91} \right] 0,854 + \left[0,7 \frac{1,025 \cdot 1,29}{3 \cdot 0,91} + \frac{1000}{142 \cdot 1,3} \right] 2,176 = 2,78.$

Усилие, воспринимаемое анкерным понуром, определится по формуле (III.101):

$$T_{\mathfrak{n}} = 1,05 \cdot 0,7 \quad \frac{0,854}{2 \cdot 0,613 \cdot 2,78 \cdot 1,3} \quad Q = 0,142 \quad Q.$$

124

Рассматриваемое в примере сооружение имеет в начале понура зуб. С учетом дополнительного усилия около 0,08 Q, воспринимаемого зубом понура (см. расчет в первом издании книги), общее усилие в понуре составит 0,22 Q, что соответствует данным натурных наблюдений в первый год эксплуатации ссоружения.

В последующие годы это усилие уменьшилось, по-видимому, за счет развития ползучести глинистых грунтов и частично за счет вибрации сооружения, Смещение основного сооружения определится по формуле (III.98):

$$U_0 = \frac{2,176}{20\,000 \cdot 2,78}$$
 1045 = 0,041 $M = 4,1$ cm.

В натуре максимальное смещение равнялось приблизительно 4 см-

Горизонтальное смещение комплексного сооружения без учета гибкости понура по формулам (III.102 и (III.103) при $l_1 = L = 178$ м равно:

$$\lambda_{\pi} = 0,7 \quad \frac{2 \cdot 1,025}{3 \cdot 0,91} \quad 1,29 + \frac{178}{71 \cdot 1,3} = 2,61;$$
$$U_0 = \frac{2 \cdot 1045}{20 \ 000 \cdot 2,61} = 0,04 \ m = 4 \ cm,$$

т. е. за счет гибкости понура смещение увеличивается всего на

$$\frac{4,1-4}{4},100=2,5\%,$$

что находится в пределах точности расчетов.

Б. При $E_0 = 13\,300 \, T/M^2$ и $E_{0 \, \Pi} = 0,7 \, E_0 = 9300 \, T/M^2$.

Остальные расчетные дачные те же.

$$\frac{EF}{E_{0 \pi} H \delta} = \frac{21 \cdot 10^{6} \cdot 0,0301}{9,3 \cdot 10^{3} \cdot 71} = 0,96;$$

$$\alpha_{\pi} = \frac{1,225}{71} \sqrt{\frac{0,7}{1+3 \frac{0,91}{0,97} 0,96}} = 0,0075;$$

$$\alpha_{\pi} H = 0,533; \quad \alpha = 0,01445; \quad B = 1,29; \quad \alpha H = 1,025;$$

$$\alpha_{\pi} l = 0,0075 \cdot 48 = 0,36; \quad e^{0,36} = 1,433; \quad e^{-0,36} = 0,698;$$

$$e^{\alpha_{\pi} l} + e^{-\alpha_{\pi} l} = 2,131;$$

$$e^{\alpha_{\pi} l} - e^{-\alpha_{\pi} l} = 0,735; \quad \lambda = 2,69;$$

$$T_{\pi} = 1,05 \cdot 0,7 \quad \frac{0,735}{2 \cdot 0,533 \cdot 2,69 \cdot 1,3} Q = 0,145 Q$$

вместо 0,142 Q.

$$U_0 = -\frac{2,131}{13\,300\cdot 2,69}$$
 1045 = 0,062 $M = 6,2$ cm

вместо 4,1 см.

Таким образом, при постоянной толщине сдвигаемого слоя изменение модуля деформации основания на 150% вызывает соответственное изменение смещения и практически не сказывается на величине усилия в понуре.

Пример III-4. Определить усилие в анкерном понуре и смещение основно-

го сооружения при различных жесткостях понура и различных значениях $E_{0\,\pi}$

Eo

Данные для расчета: $l = 34,8 \text{ м}; \quad l_1 = 68,6 \text{ м}; \quad L = l + l_1 = 103,3 \text{ м};$ $H = 0,4 L = 40 \text{ m}; \quad b \approx H = 40 \text{ m}; \quad B = L + b = 143,3 \text{ m}; \quad 2B = L' = 183,3 \text{ m};$ $Q = 573 \text{ r}; \quad b = 1 \text{ m}.$

Основание сложено глинистыми грунтами: $E_0 = 11\ 500\ T/m^2; \quad \mu_0 = 0,3.$

Для гибкого понура

 $F = 0,0049 \ m^2$; $F = 21 \cdot 10^6 \cdot 0,0049 = 1,03 \cdot 10^5 T$.

Для жесткого понура (железобетонного)

$$EF = 18 \cdot 10^5 (2 \cdot 1, 0 + 11, 65 \cdot 0, 0141) = 39 \cdot 10^5 T.$$

Окончательные результаты расчетов приведены в табл. 23.

Таблица 23

EF	$\frac{E_{0\pi}}{E_{0}}$	а _п	λ	Б	$\frac{T_{\Pi}}{Q}$	U , в см
$1,03 \cdot 10^{5}$	1	0,0201	$3,76 \\ 3,02 \\ 2,55$	1,3	0,203	3,33
$39 \cdot 10^{5}$	1	0,0051		1,3	0,234	3,33
$39 \cdot 10^{5}$	0,7	0,0043		1,3	0,191	4

В заключение необходимо дать выводы по расчету анкерных понуров и смещений сооружений.

1. Увеличение жесткости попура в 39 раз вызывает увеличение усилия в понуре лишь на 12%, а величина смещения сооружения при этом практически не изменяется.

2. Расчетное усилие в понуре, определяемое по формуле (III.101), соответствует усилию, возникающему в первые годы эксплуатации сооружения без учета релаксации напряжения в основании под понуром.

3. Модули деформации основания под основным сооружением и понуром принимаются в зависимости от степени уплотнения основания весом сооружения. Модуль деформации основания под основным сооружением определяется, как описано в н. 21, т. е. по компрессионным испытаниям с учетом бытового давления, коэффициента Агишева и слоистости основания.

4. Напряжение в арматуре должно определяться с учетом температурных деформаций, возникающих в понуре за счет разности температур в период смыкания понура с основным сооружением и во время эксплуатации сооружения.

21. КОЭФФИЦИЕНТ ПОСТЕЛИ И МОДУЛЬ ДЕФОРМАЦИИ ОСНОВАНИЯ

Коэффициент постели. Для определения давления грунта на зубья в подошве гидротехнических сооружений применен метод коэффициента постели. Для пользования этим методом необходимо знать коэффициент постели сжатия, названный просто коэффициентом постели k_y , и коэффициент постели сдвига k_x .

Как известно, и тот и другой коэффициенты зависят не только от характеристики грунта основания, но и от ряда других факторов: жесткости и размеров фундамента в плане, места приложения нагрузок и др.

Коэффициенты постели k_y и k_x можно определять по данным натурных наблюдений за существующими сооружениями, аналогнчными проектируемому.

Некоторые значения k_y , вычисленные по осадкам нескольких гидротехнических сооружений, приведены в табл. 24, а по осадкам высотных зданий в Москве — в табл. 25.

Можно привести лишь ориентировочные значения коэффициента постели сдвига, полученные из данных по смещениям Свирской и Волжской имени В. И. Ленина гидроэлектростанций, расположенных на глинистых основаниях. Для этих гидроэлектростанций значения коэффициента постели сдвига лежат в пределах 0,5—0,2 кГ/см³.

Таблица 24

Сооружение	Основание1	[°] Давление (среднее) в кГ/см ²	Коэффици- ент постели в кГ/см ³
Плотина	Слонстое: моренный суглинок, пески, глина юрская, на глубине 36 м известняки Моренный суглинок Пермотриасовые глины	$3,4 \\ 2,25 \\ 5$	0,32 0,38 0,15
Ш[люз	Слоистое: моренный суглинок, песок, на глубине 60 м известняки То же, на глубине 40 м извест-	1,6	0,33
Здание гидро-	Кинельская глина плотная		0,22 0,42
электростанции Понур Плотина Здание гидро-	То же Песок мелкозернистый Мелкозернистый песок толщиной	$2,5 \\ 3,3$	0,25 0,24
электростанции Плотина	20 м, плотные черные глины тол- щиной 12 м Мелкозернистые и разнозерни-	4,1	0,24
	стые пески толщиной 20 м, сар- матские глины толщиной 40 м	3,2	0,2

Значения коэффициента постели, вычисленные по осадкам гидротехнических сооружений

¹ Грунты даны в последовательности их залегания от подошвы фундамента вниз.

Значения коэффициента постели, вычисленные по осадкам высотных зданий в Москве

Место расположения зданий	Основание ¹	Давление в кГ/см²	Коэффи- циент постели в кГ/см ³
Ленинские горы	Слоистое: моренные суглинки, полмосковные супеси, на глубине		
	100 м известняки	5	0,74
Котельническая на-	Мергелистая глина толщиной 5 м,		
бережная	известняки, мергель, известняки.	4,1	0 ,6 5
Смоленская пло-	Пески слоем 10 м, известняки с		
щадь	известняки	5.6	0.75
Площадь Восстания	Песок, глина, на глубине 10 м	0,0	.,
	известняки	3,2	0,23
Площадь Лермонто-	Песок, глина, на глубине 20 м	0.0	0.04
Ва	ИЗВЕСТНЯКИ	3,8	0,24
дорогомиловская избережная	15 и далее глица мергелистая с		
naocpensitan	прослойками известняка	4,2	0,48

¹ Грунты даны в последовательности их залегания от подошвы фундамента вниз.

Коэффициент постели сдвига можно выразить через коэффициент постели по формуле О. А. Савинова [21]:

$$k_{x} = \frac{1 - \mu_{0}}{1 - \mu_{0} \gamma} k_{y} = Ak_{y}, \qquad (III.111)$$

где _{ио} — коэффициент Пуассона грунта;

у-коэффициент, зависящий от отношения стороны подошвы фундамента в направлении действия горизонтальной силы к стороне в направлении поперек действия силы. Некоторые значения коэффициента приведены в табл. 26.

Таблица 26

Значения	коэффициента	A I	ĸ	формуле	(111.11	1)
 			_			

Отношение сто мента	орон подошвы фунда-	0,1	0,7	1	2	3	4
Коэффициент у		0,53	0,52	0,5	0,42	0,37	0,33

Значения коэффициента А могут находиться в пределах от 0,69 до 0,83. Коэффициент А может быть определен [17] также по приближенной формуле $A = \frac{\mathbf{R}_{cab}}{\mathbf{k}_{otg}},$

. где $k_{\text{сдв}}$ и $k_{\text{отд}}$ — соответственно коэффициенты постели упругого сдвига и упругой отдачи [1].

Определение модуля деформации грунта основания. Лабораторные компрессионные испытания образцов грунта основания обычно дают заниженные значения модуля деформации по сравнению с испытаниями в полевых условиях штампом. И. А. Агишевым составлен график, позволяющий учесть поправку к модулю деформации, получаемому компрессионным испытанием (рис. III-34). Однако этот график не учитывает зависимости модуля деформации от давления, чем нельзя пренебречь при расчете гидротехнических сооружений.



Модули деформации по ветви первичного E_0 и вторичного сжатия E_6 могут быть определены на основании компрессионных испытаний с поправкой *m* по формулам

$$E_0 = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\varepsilon_1 - \varepsilon_2} (1 + \varepsilon_1) \ \beta' \ m = \overline{E}_0 \ \beta' \ m; \qquad (\text{III.113})$$

$$E_6 = E_0 k_6;$$
 (III.114)

$$k_0 = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}; \quad \beta' = 1 - \frac{2\,\mu_0^2}{1 - \mu_0};$$

где

1

- у₀— коэффициент Пуассона грунта основания (см. табл. 27);
- ε₁ и ε₂ коэффициенты пористости, соответствующие напряжениям σ₁ и σ₂ при первичном сжатии образца грунта;

є₁ и є₂— то же, при вторичном сжатии после разгрузки;
 m— поправочный коэффициент, определяемый по данным компрессионных и полевых испытаний штам-

5 Зак. 30

пом или приближенно по графику И. А. Агишева (рис. III-34). Для песчаных грунтов m=1.

Таблица 27

٤

l

ľ

l

ľ

ľ

ŀ

ľ

							n														
							1	руг	115	1											ţr.9
	F 77																				0 1-0 2
твердые	1 31	nn		•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	
ілотные	2	•		•	٠	٠	•	٠	٠	•	•	•	٠	•	٠	٠	٠	٠	•	٠	0,250,3
Суглинки																					0,330,37
Пластичн	ые	Г	лγ	IHE	Ы					•										•	0,38-0,45
Гравелис	то-	ra	л	e Y F	ы	e			•												0,12-0,17
Пески .																					0,17-0,29
Супесь																					0,21-0,29

Значения µо для различных грунтов

При неоднородном основании, если слои залегают примерно параллельно плоскости подошвы фундамента, приведенный расчетный модуль деформации сжимаемого слоя толщиной *H* определяется по формулам

$$E_{0.\text{ np}} = \frac{\Sigma E_i \sigma_i h_i}{\Sigma \overline{\sigma}_i h_i}; \qquad (\text{III.115})$$

$$E_{0. \text{ mp}} = \frac{H^2}{2 \sum_{i=1}^{n} \frac{h_i (H - y_i)}{E_i}},$$
 (III.115a)

- где E_i и h_i соответственно модуль деформации и толщина *i*-го слоя;
 - т. напряжение в середине *i*-го слоя по оси единичной равномерно распределенной нагрузки на ширине фундаментной плиты 2*l*. Значения принимаются следующими.

y _i /1	0,5	1	1,5	2	3	4
$\overline{\sigma_i}$	0,96	0,82	0,668	0,54	0,4	0,21

- *У_i* расстояние от подошвы фундамента до середины *i*-го слоя;
- Н— расчетная толщина сжимаемого (активного) слоя (см. п. 15);
- y_i/l отношение глубины заложения середины *i*-го слоя от подошвы фундамента к полуширине фундаментной плиты.

130

Натурные и экспериментальные исследования [21, 22, 23] показывают, что значительная часть осадок формируется за счет обжатия верхних слоев основания. С учетом такой концентрации осадок приведенный модуль деформации можно определить по формуле (III.115 a).

Для ориентировочных расчетов можно пользоваться значениями модулей деформаций \vec{E}_{0} , приведенными в табл. 28.

При наличии данных наблюдений за осадками существующих сооружений можно получить приведенный модуль деформации основания. Имеется в виду приведенный модуль в том смысле, что в нем отражается влияние всех возможных факторов, например бытового давления, сжимаемого слоя, пригрузок и т. п.

Неизвестной величиной при этом является толщина сжимаемого слоя, нижнюю границу которого рекомендуется принимать на глубине, где напряжение от сооружения составляет 50% напряжения, вызванного бытовым давлением, имея в виду, что последнее отсчитывается от подошвы фундамента. При этом напряжения в грунте от веса сооружения определяют по формуле

$$\sigma_i = \overline{\sigma_i} \, p, \tag{III.116}$$

Значения σ_l приведены на стр. 130.

Обработка наблюдений за осадками некоторых существующих гидротехнических сооружений показывает, что сжимаемая толща H может быть принята, как указано в п. 15, равной $(1 \div 1.5)l$.

При обработке данных осадок необходимо учитывать также влияние пригрузок. С учетом пригрузок приведенный модуль деформации определяется по формуле

$$E_{\rm np} = \frac{\left(1 - \mu_0^2\right)}{\pi S_0} P\left(\overline{v}_{0\,p} + \frac{b}{l} \cdot \frac{q}{p} \overline{v}_{q,x}\right), \qquad \text{(III.117)}$$

где

µ0-коэффициент Пуассона грунта основания;

- *b* длина прямо симметричной пригрузки с интенсивностью *q* (см. рис. III-21,*a*);
- *l* полуширина фундамента;
- *p* средняя интенсивность нагрузки, передаваемой сооружением на грунт;

S₀ — средняя осадка сооружения;

 v_{0p} и $v_{q,x}$ — коэффициенты осадки для середины штампа соответственно от нагрузки и пригрузки;

P=2*pl* — нагрузка от сооружения.

Коэффициенты \overline{v}_{0p} и \overline{v}_{qx} , зависящие от отношения $\frac{2l}{H}$ или $\frac{b}{H}$, определяют приближенно как для гибкого штампа по

, определяют приближенно как для гибкого штампа по табл. П-16.

5* Зак. 30

Значения	$\overline{E}_0 = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}$	$(1 + \varepsilon_1),$	полученные	компрессионным	испытанием
----------	--	------------------------	------------	----------------	------------

	Глубина взятия	Объемный вес	Коэффициент пористости	Число	Коэффи- циент	Значен при да	ия E ₀ е влении в	кГ[см² кГ[см²	
1 рунт	образца в м	скелета грунта в т/м ³	при начальной плотности	пластич- ности	консис- тенции	2-4	4-6	6—8	Οὃъскт
		-	0,9-0,7	25		300	300	300	Волжская ГЭС имеци
Глина кинельская			0,9-0,7	38	-	450	450	4 50	В. И. Ленипа
	4 0		0,78	43	0,13	360	360	440	
Глина неокомская	54		0,79-0,65	32	0,1	360	410	470	Саратовская ГЭС
	60	_	0,73-0,54	34	0,25	450	510	580	
	11	1,77	0,55	21	+0,02	200	280	_	
Глина пермская (Ка- занский ярус)	15	1,88	0,45	17	-0,3	300	510	_	Нижие-Камская ГЭС
	22	1,81	0,5	17	- 0,3	330	410		

Продолжение табл. 28

Tuutte	Глубина взятия	Объемный вес	Коэффициент пористости	Число	Қоэффи- циент	Значе при да	ния \overline{E}_{0} авлении	в <i>кГ/см</i> в <i>кГ/см</i>	2
i þyni	образца в м	грунта в т/м ³	при начальной плотности	пластич- ности	консис- тенции	24	46	6—8	Ооъскт
Глина пермская (Уфим- ский ярус)	28	1,93	0,48	18	-0,4	370	500		
Аргиллиты (Уфимский ярус)	45	2	0,35	17	0,5	680	900	900	Нижне-Камская ГЭС
Алевролиты (Уфимский ярус)	олиты (Уфимский 54		0,4	15	0,6	1200	1300	1400	
		-	0,55	_		1500	2 000	2500	Волжская ГЭС имени В. И. Ленина
			0,57			1500	2000	2200	Волжская ГЭС имени
Песок мелкозернистый			0,67			1000	1500	2000	ХХП съезда КПСС
			0,57		-	700	1000	1300	Human Barmana FOC
			0,66]		6 00	800	900	пижне-толжская 190

133

Коэффициент \overline{v}_{0p} более точно определяется для жесткого штампа по таблице К. Е. Егорова [29] и имеет следующие значения.

H/l	0,5	1	1,5	2	3	5	10
$\overline{v}_{0 p}$	0,72	1,35	1,85	2,29	2,98	3 ,9 5	5,31

Приведенный модуль деформации с учетом бытового давления E_{mp} определяется по формуле Р. А. Токаря (III.3) (п. 15):

$$E_{\rm np} = E_0 \frac{p}{p - \left(1 - \frac{E_0}{E_0}\right) p_6} .$$
(III.118)

Интенсивность бытового давления рь равна весу грунта, вынутого с 1 м² котлована.

Отношение модулей деформации по ветви первичного и вторичного сжатия определяется компрессионным испытанием по формуле

$$\frac{E_0}{E_6} = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}, \qquad (III.119)$$

ε' и ε' – коэффициенты пористости, определяемые гле 110 ветви вторичного сжатия при нагрузках од и σ₂ [формула (III.113)];

> є₁ и є₂-- то же, по ветви первичного сжатия при тех же нагрузках.

Приближенные значения $\frac{E_0}{E_5}$ могут быть приняты по дан-

ным Р. А. Токаря, приведенным в [13 и 16].

ЛИТЕРАТУРА

1. Баркан Д. Д. Динамика оснований и фундаментов. Стройвоенмориздат, 1948.

2. Горбунов-Посадов М. И. Расчет конструкций на упругом основании. Госстройиздат, 1953. 3. Горбунов-Посадов М. И., Синельщиков С. И. Определе-

ние значения модуля деформации по величине простейших грунтовых характеристик. Основания и фундаменты. «Научно-технический бюллетень» № 21, 1958.

4. Гродзенская И. Я., Царев А. И. Натурные исследования работы анкерного понура Волжской ГЭС имени В. И. Ленина. Труды Гидро-

проекта, сб. № 2, 1959. 5. Егоров К. Е. Осадки фундаментов высотных зданий. Труды научно-исследовательского института оснований и фундаментов, сб. No 24. Госстройиздат, 1954.

6. Жемочкин Б. Н., Синицын А. П. Практические методы расчета фундаментных балок и плит на упругом основании. Стройиздат, 1947.

7. Киселев В. А. Балки и рамы на упругом основании. ОНТИ, 1936

8. Клейн Г. К. Теория неоднородной линейно-деформируемой среды и се приложение к расчету балок на сплошном основании, Московский инсти-

гут инженеров городского строительства Мосгорисполкома, сб. № 3, 1954. 9. Малышев М. В. Теоретические и экспериментальные исследования несущей способности песчаного основания. Изд. ВНИИ Водгео, 1953.

10. Научно-исследовательский институт оснований и фундаментов. «Механика грунтов», сб. № 34. НИИОСП. Госстройиздат, 1958.

11. Расчеты и исследования по гидравлике и прочности гидротехнических сооружений (сборник статей). Изд-во АН УССР, 1954.

12. Родштейн А. Г. Некоторые итоги натурных исследований распределения реактивного давления грунта под подошвой жестких фундаментов, «Основания, фундаменты, механика грунтов» № 2, 1959.

13. Самарин И. К. (сост.) Указания по расчету заглубленных фундаментов, Изд. ВНИИ Водгео, 1955.

14. Симвулиди И. А. Расчет балок на сплошном упругом основании. Изд-во «Советская наука», 1955.

15. Справочник по гидротехнике. Госстройиздаг, 1955.

16. Токарь Р. А. Учет бытового давления при расчетс оснований глубокого заложения. «Гидротехническое строительство» № 7, 1949.

17. Флорин В. А. Основы механики грунтов, т. І. Госстройиздат, 1959.

18. Черкасов И. И. Механические свойства грунтовых оснований. Автотрансиздат, 1958.

19. Шехтер О. Я. Об определении осадок в грунтах с подстилающим слоем под фундаментом. «Гидротехническое строительство» № 10, 1937.

20. Ягунд Г. К. Расчет некоторых морских гидротехнических сооружений на естественном основании с учетом изменения модуля деформации грунта с глубиной. Автореферат, 1955.

21. Щербина И. Н. Наблюдения за осадкой и наклоном секций плотины и гидроэлектростанции и сопоставление их с результатами расчетов. Труды Гидропроекта, 1963.

22. Ефремов М. Г., Коновалов П. А., Михеев В. В. К вопросу о распределении послойных деформаций групта в сжимаемой толще глинистых и песчаных оснований. «Основания, фундаменты и механика грунтов» Nº 6, 1963.

23. Швец В. Б., Казаков П. П. Измерение деформируемой зоны в связных грунтах. «Основания, фундаменты и механика грунтов» № 4, 1965.

24. Денисов Н. Я. Строительные свойства глинистых пород и их использование в гидротехническом строительстве. Госэнергоиздат, 1956.

25. Самарин И. К., Федоров И. В. О методах расчета осадок сооружений на связных грунтах. «Основания, фундаменты и механика грунтов» № 2, 1965.

26. Власов В. З., Леонтьев Н. Н. Балки, плиты и оболочки на упругом основании. Физматгиз, 1960.

27. Самарин И. К. О сжимаемой толще оснований гидротехнических сооружений по данным натурных наблюдений за их осадками. «Основания, фундаменты и механика грунтов» № 6, 1962.

28. Милейковский И. Е. Расчет массивных конструкций методами

строительной механики пространственных систем. Госстройиздат, 1958. 29. Егоров К. Е., Шилова О. Д. Деформация оснований конечной толщины при действии внецентренной нагрузки на ленточный фундамент. «Механика грунтов», сб. № 49 НИИОСП. Госстройиздат, 1962.

30. Крашениникова Г. В. Расчет балок на упругом основании конечной толщины. Изд-во «Эпергия», 1964.

31. Самарин И. К., Денисов А. С. Определение давления грунта на зубья в подошве гидротехнических сооружений. Труды Гидропроекта, сб. № 8, 196**3**.

32. Самарин И. К. Практические методы расчета анкерных понуров и горизонтальных смещений гидротехнических сооружений. Труды ВНИИ Водгео, вып. 12. Стройиздат, 1965.

глава IV

РАСЧЕТЫ УСТОЙЧИВОСТИ И ПРОЧНОСТИ БЕТОННЫХ ПЛОТИН

22. ОСНОВНЫЕ ТИПЫ КОНСТРУКЦИЙ ПЛОТИН

l

При строительстве гидроузлов на нескальных основаниях бетонные плотины применяют главным образом в качестве водосбросных сооружений. Устройство таких плотин на нескальных основаниях в качестве глухих обычно нецелесообразно по экономическим и другим соображениям. Напоры рассматриваемых плотин в энергетических, транспортно-энергетических и других аналогичных гидроузлах составляют около 10—30 м. Конструкции их имеют различную степень армирования. Чисто бетонные плотины в этих условиях не строят.

Конструкции построенных плотин могут быть подразделены на следующие три основных типа:

- 1) с поверхностными водосбросами;
- 2) с двухъярусными водосбросами;
- 3) с донными водосбросами.

Первый тип применен на большинстве построенных в СССР плотин, а именно на гидроузлах: Свирь-III и Свирь-II. Иваньковском на Волге (на части длины плотины), Цимлянском на Дону, Горьковском, Куйбышевском и Волгоградском на Волге и Каховском на Днепре. К этому же типу можно отнести и водосливные плотины с низким порогом, устраиваемые при малых напорах; в этом случае водосливным порогом является иногда плоская фундаментная плита.

Второй и третий типы применены на некоторых гидроузлах на Волге.

Две плотины конструкции первого типа изображены на рис-IV-1. Водослив плотины по рис. IV-1, a имеет сплошную, а по IV-1, δ — пустотелую конструкцию выше фундаментной плиты. двухъярусные полости водослива обусловлены необходимостью пропуска паводка через недостроенную плотину.

Плотина второго типа изображена на рис. IV-2, а третьего типа — на рис. IV-3.

Конструкция водосливной части плотины, включающая фундаментную плиту, бычки и водослив, обычно имеет распластанную по направлению течения воды форму. Это является резульчатом стремления создать по возможности наименьшие давления на грунт основания и достаточно равномерное их распределение по ширине сооружения. Развитая в сторону верхнего бьефа фундаментная плита даст возможность использовать вес воды для достижения требуемой устойчивости сооружения на сдви.

По длине плотины делят осадочно-температурными швами на части - секции; разрезку обычно делают по осям бычков. При разрезке через один пролет (рис. IV-4, а) облегчаются условия работы секции и ее фундамента на изгиб вдоль оси плотины, так как уменьшается их длина. Однако при одной и той же длине водосливной плотины и, следовательно, при одном и том же удельном расходе воды на водобое такая разрезка плотины приводит к увеличению суммарной толщины бычков. В этом случае каждый из них состоит из двух частей - полубычков, минимальная толщина которых ограничивается конструктивными условиями (наличие пазов затворов, пазов водонепроницаемых устройств в швах между секциями и пр.). Выгоды, получаемые за счет облегчения работы фундаментной плиты вдоль оси плотины при однопролетных секциях, обычно теряются из-за увеличения объема бетона в бычках по сравнению с двухпролетными секциями (рис. IV-4, б). Кроме того, при однопролетных секциях вдвое увеличивается число осадочных швов с противофильтрационными устройствами в них. В связи с этим в большинстве плотин разрезка выполнена через каждые два пролета водослива.

В Цимлянской плотине разрезка сделана через три 16-метровых пролета (рнс. IV-4, в). Это было вызвано необходимостью повышения сопротивляемости секций плотины сдвигу в связи с наличием в основании плотины слабых лииз старичных глинистых грунтов, вследствие чего короткие секции плотины могли целиком попадать на них и потребовались бы специальные меры по повышению устойчивости секций.

Возможна и такая разрезка плотины на однопролетные секции, при которой чередуются секции, имеющие общий фундамент для водослива одного пролета и двух бычков и фундамент только для одного пролета водослива без бычков (рис. IV-4, *a*). При этой конструкции можно обойтись без увеличения бетона в бычках, однако при этом становится нсясным вопрос о надежной работе плотины и ее затворов при осадках секций, в особенности если осадки будут происходить в период эксплуатации.

При двух- и трехпролетных секциях тело водослива обычно отделено выше фундаментной плиты от боковых поверхностей бычков температурными швами (рис. IV-4, б и в). Это удобно и в том отношении, что отвечает условиям производства бетонных работ, когда бычки в соответствии с организацией работ, как правило, возводят раньше тела водослива.

При коэффициентах сдвига грунтов основания 0,35 и ниже для достижения требуемой устойчивости плотины обычно примеияют анкерный понур. Для повышения его эффективности плоти-





Рис. IV-1. Плотины на песчаном основании 1 --- анкерный понур; 2 -- водобой; 3 -- стальной шлунт; 4 -- пески; 5 -- глинистый мергель; 6 -- песчано-алевритовая порода; 7 -- разгрузочные скважины; 8 -- дренажные колодцы



Рис. IV-2. Плотина двухъярусного типа на глинистом основании



Рис. IV-3. Плотина с донными водосбросами на глинистом основании



Рис. IV-4. Схемы разрезки плотины на секции

ны на песчаных основаниях имеют, помимо шпунта у верховой грани фундаментной плиты, шпунтовый ряд также у верхового края понура. Это уменьшает фильтрационное противодавление воды под понуром.

23. РАСЧЕТЫ УСТОЙЧИВОСТИ ПЛОТИН

При определении устойчивости плотины основными являются расчеты устойчивости на сдвиг. Они выполняются для водосливной части (с понуром или без понура, в зависимости от конструкции плотины) и для водобойной плиты. Здесь рассматриваются расчеты для водосливной части, сдвиг секций которой может происходить:

1) по плоскости подошвы сооружения;

2) по некоторой горизонтальной плоскости, проходящей ниже подошвы, с частью грунта основания;

3) по криволинейной поверхности в грунте основания.

Обычно определяющим является расчет устойчивости на сдвиг по заглубленным горизонтальным плоскостям скольжения, проходящим ниже подошвы сооружения. Обусловливается это тем, что основания сооружений, состоящие из мягких грунтов, даже при одинаковом литологическом их составе имеют отдельные прослойки с более низкими геотехническими свойствами, в особенности в отношении сопротивления сдвигу. В песчаных грунтах аллювия обычно имеются прослойки или линзы глинистых и илисто-глинистых отложений, по которым может происходить в первую очередь скольжение сооружения с частью основания.

Расчеты прочности грунта основания при действии только вертикальной нагрузки (т. е. на выпор) обычно выполнять не требуется, так как при большой ширине сооружения такие расчеты по формулам проф. С. И. Белзецкого и других авторов показывают заведомый запас. При наличии горизонтальной силы этот вид расчетов покрывается указанными выше расчетами устойчивости на сдвиг с частью основания, т. е. по заглубленной в грунт горизонтальной плоскости или по цилиндрической поверхности. Напряжения в основании у краев фундамента могут при этом оказаться и выше критической величины краевого напряжения, при котором могут начинаться пластические деформации грунта. Однако это обстоятельство не может иметь практического значения, так как области пластических деформаций являются весьма ограниченными и наличие их может сказаться лишь на степени изменения эпюры напряжений, определяемой в предположении работы основания как упругой полуплоскости или упругого полупространства.

Для выявления наиболее неблагоприятных условий при расчетах устойчивости рассматривают ряд случаев возможного действия сил. Расчетными обычно являются следующие случаи:

1) нормальный эксплуатационный, соответствующий работе сооружения при нормальном подпорном уровне воды в верхнем бьефе и минимальном расчетном уровне в нижнем бьефе;

2) эксплуатационный паводковый, когда через плотину производится пропуск максимального расчетного расхода воды.

Первый случай характерен тем, что при нем действует максимальная сдвигающая сила, а второй — тем, что при нем плотина имеет минимальный вес вследствие значительного взвешивающего давления воды.

К числу поверочных относятся случаи, при которых учитывают нарушения нормальной работы фильтрационного подземного контура плотины: например, нарушение водонепроницаемости сопряжения понура с фундаментом водослива, частичное засорение под последним дренажа в тех случаях, когда он здесь устроен, засорение его под водобоем и прочие нарушения нормальной работы частей сооружения.

Необходимо отметить, что при таких расчетах имеется ряд условностей, так как степень возможного нарушения нормальной работы того или иного элемента не ясна, и ее приходится назначать предположительно. Так, например, засорение дренажа под водобоем часто условно принимают на длине, равной величине напора на сооружение; при этом основную часть фильтрационного потока считают выходящей за пределами засоренной части дренажа. Иногда считают, что пропускная способность на входе в дренаж уменьшается. В расчетах это условно учитывают увеличением напора фильтрационного потока у конца низового зуба фундамента или у острия шпунта в 1,5-2 раза.

При расстройстве сопряжения понура с фундаментом водослива считают возможным одновременное частичное засорение дренажа под водосливом в связи с возникающими при этом повышенными фильтрационными градиентами.

Комбинация сил, при которых в расчет вводятся нарушения нормальной работы подземного контура, относится к группе «особых сочетаний» (см. главу I). Необходимо иметь в виду, что в качестве расчетных дополнительных сил и их комбинаций надо выбирать наиболее вероятные и с учетом практически малой возможности одновременного возникновения нескольких видов нарушения нормальной работы сооружения.

В тех случаях, когда плотина имеет анкерный понур, конструкцию ее часто подбирают с таким расчетом, чтобы в обычных условиях работы водосливная секция плотины имела коэффициент самостоятельной устойчивости, т. е. без учета понура, околс 1. Это условное требование связако с желанием, чтобы на понур

не передавалось слишком большое усилие, которое создает конструктивные и другие затруднения при значительном количестве арматуры, необходимой в понуре.

Расчетные схемы

При расчетах устойчивости силами, действующими в вертикальном направлении, являются вес секции плотины, вес воды на плотине, взвешивающее и фильтрационное давление воды. К силам, действующим в горизонтальном направлении, относятся давление воды со стороны верхнего и нижнего бьефов, давление грунта со стороны верхнего (активное) и нижнего бьефов и иногда сопротивление сдвигу водобоя.

Давление грунта на торец фундамента со стороны нижнего бьефа на участке его, не закрываемом водобойной плитой, обычно учитывают в виде активного давления, так как возникновение пассивного давления возможно только при некоторой подвижке сооружения и очень сильном уплотнении грунта засыпки в пазухе котлована.

Необходимо отметить, что пассивное давление грунта на торец фундамента водослива и сопротивление от трения плиты водобоя в тех случаях, когда их учитывают, составляют незначительные величины по сравнению с основными силами сопротивления сдвигу водослива.

Если фундамент водослива имеет зубья, го устойчивость проверяют по горизонтальной плоскости скольжения, проходящей по низу верхового зуба (рис. IV-5). В грунтах, имеющих сцепление, в этих случаях можно учитывать полное сопротивление сдвигу, так как срез грунта между зубьями фундамента будет происходить по ненарушенному массиву грунта.

При наличии в плотине анкерного испура водослив и понур рассматривают как единую конструкцию, которая может сдвинуться только в целом.

Рис. IV-5. Схема плотины в полеречном разрезе 1- призма скольжения; 2- плоскость скольжения

При проверках устойчивости по заглубленным горизонтальным плоскостям скольжения в грунте основания расчет ведут по схеме с образованием призм скольжения и отпора в верхнем и соответственно нижнем бьефах (рис. IV-6). В плотинах с анкерным понуром наиболее неблагоприятная плоскость скольжения самого понура обычно находится на уровне его сопряжения с грунтом основания. Это объясняется тем, что при снижении ее до уровня плоскости скольжения грунта под водосливом сильно увеличиваются вертикальные силы и, несмотря на уменьшение коэффициента трения или сдвига, увеличивается общее сопротивление понура сдвигу.



Рис. IV-6. Слема к расчету секции плотины на устойчивость

Ввиду того что при расчетах по схеме, изображенной на рис. IV-6, часть понура располагается над призмой скольжения, действующей на массив грунта под водосливом, силы трения на этом участке понура исключают из общего сопротивления сооружения скольжению.

Величину давления от фильтрационного напора воды определяют фильтрационными расчетами или методом ЭГДА. В табл. 29 для примера приведены потери напора на шпунтах подземного контура, которые были приняты при проектировании Цимлянской плотины и плотины Волжской ГЭС имени В. И. Ленина. Приведенные в этой таблице данные близки к наблюденным в натуре величинам.

Таблица 29

	Потери н	апора в %
Плотины	от входа из водохра- нилища до низа понура за первым рядом шпунта	от верха первого ряда шпунта под понуром до верха второго ряда шпунта под водосли- вом
Цимлянская (дренажа под водосли- вом нет)	30	60
В. И. Ленина (дренажа под водосли- вом нет)	40	30

Цимлянская плотина имеет противофильтрационные шпунты в начале понура и под передним краем фундамента водослива,

6

ţ

доходящие до слоя мергелистой глины на глубине 15—18 м. Движение фильтрационной воды в пространство за шпунтом считалось возможным вследствие неплотностей между шпунтинами и в сопряжении их со слоем мергелистой глины, а также из-за неполной водонепроницаемости последней.

Плотина Волжской ГЭС имени В. И. Ленина имеет также два шпунтовых ряда, но они расположены целиком в песчаном грунте и являются висячими.

При расчетах устойчивости коэффициент запаса определяют по формуле

$$k = \frac{(P - N) f + E_{\text{H,II}}}{(H_{\text{B}} + E_{\text{B,a}}) - (H_{\text{II}} + E_{\text{H,a}})}, \qquad (\text{IV.1})$$

- где Р сумма вертикальных сил, действующих сверху вниз:
 - N противодавление воды (взвешивающее и фильтрационное);
 - f коэффициент сопротивления сдвигу (трения и сцепления);
 - H_в горизонтальное давление воды со стороны верхнего бьефа;
 - *H*_n то же, со стороны нижнего бьефа;
 - *Е*_{в.а} активное давление грунта со стороны верхнего бьефа:
 - *Е*_{н.а} то же, со стороны нижнего бьефа;
 - Ен.п пассивное давление грунта со стороны нижнего бъефа на участке от низа зуба фундамента до расчетной плоскости сдвига.

Величину расчетного коэффициента сопротивления сдвигу (трение плюс сцепление), зависящую от давлений, имеющихся в основании, выбирают в соответствии с данными о геотехнических свойствах грунтов основания, получаемых исследованиями. В табл. 30 приведены для иллюстрации коэффициенты сдвига, которые были применены при проектировании ряда построенных плотин.

Расчеты устойчивости на сдвиг по круглоцилиндрическим поверхностям выполняют в соответствии с методом, приведенным в главе VII, а также по методу М. М. Гришина [4].

Коэффициент устойчивости определяют по формуле

$$k = \frac{M_{\rm ya}}{M_{\rm cgB}},\tag{IV.2}$$

где M_{ya} — момент удерживающих сил относительно центра круговой кривой сдвига;

*М*_{слв} — момент сдвигающих сил относительно того же центра.

При указанных выше расчетах устойчивости коэффициенты запаса принимают в соответствии с действующими техническими условнями и указаниями.

Таблица 30

Плотины	Вид грунта основания	Высота плоти- ны от поверх- ности водобоя до НПУ	Коэффициент сдвига	
			расчетный слой основания	значение коэффи- циента
Нижне-Свир- ская	Девонские глины	16	Глины	0,2
Верхне-Свир-	То же	22	»	0,2
ская Иваньковская Рыбинская	Моренные суглинки Пермо-триасовые	17,5 25	Суг линки Глины	0,26 0,3
Цимлянская	Пины Пески с прослойка- ми и линзами старич- ных глинистых отло- жений; ниже-мерге- листая глина	30	Старицы	0,26
			Мергелистая глина	0,3
Горьковская	Песчаные грунты	23	Песчаные	0,35
Волгоград- ская	Пески с прослойка- ми и линзами старич- ных глинистых отло- жений	31	С учетом стариц	0,27_и 0,3

24. РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ ВОДОБОЯ

Из других элементов плотины, кроме ее водосливной части и понура, расчеты устойчивости, как указывалось, обычно требуются для водобойной плиты. Надо отметить, что в вопросе расчетов водобоя и в назначении толщины его плит и их плановых размеров из условия устойчивости нет достаточно обоснованных теоретических и экспериментальных данных. Поэтому применяемые приемы расчетов являются в некоторой степени условными.

Нарушение устойчивости водобойной плиты может произойти вследствие сдвига под действием горизонтальных сил или от всплывания в связи с наличием дефицита давления воды сверху по сравнению с давлением снизу при пропуске воды через плотину.

Определение горизонтальных сил, действующих на водобойную плиту, не встречает особых затруднений; они могут быть определены лабораторным или теоретическим путем как давление струи потока на выступающие над поверхностью водобоя части: гасители, водобойные стенки, встречные уступы и т. д. (см. главу I). Что касается определения дефицита давления на плиту, то это является задачей более сложной. В большинстве случаев делают предположение, что давление воды на водобойную плиту снизу равно взвешивающему давлению, отвечающему уровню воды в нижнем бьефе. Дренажные отверстия в водобойной плите, которые могли бы снизить это давление при наличии пониженного давления сверху во время пропуска воды, в ответственных плотинах в пределах сопряжения потока с нижним бьефом, т. е. на длине затопленного прыжка, обычно не устраивают. Это обусловливается отсутствием уверенности в том, что не возникнет дополнительных давлений, а также токов воды под водобоем, при которых могли бы произойти повреждения фильтров.

Дефицит давления создается вследствие понижения уровня воды над водобоем при пропуске воды через плотину и за счет пульсаций давлений и аэрации потока. Влияние этих факторов по состоянию изученности вопроса в настоящее время не может быть точно определено. Можно, однако, отметить, что влияние пульсаций давления на устойчивость водобойных плит не может быть существенным вследствие того, что при значительных размерах плит импульсы давлений в разных точках не совпадают друг с другом по времени и в значительной мере взаимно поглощаются.

В практических расчетах, производимых с запасом, принимают, что давление на водобойную плиту сверху равно весу потока воды над водобоем, уменьшенному за счет аэрации. Зоны с разными степенями содержания воздуха в потоке могут быть приняты, например, по схеме, изображенной на рис. IV-7.

При проектировании плотин Волжской ГЭС имени В. И. Ле-



Рис. IV-7. К расчету устойчивости водобоя с учетом аэрации потока

чина и Волжской ГЭС имени XXII съезда КПСС на основе данных лабораторных исследований серии моделей трех масштабов для первой из этих плотин были приняты следующие степени азрации: на верховом участке водобоя в пределах потока с непогашенными скоростями 50% и на остальном участке 20%.

При отсутствии на водобое гасителей энергии воды дефицит

^{1 —} сливная грань плотины; 2 — водобойная плита; 3 — дренаж; 4 — зона аэрации 50%; 5 — зона аэрации 20%

давления приближенно можно определить расчетным путем по эмпирическим формулам, предложенным Д. И. Куминым, исходя из его лабораторных исследований во Всесоюзном научноисследовательском институте гидротехники имени Б. Е. Веденеева. По его рекомендации эпюра дефицита давления (рис. IV-8) может быть принята по треугольнику с высотой в начале водобоя h_a , определяемой из выражения

$$\frac{h_{\pi}}{h_{\kappa p}} = 0.85 \left(1 - 0.55 \sqrt[3]{\frac{h_2}{h_2}} - 1 \right) \sqrt{\frac{H_0}{h_{\kappa p}}} - 2 , \quad (IV.3)$$

где *h*_{кр} — критическая глубина;

h₂— глубина воды в нижнем бьефе над водобоем:

h₂^{*} — глубина, сопряженная со сжатой глубиной h₁ потока на водобое;

 H_0 — напор верхнего бьефа над водобоем.

Основание треугольника эпюры дефицита равно 7 h₂.



Рис. IV-8. Эпюры дефицита давления воды на водобое *I* — при гладком водобое; *II* — при гасителях на водобое

При наличии гасителей дефицит давления перед ними уменьшается или даже приобретает обратный знак. Характер и степень изменения дефицита давления достаточно достоверно могуг быть определены лишь лабораторным путем для каждого случая применения того или иного вида гасителей и их расположения.

В первом приближении можно пользоваться и приведенным выше способом с вычислением $h_{\rm a}$ по формуле (IV.3), но с учетом того, что при наличии гасителей глубина затопления уменьшается на величину Δh_{2}^{*} , равную примерно (0,1—0,2) h_{2}^{*} . В соответствии с этим уменьшается величина $h_{\rm a}$. Перед первым рядом гасителей эпюру дефицита давления уменьшают на протяжении $4\Delta h_{2}^{*}$ на площадь треугольника *abc* (рис. IV-8).

При величине дефицита давления, вычисленной указанным выше способом, трудно обеспечить устойчивость водобойной плиты против всплывания, если даже она имеет длину, равную полному протяжению водобоя, т. е. $l \approx 5(h_2^{\circ} - h_1)$. Во всяком случае

родобойная плита должна иметь довольно значительную толщину.

Снижение дефицита давления и, следовательно, повышение устойчивости водобойных плит могут быть достигнуты применением дренажных разгрузочных колодцев. Если устройство колодцев с учетом ранее сказанного будет считаться все же целесообразным, не следует их делать перед гасителями в начале водобоя, а только за ними и притом на некотором расстояции. Треугольник дефицита давления в этом случае можно считать простирающимся от начала водобоя до второго или третьего ряда дренажных колодцев (рис. IV-9).

Рис. IV-9. Эпюра дефицита давления воды на водобое при наличии в нем дренажных колодцев *I* — дренаж над водобоем; 2 — дренажный колодцев



Устойчивость водобойных плит проверяют на сдвиг по их основанию, а также на всплывание с приподниманием переднего края и вращением около низового ребра из-за указанного выше дефицита давления воды сверху.

Обычно расчетным является случай пропуска максимального паводка вследствие того, что при нем возникает максимальная величина дефицита давления.

25. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ СЕКЦИЙ В ПОПЕРЕЧНОМ НАПРАВЛЕНИИ

Расчетная реакция основания

Работа секции плотины в поперечном направлении, т. е. в направлении движения потока воды, является основной при поддержании ею напора.

Величина усилий, возликающих в конструкции секции в этом направлении, зависит от характера распределения нормальных напряжений в подошве фундамента секции и касательных контактных напряжений в основании. Характер этого распределения зависит от условий взаимодействия фундамента сооружения и его основания. Обычно грунтовое основание рассматривают как линейно-деформируемую среду и в соответствии с этим его условно приравнивают к упругому полупространству. Полученные из этого условия контактные напряжения исправляют затем с учетом реальных свойств грунта.

Жесткость конструкции секции плотины в поперечном направлении создается бычками и полубычками, которые являются ребрами жесткости конструкции. В продольном направлении жесткость создается фундаментной плитой и массивом водослива при плотинах с высоким порогом и фундаментом при плотинах с низким порогом.

При напорах плотин 15—30 *м* жесткость конструкции секции в обоих указанных направлениях получается весьма значительной. Поэтому практически можно считать, что секция плотины является жестким массивом по отношению к грунтовому основанию. При меньших напорах может потребоваться учет гибкости в продольном направлении.

В направлении продольной оси плотины имеют обычно большое протяжение. Поэтому при расчетах в поперечном направлении определение контактных напряжений в сопряжении фундамента плотины и ее основания обычно производят для условий плоской задачи. Это определение может быть выполнено способом, изложенным в главе III.

При действии жесткого массива на упругое полупространствс эпюры контактных напряжений от вертикальных нагрузок имеют вид, изображенный на рис. IV-10, а с учетом поправок за счет пластических деформаций грунта (см. главу III, п. 17) эпюра нормальных напряжений имеет вид, изображенный на рис. IV-11.



Рис. IV-10. Эпюры пормальных напряжений р и скалывающих напряжений t в подошве жесткого массива на упругом основании



Рис. IV-11. Эпюры реакции основания под жестким массивом 1 — без учета пластических леформаций: 2 — с учетом пластических деформаций: 3 — то же, предельного состояния

Как видно из рис. IV-10, в подошве фундамента, лежащем на упругом полупространстве, даже при одной вертикальной нагрузке возникают касательные напряжения, обусловленные деформациями этого полупространства. Если бы работа грунтового массива полностью отвечала работе упругого полупространства,
то указанные касательные напряжения улучшали бы работу фундамента, создавая изгибающий момент в фундаменте, обратный моменту, вызываемому нормальными контактными напряжениями.

Однако в условиях реальных грунтов рассчитывать на возникновение указанных благоприятных касательных напряжений, вызываемых не действием активной горизонтальной нагрузки, а деформациями основания как упругого полупространства, было бы неосторожным. Кроме того, рассматриваемые касательные напряжения имеют паибольшие величины у наружных частей фундамента (см. рис. IV-10), т. е. там, где в грунте основания возникают пластические деформации, которые могут не только погасить эти касательные напряжения, но даже обусловить их значения с обратным знаком.

В связи с этим в проектной практике не учитывают касательные напряжения, получаемые в подошве фундамента от вертикальных нагрузок при расчете по теории упругого полупространства. Нормальные напряжения определяют при этом по формулам, выведенным в предположении равенства нулю касательных напряжений.

Нормальные напряжения и их распределение по подошве секции плотины определяют с учетом боковых пригрузок. Со стороны нижнего бьефа пригрузка создается весом водобоя и заглублением секции плотины ниже его, а со стороны верхнего бьефа нагрузками от понура и заглублением секции ниже его подошвы.

В случае неоднородных по сжимаемости грунтов под фундаментом плотины, что в большинстве случаев бывает в аллювиальных грунтах, учитывают влияние этого обстоятельства на эпюру реакции грунта в соответствии с указаниями, приведенными в главе III, п. 16. Надо, однако, отметить, что это влияние здесь имеет менее существенное значение, чем при расчетах секции в продольном направлении.

3

Расчет фундаментной плиты на местный изгиб

При работе секции в поперечном направлении фундаментная плита образует совместно с бычками и полубычками коробчатую конструкцию, в которой бычки и полубычки являются стенками, а фундаментная плита является полкой. В этом виде она в целом сопротивляется действию сил в поперечном направлении.

Если при высоком водосливе краевые части фундаментной плиты сильно развиты в сторону нижнего и верхнего бьефов и образуют род плит, имеющих опоры по трем сторонам (по бычкам и полубычкам и на водосливе), то кроме общего изгиба в фундаментной плите возникает и местный изгиб.

На рис. IV-12 изображен поперечный разрез и план двухпролетной секции плотины с высоким водосливом. Участки фундаментной плиты *abdc* и *a'b'd'c'* со стороны пижнего бьефа и *kmon* и k'm'o'n' со стороны верхнего бьефа при указанных выше условиях подвержены местному изгибу как плиты, имеющие опорь по трем сторолам и свободный край со стороны бьефов. Нагрузками на плиты являются реакция основания, вес плит, вес воды сверху и противодавление воды снизу.



Рис. IV-12. Схема к расчету фундаментной плиты секции плотины на местный изгиб



Рис. IV-13. Расчетная схема для определения местного изгиба краевых участков фундаментной плиты

Если принять вертикальные сечения водослива cd и c'd' (рис. IV-12) за места жесткой заделки плит (в верхчем бьефе соответственно сечения nou n'o') и те или иные условия закрепления их у бычков и полубычков в сечениях ac, bd и a'c', b'd' (в верхнем бьефе соответственно в сечениях kn, mo и k'n', m'o'), то эти участки плит можно рассчитать методом перекрестных балок с учетом переменной толщины плиты и крутящих моментов или же другим аналогичным способом.

Однако такой расчет, несмотря на его большую сложность, все же не будет полностью отвечать действительным условиям работы плиты в связи с условностью выделения сечений cd и c'd' в качестве опорных и значительной относительной толщиной плиты, а также других аналогичных причин. Поэтому нет надобности стремиться к большой точности расчетов и можно применить другие, более простые условные способы расчета, не внося дополнительной значительной погрешности. Можно, например, выполнить расчет методом перекрестных балок (рис. IV-13) с приравниванием их прогибов только по одной осевой линии *О*—*О*, проходящей посередине пролета между бычками и полубычками, не учитывая при этом крутящих моментов.

При работе перекрестных балок как консолей, нормальных к водосливу, и двухопорных балок, расположенных вдоль водослива, нагрузку на плиту интенсивностью p_i в пределах принятой балки делят на нагрузку интенсивностью $p_{\kappa i}$, приходящуюся на консоль, и на нагрузку интенсивностью p_{6i} , приходящуюся на балку, **т**. е.

$$p_i = p_{\kappa i} + p_{6 i}. \tag{IV.4}$$

При принятой расчетной схеме нагрузка $p_{\kappa i}$ вдоль консолей будет переменной, а нагрузка p_{6i} вдоль каждой балки — постоянной. Число уравнений для определения $p_{\kappa i}$ или p_{6i} , не считая уравнения (IV.4), будет равно числу выделенных балок в плите вдоль оси плотины.

Заделку плиты в бычок можно рассматривать как жесткую вследствие симметричности нагрузки плиты в смежном пролете водослива и невозможности поворота сечений бычка. Заделка плиты в полубычок является упругой из-га возможности его деформации. В запас для величины пролетного момента балки и опорного момента у бычка можно считать, что конец балки у полубычка свободно оперт.

Для проверки здесь сечения с запасом возможная геличина эпорного момента может быть, по данным подсчетов, выполненных при составлении проектов, принята равной не более 40% величины опорного момента у бычка.

В изложенном упрощенном способе может быть учтена и переменная жесткость рассчитываемого участка фундаментной плиты в направлении движения потока воды (сечений консолей в расчете).

Для расчета плит можно использовать также данные таблиц А. Смотрова [5] и таблиц, изданных под редакцией П. М. Варвака [2] для контурных плит, выбрав соответственно при этом условную постоянную толщину плиты. В связи с тем что в таблицах нет расчетных данных для усилий в плите, имеющей заделку краев по схеме, изображенной на рис. IV-13, приходится использовать табличные данные для плиты, имеющей защемление по всем трем сторонам, а затем на основании приближенных подсчетов вводить поправки в величины изгибающих моментов, опорных реакций и других усилий.

Расчет фундаментной плиты и бычков на их совместную работу в поперечном направлении

Расчет фундаментной плиты на совместную работу с бычками в поперечном направлении в дальнейшем назван расчетом на общий изгиб в этом направлении. Усилия, обусловливаемые этим общим изгибом, вызывают растяжение у нижней поверхности плиты.

Расчетные усилия в частях фундаментной плиты, подверженных местному изгибу, после определения их изложенным в предыдущем пункте способом учитывают при расчете секции на общий изгиб. Учет этот может быть сделан двумя способами.

По первому способу упомянутые выше участки контурных плит мысленно вырезают из фундаментной плиты и по их опорным сеченням прикладывают действующие в них усилия (рис. IV-14, B и c), а именно: моменты M, перерезывающие силы Q и крутящие моменты H. Последние возникают только там, где возможна депланация краевых сечений контурной плиты на опорах, т. е. искажение их плоской формы из-за кручения.



Рис. IV-14. Схемы к расчету секции плотины в поперечном направлении

При определении усилий в вертикальных сечениях конструкции секции от общего изгиба нормальную реакцию грунта основания, вес воды, вес плиты и другие вертикальные нагрузки, приходящиеся на вырезанные участки плиты, в расчет не вводят, так как они уже учтены в указанных усилиях *M*, *Q* и *H*. Горизонтальную реакцию основания, горизонтальные силы в торцах фундаментной плиты в верхнем и нижнем бьефах, реакцию анкерного понура и другие аналогичные горизонтальные силы вводят в расчет для всех участков фундаментной плиты. На рис. IV-14 эти силы не показаны.

При жестком днище усилия и напряжения следует определять для всего сечения секции в целом, включающем бычки, полубычки и фундаментную плиту. При гибком днище сечение разделяют на отдельные участки: одни из них состоят из сечения полубычков с прилегающими частями фундаментной плиты и водослива на половине пролета последнего, а другие — из сечения бычка с прилегающими частями фундаментной плиты и водослива. Однако такое разделение сечения является условным.

По второму способу усилия в сечениях секции от общего изгиба в поперечном направлении определяют без указанной мысленной вырезки участков фундаментной плиты, подверженных местному изгибу. При вычислении усилий учитывают все силы, действующие на секцию. В сечениях по рис. IV-15, а справа от места bb условной заделки контурного участка фундаментной плиты, расположенного в нижнем бьефе, и слева от места такой



Рис. IV-15. Схема к расчету секции плотины в поперечном направлении (а) и эпюры напряжений (б) в сечении 1—1 бычка и в сечении m—m фундаментной плиты

же заделки аа в верхнем бьефе, например в сечениях 1-1 н 2-2на участках их mm и nn, в фундаментной плите действуют изгибающие моменты $M_{\rm M}$ от местного изгиба. Поэтому величину момента от общего изгиба $M_{\rm ofm}$, определенного указанным способом, уменьшают на сумму моментов $M_{\rm M}$ от местного изгиба. Этим обеспечивается условие равенства суммы моментов общего и местного изгибов в рассматриваемом сечении сумме моментов внешних сил. Это видно из следующего. Эпюры нормальных напряжений, например, в сечениях 1-1 бычков и mm фундаментной плиты имеют вид, показанный на рис. IV-15, б. Эти напряжения являются результатом действия моментов $M_{\rm ofm}$ и $M_{\rm M}$.Здесь $M_{\rm ofm}$ — момент общего изгиба в сечении бычка или полубычка и соответствующей части фундаментной плиты (см. рис. IV-17) или в сечении всей секции, если расчет ведется для всей секции, и $M_{\rm M}$ — суммарный момент местного изгиба в сечении смежных полупролетов плиты или соответственно в сечении фундаментной плиты всей секции на участках между бычками и полубычками.

По условиям равновесия момент внешних сил $M_{\rm BH}$, действующих по одну сторону сечения, равен моменту внутренних нормальных напряжений, т. е. сумме моментов $M_{\rm oбщ}$ и $M_{\rm M}$:

$$M_{\rm BH} = M_{\rm oblig} + M_{\rm M},$$

откуда

$$M_{\rm ofill} = M_{\rm BH} - M_{\rm M}.$$

При вычислении $M_{\text{общ}}$ нужно учитывать знаки моментов: $M_{\text{общ}}$ и $M_{\text{м}}$ считаются одного знака при одинаковом направлении их действия.

Приведенные выше способы определения момента общего изгиба одинаково точны и дают одинаковую величину $M_{\rm oбщ}$, но второй способ более прост.

Потребную арматуру в сечениях фундаментной плиты определяют по условным расчетным усилиям — изгибающему моменту *M* и продольной силе *N*:

$$M = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{12} bh^2;$$

$$N = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} bh.$$
(IV.5)

В этих формулах σ_1 и σ_2 — суммарные напряжения в сечения от общего и местного изгибов, определенные в предположении изотропности материала фундаментной плиты. Знак плюс в формулах принят для растягивающего напряжения и растягивающего усилия N.

Фильтрационное давление воды в сечении учитывается в величинах напряжений σ_1 и σ_2 .

Изгибающий момент считают положительным, если он направлен по часовой стрелке по отношению к сечению, изображенному на рис. IV-16, т. е. когда он увеличивает напряжение σ_1 и уменьшает σ_2 .

По вычисленным с помощью формул (IV.5) усилиям подбирают арматуру самостоятельно для сечений фундаментной плиты, бычков и полубычков.

Расчет этой же арматуры может быть вымолнен и другим способом. Определяют количество арматуры, требующееся отдельно в фундаментной плите на местный изгиб. Затем вычисляют количество арматуры, требующееся на действие момента общего изгиба в бычках и полубычках и в соответствующих частях фундаментной плиты, работающих с ними совместно в целом сечении (участки I, II и I сечения на рис. IV-17). Полученное таким способом (при расчетах в поперечном направлении) суммарное количество арматуры в фундаментной плите, бычках и полубычках близко к определяемому первым, изложенным выше способом.

Рис. IV-16. Схемы к определению расчет-



Бычки и полубычки имеют значительную высоту. Поэтому работа их на изгиб в продельной плоскости происходит подобно балке-стенке с полкой внизу. При деформациях поперечные сечения бычков и полубычков не остаются плоскими; особенно это относится к сечениям, близким к торцам. В связи с этим при расчете прочности их растянутой нижней зоны обычными методами, т. е. методами сопротивления материалов, нельзя в сечениях, близких к торцам, вводить в расчет полную ВЫ· соту бычков или полубычков.

Как показывают теоретические исследования для плотины Волжской ГЭС имени XXII съезда КПСС, а также лабораторные исследования схематизированных моделей ДЛЯ других ллотин, эффективную высоту в краевых зонах бычков и полубычков, вводимую в расчет при проверках прочности обычными методами и при подборе арматуры, можно условно принимать в пределах частей их, ограниченных сверху линиями, идушими от кромок фундамента под углом 45-60° к горизонту (рис. IV-18). При этом условии полное усилие растянутой зоны можно считать в достаточной мере близким к действительному.

Как было ранее указало, реактивные касательные напряжения в подошве фундамента следует учитывать только тогда, когда они вызываются активными горизонтальными силами. При определении тангенциальных контактных напряжений от этих сил методами теории упругости, при рассмотрении сооружения как жесткого массива, а грунтового основания как упругого полупространства энюра их получается криволинейной с наибольшими значениями у краевых частей фундамента (рис. IV-19).

В условиях реальных грунтов эта эпюра сплаживается в связи с тем, что у краев фундамента возникают пластические деформации грунта, которые срезают максимальные краевые касательные контактные напряжения, определенные по теории упругости так же, как это происходит с наибольшими вертикальными напряжениями, о чем говорилось раньше.

В связи с этим эпюру реактивных касательных напряжений вида, изображенного на рис. IV-19, необходимо скорректировать. Особенно это необходимо при расчете участков конструкции в нижнем бьефе, когда принятие нескорректированной эпюры идет не в запас прочности. При практических расчетах обычно принимают эпюру реактивных тангенциальных напряжений по прямоугольнику.





Рис. IV-17. Расчетные участки сечения секции плотины

Рис. IV-18. Схема ограничения расчетней высоты бычков и полубычков



Рис. IV-19. Касательные напряжения *t* в подошве жесткого массива на упругом основании при действии сдвигающей си. лы *T*

Если фундаментная плита имеет верховой зуб (рис. IV-20), благодаря которому устойчивость секции плотины обеспечивается за счет среза грунта основания по плоскости на уровле низа зуба, т. е. с учетом сил трения и сцепления в грунте (последнее в связных грунтах), возникает вопрос о том, какое усилие на зуб необходимо учитывать при расчете прочности низа фундаментной плиты в верхнем бьефе и при подборе арматуры в ней.



Величина этого усилия может быть определена способом, изложенным в главе III, п. 8, или же исходя из следующих соображений.

Если сооружение проектируется с одинаковыми запасами как на сдвиг, так и на прочность, то можно считать, что предельное состояние по устойчивости и прочности нижней растянутой зоны фундамента наступит одновременно. Поэтому усилие T_3 , передающееся на зуб и вводимое в разрушающие ве-

личины усилий для фундамента (момента *M* и растягивающей продольной силы *N*), может быть принято равным разности усилий сопротивления сдвигу по плоскостям *cd* и *ab*, т. е. практически равным расчетной силе сцепления в плоскости *cd*.

Прочность растянутой нижней зоны фундаментной плиты и количество арматуры в ней с учетом усилия от анкерного понура рассчитывают в том же предположении, что и при учете усилия от зуба.

Предельное сопротивление понура, определенное из условия обеспечения им требуемого коэффициента устойчивости секции плотины на сдвиг, учитывают в величине разрушающих усилий (изгибающего момента и продольной растягивающей силы), которые служат для определения сечения арматуры по низу фундаментной плиты и бычка (или полубычка) при их совместной работе.

При расчете секции на общий изгиб в поперечном направлении для бычков или полубычков требуется в основном расчет на главные растягивающие напряжения и при том на участках их в нижнем бьефе. Наиболее опасными являются места у примыкания бычков и полубычков к фундаментной плите, так как здесь резко меняются расчетные сечения.

Касательные и нормальные напряжения в вертикальных поперечных сечениях бычков и полубычков определяют изложенным выше способом расчета на общий изгиб.

Нормальные сжимающие напряжения в перпендикулярном направлении, т. е. в горизонтальных сечениях при определении главных растягивающих напряжений, следует учитывать только от веса вышележащих частей бычков и от постоянных вертикальных нагрузок на них, в связи с тем что определение в этих сечениях сжимающих напряжений (уменьшающих главные растягивающие напряжения) является наиболее достоверным только от этих нагрузок.

Величины главных растягивающих напряжений и их направления вычисляют по общеизвестным формулам

$$\sigma_{r,a} = \frac{1}{2} (\sigma_x + \sigma_y) \pm \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2};$$
 (IV.6)

$$\operatorname{tg} \Theta = \frac{-(\sigma_x - \sigma_y) \pm \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2}}{2\tau}. \qquad (IV.7)$$

Для плотины с низким порогом (рис. IV-21) расчет секций в поперечном направлении выполняют таким же способом, как и для плотины с высоким водосливом. Однако расчет ведут только на общий изгиб, так как при низком пороге местный изгиб участков фундаментной плиты в верхнем и нижнем бьефах как трехсторонних контурных плит практически не имест места.

Арматуру, требующуюся для восприятия общего изгиба,

размещают как в пределах бычков и полубычков, так и в пределах фундаментной плиты.



Рис. IV-21. Схема секции плотины с низким погогом а — поперечный разрез; 6 — продольный разрез

Расчетным случаем работы в поперечном направлении секций плотины как с высоким, так и с низжим водосливом является обычно пормальный эксплуатационный случай.

26. РАСЧЕТ В ПРОДОЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ СЕКЦИЙ ПЛОТИН С ВЫСОКИМ ВОДОСЛИВОМ

Расчетные реакции основания

Рассматриваемые плотины имеют вдоль оси значительное протяжение. К устоям у их концов примыкают насыпи земляных плотин или другие напорные сооружения. Это обусловливает практически равномерную нагрузку основания по всей длине плотины и за ней. По этой причине при однородных грунтах основания и при значительной жесткости конструкций секций плотины элюра реакции основания под секциями имеет вид прямоугольника. Однако грунты основания в натуре не однородны; особенно это относится к аллювиальным грунтам.

В аллювиальных груптах среди песчаных отложений часто имеются прослойки или линзы илисто-глинистых груптов, которые являются более сжимаемыми, чем вмещающие их песчаные отложения. Вследствие этого при неравномерном включении илисто-глинистых груптов и неодинаковой их суммарной толщине по вертикальным зонам вдоль секции плотины происходит чарушение равномерности эпюры реакции под ней. Это обстоятельство приходится учитывать при расчете прочности секций в продольном направлении. Наиболее неблагоприятные условия соответствуют случаям, когда более сжимаемые вертикальные зоны грунтов попадают под края секции плотины или под ее середину.

Учет неодинаковой сжимаемости грунта под секцией пло-

тины и определение вида реакции грунта производят в соответствии с указаниями, изложенными в главе III, п. 16.

При рассматриваемом виде неравномерной сжимаемости грунта расчетную эпюру реакции основания обычно принимают в виде двух трапеций (рис. IV-22). Эпюра реакции по рис. IV-22, *a* соответствует более сжимаемым зонам грунта у краев секции, а по рис. IV-22, *б*— у середины ее. При пестром расположении участков более сжимаемых грунтов основания нельзя заранее установить, какой вид реакции будет под данной секцией. Поэтому практически приходится рассчитывать на оба вида эпюр, изображенных на рис. IV-22.

Расчет секции

Основным элементом, обеспечивающим прочность в продольном направлении, является фундаментная плита. В состав поперечного сечения плиты входит также нижняя часть водослива до низа конструктивного шва между бычком и водосливом или между полубычками и водосливом, как показано штриховкой на рис. IV-23. Швы эти обычно устраивают при





Рис. IV-22. Виды расчетных эпюр реакции грунта вдоль секции плотины

Рис. IV-23. Схема двухпролетной секции плотины и ее фундамента

двух- и трехпролетных секциях во избежание больших температурных напряжений в водосливе. Иногда между указанными швами устраивают еще дополнительный промежуточный шов. В этом случае водослив, за исключением его верхней части, не армируют. Если дополнительный температурный шов не устраивают, в расчетные сечения конструкции секций в пролете между бычками может быть введено и сечение водослива, однако при этом конструкция и ее армирование должны отвечать требованию достаточной прочности по косым сечениям, пересекающим швы между водосливом и бычками (или полубычками).

Вертикальными силами, действующими на фундаментную плиту, являются: вес фундаментной плиты, вес бычков и полубычков, вес водосливов, вес воды, противодавление воды снизу и реакция грунта основания. Эти силы вызывают так назы-

6 Зак. 30

1

ваемый общий изгиб плиты в продольном направлении. Он обычно обусловливает растяжение по верху фундаментной плиты, ввиду того что преобладает момент от веса краевых полубычков.

Кроме общего изгиба фундаментная плита испытывает в продольном направлении еще и местный изгиб на участках между бычками и полубычками в нижнем и верхнем бьефах. Растягивающие напряжения от этого изгиба возникают в верхней зоне плиты в пролете между бычками и полубычками, а в нижней зоне — у бычков и полубычков.

Способ определения изгибающего момента и других усилий от местного изгиба был уже описан выше при изложении способов расчета секций плотины в поперечном направлении и расчетов участков плиты в верхнем и нижнем бьефах как контурных плит со свободным краем со стороны бьефов.

Величины изгибающего момента и других усилий от общего изгиба определяют теми же способами, что и при расчетах секции в поперечном направлении. По одному из этих способов, как уже указывалось, мысленно вырезают участки фундаментной плиты, подверженные местному изгибу, и по их опорному контуру прикладывают усилия, заменяющие действие плит на этих участках (см. рис. IV-14). После этого определяют момент от общего изгиба, который считается действующим на полное сечение фундаментной плиты, т. е. как на невырезанных, так и на вырезанных ее участках. По второму способу общий изгибающий момент, действующий в любом сечении в продольном направлении, определяют как обычно, т. е. от всех действующих на секцию сил; затем из этого момента вычитают с учетом правила знаков изгибающий момент от местного изгиба, действующий на отдельных участках полного сечения плиты в продольном направлении. Полученный таким способом изгибающий момент является моментом от общего изгиба для всего сечения. Напряжения в сечениях плиты от общего изгиба суммируют с напряжениями от местного изгиба.

Для определения площади арматуры фундаментную плиту делят на продольные полосы, сечения которых являются характерными в общем поперечном сечении плиты (см. рис. IV-23). Для каждой полосы в разных сечениях по ее длине определяют расчетные усилия *M* и *N* по суммарным нормальным напряжениям в них о от общего и местного изгибов с помощью формул (IV.5). Затем по этим усилиям методом разрушающих нагрузок подбирают арматуру для каждой из полос, как если бы они работали самостоятельно. В формулы (IV.5) включают величины усилий и от фильтрационного давления.

В обычных условиях растянутой зоной фундаментной плиты в продольном направлении являются, как уже указывалось, участки у верхней поверхности плиты. Поэтому основную арматуру, работающую при рассматриваемом виде изгиба, размещают у этой поверхности. Так как арматура находится при этом на разных уровнях, то указанный выше способ определения ее с помощью усилий, вычисляемых по формулам (IV.5), является здесь более условным, чем при расчете секции в поперечном направлении, когда основная арматура, участвующая в работе па общий изгиб, расположена на одном уровне (внизу) на всех участках расчетного сечения. Поэтому арматуру, подобранную указанным выше способом для изгиба в продольном направлении, следует проверить на действие момента от общего изгиба для всего сечения в целом.

При расчетах напряжение в арматуре, равное пределу текучести σ_{τ} , следует принимать только для стержней, располагаемых у самого верха плиты, т. е. у участков *cd* (см. рис. IV-23), для арматуры, размещаемой у участков *ab* и *de*, напряжение следует принимать из условия изменения его по закону прямой линии от величины σ_{τ} у грани *cd* до нуля у нейтральной оси (расчет по упруго-пластической стадии).

В приведенном выше изложении расчетов фундаментной плиты в продольном направлении и определения нормальных напряжений в сечениях, перпендикулярных оси плотины, предполагалось отсутствие изгибающего момента в горизонтальной плоскости, а также крутящего плиту момента. В действительности оба эти вида усилий имеют место.

Для секции в целом происходит полное уравновешивание равнодействующих активных и реактивных сил по величине и положению; для отдельных же частей секции по ее длине такого уравновешивания нет. Обусловлено это тем, что интенсивность горизонтальных и вертикальных активных нагрузок меняется по длине фундамента вследствие разных весов бычков, водослива и воды на фундаментной плите и разных способов передачи горизонтальных нагрузок от водослива, затворов и т. д.

В связи с тем что ширина фундамента большая, изгибающий момент в горизонтальной плоскости создает весьма ничтожные напряжения, и их в расчетах не учитывают.

Кручение плиты вызывает кроме касательных напряжений в сечениях также нормальные напряжения, вследствие того что кручение возникает в так называемых стесненных условиях, при которых депланация сечений происходит в разной степени по длине фундаментной плиты в отличие от чистого кручения, когда депланация одинакова для всех сечений. В середине секции плотины из-за симметрии действия сил депланация сечения вовсе не происходит, а у краев секции она наибольшая.

Величина нормальных напряжений в условиях стесненного кручения может быть определена с помощью приближенного использования способа В. З. Власова, разработанного им для тонкостенных оболочек открытого профиля [1]. По предложенной им аналогии между поперечным изпибом и стесненным

6* Зак. 30

кручением нормальные напряжения от стесненного кручения вычисляют по формуле

$$\sigma_{\omega} = \frac{B_{\omega} \omega}{I_{\omega}}, \qquad (IV.8)$$

- где **В**_w бимомент или обобщенное усилие, соответствующее изгибающему моменту при поперечном изгибе;
 - секториальная координата точки сечения, в которой определяется напряжение;
 - I₀₀ секториальный момент инерции.

При таком приближенном использовании способа В. З. Власова выражение для секториальной координаты о точек сечений массивных конструкций может быть принято в следующем виде:

$$\omega = (y + y_a) (z + z_a), \qquad (IV.9)$$

где у и z — координаты точки поперечного сечения относительно системы координат с началом в центре тяжести сечения;

у_а и z_a — координаты центра изгиба (кручения).

При незначительном эксцентрицитете равнодействующей всех сил в подошве фундаментной плиты нормальные напряжения по формуле (IV.8) незначительны, и их практически можно не учитывать.

При расчете прочности секции принимают наиболее неблагоприятные условия. Рассматриваемыми случаями обычно являются эксплуатационный и строительный. В последнем учитывается порядок возведения частей сооружения. Водослив плотины часто возводят после бычков, поэтому состояние сооружения без тела водослива над фундаментной плитой является во многих случаях определяющим для расчета при работе сооружения в строительных условиях. При отсутствии тела водослива жесткость средней полосы фундаментной плиты вдоль оси плотины может оказаться соизмеримой с таковой для краевых полос, вследствие чего может потребоваться применение способа расчета, изложенного в п. 27, для плотин с низким порогом.

27. РАСЧЕТ В ПРОДОЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ СЕКЦИЙ ПЛОТИН С НИЗКИМ ПОРОГОМ

Реакция грунта основания

При плотинах с низким порогом и конструкции секции с обцим фундаментом для порога, бычков и полубычков жесткость секции в продольном направлении может оказаться незначительной и гибкость фундаментной плиты будет уже оказывать влияние на форму эпюры реакции основания в продольном направлении; особенно это относится к секциям плотины с числом пролетов водослива в ней более одного. Расчет для таких условий выполняют с учетом деформаций основания и фундаментной плиты.

Для определения формы эпюры реакции грунта могут быть использованы метод расчета фундаментов на упругом основании Б. Н. Жемочкина или таблицы, помещенные в приложении. Таблицы, составленные М. И. Горбуновым-Посадовым [3], не вполне применимы для расчета плотин, так как эти таблиы предназначены для расчета конструкций без боковых пригрузок, которыми в плотипах являются напрузки от смежных секций, и в них не учитывается активный сжимаемый слой грунта основания.

В связи со значительной протяженностью плотин в направлении оси для простоты определения эпюры реакции грунта под секцией в продольном направлении вполне можно использовать метод расчета балок на упругом основании с применением коэффициента постели. Величина этого коэффициента может быть принята по данным натурных наблюдений за осадками, имеющимся по некоторым гидротехническим и другим крупным сооружениям с основаниями больших площадей, как, например, по высотным зданиям и другим, приведенным в главе III, п. 21.

Дополнительное влияние неоднородности грунта основания учитывают, как это изложено в главе III, п.16.

В поперечном направлении, как указывалось в п. 25, форму эпюры реакции грунта основания принимают по расчету как при жесткой конструкции на упругой полуплоскости с поправками, учитывающими реальные свойства грунта.

Расчет секции

Прочность секции в продольном направлении обеспечивается фундаментной плитой, в поперечное сечение которой включается и порог водослива.

Фундаментная плита имеет по ширине, т. е. в направлении твижения погока, неравномерную нагрузку. Неравномерность нагрузки создается снизу реакцией основания, имеющей седповидную эпюру, а сверху — нагрузкой от воды (разной величины на отдельных участках плиты) и собственным весом плиты (рис. IV-24).

В продольном направлении реакция основания также неравномерна, так как она определяется работой плиты как балки на упругом основании.

В таких условиях работы и при сложном поперечном сечении фундаментной плиты точный расчет ее практически трудно осуществим. В связи с этим в практике применяют приближенные методы расчета с определением изгибающих моментов и других усилий от изгиба при разных предположениях о работе отдельных участков плиты.

По одному из предположений фундаментную плиту мысленво делят на продольные полосы, работающие как самосто-



Реакция грунта







Рис. IV-25. Схема к расчету продольных полос фундамента секции плотины

Эпюра реакции оснований вдоль каждой продольной полосы имеет вид по рис. IV-25. Ординату p_i эпюры реакции в любом сечении i - i, например полосы IV, определяют как величину, пропорциональную отношению площади заштрихованного горизонтальными линиями участка эпюры по рис. IV-24 ко всей площади эпюры, а именно:

$$p_{i\,\mathrm{IV}} = R_i \; \frac{\omega_{\mathrm{IV}}}{\Omega} \;, \tag{IV.10}$$

- где R_i ордината эпюры реакции упругого основания для всей фундаментной плиты в сечении *i*—*i* при расчете ее как балки на упругом основании;
 - Ω площадь эпюры реакции основания, определяемой при расчете секции плотины в поперечном направлении по п. 25;

ω_{IV} — площадь части той же эпюры для полосы /V.

Величины давлений P_{6IV} и P_{nIV} от бычков и полубычков соответственно на полосу IV фундамента определяют из условия, что при них обеспечивается равенство нулю суммы всех вертикальных сил. Кроме того, эти величины должны удовлетворять равенству

$$\frac{P_{6 \text{ IV}}}{P_{n \text{ IV}}} = \frac{\Sigma P_6}{\Sigma P_n}, \qquad (\text{IV.11})$$

ΣР₆ и ΣР_п — полные нагрузки от бычков и полубычков, принимаемые при расчете фундамента в целом как балки на упругом основании.

По второй схеме исходят из предположения, что все продельные полосы, на которые разделен фундамент, имеют один и тот же прогиб. Это обусловливает распределение изгибающих моментов и других усилий между расчетными полосами пропорционально их моментам инерции. Поэтому изгибающий момент, например для полосы *IV*, определяется по формуле

$$M_{\rm IV} = M_{\rm ofm} \, \frac{I_{\rm IV}}{\Sigma I} \,, \qquad ({\rm IV.12})$$

где

где

- *M*_{IV} и *I*_{IV} соответственно изгибающий момент в поперечном сечении полосы *IV* и момент инерции этого сечения;
 - Мобщ изгибающий момент, определенный для всего сечения фундаментной плиты при расчете ее в целом как балки на упругом основании;
 - ΣІ сумма моментов инерции всех полос.

В величину изгибающего момента, подсчитанную по формуле (IV.12), необходимо внести поправку за счет того, что момент от горизонтальных сил, действующих вдоль секции плотины на бычки и полубычки, при определении $M_{\rm ofut}$ учитывался относительно горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести всего сечения плиты, положение которой не совпадает по высоге с центрами тяжести сечений отдельных полос плиты.

За величины расчетных изгибающих моментов и других усилий обычно принимают средние их значения, определенные исходя из указанных выше двух крайних предположений работы полос фундаментной плиты, а именно: при независимых прогибах полос и при одинаковых их прогибах.

Если фундаментная плита с водосливным порогом на ней имеет в поперечном сечении корытообразную форму со значительной выпуклостью вверх, то изложенный способ расчета может иногда давать заметный запас. В таких случаях следует проверить прочность фундамента и его армирование целым сечением, как было указано в п. 26, для фундаментов плотин с высоким водосливом. По данным этого расчета можно облегчить армирование сечения плиты против полученного расчетом отдельных полос фундамента, как было указано выше.

28. РАСЧЕТ БЫЧКОВ, ПОЛУБЫЧКОВ И УСТОЕВ

Расчет бычков и полубычков

Расчеты бычков и полубычков при совместной работе их с фундаментной плитой в поперечном для секции плотины на-

правлении были рассмотрены в п. 25. Поэтому здесь изложены голько вопросы расчета бычков и полубычков на горизонтальные боковые нагрузки.

Горизонтальные боковые нагрузки от воды возникают в бычках в тех случаях, когда затворы в смежных пролетах водослива стоят в разных пазах (например, один затвор — в эксплуатационном пазу, а второй — в ремонтном) и вследствие этого давление воды с обеих сторон бычка не уравновешивается. Аналогичные условия создаются и при пропуске воды только через один из смежных пролетов водослива. Неуравновешенность нагрузок в полубычках создается неодинаковостью давления воды с обеих их сторон из-за несовпадения положения противофильтрационных вертикальных шпонок в швах между секциями со створом затворов в пролетах водосливов.

Боковой нагрузкой для бычков и полубычков являются также статическое или динамическое давление льда, тормозные усилия на подкрановых балках и пролетных строениях мостое, температурные усилия от последних и др.

Достаточно точный расчет бычков и полубычков на указанные нагрузки может быть сделан методом перекрестных балок. Горизонтальные полосы бычков и полубычков при этом рассматривают как балки, не имеющие других опор, кроме упругих опор в местах пересечения их с воображаемыми вертикальными консолями. Для расчета могут быть использованы готовые таблицы для консольных плит. В табл. 31 и 32 приведены данные для определения величины изгибающих моментов в

Таблица 31

Коэффициенты a_y для определения величины изгибающего момента в сечениях заделки консольной плиты при соотношении ее сторон $l_x: l_y =$ и действии сосредоточенной силы

		Значения «у	для сечений в	заделке	
ля точки [приложения силы	J	П	111	IV	V
9 10 11 12 13 14 15	0,1336 0,3953 0,6374 0,8563 0,0387 0,1918 0,3797	0,2333 0,5142 0,7785 1,041 0,1097 0,3564 0,6179	$\begin{array}{c} 0,4034\\ 0,5874\\ 0,8232\\ 1,0854\\ 0,2333\\ 0,5156\\ 0,7864\end{array}$	$\begin{array}{c} 0,2333\\ 0,5142\\ 0,7785\\ 1,0411\\ 0,4558\\ 0,6829\\ 0,9320\end{array}$	0,1336 0,3953 0,6377 0,8563 0,3751 0,7232 0 9858
16 17 18 19 20	0,573 9,0235 0,0402 0,1726 0,3407	0,8797 0,0387 0,2301 0,4709 0,7263	1,0596 0,1336 0,4266 0,7202 1,0046	1,1928 0,3751 0,7405 1,0385 1,3145	1,2126 0,9545 1,2001 1,4122 1,6234

Таблянда консольной плиты

заделки

сечениях

изгибающего момента

величины

определения

вгд

Коэффициенты

3

		при сооти	ношении ее с	торон <i>l_x:l</i> y =	= 2 И Деистви	и сосредоточ	еннои силы		
№ точки прило-				Значения	а _у для сечений	в заделке			
силы		11	Ш	11	Λ	IA	114	IIIA	XI
17	0,0137	0,0417	0,0858	0,1869	0,36	0,1859	0,0858	0,0417	0,0137
18	0,0862	0,1656	0,2424	0,3409	0,418	0, 3409	0, 2424	0,1655	0,0862
19	0,1789	0,3005	0,3884	0,4686	0,5112	0,4686	0,3884	0,3005	0,1789
20	0,2713	0,4307	0,5261	0,5972	0,628	0,5972	0,5261	0,4307	0, 2713
25	0,000	0,0122	0,0226	0,0413	0,0858	0,1906	0,3736	0, 2132	0, 1242
26	0,0198	0,0674	0, 1057	0,1575	0,2397	0,3576	0,465	0,4264	0,3521
27	0,0551	0,1449	0,21	0,2849	0,3836	0,4978	0,5879	0,6003	0,5426
28	0,0982	0,2301	0,3187	0,4108	0,5211	0,6388	0,7312	0,7623	0,6985
33	-0,0052	0,0014	0,001	0,0045	0,0137	0,0412	0, 124	0,362	0_9407
12	0,0058	0,0212	0,0398	0,0632	0,1057	0,1902	0,3577	0,6703	1 1416
35	0,0069	0,0675	0,1083	0,1551	0,2293	0,3577	0,5632	0,8884	1,2966
36	9,0304	0,129	0,1934	0,2625	0,3624	0,5153	0,7455	1 0742	1,4463

сечениях заделки консольной плиты от действия сосредоточенной силы *P* при разном ее положении¹.

При расчетах сплошные нагрузки могут быть заменены системой сосредоточенных сил. Схемы плит с отношениями сторон l_x и l_y , равными 1:1 и 2:1, изображены на рис. IV-26.



Рис. IV-26. Схемы консольных плит a-c соотношением сторон $l_x: l_y=1; \ b-c$ соотношением сторон $l_x: l_y=2$

Изгибающие моменты на единицу ширины плиты определяются по формуле

$$M_{\rm v} = a_{\rm v} P. \tag{IV.13}$$

Если боковые усилия от подкрановых балок и пролетных строений мостов и другие аналогичные нагрузки могут сильно влиять на напряжения в горизонтальных сечениях бычков и полубычков, то помимо обычных расчетов следует выполнять поверочный расчет, аналогичный расчетам по предельным состояниям. О необходимости таких расчетов подробно сказало ниже.

Коэффициент перегрузки от боковых усилий от подкрановых балок и пролетных строений мостов можно при этом брать равным 1,4—1,5, а от других горизонтальных нагрузок— от 1,1 до 1,3 в зависимости от возможной степени их возрастания в расчетной схеме.

О расчете устоев крайних секций водослива

Полубычок крайней секции водослива, примыкающий к земляной плотине или другой насыпи в створе сооружения, является устоем водослива. Он работает в иных условиях, чем другие полубычки, так как подвержен действию, кроме указанных ранее усилий, также давлению земли и воды со стороны пазухи за ним. Давление это может быть значительным,

¹ Данные, помещенные в табл. 31 и 32, заимствованы из книги П. М. Варвака, И. О. Губермана, М. М. Мирошниченко и П. Д. Предтеченского «Таблицы для расчета прямоугольных плит». Изд-во АН УССР, 1959.

а поэтому береговой устой секции водослива имеет большие размеры по толщине, чем остальные полубычки.

При работе берегового устоя поперек его плоскости он является, по существу, подпорной стенкой, стоящей на жестком основании — фундаменте крайней секции плотины. В связи с неподатливостью нижнего опорного сечения следует учитывать это обстоятельство при расчете устоя как подпорной стенки.

Помимо обычного расчета нужна проверка устоя по методу, аналогичному способу предельных состояний, считая определяющим при этом предельное состояние по прочности. Необходимость такой проверки обусловлена тем, что вертикальные силы, действующие в расчетном сечении стенки устоя. Могут практически оставаться постоянными, так как создаются весом стенки н частично грунта, а горизонтальное давление вследствие тех или иных причин может заметно возрасти. Поэтому обычный метод расчета на внецентренное сжатие с одинаковыми коэффициентами возрастания вертикальных и горизонтальных сил может дать неверные результаты.

Коэффициент перегрузки от бокового давления грунта при введении в расчет обычных значений угла внутреннего трения грунта ф и других горизонтальных нагрузок следует принимать равным 1,25—1,35 для нормального эксплуатационного случая работы сооружения. Этот коэффициент отвечает примерно степени возрастания горизоптальных сил, принимаемой при проверках на опрокидывание, когда таковое может иметь место.

Остальные расчеты устоя как в поперечном, так и в продольном для плотины направлениях остаются такими же, как и для полубычков.

29. РАСЧЕТ АНКЕРНОГО ПОНУРА

Основным элементом анкерного понура является тонкая железобетонная плита, пригруженная весом грунта, насыпанпого на ней, и избыточным давлением воды сверху. Арматуру располагают по оси плиты и соединяют с фундаментной платой секции водослива.

В местах примыкания апкерного попура к секциям и подпорным стенкам у краев плотины шов заполняют эластичным материалом, обычно асфальтовой и битумной мастиками. Благодаря этому создается гибкость указанных участков понура, при которой относительные смещения понура и водосливных секций при их осадках происходят без нарушения водонепроницаемости понура.

Для железобетонной плиты анкерного понура, имеющей сравнительно незначительную толщину (30--40 см), нет возможности из-за больших усилий, возникающих в плите, обеспечить работу бетона на растяжение в пределах первой стадии, т. е. без образования трещин. Поэтому во избежание фильтрации воды плиту понура покрывают сверху битумными матами и слоем глины или суглинка.

Длину понура и толщину пригрузки егогрунтом определяют расчетом устойчивости плотины на сдвиг (см. п. 23), исходя из условия получения необходимых коэффициентов запаса против сдвига.

Арматуру понура рассчитывают исходя из двух условий:

1) чтобы усилие в арматуре дополняло сопротивление секции водослива сдвигу до величины, при которой обеспечивается требуемый коэффициент запаса устойчивости. Предполагается при этом, что напряжение в арматуре понура в предельном состоянии плотины достигает предела текучести;

2) чтобы при нормальных эксплуатационных усилиях в понуре раскрытие трещин в бетоне плиты было в пределах, при которых арматура не подвержена коррозии. Этот вопрос имеет особенно важное значение в связи с тем, что анкерный понур обеспечивает значительную часть величины коэффициента запаса сооружения на устойчивость. В случае недолговечности арматуры понура из-за коррозии плотина может оказаться под угрозой потери надлежащих запасов устойчивости.

При первом указанном условии максимальное усилие, отвечающее величине разрушающей нагрузки, равно предельной величине силы трения в подошве понура.

При одинаковой толщине насыви грунта над понуром по его длине интенсивность силы трения будет везде одинаковой. Усилие в арматуре понура в связи с этим будет меняться по закону прямой от пуля в начале понура в верхнем бьефе до максимальной величины у места соединения его с плотиной. Максимальная величина усилия в понуре равна силе трения по всей длине понура при расчетном коэффициенте трения.

При втором условии понур рассчитывают на усилие, возникающее в нем в результате горизонтальной податливости основания секции водослива и понура под действием приложенных к сооружению горизонтальных сил при обычных эксплуатационных условиях. Это усилие в понуре будет возникать независимо от того, обеспечена или нет самостоятельная устойчивость секции водослива.

Задачу по определению усилия в понуре можно решать исходя из предположения, что основание представляет упругое полупространство, секция водослива абсолютно жестка, а понур растяжим. Однако такой расчет очень сложен для практического применения. Учитывая же вообще условность приравнивания массива грунта упругому полупространству, указанный расчет можно без большой погрешности заменить более простым расчетом на сдвиг по поверхности грунта с применением коэффициента постели грунта. Способ этого расчета изложен в главе III, п. 20. По результатам он не дает чрезмерно больших отклонений от первого. Распределение полной горизонтальной силы, действующей на понур, зависит от горизонтальной податливости основания, растяжимости понура и характера изменения последней по длине понура.

Растяжимость понура характеризуется величиной $\frac{EF}{b}$, где E — модуль упругости, F — площадь сечения и b — ширина нонура.

В связи с тем, что железобетонная плита понура работает на растяжение и притом почти на всем своем протяжении по стадии II (с образованием трещин), растяжимость понура по приведенному выражению определяется в основном арматурой, так как на участках между трещинами влияние работы бетона на растяжение незначительно.

Коэффициент α, характеризующий соотношение упругих свойств основания и понура, как указано в главе III, определяют по формуле

$$\alpha = \sqrt{\frac{k_x b}{EF}}.$$

Здесь k_x — коэффициент постели грунта основания на сдвиг; остальные обозначения прежние. При отсутствии экспериментальных данных величина k_x может быть определена по коэффициенту постели k_y на сжатие, как это изложено в главе III, п. 21.

Как показывают подсчеты, усилие, передающееся на понур, в большей степени зависит от соотношения коэффициентов сдвига в основаниях понура и плотины, чем от абсолютных их величин.

Наибольшее усилие, передающееся на понур, получается в случае залегания более податливых грунтов в основании плотины и более жестких в основании понура. Это обстоятельство необходимо учитывать при разнородных свойствах грунтов в указанной комбинации.

Как показывают формулы для определения раскрытия трещин в бетоне, небольшие их величины в плите понура можно получить только при малых диаметрах анкерной арматуры, равных 20—25 мм. Применение такой тонкой арматуры на участке наибольшего усилия в понуре, т. е. у сопряжения с плотиной, практически пеприемлемо из-за очень частого расположения стержней, при котором невозможно ни хорошее бетонирование плиты, ни стыкование арматуры. Кроме того, применение стержней малых диаметров на наиболее напряженных участках понура было бы неосторожным. Расчеты раскрытия трещин очень условны, поэтому в натуре могут быть значительчые отклонения от расчетных величин в большую сторопу. Сталь же, находящаяся в воде и грунте, может повреждаться коррозией на глубину до 0,1 мм в год. Поэтому в случае умень-

6

прения диаметров стержней арматуры за счет коррозии на 0,2 мм в год тонкая арматура уже вскоре может дать большое относительное снижение расчетного усилия, которым обеспечивается устойчивость сооружения. Эти два обстоятельства заставляют применять арматуру достаточно больших диаметров, а следовательно, определяющим для площади арматуры в анкерном понуре оказывается второе из упомянутых выше условий.

ЛИТЕРАТУРА

1. Беляев Н. М. Сопротивление материалов. Гостехиздат, 1951. 2. Варвак П. М., Губерман И. О. и др. Таблицы для расчета прямоугольных плит. Изд-во АН УССР, 1959.

3. Горбунов-Посадов М. И Расчет конструкций на упругом основании. Госстройиздат, 1953. 4. Гришин М. М. Гидротехнические сооружения, ч. І. Госстройиздаг,

1954.

5. Смотров А. Решение плит, нагруженных сплошной нагрузкой по закону трапеции. ОНТИ, 1936.

L

t

глава V

РАСЧЕТЫ ПРОЧНОСТИ ПОДВОДНОЙ ЧАСТИ ЗДАНИЙ ГИДРОЭЛЕКТРОСТАНЦИЙ

30. КОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ ГИДРОЭЛЕКТРОСТАНЦИЙ И ОСОБЕННОСТИ ИХ СТАТИЧЕСКОГО РАСЧЕТА

Машинные здания гидроэлектростанций по степени передачи на них гидростатического давления подразделяются на воспринимающие напор и не воспринимающие напора.

Здания, не воспринимающие напора, характерны для деривационных, приплотинных и подземных гидроэлектростанций. Подвод воды к турбинам здесь осуществляется трубопроводом или тоннелем; спиральная камера (как правило, металлическая), полностью воспринимающая все усилия от давления воды, бычки верхнего бьефа, забральные и напорные стены отсутствуют. В статическом отношении турбинный массив в этом типе гидроэлектростанции представляет собой значительно более простую конструкцию, чем в первом типе гидростанций, н рассчитывается без больших трудностей.

Здания русловых гидроэлектростанций, воспринимающие напор, представляют собой весьма сложную пространственную конструкцию, состоящую из большого числа элементов сложного очертания и переменной жесткости, монолитно связанных друг с другом. Точный расчет такой сложной системы на современном уровне развития строительной механики невозможен.

В практике проектирования применяют способы расчета подводного массива русловых зданий гидроэлектростанций, являющиеся тем или иным приближением к действительным условиям статической работы системы. Эти способы не получили еще полного обобщения и часто противоречат друг другу. Предлагаемые ниже рекомендации наиболее совершенных при современном состоянии изученности этого вопроса способов расчета подводной части русловых гидроэлектростанций базируются на критическом рассмотрении и обобщении опыта проектирования отечественных гидроэлектростанций.

Ниже рассматриваются здания гидроэлектростанций с верти-

(несовмещенного) кальными агрегатами нормального типа, а здания совмещенного типа рассматриваются в той мере, в какой конструктивные отличия этого типа влияют на схему расчета. Из многих вариантов гидроэлектростанций совмещенного типа рассматриваются только гидроэлектростанции, совмещенные с напорными водосбросами, расположенными над отсасывающей трубой. Как показал опыт проектирования, этот тип является, как правило, наиболее экономичным и наилучшим по эксплуатационным и производственным характеристикам. Этот тип принят для гидроэлектростанций Волжской имени В. И. Ленина и Волжской имени XXII съезда КПСС, Каховской, Новосибирской и др. Другие типы совмещенных гидроэлектростанций (с поверхностными водосбросами и водосбросами над спиральной камерой) уступают этому типу по всем показателям и нашли применение только в отдельных случаях.

В данной главе рассмотрены агрегатные секции гидроэлектростанций, представляющие наибольшие трудности для выявления реальной расчетной схемы. Расчеты понуров, плит водобоя и сопрягающих стенок изложены в других главах этой книги. Блоки монтажных площадок, значительно легче поддающиеся расчету, а также надводные строения зданий гидроэлектростанций, представляющие собой, по сути дела, цехи промышленных зданий, не рассматриваются. Также не входит в задачу и рассмотрение отдельных конструкций, хогя и находящихся в пределах подводной части, но проектируемых по нормам промышленного строительства, например междуэтажных перекрытий помещений распредустройства, располагающихся преимущественно в низовой части агрегатных секций, и т. п.

Конструкция подводной части агрегатных секций, принятая в качестве типовой для расчетного исследования, изображена на рис. V-1. Как видно из рис. V-1, подводная часть агрегатных секций представляет собой чрезвычайно сложную пространственную систему, образованную сочленением горизонтальных, вертикальных и наклонных элементов, в большинстве имеющих переменные величины пролетов, переменную жесткость, а также криволинейное очертание.

Вследствие невозможности теоретически строгого и точного расчета такой системы развитие практических методов расчета шло по пути постепенного перехода от рассмотрения изолированной работы элементов к учету совместной их работы.

В результате работы, проделанной за последние годы проектными организациями, по снижению стоимости и сокращению сроков строительства гидроэлектростанций наметились следующие основные направления по проектированию зданий гидроэлектростанций.

1. Подбор сечений элементов здания гидроэлектростанций необходимо делать исходя только из технологических требований

Поперечный разрез

ţ

Ļ





Рис. V-1. Конструкция подводной части здания гидроэлектростанции

фундаментная плита; 2 — бычок щитового отделения верхнего бъефа;
 боковая стена спиральной камеры; 4 — низовая стена спиральной камеры;
 5 — нижний конус; 5 — массив колена отсасывающей трубы;
 7 — бычок отсасывающей трубы;
 8 — перекрытие отсасывающей трубы;
 9 — отсасывающей трубы;
 9 — отсасывающей трубы;
 9 — отсасывающей трубы;

и условий прочности, не допуская расходования бетона в качестве балласта для достижения нормативной устойчивости.

Если технологический объем бетона недостаточен для получения необходимой устойчивости, последняя должна быть обеспечена другими мерами, а именно: упором в водобой, анкерным понуром, грунтовыми и водяными пригрузками, снижением противодавления и т. п.

2. Подбор сечений элементов следует выполнять, руководствуясь технико-экономическими и производственными соображениями, с отказом от подбора сечений по I стадии работы бетона [2] как необоснованного и неэкономичного. Отказ от расчета по I стадии и соответственно от малоармированного бетона с повышением среднего процента армирования с 0,2—0,3 до 0,4—0,8 позволяет снизить объем бетона на 25—35% и с учетом некоторого повышения расхода арматуры снизить стоимость здания гидроэлектростанции на 10—20%.

3. Следует снижать коэффициенты запаса в связи с уточнением методики расчетов, введением в число действующих усилий гидростатического давления воды в трещинах, швах и порах бетона, применением методов теории упругости к расчету оснований и т. д.

4. Необходимо избегать перерасхода арматуры на температурные усилия (см. ниже).

5. Следует максимально внедрять сборные, армопанельные и предварительно напряженные конструкции, позволяющие снизить расход металла, в ряде случаев отказаться от подмостей или несущих армокаркасов и резко повысить индустриальность и темпы работ.

Наряду с изложенными выше принципами экономического проектирования должен быть рассмотрен ряд вопросов, определяемых специфичностью конструкции подводной части здания гидроэлектростанции, решение которых также необходимо для рационального и экономического проектирования гидроэлектростанций (выбор правильного метода расчета, учет массивности элементов, учет температурных воздействий).

Выбор метода расчета. Раньше как русловые гидростанции (Нижне-Свирская, Волховская), так и деривационные рассчитывали исключительно на местные нагрузки, т. е. с расчленением всей подводной части на отдельные элементы и расчетом каждого элемента по наиболее близким схемам строительной механики (балочные и контурные плиты, неразрезные балки и т. п.).

С увеличением напоров, нагрузок в основании и размеров гидроэлектростанций возникли достаточно обоснованные опасения, что такие расчеты, обеспечивая надлежащую прочность отдельных элементов (например, фундаментной плиты в направлении поперек потока), совершенно не обеспечивают необходимой общей прочности всей конструкции в целом.

Необходимость расчетов общей прочности стала очевидной

после нескольких проверочных расчетов Рыбинской гидроэлектростанции; с этого времени они прочно вошли в практику проектирования и были применены в проектах Волжской имени В. И. Ленина, Волжской имени XXII съезда КПСС, Камской, Павловской, Каховской и других гидроэлектростанций.

По существу, необходимость рассмотрения агрегатной секции гидроэлектростанции как бруса произвольной неправильной формы, нагруженного силами сверху и снизу, не может быть оспариваема, как не может быть оспариваем факт изгиба тела любой формы, лежащего на деформируемом основании и нагруженного сверху силами, распределенными по закону, иному, чем закон распределения реакции основания. Поэтому принципиальный вопрос о том, необходим или нет расчет подводной части гидроэлектростанции на общую прочность, решается, безусловно, положительно. Что касается практических результатов такого расчета, то значение их зависит от относительной жесткости агрегатных секций.

В частности, можно представить себе случаи коротких (в направлении вдоль потока) и высоких турбинных массивов, для которых в результате расчета общей прочности не потребуется увеличения продольной арматуры сверх распределительной и противоусадочной, поставленной по конструктивным соображениям.

Эти частные случаи, однако, ни в какой степени не опровергают принципиальной необходимости расчета общей прочности секции гидроэлектростанции в направлении вдоль потока.

Аналогичным образом также положительно решается и вопрос о необходимости рассмотрения общего изгиба подводной конструкции здания гидроэлектростанции в направлении поперек потока, поскольку при расчетах на местные нагрузки не везде учитываются зоны повышенных напряжений, возникающих при таком изгибе.

Таким образом, наиболее отвечает фактической работе конструкции и должен быть положен в основу проектирования здания гидроэлектростанции метод, содержащий расчеты:

а) отдельных элементов здания на местные нагрузки;

б) общей прочности здания в направлении вдоль потока;

в) общей прочности здания в направлении поперек потока.

Учет массивности элементов здания гидроэлектростанции. Ввиду огромных усилий, действующих на элементы подводной части гидроэлектростанции, а также вследствие обеспечения требований их водонепропицаемости и отчасти устойчивости эти элементы являются значительно более массивными, чем элементы промышленных сооружений.

Отношение толщин элементов к их пролетам составляет обычно 0,3—0,4 и иногда доходит до 1 и более. При таких соотноше-

ниях наиболее точные результаты расчета можно было бы получить, рассматривая элементы как балки-стенки, решение которых для некоторых случаев дает теория упругости.

Однако такой метод расчета не получил распространения в практике проектирования и вряд ли имеет перспективу применения в дальнейшем по следующим причинам:

a) отсутствие в теории упругости решений для всех встречающихся в практике случаев заделанных, неразрезных и рамных балок-стенок;

б) невозможность непосредственного использования имеющихся решений теории упругости в связи с тем, что эти решения справедливы для упругой работы материала, тогда как фактически арматура подбирается по стадии разрушения в предположении появления трещин в растянутой зоне бетона (которые имеются и в действительности), что коренным образом перераспределяет усилия. Кроме того, решения теории упругости не учитывают швов между блоками бетонирования, неизбежных по технологии производства работ, а также внутренних усилий от гидростатического давления воды в порах и трещинах бетона.

По этим причинам в практике проектирования мало применяют также и результаты исследований напряженного состояния элементов на моделях (методами онгики, фотоупругости и др.), поскольку все они справедливы только для однородных материалов.

Поэтому при проектировании отечественных гидроэлектростанций в расчетах элементов подводной части зданий на местные нагрузки эти элементы условно принимали в виде плоских заделанных или неразрезных балочных плит и рам. При такой схеме, а она рекомендуется нами для практических расчетов, большое значение приобретает вопрос назначения расчетных пролетов.

Имеющиеся рекомендации по этому вопросу очень разнообразны. Существуют рекомендации принимать расчетные пролеты равными пролетам в осях, пролетам в свету, для пролетного момента принимать пролет в осях, а для опорного момента пролет в свету или с параболическими округлениями эпюры, а также пролетам в осях, но с введением абсолютно жестких узловых вставок.

На основании анализа всех этих рекомендаций, а также специального расчетного исследования, выполненного Академией наук Украинской ССР, и результатов оптического исследования модели фундаментной плиты Цимлянской гидроэлектростанции можно рекомендовать как наиболее точный метод расчет массивных рам путем введения жестких вставок в узлях рамы.

Учитывая сравнительную трудоемкость данного приема и не очень значительные расхождения результатов этого метода с упрощенными, можно рекомендовать для стадии технического проектирования выполнять расчет рам обычными методами, принимая расчетные моменты равными: в пролете — по расчету рамы в осях, а в пределах опоры — по расчету рамы в свету. На рис. V-2 показаны результаты исследований фундаментной плиты здания Цимлянской гидроэлектростанции в сопоставлении с результатами расчетов.

Учет температурных возлействий. Преобладающая (и правильная) точка зрения по вопросу οб vчете температурных воздействий в проектах зданий гидроэлектростанций заключается в том, что темперанапряжения необтурные ходимо ПО возможности снижать путем повышения деформативности сооружения, а именно: более 48стым расположением температурных снижешвов. нием температурного переустройства путем пада раздельного бетонишвов рования с выбором наиболее выгодной температуры замыкания. *<u>VCTDOЙCTBOM</u>* теплоизолящий. теплозащитстенок. **v**величением ных гибкости элементов и т. п.

Температурные расчеты при этой точке зрения необходимы для выявления наиболее опасных зон в от-



Рис. V-2. Результаты исследований и расчетов фундаментной плиты здания

Цимлянской гидроэлектростанции a - схема рамы; 6 - эпюры моментов в узлерамы; <math>1 - по результатам исследований; 2 по расчету рамы в осях; <math>3 - по условной эпюре при $M_0 = \frac{1}{8} qb^2; 4 - но расчету рамы$ в свету

ношении появления температурных трещин, для оценки степени опасности этого трещинообразования и расчетного обоснования тех или иных конструктивных мероприятий, направленных на предупреждение опасного для долговечности сооружения трещинообразования.

Использование дополнительной арматуры по расчету на температурные усилия по причинам, изложенным ниже, признается бесполезной и необоснованной. Существует и другая точка зрения, по которой кроме арматуры, требуемой по расчету на силовые воздействия, необходимо ставить дополнительную арматуру по расчету на температурные воздействия.

Эту рекомендацию нельзя считать обоснованной по следующим мотивам:

а) в отличие от деформаций, возникающих при силовых возлействиях и приводящих к разрушению элемента при превышении напряжения в арматуре предела текучести, деформации от температурных воздействий ограничены по своей величине максимальным пределом и не могут превзойти этого предела независнмо от величины напряжений в арматуре;

б) для элементов, непосредственно воспринимающих температурный перепад, увеличение площади арматуры не приводит к снижению деформаций и напряжений, поскольку коэффициент линейного расширения арматуры тот же, что и коэффициент линейного расширения бетона;

в) для элементов, заделанных в жесткие опоры, температурные деформации которых невозможны, напряжения в арматуре (при $\Delta l \rightarrow 0$) равны $\sigma_a = \alpha \Delta t \varepsilon = \sigma_{\tau}$ и совершенно не зависят от площади арматуры. Очевидно, что использование дополнительной арматуры в таких элементах является ничем не оправданным ее перерасходом.

Изложенное полностью подтверждается опытом эксплуатации большого числа гидроэлектростанций, конструкции которых удовлетворительно работают годы и десятки лет, не рассчитанные (в отношении дополнительной арматуры) на температурные воздействия. Таковы многие зарубежные гидроэлектростанции, а также отечественные гидроэлектростанции Иваньковская, Рыбинская, Свирская, Угличская, Широковская, Перервинская, Карамышевская, Волжская имени В. И. Ленина и др.

Очевидно, что при обычных для зданий русловых гидроэлектростанций значениях гибкости элементов, степени армирования, расстояниях между температурными швами в подводной и надводной частях предельные температурные деформации, соответствующие значениям $\alpha \Delta t l$, не являются опасными для сооружений, что, впрочем, может быть доказано расчетом.

Вместе с тем, это обстоятельство заставляет считать расчетную проверку температурных деформаций и напряжений совершенно необходимой в случаях сильного отклонения названных параметров сооружений от средних практических данных, например при массивных, малоармированных зданиях гидроэлектростанций, при резкоконтинентальном климате и других отличиях от условий эксплуатируемых у нас ГЭС.

Как правило, для зданий русловых гидроэлектростанций с турбинами диаметром 6—10 *м*, с отношениями толщин бычков и перекрытий к пролетам не более 0,25—0,4, при пасыщении бетона арматурой не менее 30—40 кг/м² и при обычной разрезке здания температурными швами через 50—60 *м* внизу и через 25— 30 *м* вверху использование дополнительной арматуры на температурные условия является излишним.

Рассматривая вопросы учета температурных воздействий, следует остановиться на достаточно сложном вопросе целесообразности устройства дополнительных температурных швов в зонах колебаний наружных температур. Такие несквозные швы (надрезы) в дополнение к сквозным швам выполнены на многих гидроэлектростанциях (Свирская, Рыбинская и др.), причем необходимость устройства швов, кроме правильного вообще принципа уменьшения деформаций сооружения, мотивировалась иногда чисто формальными указаниями норм о том, что расстояние между температурными швами в надводных и падземных конструкциях не должно превышать 40 м.

Это указание полностью справедливо для сквозных надводных конструкций (мостов, верхних строений гидроэлектростанций, эстакад и т. д.), для которых выполняются два условня:

1) деформативность конструкций зависит голько от расстояния между швами;

2) напряжения от температуры изменяются одновременно для всей конструкции в целом.

Этим условиям не удовлетворяют конструкции надводной части гидроэлектростанции. Все они монолитно связаны с бычками и горизонтальными массивными перекрытиями, и сама по себе разрезка температурным швом того или иного элемента почти не увеличивает его деформативности. Так, например, при разрезке температурным швом напорной стены машинного зала обе отрезанные половины стены сохраняют жесткую связь с перекрытием спиральной камеры. Такие же соображения справедливы для забральной балки, свободным деформациям которой препятствуют бычки или полубычки. Это обстоятельство резко отличает конструкции гидроэлектростанций от мостовых или промышленных конструкций, в которых свобода температурных деформаций почти не ограничивается (если не считать сил трения и крайне незначительной жесткости колонн промышленных зданий).

Второе условие эффективности температурных швов - постоянство температур по поверхности конструкций для элементов гидроэлектростанций — также не выполняется. Верхняя часть забральных балок находится в воздухе, а нижняя, как правило, погружена в воду. Эго значит, что введение температурного шва практической пользы не принесет. Например, при температуре наружного воздуха — 30°С и температуре воды 0° нижняя часть балки, погруженная в воду, воспрепятствует верхней части балки сократиться до размеров, соответствующих температуре -30° С, несмотря на сквозную разрезку балки температурным швом. Эти же условия остаются справедливыми и для напорной стены машинного зала (а также для напорной стены нижнего бьефа), поскольку температурной деформации участка открытой поверхности стены при перепаде от +30 до -30°С препятствует подводная часть стены, осевая температура которой будет близка к $+7^{\circ}$ С зимой и $+20^{\circ}$ С летом.

Не достигая по названным причинам своей прямой цели, устройство температурных швов, а тем более надрезов в бычках в то же время усложняет производство строительных работ, увеличивает вес арматуры и снижает жесткость элементов (например, напорных стен), весьма необходимую для работы конструкции на общую прочность. По перечисленным соображениям часто применяемая дополнительная разрезка секций гидроэлектростанций несквозными температурными швами вряд ли является обоснованной.

Несколько иначе обстоит дело с элементами, подвергающимися влиянию переменных зимних уровней воды, например с напорными стенами, ограждающими помещение со стороны нижнего бьефа. Трещины в таких элементах, неизбежно образующиеся при отрицательных температурах и редком расположении температурных швов, заполняются водой при подъеме уровней, которая превращается в лед при спаде уровней. В связи с этим возможна не только фильтрация воды в эксплуатационные помещения, но и постепенная дезинтеграция бетона. Применение арматуры в любом количестве от этих последствий не предохраняет.

В этих условиях, если температурными расчетами установлено значительное трещинообразование, необходимы конструктивные мероприятия, которые заключаются в устройстве дополнительной защитной (изолирующей) степки со свободным опиранием ее на бычки и с созданием воздушной дренируемой прослойки между основной и дополнительной стенками.

Идея такой конструкции, примененной на Волжской гидроэлектростанции имени XXII съезда КПСС, заключается в том, что основная стенка изолируется от совместного влияния воды и мороза, а защитная стенка не повреждается, так как температурпые усилия и, следовательно, трещины в ней не возникают благодаря свободному опиранию ее на бычки.

Данный пример приводится в качестве иллюстрации эффективности конструктивных мероприятий по предупреждению вредного влияния температурных воздействий в противоположность формальным расчетам, по результатам которых использование дополнительной арматуры было бы бесполезной затратой металла, но не означает ненужности температурных расчетов, которые необходимы с целью выявления наиболее опасных зон для назначения надлежащих конструктивных мер.

31. РАСЧЕТНЫЕ СЛУЧАИ И НАГРУЗКИ Для зданий гидроэлектростанций

Устойчивость и прочность агрегатных секций гидроэлектростанции должна быть проверена для условий как строительного, так и эксплуатационного периодов.

1. Для строительного периода расчету подлежит агрегатная секция гидроэлектростанции, как полностью законченная (находящаяся за перемычками и при отсутствии верхнего строения), так и находящаяся в промежуточных состояниях строительства.

При неполной готовности агрегатной секции должны быть проверены расчетом:

a) фундаментная плита, нагруженная весом бычков и перекрытия отсасывающей трубы до гвердения бетопа перекрытия (рис. V-3, a);

б) фундаментная плита совместно с бычками и перекрытием отсасывающей трубы при бетонировании перекрытия спиральной камеры (рис. V-3, б).

в) элементы агрегатной секции при забетонированном и окрепшем бетоне перекрытия спиральной камеры и при нагрузке бетоном вышележащих ярусов бычков и стен (рис. V-3, в);

г) элементы агрегатной секции при готовности ее до проектных отметок верхнего и нижнего бьефов, но без перекрытий турбинного и машинного залов, а также без напора и противодавления.

Кроме того, в зависимопусковых сти от принятых схем, порядка пропуска строительных расходов вопредусмотренного ДЫ И проектом организации работ штрабления турбинных массивов должны быть рассмотрены состояния конструкций при неполном напри временных поре или уровнях воды и осушенных агрегатных секциях.

Целью расчетов для строительного периода является проверка достаточ-

Рис. V-3. Агрегатная секция гидроэлектростанции в различные моменты строительства

ности количества арматуры, предусмотренной для работы сооружения в эксплуатационном периоде, условиям временных загружений. Олнако не следует оставлять без внимания и проверку сжимающих и главных растягивающих напряжений в бетоне, имея в виду, что прочность бетона расчетных сечений в зависимости от сроков твердения и температурных условий может быть ниже проектной.

Вообще говоря, в рационально запроектированном сооружении условия строительного периода не должны вызвать увеличения площади арматуры по сравнению с требующейся для условий эксплуатации (с учетом, конечно, нормативного снижения коэффициента запаса). Для этого необходимо уточнять высоты блоков и порядок их бетонирования. Следует отметить, что требование первоочередного пуска нескольких агрегатов гидроэлектростанции, а также штрабление турбинных массивов для пропуска строительных расходов воды иногда вызывают необходимость усиления армирования для условий строительного периода.

2. Для эксплуатационного периода характерны следующие расчетные случаи:

a) нормальный эксплуатационный случай при нормальном подпорном уровне верхнего бьефа, минимальном уровне нижнего бьефа, работающих агрегатах, нормальном состоянии противофильтрационных устройств и уровне воды в межсекционном шве, установившемся на отметке устья верхней осушающей трубы.

Этот случай является основным как для расчетов общей прочности, так и для расчетов на местные нагрузки.

Коэффициенты запаса прочности в арматуре и бетоне при нормальном эксплуатационном случае должны отвечать основной комбинации сил и нагрузок [3];

б) случаи особых сочетаний нагрузок, учитывающих ремонт одного или обоих агрегатов секции, подъем уровня нижнего бьефа в паводок, увеличение сил противодавления при нарушениях подземного контура, явление гидравлического удара в проточной части и пр.

Необходимо отметить, что значение тех или иных факторов неравноценно для различных элементов подводной части. Например, осушение одного из агрегатов является расчетным случаем для бычков верхнего бьефа, но не расчетным для перекрытия и стен спиральной камеры. Повышение уровня нижнего бьефа является невыгодным для нижней напорной стены и перекрытия отсасывающих труб, но в связи с общим снижением напора облегчает условия работы фундаментной плиты и т. д.

В каждом конкретном случае необходимо анализировать возможные сочетания нагрузок и выбирать наиневыгоднейшие для данного элемента, никогда не упуская из виду опорных реакций смежных элементов, являющихся нормальными силами для рассматриваемого элемента. Вполне возможны случан, при которых кажущаяся невыгодной комбинация нагрузок по моментам оказывается более выгодной, чем другая комбинация нагрузок по нормальным силам.

Для эксплуатационного периода во всех расчетах необходимо учитывать давление воды в сечениях элемента в соответствии с указаниями СН 55—59 [3].

Рассматривая комбинации нагрузок в связи с расчетами зданий гидростанций, следует особо остановиться на такой специфической нагрузке, как гидростатическое давление воды в межсекционных щвах.

Это давление является сжимающей силой для агрегатных сек-

ций и поэтому уменьшает площадь арматуры в фундаментной плите и других элементах в направлении поперек потока. В пракгике наряду с учетом этого давления в эксплуатационном случае предусматривают снижение уровня воды в межсекционных швах в ремонтных целях, для чего в швах на низких отметках устанавливают осушительные трубы. Поскольку это давление способствует уменьшению количества арматуры, было бы правильно отказаться от осушения швов, что позволило бы включить давление воды в межсекционных швах в число постоянно действующих усилий.

В заключение необходимо указать, что при суммпровании усилий от общего изгиба и местных нагрузок оба вида усилий должны соответствовать одному и тому же состоянию здания гидроэлектростанции.

32. РАСЧЕТЫ ЭЛЕМЕНТОВ ЗДАНИЯ ГИДРОЭЛЕКТРОСТАНЦИЙ НА МЕСТНЫЕ НАГРУЗКИ

Фундаментная плита. Расчет фундаментной плиты на общую прочность в направлении вдоль и поперек потока изложен в пп. 33—35. На местные нагрузки подлежат расчету зона смотровых галерей и зона колена отсасывающей трубы.

Зона смотровых галерей имеет в различных гидростанциях индивидуальное очертание, соответственно которому должна быть выбрана расчетная схема.

Зона колена представляет собой в плане трепецеидальную плиту с тремя заделанными сторонами (место заделки третьей стороны четко не выражено и может быть принято по плоскости оси агрегатов). Четвертая сторона свободна (при отсутствии бычков в диффузоре) или опирается на бычки отсасывающей трубы.

В отдельных случаях при отсутствии промежуточных бычков в отсасывающей трубе или при наличии одного бычка плита колена может быть приближенно принята полукруглого очертания п рассчитана как пологина круглой пластинки с равномерной нагрузкой. При одном бычке в отсасывающей трубе опорная реакция бычка определяется из равенства прогибов круглой плиты, нагруженной равномерной нагрузкой и сосредоточенной силой.

нагруженной равномерной нагрузкой и сосредоточенной силой. Имея по известным формулам $y_q = \frac{qr^4}{64D}$ и $y_p = \frac{Pr^2}{16D}$, находим реакцию бычка $P = q \frac{r^2}{4}$, после чего могут быть найдены все моменты и поперечные силы (рис. V-4).

Для перехода к ортогональной системе моментов, соответствующей системе армирования, необходимо в ряде точек получить равнодействующий момент как геометрическую сумму радналь-
ного и тангенциального моментов $M_R = 1 \frac{M_r^2 + M_r^2}{M_r^2 + M_r^2}$ и разложить его по направлениям армирования $M_r = M_R \cos \alpha$ и $M_v = M_R \sin \alpha$.

Более точным и универсальным, но и более трудоемким является метод расчета плиты колена как системы перекрестных балок.

Для этого плиту делят на ряд поперечных и продольных полос, в пересечениях осей которых прикладывают равные и взаимопротивоположные силы взаимодействия (рис. V-5).



Балки одного направления нагружают внешними нагрузками и силами взаимодействия, а балки другого направления — только силами взаимодействия.

Для решения плиты составляют выражения прогибов балок в точках пересечений в функции сил взаимодействия. Попарно приравнивая прогибы балок обоих направлений в каждой точке,



Рис. V-4. К расчету плиты отсасывающей трубы на участке колена по схеме круговой пластинки



Рис. V-5. К расчету плиты отсасывающей трубы на участке колена по схеме перекрестных балок

можно получить систему уравнений, из решения которой находятся силы взаимодействия, а затем и моменты в любой точке.

Бычки щитового отделения верхнего бьефа (на участке входа в спиральную камеру). При относительно большой жесткости напорной стены верхнего бьефа (и иногда забральной балки) бычки верхнего бьефа вместе с фундаментной плитой и напорной стеной (и с забральной балкой) образуют раму и рассчитываются в составе этой рамы на общую прочность в направлении поперек потока. В результате этого расчета получается общая площадь вертикальной арматуры на всю ширину рассчитываемой зоны.

Что касается распределения этой арматуры по длине бычка (по направлению течения), а также определения площади горизонтальной арматуры, то оба эти вопроса решают расчетом бычков на местные нагрузки.

Схема нагрузок на бычки изображена на рис. V-6, а и б.

Ослабленную пазами часть бычка следует рассматривать в расчете как балочную плиту 1-2, передающую нагрузки P₁₋₂ в горизонтальном паправлении на смежные (неослабленные) зоны сычков, которые работают как вертикальные балки АВ и СД, заделанные внизу в фундаментную плиту, а вверху в забральную стену. Балка АВ работает на реактивные усилия от балки 1-2, а балка CD, кроме того, -- на нагрузку P_{CD} от гидростатического давления.

Крайние бычки в зоне входа в спиральную камеру рассчитывают на гидростатическое давление воды при одном работающем агрегате и давлении воды в межсекционном шве за шпонкой. При расчете средних бычков необходимо также учитывать изгиб

от усилия на пазовую часть бычка, передаюшегося от ремонтного заграждения при осушенном агрегате (рис. V-6, в).

· Этот расчет опредегоризонтальную ляет арматуру в бычках на зысоте расчетной зоны S. Что касается вертикальной арматуры зонах бычков AB и CD, то она получается подбором с учетом усилий при работе зон на местные нагрузки (no данному расчету) и в составе рамы на общую прочность поперек потока.

> Зоны бычков верх-6)

Шпонка

Балкс АВ





него бьефа, находящиеся выше входа в спиральную камеру, рассчитывают совместно с напорной стеной и забральной балкой. как это указано ниже.

Стены спиральной камеры. Боковые стены спиральной камеры являются продолжением бычков верхнего бьефа. Низовая стена спиральной камеры выполняется в практике двояко — с круговым очертанием низовой грани (Рыбинская, Горьковская, Верхне-Свирская и Нижне-Свирская гидроэлектростанции) и с плоской низовой гранью (Цимлянская, Волжская имени В. И. Ленина, Волжская имени XXII съезда КПСС, Новосибирская гидроэлектростанции).

Круговое очертание низовой грани яснее в статической работе и допускает большую типизацию конструкций. Однако при таком очертании низовая стена спиральной камеры выключается из работы на общую прочность поперек потока. Плоское очертание низовой грани менее экономично, но зато увеличивает жесткость секций гидроэлектростанции в направлении поперек потока. Если нет особых причин, то следует принимать круговое очертание низовой грани.

Центральная часть агрегатных секций в отношении работы на общую прочность существенно отличается от смежных зон тем, что не имеет жесткости в верхней части. Как ясно из рис. V-7, на общую прочность в направлении поперек потока могут работать сечения, расположенные за пределами генераторной шахты, а также низовая стена спиральной камеры при плоской ее низовой грани. Эти сечения и воспринимают на себя все усилия от общего изгиба, освобождая от них значительную часть перекрытия и боковых стен спиральной камеры. Поэтому эти элементы могут быть рассчитаны только на местную прочность.





Существуют два различных метода расчета стен и перекрытия спиральной камеры. По одному из них, наиболее распространенному, стены и перекрытие рассматривают совместно, для чего всю конструкцию мысленно разрезают на ряд угловых рам. По другому методу стены рассматривают как контурные плиты, заделанные в перекрытие, а перекрытие — как кольцевую плиту, заделанную по периметру в стену.

Оба метода имеют допущения и условности. В первом методе моменты в сечениях несколько повышены за счет неучета ограниченной деформативности кольцевой плиты по сравнению с условиями плоской задачи, во втором методе не уравновешены моменты в узле, и фактическая форма спиральной камеры геомет-

рически уподобляется кольцевой с той или иной степенью погрешности.

Кроме того, перекрытие спиральной камеры в действительности имеет переменную толщину, ослаблено нишами сервомоторов, нагружено генераторным стаканом и не всегда имеет плоский потолок, что вообще сильно отличает его от идеализированной кольцевой пластинки.

Учитывая изложенное, а также довольно удачную схему расчета кольцевой стенки спиральной камеры, предложенную В. Х. Гольцманом и В. Н. Рудаковым, мы рекомендуем применять смешанную методику расчета стен и перекрытия спиральной камеры, заключающуюся в следующем:

а) боковые стены спиральной камеры и часть перекрытия, расположенная со стороны верхнего бьефа, рассматриваются совместно и рассчитываются по схеме угловых рам (рис. V-8);

Рис. V-8.

перекрытия

лок);

ме);

ральной камеры а-план с показачием расчетных чений (рам и

(рам

I--I (по угловой ра-

б — разрез

в — расчетная схема угловой рамы

Схема

спи-

ce.

ба-И

110

б) 5.N1 Ν4 PN2 8

б) низовая часть перекрытия спиральной камеры (приблизительно за осью агрегатов) рассчитывается по схеме балочных ллит, опирающихся на статор турбины и низовую стену (рис. V-8.a).

Для массивных плит и бычков должен быть, кроме того, проведен расчет плиты как консоли без учета статорных колонок. Сравнительная деформативность колони на осевые усилия И ллиты перекрытия на изгиб должка проверяться при детальном проектировании:

в) низовая стена спиральной камеры при цилиндрическом ее очертании рассчитывается как система вертикальных балочных плит (рис. V-9) с учетом влияния на их прогиб осевой растягивающей силы, определяемой по котельной формуле, а при плоской низовой грани стены спиральной камеры она рассчитывается как контурная плита.

Учитывая ничтожную деформативность угловых зон перекры тия, нет необходимости рассматривать рамы, расположенные покосым сечениям aa (см. рис. V-8, a), и для расчета верховой зоны перекрытия достаточно рассмотреть всего две рамы — № 1 и 2, а также одну балку — № 1.

Раму № 1 следует расположить по оси агрегата, а раму № 2 — на участке подъема пола спиральной камеры к зубу. Рамы рассчитывают на 1 пог. м по ширине с заделкой стойки в пол спиральной камеры. Опирание ригеля рам на статор турбины следует принимать с полной заделкой при наличии подгенераторной кольцевой конструкции над статором турбины и шарнирным остальных случаях.



Рис. V-9. Схемы к расчету низовой стены спиральной камеры при круговом ее очергании

а — схема конструкции и нагрузок; б — расчетная схема

Для участков l_1 и l_1' боковых стен (см. рис. V-8, *a*) расчетные усилия принимают по расчету рамы \mathbb{N}_2 1, а для участка l_2 — по расчету рамы \mathbb{N}_2 2.

Для армирования перекрытия кроме рам № 1 и № 2 необходим расчет балки № 1.

В качестве расчетных усилий для перекрытия спиральной камеры (рис. V-10) принимают следующие:

для зоны а₁ — усилия в ригеле рамы № 1;

» » а₂ — усилия, равные среднеарифметическим из усилий по зонам а₁ и а₃;

» » а₃ — усилия по расчету балки № 1;

» » а₄ — то же, что для зоны а₂;

» » а₅ — усилия по расчету рамы № 2.

Для подбора арматуры полученные моменты и нормальные силы геометрически складывают соответственно с моментами и нормальными силами, полученными по расчетам общей прочности в направлении вдоль и поперек потока. При этом, разумеется, должно быть учтено несовпадение нейтральных осей элементов, рассчитываемых на местные нагрузки и общую прочность.

Аналогично делят на расчетные зоны и низовую часть перекрытия (завиток), но здесь в связи с огромной жесткостью низовой степы нет необходимости уравновешивать моменты в пересечении степы с перекрытием, поскольку непогашенная часть момента воспринимается цилиндрической жесткостью стены.

Поэтому для получения моментов в перекрытии достаточно рассмотреть несколько балочных плит (см. рис. V-8, a) и распределить усилия по зонам a_6 — a_8 (рис. V-10).

Нормальные усилия в плите перекрытия равны поперечным усилиям в низовой стене. Геометрическое суммирование усилий и учет усилий от работы на общую прочность следует выполнять так же. как и для верховой части перекрытия.





Рис. V-10. Схема зон армирования перекрытия спиральной камеры

Рис. V-11. К расчету низовой стены спиральной камеры при плоском ее очертании

Низовую стену спирали при кольцевом ее очертании рекомендуется рассчитывать по методике Московского отделения б. института Гидроэнергопроект. По этой методике стена рассматривается как система вертикальных заделанных балок, расставленных по полуокружности, и горизонтального кольцевого пояса, расположенного в средней половине высоты балок (см. рис. V-9, б).

Общая горизонтальная нагрузка на стену распределяется на две. Одна из них вызывает прогиб вертикальной балки, а вторая — деформацию горизонтального кольца. Из равенства прогибов определяется та часть нагрузки, которая передается на кольцевой пояс.

Следует заметить, что при выводе формул авторами методики излишне усложнено выражение интенсивности кольцевой нагрузки p_k за счет учета прогибов балок от трапецеидальной нагрузки.

Учитывая, что для заделанной балки прогиб от равномерной нагрузки и прогиб от греугольной нагрузки отличаются всего на 0,5% $(f = \frac{Ql^3}{384EI})$ и $f = \frac{Ql^3}{382EI})$ и что трапецендальная нагрузка является промежуточной между ними, можно упростить выражение и принять его в виде

$$p_{\kappa} = 2 \frac{Hl^4}{64 R^2 h_{\rm cr}^2 + l^4} \,.$$

После этого по известной трапецеидальной нагрузке є уменьшением площади ее эпюры на величину $p_{\rm K} \frac{l}{2}$ определяют опорные и пролетные моменты в вертикальных балках, а также поперечные силы. Нормальные вертикальные силы принимаются, как всегда в расчетах на местные нагрузки, равными опорным реакциям смежных элементов. Усилие $p_{\rm K} \frac{l}{2} R = p$ используется для подбора кольцевой горизонтальной арматуры стенки.

При плоской низовой грани стенки расчет допустимо вести с выделением плоской контурной плиты, заделанной по четырем сторонам, как это показано на рис. V-11, и с передачей ее опорных реакций на массивные угловые столбы и на перекрытие.

Напорная стена верхнего бьефа с забральной балкой и зоной бычков. Названные элементы должны рассматриваться совместно, так как, будучи монолитно связаны, они образуют единую конструкцию, длина которой равна длине агрегатной секции в направлении поперек потока при отсутствии температурного шва в бычке или половине длины агрегатной секции при наличии вертикального температурного шва в среднем бычке. Работа забральной балки и напорной стены в вертикальной плоскости учитывается в расчете зоны верхнего бьефа на общий изгиб в направлении поперек потока.

При расчете этой зоны на местные нагрузки рассматривается работа ее в горизонтальной плоскости, в связи с чем для подбора арматуры должны суммироваться усилия из обоих расчетов.

Основной нагрузкой является гидростатическое давление воды, воспринимаемое напорной стеной и передаваемое в виде отрывающих усилий на горизонтальную арматуру бычков. Эти усилия вызывают изгиб бычков в плоскости рам и вертикальной плоскости вдоль потока.

Забральная балка, которую в целях создания опоры для бычков жестко соединяют с последними, работает в составе горизонтальной рамы, а также и на давление льда и волны. Схема конструкции и нагрузок показана на рис. V-12.

Для расчета системы могут быть рекомендованы следующие расчетные схемы.

Напорную стену следует рассчитать в составе замкнутой четырехочковой или двухочковой горизонтальной рамы, а также в своей нижней части как контурную плиту, заделанную по трем сторонам со свободной четвертой стороной. Последняя схема нужна для определения вертикальной арматуры по напорной грани в узле заделки стены в перекрытие спирали.

В зависимости от высоты конструкции (разность отметок нор-



Рис. V-12. Расчетная схема напорной стены верхнего бьефа, забральной балки и бычков верхнего бьефа

мального подпорного уровня и верха перекрытия спиральной камеры) ее целесообразно разделить по высоте на две (реже на три) зоны и каждую зону рассчитать в горизонтальной плоскости как раму. Так как каждая рама не является уравновешенной, то в

7* Зак. 3)

бычках на границах зон необходимо приложить горизонтальные уравновешивающие перерезывающие силы.

Нормальные коэффициенты запаса соответствуют сплошному загружению секции. В отличие от этого при несимметричном загружении (один агрегат осушен) коэффициенты запаса должны быть приняты пониженными как для временной комбинации нагрузок.

При расчете должны быть учтены нагрузки на пазовые конструкции бычков, передаваемые через опорные части затворов. При суммировании усилий на забральную балку и напорную стену нельзя забывать о реакциях, передаваемых на эти конструкции нижерасположенными бычками, выявленных расчетом последних на местные нагрузки. Разумеется, должны быть полностью учтены усилия в сечениях элементов от внутреннего гидростатического давления воды.

Низовая напорная стена и бычки нижнего бьефа. Основа расчетных схем для низовой напорной стены и бычков нижнего бьефа та же, что и для аналогичных конструкций верхнего бьефа, но они более индивидуальны соответственно практическим решениям.

Основной нагрузкой здесь также является давление воды. но в большинстве случаев его учитывают при высоких паводочных уровнях нижнего бьефа, что относится к временной комбинации нагрузок. Для этих конструкций также должен быть рассмотрен ремонтный случай с осушением одного агрегата, а усилня от местных нагрузок должны быть суммированы с усилиями от давления воды в толще бетона и от общего изгиба.

Если усилия от давления воды на напорную стену передаются на наружные бычки, то при расчете последних должны быть учтены осевые растягивающие горизонтальные усилия и рассмотрен изгиб в плоскости бычков. При иной передаче нагрузок низовая стена должна быть рассчитана как балочная плита с опиранием на два перекрытия (Цимлянская гидроэлектростанция) или соответственно своей статической схеме.

Схемы конструкций здесь более индивидуальны, но расчетные схемы более просты, чем для конструкций верхнего бьефа.

Прочие элементы подводной части гидроэлектростанции. Перекрытие отсасывающей трубы и бычки в ее диффузоре можно рассматривать вместе с участком фундаментной плиты в составе рам при расчете общей прочности в направлении поперек потока с учетом распределенных нагрузок. В этом случае они не подлежат дополнительному расчету на местные нагрузки.

Конус турбины, находящийся в условиях всестороннего сжагия, обычно рассчитывают по весьма приближенным схемам, приводящим к большим и ненужным затратам арматуры.

Однако на основании опыта проектирования и эксплуатации гидроэлектростанций можно рекомендовать конструктивное армирование конуса в виде арматурных сеток, расположенных пс его внешней и внутренией поверхностям с шагом арматуры 0.3 *м* в обонх направлениях и при диаметрах стержней 30, 40 и 50 *мм* соответственно диаметрам турбины 5—6; 7,2 и 9,3 *м*. Это дает насыщение бетона арматурой (с учетом 20% монтажной арматуры) около 50 *кг/м³*.

Некоторые особенности расчета на местные нагрузки элементов совмещенной гидроэлектростанции. Устройство водосбросных отверстий в агрегатных секциях гидроэлектростанции (см. рис. V-14) вносит в конструкцию секций следующие изменения:

а) в зонах верхнего и нижнего бьефов образуются двухотажные рамы вместо одноэтажных рам для секций обычного типа;

б) вводится дополнительный элемент — перекрытие водосбросов, которое в верховой части секции отделяет водосбросы от спиральной камеры, а в низовой части — от помещений распределительного устройства;

в) поскольку основные затворы водосбросов размещены со стороны нижнего бьефа и, следовательно, в полости водосбросов поддерживается давление верхнего бьефа, во всех элементах, ограждающих водосбросы (бычки, перекрытия отсасывающей трубы и перекрытие водосбросов), гидростатическое давление в толще бетона существенно возрастает, что требует обязательного учета при определении расчетных усилий и площади арматуры;

г) иногда в выходной части водосбросов в целях рассредоточения потока вводят дополнительные бычка, которые сами становятся объектом расчета и, кроме того, увеличивают вдвое число пролетов рамы нижнего бьефа.



Рис. V-13. К расчету стен спиральной камеры и водосбросов совмещенной гидроэлектростанции а — разрез по угловой раме: б — расчетная схема рамы

Перечисленные изменения конструкции подводной части гидроэлектростанции отражаются как на расчетных схемах общей прочности в направлении вдоль и поперек нотока, так и на расчетных схемах местных нагрузок. Изменения в последней части состоят в следующем: схема расчета бычков верхнего бъефа остается по идее без изменений (см. рис. V-6), по низовая балка получает среднюю опору, которой служит сбтекатель перекрытия водосбросов.

В части боковых степ спиральной камеры изменение сводится к тому, что вместо обычных угловых рам рассчитывают двухэтажные угловые рамы, включающие в себя стенки отсасывающих труб и перекрытия водосбросов (рис. V-13).

Изменения в расчетах прочности, связанные с подводной частью здания гидроэлектростанции, излагаются в п. 33.

33. РАСЧЕТ ЗДАНИЯ ГИДРОЭЛЕКТРОСТАНЦИИ Совмещенного типа на общую прочность в направлении поперек потока

В данном разделе рассмотрен более сложный случай расчета, относящийся к наиболее характерному типу здания ГЭС, совмещенного с донными водосбросами над отсасывающими трубами.

Как известно, условия расчета подводной части зданий гидроэлектростанций на общую прочность определяются неравномерностью распределения нагрузок на жесткую конструкцию здания, связанной в основном с неравномерностью распределения собственного веса конструкции, реакции основания и давления воды.

Обычно здание гидроэлектростанции разрезают сквозными осадочными швами на двухагрегатные секции, и, таким образом, расчет общей прочности здания сводится к расчету секции.

Из рассмотрения разреза секции в направлении вдоль потока (рис. V-14, a) можно видеть, что жесткая пространственная система конструкции состоит в основном из совокупности массивных горизонтальных плит (фундаментная плита и перекрытия отсасывающих труб, водосбросов, спирали) и жестких вертикальных стен, расположенных в направлении поперек потока (забральная стенка, верховая и низовая напорные стены и стенка спиральной камеры).

В отдельных частях здания гидроэлектростанции системы из указанных вертикальных стен вместе с участками горизонтальных плит и с соответствующими участками бычков образуют в направлении поперек потока многоочковые жесткие рамы разных размеров и соответственно различной жесткости. Эти рамы несут также различные нагрузки. Рама № 1 (рис. V-14, б) занимает верховую часть здания гидроэлектростанции до оси агрегата; рама № 2 (рис. V-14, в) занимает среднюю часть здания от оси агрегата до середины помещения электроустройств; рама № 3 (рис. V-14, г) составляет следующую зону до паза затвора отсасывающей трубы; рама № 4 (рис. V-14, д) охватывает низовую часть гидроэлектростанции.

В практических расчетах общей прочности подводной части



Рис. V-14. К расчету здания гидроэлектростанщии совмещенного тила на общую прочность

а — поперечный разрез здания гидроэлектростанции; б — разрез по I-I (зональные рамы № 1); в — разрез по II-II (зональные рамы № 2); г — разрез по II-II (зональные рамы № 3); ∂ — разрез по IV-IV (зональные рамы № 4)

здания гидроэлектростанции указанные многоочковые рамы обычно рассматриваются как плоские системы.

Пространственная связь между этими рамами обеспечивается бычками (стойки рам), абсолютно жесткими в своих плосчостях. Жесткость бычков приближенно учитывают в расчетах путем подчинения вертикальных смещений узлов этих рам в плоскостях бычков определенной линейной зависимости, по которой отсутствуют деформации изгиба в плоскостях бычков, как это показано в уравнениях (V.11) и (V.12).

На рис. V-14, б—∂ изображены рамы с неполными температурными швами в верхних (абсолютно жестких в своих плоскостях) стенках-ригелях. Однако возможны аналогичные конструктивные схемы зданий гидроэлектростанций и без таких температурных швов со сплошными стенками как абсолютно жесткими, так и способными изгибаться в своей плоскости. Расчеты конструкций всех указанных типов имеют свои особенности, что будет показано ниже.

Случай расчета рам, имеющих абсолютно жесткие ригели, разрезанные температурными швами. Рассмотрим сначала случай расчета рамы типа, изображенного на рис. V-14, б или V-14, в, при законе распределения реакции основания в виде симметричной эпюры, состоящей из двух тралеций с максимальной ординатой под средней стойкой рамы (рис. V-15). Учитывая приближенно симметрию системы, расчет ведем лишь одной половины рамы с ригелями и фундаментной плитой, жестко заделанными в плоскости среднего бычка.



В соответствии с задачей расчета общей прочности все виды вертикальных нагрузок сводятся к узловым сосредоточенным нагрузкам, а влияние местных, распределенных в пролетах нагрузок учитывается отдельно (см. п. 32).

При наличии абсолютно жесткого верхнего ригеля воздейстбие всех узловых нагрузок сводится к результирующей силе *P* (см. рис. V-15). Направление действия эгой силы вытекает из характера расчетной реакции основания. При этом очевидно, что расчет той же рамы при реакции основания по типу трапеции. изображенной на рис. V-15 пунктирной линией, будет отличаться от данного расчета лишь направлением (знаком) действия силы *P*, а в остальном будет вполне аналогичным данному расчету.

Верхний, абсолютно жесткий ригель рамы упруго связан со средним бычком в сечении 9, ослабленном температурным швом. Эта последняя связь приближенно оценивается по углу α поворота ригеля от его вертикального смещения δ. Величина угла пововорота выражается формулой

$$\alpha = -\frac{b}{l_1 - l_2} \,. \tag{V.1}$$

Отсюда момент в узле 9 приближенно выразится формулой

$$M_{98} \approx -EI \,\alpha = \frac{-EI \,\varepsilon}{l_1 - l_2} \,. \tag{V.2}$$

где EI — жесткость верхнего ригеля рамы в ослабленном сечении.

Приближенная формула (V.2) выражает соответствующее закону Гука расчетное условие. что узловой момент M_{98} в ослабленном сечении пропорционален углу поворота а абсолютно жесткого ригеля рамы. При этом коэффициент пропорциональности, зависящий от степени армирования сечения, по конструктивным соображениям рекомендуется принимать равным жесткости ослабленного сечения ригеля, что соразмерно по величине коэффициентам при углах поворота узлов рамы в расчетных уравнениях ее деформаций. По найденной из указанного условия величине момента в ослабленном сечении полбирают арматуру в этом сечении, что обеспечивает его прочность, соответствующую прилятым условням расчета рамы.

Для случая единичного смещения $\delta = 1$ величина момента з том же сечении выражается формулой

$$\overline{M}_{98} = -\frac{EI}{l_1 - l_2} \,. \tag{V.3}$$

В соответствии с формулами (V.2) и (V.3) получим выражения поперечных сил

$$Q_{98} = \frac{-EI\delta}{(l_1 - l_2)^2}; \qquad (V.4)$$

$$\overline{Q}_{98} = \frac{EI}{(l_1 - l_2)^2}$$
 (V.5)

Для расчета рам воспользуемся методом деформаций. Условчые обозначения и способ составления уравнений деформаций приняты по практически удобной и простой системе, предложенной Б. Н. Жемочкиным [1].

При составлении уравнений деформаций учитываем, что углы поворота от вертикального смещения рамы б в связи с абсолютной жесткостью верхнего ригеля будут одинаковыми для всех узлов по верхнему ригелю и выражаются величиной

$$X_s = X_7 = \frac{\delta}{l_1 - l_2}$$
 (V.6)

Поэтому члены правой части уравнений деформаций, зависящие от смещения б, определяются выражением

$$\sum \frac{3 \delta i_{ab}}{l_1 - l_2} = \frac{3 \delta \Sigma i_{ab}}{l_1 - l_2} \,. \tag{V.7}$$

Прежде чем перейти к составлению уравнений деформаций, примем следующие основные положения.

1. Как уже отмечалось, пространственная связь между зональными многоочковыми рамами агрегатной секции гидроэлектростанции (см. рис. V-14) обеспечивается абсолютно жесткими в своих плоскостях бычками, что обусловливает определенную липейную зависимость между вертикальными смещениями узлов этих рам [см. уравнения (V.11) и (V.12)].

2. Характер указанной в п. 1 линейной зависимости рассматривается в расчетах в двух предположениях:

а) при наличии взаимного перекоса бычков от неравномерной осадки в их плоскости (рис. V-16), т. е. при узловых вертикальных смещениях δ зональных рам, изменяющихся по линейному закону;



Рис. V-16. Схема взаимного перекоса бычков

 б) при параллельной относительной осадке бычков, т. е.
 в возможном случае их равномерной осадки (при одинаковых узловых смещениях зопальных рам).

В задачу расчета секции гидроэлектростанции на общую прочность в направлении поперек потока входит определение усилий в элементах ее подводной части от указанных ниже в п. 3, г перекосов и смещений.

При этом в качестве расчетных усилий принимаются наибольшие из значений, найденных в двух указанных предельных предположениях, что будет идти в запас прочности, поскольку очевидно, что действительные расчетные значения этих усилий можно принять находящимися в указанных пределах.

Такой приближенный практический прием расчета необходим из-за крайней сложности конструкции сооружения и практической невозможности точного определения действительного распределения реакции основания при перекосах бычков.

3. Для приближенного учета указанных перекосов бычков принимается следующий порядок расчета рам:

а) все зональные рамы рассчитывают на единичное верти-

кальное смещение ($\delta = 1$) крайней стойки относительно средней совпадающей с заделанными опорами ригелей (узлы 3, 6, 9 на рис. V-15), причем определяют реактивные усилия в опорных стержнях (узел 1) от этих смещений;

б) определяют действительные смещения δ зональных рам в двух предположениях, указанных в п. 2;

в) в случае параллельных смещений бычков средняя величина смещения δ всех зональных рам определяется по формуле

$$\delta = \frac{\Sigma P}{\Sigma R}, \qquad (V.8)$$

где ΣP — сумма приведенных узловых нагрузок P на всех зональных рамах;

ΣR — сумма реакций в опорных стержнях (узел 1) зональных рам от единичных смещений;

г) в случае относительного перекоса бычков относительные смещения для каждой зональной рамы (см. рис. V-16) определяют ют из следующей системы уравнений, составленных для практически важного общего случая произвольного количества зональных рам:

$$\Sigma R_i \delta_i = \Sigma P_i; \tag{V.9}$$

$$\Sigma a_i R_i \delta_i = \Sigma a_i P_i. \tag{V.10}$$

Решая эти уравнения совместно с геометрически очевидной подстановкой

$$\delta_i = \delta_1 + ka_i, \tag{V.11}$$

получим выражение для d_i в явном виде, т. е.

$$\hat{P}_i = \frac{\sum P_i - k \sum a_i R_i}{\sum R_i} , \qquad (V.12)$$

где

$$k = \frac{\sum R_i \sum a_i P_i - \sum P_i \sum a_i R_i}{\sum R_i \sum a_i^2 R_i - (\sum a_i R_i)^2}; \qquad (V.12')$$

- *R_i* реакции в опорных стержнях от едишичных смещений зональных рам;
 - δ_i относительные смещения рам;
- a_i расстояния от осей зональных рам до оси первой рамы $(a_1=0);$
- Σ $P_i a_i$ суммарный момент приведенных узловых нагрузок относительно той же оси.

Уравнения (V.9) и (V.10) выражают условия статического равновесия секции, а уравнения (V.11) и (V.12) — геометрическую линейную зависимость относительных вертикальных смещений зональных рам.

В соответствии с принятым порядком расчета зональных рам

сначала составляем уравнения деформаций для их единичных вертикальных смешений.

Переходим к расчету рам I и II зон (по типовой расчетной схеме, изображенной на рис. V-15).

При составлении уравнений деформаций используем выражения (V.5) — (V.7):

$$2(i_{14}+i_{12})X_1+i_{11}X_4+i_{12}X_2=\frac{3i\Sigma i_{ab}}{l_1+l_2}=\frac{3i_{12}}{i_1-l_2}; \quad (V.13)$$

2
$$(i_{12} + i_{25} - i_{23}) X_2 - i_{12} X_1 + i_{25} X_5 = -\frac{3 (i_{12} - i_{23})}{l_1 - l_2};$$
 (V.14)

2
$$(i_{14} + i_{47} + i_{45}) X_4 = i_{14} X_1 + i_{47} X_7 + i_{45} X_5 = \frac{3i_{45}}{l_1 + l_2}$$
; (V.15)

2 $(i_{45} + i_{58} + i_{56} + i_{25}) X_5 + i_{45} X_4 + i_{58} X_8 + i_{25} X_2 = \frac{3 (i_{45} + i_{56})}{l_1 - l_2}$; (V.16)

$$X_7 = X_8 = \frac{\delta}{l_1 - l_2} = \frac{1}{l_1 + l_2};$$
 (V.17)

$$\frac{-6i_{23}}{l_2}\left(X_2 - \frac{2 \cdot 1}{l_1 - l_2}\right) - \frac{6i_{56}}{l_2}\left(X_3 - \frac{2 \cdot 1}{l_1 - l_2}\right) - \frac{EI_9}{(l_1 - l_2)^2} = R, (V.18)$$

где X_1 , X_2 , X_4 , X_5 , X_7 , X_8 — углы поворота узлов рамы; $i_{ab} = \frac{EI_{ab}}{I_{ab}}$ — погонные жесткости элементов рамы; E — модуль упругости бетона;

- I_{ab} моменты инерции сечений элементов между узлами а и b;
- *R* реакция опорного стержня:
- д=1-единичное вертикальное смещение крайней стойки рамы относительно заделанных опор ригелей (в узлах 3, (6, 9):
 - I₉ момент инерции ослабленного сечения ригеля (в узле 9).

Решив данную систему уравнений, найдем углы поворота узлов X_1, X_2, X_4, X_7, X_8 и реакцию опорного стержня R от единичного смещения рамы.

Аналогично предыдущему составим уравнения деформаций и решим их для рамы № З зоны диффузора отсасывающей трубы гидроэлектростанции (см. рис. V-14, г) и рамы № 4 крайней зоны со стороны нижнего бьефа (см. рис. V-14, д).

Для этих рам, как и в предыдущем случае, учитывается симметрия системы, что позволяет свести расчет к расчету половин рам (по одну сторону от оси симметрии).

Уравнения деформаций для рамы № 3 по схеме, изображенной на рис. V-17, следующие:

2
$$(i_{14} + i_{12}) X_1 + i_{14} X_4 + i_{12} X_2 = \frac{3i_{12}}{l_1 + l_2};$$
 (V.19)

$$2 (i_{12} + i_{25} + i_{23}) X_2 + i_{12} X_1 + i_{25} X_5 = \frac{3 (i_{12} - i_{23})}{l_{1-1} l_2}; \quad (V.20)$$

$$2 (i_{14} + i_{47} + i_{410}) X_4 + i_{14} X_1 + i_{47} X_7 + i_{410} X_{10} = \frac{3i_{410}}{l_1 - l_2};$$
(V.21)
$$2 (i_{105} + i_{52} + i_{58} + i_{512}) X_5 + i_{105} X_{10} + i_{58} X_8 + i_{512} X_{12} + i_{52} X_2 =$$

$$=\frac{3(i_{105}+i_{512})}{l_1+l_2}; \qquad (V.22)$$

$$2 (i_{410} + i_{1011} + i_{105}) X_{10} + i_{104} X_4 + i_{1011} X_{11} + i_{105} X_5 =$$

$$= \frac{3 (i_{410} - i_{105})}{l_1 + l_2}; \quad (V.23)$$



1

ł

ì

1

ł

t

ı.



Рис. V-17. Расчетная схема зональной рамы № 3, имеющей абсолютно жесткий ригель, разрезанный температурным швом

Рнс. V-18. Расчетная схема зональной рамы № 4, имеющей абсолютно жесткий ригель, разрезанный температурным швом

<u>.</u>

2
$$(i_{512} + i_{1213} + i_{126}) X_{12} + i_{512} X_5 + i_{1213} X_{13} = \frac{3 (i_{512} - i_{126})}{l_1 - l_2};$$
 (V.24)

$$X_7 = X_{11} = X_8 = X_{13} = \frac{1}{l_1 - l_2};$$
 (V.25)

$$\frac{-6l_{23}}{l_2}\left(X_2 - \frac{2}{l_1 + l_2}\right) - \frac{6l_{126}}{l_6}\left(X_{12} - \frac{2}{l_1 + l_2}\right) - \frac{EI}{(l_1 + l_2)^2} = R. (V.26)$$

Уразнения деформаций для рамы № 4 по схеме, изображенной на рис. V-18, будут следующие:

2
$$(i_{12} + i_{14}) X_1 + i_{12} X_2 + i_{14} X_4 = \frac{3i_{12}}{l_1 + l_2};$$
 (V.27)

205

$$2 (i_{12} + i_{25} + i_{23}) X_2 + i_{12} X_1 + i_{25} X_5 = \frac{3 (i_{12} - i_{23})}{l_1 - l_2}; \quad (V.28)$$

$$X_4 = X_5 = \frac{1}{l_1 + l_2}; (V.29)$$

1

ł

$$\frac{-6l_{28}}{l_2} \left(X_2 - \frac{2}{l_1 + l_2} \right) - \frac{El}{\left(l_1 + l_2\right)^2} = R.$$
 (V.30)

Решив последние две системы уравнений, найдем для обеих рам углы поворота узлов и реакции опорных стержней от единичных вертикальных смещений крайних стоек.

Практические приемы вычисления величины реакции R опорного стержня от единичного смещения $\delta = 1$ поясним на примере расчета рамы по схеме, изображенной на рис. V-18.

Примем: $h = 10 \ \text{м}, \ l_1 = l_2 = 10 \ \text{м};$

$$i_{14} = i_{25} = 1 = \frac{EI_{14}}{l_{14}} = \frac{EI_{25}}{l_{25}}; \quad I_{13} = I_{25} = \frac{1 \cdot 4^3}{12} = 5,35 \quad \text{M}^4;$$

$$i_{12} = i_{23} = \frac{I_{12}h}{I_{14}l_1} = \frac{6^3 \cdot 10}{4^3 \cdot 10} = 3,4; \quad I_{12} = I_{23} = \frac{1 \cdot 6^3}{12} = 18 \quad \text{M}^4;$$

$$\frac{EI_6}{(l_1+l_2)^2} = \frac{i_6}{l_1+l_2}; \quad I_6 = \frac{8.6^3 \cdot 1}{12} = 53.5 \quad \text{M}^4; \quad i_6 = \frac{53.5 \cdot 10}{5.35 \cdot 20} = 5.$$

Здесь *i*₆ — условная погонная жесткость верхнего ригеля по ослабленному сечению.

В соответствии с формулами (V.27) — (V.30) получим уравнения деформаций:

2
$$(i_{12} + i_{14}) X_1 + i_{12} X_2 + i_{14} X_4 = \frac{3i_{12} \cdot 1}{l_1 + l_2};$$
 (a)

$$2(i_{12} + i_{25} + i_{23}) X_2 + i_{12} X_1 + i_{25} X_5 = \frac{3(i_{12} + i_{23})}{l_1 + l_2};$$
(6)

$$X_4 = X_5 = \frac{1}{l_1 + l_2} = \frac{1}{10 + 10} = 0,05;$$
 (B)

$$\frac{-6i_{23}}{l_2}\left(X_2 - \frac{2 \cdot 1}{l_1 + l_2}\right) - \frac{5}{l_1 + l_2} = R.$$
 (r)

Из уравнений (а) и (в)

2 (3,4 + 1)
$$X_1$$
 + 3,4 X_2 + 0,05 = $\frac{3 \cdot 3.4}{10 + 10}$ = 0,512. (д)
Из уравнений (б) и (в)

2 (3,4 + 1 + 3,4)
$$X_2$$
 + 3,4 \dot{X}_1 + 0,05 = $\frac{3(3,4+3,4)}{10+10}$ = 1,02. (е)
Из уравнений (д) и (е)

$$X_{2} + 2,59 X_{1} - 0,136 = 0 X_{2} + 0,218 X_{1} - 0,062 = 0$$
 $2,372 X_{1} - 0.074 = 0;$

$$X_{1} = \frac{0.074}{2.372} = +\ 0.0313;$$
$$X_{2} = 0.062 - 0.218 \cdot 0.0313 = 0.0552$$

Подставив полученное значение X₂ в уравнение (r), получим

$$R = \frac{-6 \cdot 3.4}{10} \left(0.0552 - \frac{2}{10+10} \right) - \frac{5}{10+10} = -0.159 \frac{EI_{14}}{I_{14}}$$

(так как в расчетах за единицу была принята величина $i_{14}=1$);

$$R = -0,159 \ \frac{1,8 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 4^3}{12 \cdot 10} = -1,53 \cdot 10^5 T$$

или в расчете на единицу смещения, равную 1 см:

$$R = \frac{-1,53 \cdot 10^5}{100} = -1\,530\,T.$$

Пользуясь найденными приведенным способом значениями реакций опорных стержней от единичных смещений для всех четырех зональных рам (см. рис. V-14), по их расчетным схемам находим величины действительных смещений рам в указанных выше двух предельных расчетных предположениях по формуле (V.8) и по уравнениям (V.9)—(V.12). Зная величины действительных смещений δ_i всех зональных рам, определяем действительные значения углов поворота узлов X_n всех этих рам по формуле

$$X_n = \overline{X_i} \,\delta_i, \tag{V.31}$$

где \overline{X}_i — величины углов поворота, найденные выше, для единичных смещений зональных рам.

После этого можно вычислить величины узловых моментов и поперечных сил по общеизвестным формулам Б. Н. Жемочкина¹:

$$M_{ab} = -2i_{ab} \left(2X_a + X_b - \frac{3 \,\mathfrak{d}_{ab}}{I_{ab}} \right); \tag{V.32}$$

$$M_{ba} = -2i_{ab} \left(2X_b + X_a - \frac{3i_{ab}}{l_{ab}} \right);$$
 (V.33)

$$\boldsymbol{Q}_{ab} = -\frac{6i_{ab}}{l_{ab}} \left(X_a + X_b - \frac{2 \,\tilde{\boldsymbol{o}}_{ab}}{l_{ab}} \right). \tag{V.34}$$

В этих формулах опущены члены M'_{ab} и Q'_{ab} , так как в рассматриваемых здесь расчетах общей прочности учитываются лишь узловые нагрузки. Местные воздействия нагрузки в пролетах рассматриваются отдельно.

По указанным формулам с учетом соотношения (V.7) усилия

¹ Б. Н. Жемочкин. Расчет статически неопределимых рамных систем. Способ угловых деформаций. ОГИЗ, 1931, формулы (13), (14), (65).

в узлах 1 и 2 (см. рис. V-15) выразятся следующим образом.

$$M_{12} = -2i_{12} \left(2X_1 + X_2 - \frac{3\delta}{l_1 + l_2} \right); \qquad (V.35)$$

$$M_{21} = -2i_{12} \left(2X_2 + X_1 - \frac{3i}{l_1 + l_2} \right); \qquad (V.36)$$

$$Q_{12} = Q_{21} = -\frac{6i_{12}}{l_1} \left(X_1 + X_2 - \frac{2\delta}{l_1 + l_2} \right).$$
(V.37)

Вычислив по формулам (V.32) — (V.34) величины узловых моментов и поперечных сил для всех элементов рамы, можно построить эпюры моментов и поперечных сил для каждой рамы.

Нормальные силы в узлах рамы определяются обычным способом из условий равновесия по известным из предыдущих расчетов величинам узловых нагрузок и поперечных сил. Например, для рамы № 1 из равновесия узла 1 (рис. V-19) нахолим

$$N_{14} = R + Q_{12}; (V.38)$$

$$N_{12} = Q_{14}. \tag{V.39}$$



Путем таких расчетов по равенствам типа (V.38) н (V.39) находятся величины нормальных сил всех элементов рамы, после чего можно построить эпюру нормальных сил для рамы.

Все виды реакций (моменты, поперечные силы и нормальные силы), передаваемых на бесконечно жесткие ригели от стоек рамы (бычков) и через ослабленные швами сечения, учитываются в сводных расчетах при подборе сечений ригелей.

Пользуясь эпюрами моментов, поперечных сил и нормальных сил от влияния общего изгиба рамы в целом, т. е. результатами расчета общей прочности конструкции, можно для каждого расчетного случая учесть эти результаты (по принципу независимости действия сил) в сводных расчетах.

Характерные эпюры моментов и поперечных сил от единичного смещения для одной из зональных рам изображены на рис. V-20.

Приведенные выше в общем виде системы уравнений деформаций и формулы пригодны для вычисления расчетных усилий (моментов, поперечных сил, нормальных сил) для любой комби нации нагрузок, действующих на раму данной конструктивной схемы в любой зоне сооружения. Этих общих данных вполие достаточно для детального расчета рам такого типа на общую прочность в техническом или рабочем проекте гидроэлектростанции.



Случай расчета рам c абсолютно жесткими ригелями, не разрезанными температурными швами. В случае абсолютно жестких ригелей в зональных рамах без ослабления их сечений температурными швами задача расчета общей прочности агрегатных секций гидроэлектростанций в направлении поперек потока сравнительно проста и сволится лишь Κ расчетам нормальных сил в стойках рам (бычках) и к передаче этих сил на ригели рам



Рис. V-21. Расчетная схема зональных рам № 1 и 2, имеющих верхние ригели конечной жесткости



как на простые балки или балки-стенки. Другие виды реакций от бычков (моменты и поперечные силы) в данном случае определяются расчетами на местные нагрузки (см. п. 32) и учитываются в сводных расчетах при подборе сечений ригелей и бычков.

Сравнительная простота расчетов общей прочности в таких

случаях позволяет здесь ограничиться лишь указанным выше общим замечанием о характере таких расчетов.

Случай расчета рам с ригелями конечной жесткости, способными изгибаться в своей плоскости. В данном случае в отличие от предыдущего, в расчетных схемах рам необходимо учитывать по два независимых вертикальных смещения стоек (бычков), что соответствует наличию в этих рамах верхних ригелей конечной жесткости.

Так, на рис. V-21 показана расчетная схема видоизмененных рам № 1 и 2, типовая схема которых была изображена на рис. V-15.

С учетом указанных особенностей в конструкциях данных рам аналогично предыдущему сосгавим две системы уравнений деформаций к расчетам рамы по схеме, изображенной на рис. V-21, на два расчетных случая абсолютных вертикальных единичных смещений стоек-бычков ($\Delta_1 = 1$ и $\Delta_2 = 1$).

Составим сначала уравнения для единичного вертикального смещения крайнего бычка 1-4-7, т. е. $\Delta_1 = 1$, что соответствует соотношению относительных смещений обоих бычков:

$$\delta_1 + \delta_2 = 1, \qquad (V.40)$$

где δ₁ — смещение бычка 1—4—7; δ₂ — смещение бычка 2—5—8.

$$2 (i_{14} + i_{12}) X_1 + i_{14} X_4 + i_{12} X_2 = -\frac{3 \delta_1 i_{12}}{l_1} ; \qquad (V.41)$$

2
$$(i_{12} - i_{25} + i_{23}) X_2 + i_{12} X_1 + i_{25} X_5 = \frac{3 \delta_1 i_{12}}{l_1} + \frac{3 \delta_2 i_{23}}{l_2};$$
 (V.42)

2
$$(i_{14} + i_{47} + i_{45}) X_4 + i_{14} X_1 + i_{47} X_7 + i_{45} X_5 = \frac{3 \tilde{i}_1 i_{45}}{l_1};$$
 (V.43)

$$2 (i_{45} + i_{58} + i_{56} + i_{25}) X_5 + i_{45} X_4 + i_{58} X_8 + i_{52} X_2 =$$

$$= \frac{3 \,\delta_1 \,i_{45}}{l_1} + \frac{3 \,\delta_2 \,i_{56}}{l_2} ; \qquad (V.44)$$

$$2(i_{74}+i_{78}) X_7 + i_{74}X_4 + i_{78}X_8 = -\frac{3\dot{\iota}_1 i_{78}}{l_1}; \qquad (V.45)$$

2
$$(i_{85} + i_{87} + i_{89}) X_8 + i_{85} X_5 + i_{87} X_7 = \frac{3 \delta_1 i_{87}}{l_1} + \frac{3 \delta_2 i_{89}}{l_2};$$
 (V.46)

$$\frac{-6i_{23}}{l_2} \left(X_2 - \frac{2\,\delta_2}{l_2} \right) - \frac{6i_{56}}{l_2} \left(X_5 - \frac{2\,\delta_2}{l_2} \right) - \frac{6i_{89}}{l_2} \left(X_8 - \frac{2\,\delta_2}{l_2} \right) = R_1; \text{ (V.47)}$$

$$\frac{-6l_{12}}{l_1} \left(X_1 - X_2 - \frac{2\delta_1}{l_1} \right) - \frac{6l_{45}}{l_1} \left(X_4 - X_5 - \frac{2\delta_1}{l_1} \right) - \frac{6l_{78}}{l_1} \left(X_7 - X_8 - \frac{2\delta_1}{l_1} \right) = R_1.$$
(V.48)

210

Решив полученную систему из девяти уравнений (V.40) – (V.48), найдем относительное значение реакции опорного стержня в узле 1, умножив которое на принятую в уравнениях величину условной единицы $i_0 = \frac{EI_0}{l_0} = 1$, получим абсолютное значение беличины R_1 от единичного вертикального смещения $\Delta_1 = 1$ крайнего бычка рамы.

Аналогично составим вторую систему уравнений деформаций той же рамы на единичное вертикальное смещение $\Delta_2 = 1$ бычка 2-5-8:

$$\delta_2 = 1; \tag{V.49}$$

2
$$(i_{14} + i_{12}) X_1 + i_{14} X_4 + i_{12} X_2 = \frac{3 b_1 i_{12}}{l_1};$$
 (V.50)

2
$$(i_{12} + i_{25} + i_{23}) X_2 + i_{12} X_1 + i_{25} X_5 = \frac{3 \delta_1 i_{12}}{l_1} + \frac{3 \delta_2 i_{23}}{l_2};$$
 (V.51)

2
$$(i_{14} + i_{47} + i_{45}) X_4 + i_{14} X_1 + i_{47} X_7 + i_{45} X_5 = \frac{3 \delta_1 i_{45}}{l_1};$$
 (V.52)

$$2 (i_{45} + i_{58} + i_{56} + i_{25}) X_5 + i_{45} X_4 + i_{58} X_8 + i_{52} X_2 = = \frac{3 \partial_1 i_{45}}{l_1} + \frac{3 \partial_2 i_{56}}{l_2};$$
(V.53)

$$2 (i_{74} + i_{78}) X_7 + i_{74} X_4 + i_{78} X_8 = \frac{3 \, \tilde{i}_1 \, i_{78}}{l_1}; \qquad (V.54)$$

$$2(i_{85}+i_{87}+i_{89}) X_8+i_{85}X_5+i_{87}X_7=\frac{3\tilde{\iota}_1 i_{87}}{l_1}+\frac{3\tilde{\iota}_2 i_{89}}{l_2}; \quad (V.55)$$

$$\frac{-6i_{23}}{l_2} \left(X_2 - \frac{2 \, \tilde{\iota}_2}{l_2} \right) - \frac{6i_{56}}{l_2} \left(X_5 - \frac{2 \, \tilde{\iota}_2}{l_2} \right) - \frac{6i_{80}}{l_2} \left(X_8 - \frac{2 \, \tilde{\iota}_2}{l_2} \right) = R_2; \, (V.56)$$

$$\frac{-6i_{12}}{l_1} \left(X_1 + X_2 - \frac{2 \, \tilde{\iota}_1}{l_1} \right) - \frac{6i_{45}}{l_1} \left(X_4 + X_5 - \frac{2 \, \tilde{\iota}_1}{l_1} \right) - \frac{-6i_{78}}{l_1} \left(X_7 + X_8 - \frac{2 \, \tilde{\iota}_1}{l_1} \right) = 0. \quad (V.57)$$

Решив систему уравнений (V.49) — (V.57), найдем аналогично предыдущему величину R₂ от единичного смещения:

$$\Delta_2 = \delta_2 = 1.$$

Составим две системы уравнений деформаций на случай единичных вертикальных смещений бычков рамы № 3 ($\Delta_1 = 1$ для бычка 1—4—7 и $\Delta_2 = 1$ для бычка 2—5—8), расчетная схема которой показана на рис. V-22. Относительные вертикальные смещения бычков и других стоек рамы или соответствующие относительные смещения ригелей обозначим

$$\begin{split} \delta_{12} &= \delta_1; \quad \delta_{23} = \delta_2; \quad \delta_{410} = \delta_{711} = \delta_3; \\ \delta_{118} &= \delta_{105} = \delta_4; \quad \delta_{813} = \delta_{512} = \delta_5; \quad \delta_{126} = \delta_{139} = \delta_6. \end{split}$$

В соответствии с этими обозначениями сначала запишем геометрические соотношения между этими смещениями, соответствующие случаю $\Delta_1 = 1$, и затем составим уравнения деформаций для этого случая:

$$\delta_3 + \delta_4 = \delta_1;$$
 (V.58)

$$\hat{\mathbf{o}}_5 + \hat{\mathbf{o}}_6 = \hat{\mathbf{o}}_2; \tag{V.59}$$

$$\delta_1 + \delta_2 = 1; \tag{V.60}$$

Ļ

ţ





$$2(i_{12}+i_{14}) X_1+i_{12}X_2+i_{14}X_4=\frac{3\delta_1 i_{12}}{l_1}; \qquad (V.61)$$

$$2(i_{12} + i_{25} + i_{23}) X_2 + i_{12}X_1 + i_{25}X_5 = \frac{3\hat{c}_1 i_{12}}{l_1} + \frac{3i_{23}\hat{c}_2}{l_2};$$
(V.62)

$$2 (i_{14} + i_{47} + i_{410}) X_4 + i_{14} X_1 + i_{47} X_7 + i_{410} X_{10} = \frac{3 \delta_3 i_{410}}{l_3};$$
(V.63)

$$2 (i_{410} + i_{1011} + i_{105}) X_{10} + i_{410} X_4 + i_{1011} X_{11} + i_{105} X_5 = = \frac{3 \tilde{\iota}_3 i_{104}}{l_3} + \frac{3 \tilde{\iota}_4 i_{105}}{l_4};$$
(V.64)

$$2 (i_{510} + i_{58} + i_{52} + i_{512}) X_5 + i_{510} X_{10} + i_{58} X_8 + i_{52} X_2 + i_{512} X_{12} = \frac{3i_{510} \delta_4}{l_4} + \frac{3i_{512} \delta_5}{l_5};$$
(V.65)

 $(i_{125} + i_{1213} + i_{126}) X_{12} + i_{125} X_5 + i_{1213} X_{13} = \frac{3i_{125} \delta_5}{l_5} + \frac{3i_{126} \delta_6}{l_6}; (V.66)$

$$2(i_{74}+i_{711}) X_7+i_{74}X_4+i_{711}X_{11}=\frac{3i_{711}\delta_3}{l}; \qquad (V.67)$$

212

$$(l_{117} + l_{1110} + l_{118}) X_{11} + l_{117} X_7 + l_{1110} X_{10} + l_{118} X_8 = -\frac{3 \delta_3 i_{117}}{l_3} + \frac{3 l_{118} \delta_4}{l_4}; \qquad (V.68)$$

$$2 (i_{85} + i_{811} + i_{813}) X_8 + i_{85} X_5 + i_{811} X_{11} + i_{813} X_{13} = = \frac{3i_{811} \delta_4}{l_4} + \frac{3i_{813} \delta_5}{l_5};$$
(V.69)

$$2 (i_{133} + i_{1312} + i_{139}) X_{13} + i_{138} X_8 + i_{1312} X_{12} = \frac{3i_{138} \delta_5}{l_5} + \frac{3i_{139} \delta_6}{l_6}; (V.70)$$

$$= \frac{6i_{23}}{l_2} \left(X_2 - \frac{2\delta_2}{l_2} \right) - \frac{6i_{126}}{l_6} \left(X_{12} - \frac{2\delta_6}{l_6} \right) - \frac{6i_{139}}{l_6} \left(X_{13} - \frac{2\delta_6}{l_6} \right) = R_1; (V.71)$$

$$-\frac{6i_{813}}{l_5}\left(X_8 + X_{13} - \frac{2\delta_5}{l_5}\right) - \frac{6i_{512}}{l_5}\left(X_5 + X_{12} - \frac{2\delta_5}{l_5}\right) - \frac{6i_{23}}{l_2}\left(X_2 - \frac{2\delta_2}{l_2}\right) = R_1; \qquad (V.72)$$

$$\frac{-6i_{12}}{l_1} \left(X_1 + X_2 - \frac{2\tilde{\iota}_1}{l_1} \right) - \frac{6i_{105}}{l_4} \left(X_{10} + X_5 - \frac{2\tilde{\iota}_4}{l_4} \right) - \frac{6i_{118}}{l_4} \left(X_{11} + X_8 - \frac{2\tilde{\iota}_4}{l_4} \right) = R_1; \quad (V.73)$$

$$\frac{-6i_{12}}{l_1} \left(X_1 + X_2 - \frac{2\delta_1}{l_1} \right) - \frac{6i_{410}}{l_3} \left(X_4 + X_{10} - \frac{2\delta_3}{l_3} \right) - \frac{6i_{711}}{l_3} \left(X_7 + X_{11} - \frac{2\delta_3}{l_3} \right) = R_1.$$
(V.74)

Решив систему из 17 уравнений¹ (V.58) — (V.74), найдем величину реакции R_1 опорного стержня в узле 1 от вертикального единичного смещения (Δ_1 =1) крайнего бычка 1—4—7.

Случай единичного смещения бычка 2—5—8 ($\Delta_2 = 1$).

Аналогично предыдущему составляем уравнения деформаций:

$$\delta_3 + \delta_4 = \delta_1; \tag{V.75}$$

$$\delta_5 + \delta_6 = \delta_2; \tag{V.76}$$

$$\delta_2 = 1; \tag{V.77}$$

$$2(i_{12}+i_{14})X_1+i_{12}X_2+i_{14}X_4=\frac{-3\hat{c}_1i_{12}}{l_1}; \qquad (V.78)$$

2
$$(i_{12} + i_{25} + i_{23}) X_2 + i_{12} X_1 + i_{25} X_5 = \frac{3 \delta_1 i_{12}}{l_1} + \frac{3 \delta_2 i_{20}}{l_2}; (V.79)$$

¹ Расчет общей прочности рамы по рис. V-22 без значительного ущерба для точности можно упростить и свести его к решению более простой рамы по рас. V-21, если влияние висячих бычков 10—11 и 12—13 приближенио учитывать отдельно как местное воздействие.

$$2 (i_{14} + i_{47} + i_{410}) X_4 + i_{14} X_1 + i_{47} X_7 + i_{410} X_{10} = \frac{3 \tilde{c}_3 i_{410}}{l_3}; (V.80)$$

$$2 (i_{410} + i_{1011} + i_{105}) X_{10} + i_{410} X_4 + i_{1011} X_{11} + i_{105} X_5 =$$

$$= \frac{3 \tilde{c}_3 i_{104}}{l_3} + \frac{3 \tilde{c}_4 i_{105}}{l_4}; (V.81)$$

$$2 (i_{510} + i_{58} + i_{52} + i_{512}) X_5 + i_{510} X_{10} + i_{58} X_8 + i_{512} X_{12} + i_{52} X_2 =$$

$$= \frac{3 \partial_4 i_{510}}{l_4} + \frac{3 \partial_5 i_{512}}{l_5}; \qquad (V.82)$$

$$2 (i_{125} + i_{1213} + i_{126}) X_{12} + i_{125} X_5 + i_{1213} X_{13} = \frac{3 \delta_5 i_{125}}{l_5} + \frac{3 \delta_6 i_{126}}{l_6}; (V.83)$$
$$2 (i_{74} + i_{711}) X_7 + i_{74} X_4 + i_{711} X_{11} = \frac{3 \delta_3 i_{711}}{l_3}; (V.84)$$

$$2 (i_{117} + i_{1011} + i_{118}) X_{11} + i_{117} X_7 + i_{1110} X_{10} + i_{118} X_8 =$$

$$= \frac{3 \delta_8 i_{117}}{l_3} + \frac{3 \delta_4 i_{118}}{l_4}; \qquad (V.85)$$

$$2 (i_{85} + i_{811} + i_{813}) X_8 + i_{85} X_5 + i_{811} X_{11} + i_{813} X_{13} =$$

$$(i_{85} + i_{811} + i_{813}) X_8 + i_{85} X_5 + i_{811} X_{11} + i_{813} X_{13} = = \frac{3 \hat{\iota}_4 i_{811}}{l_4} + \frac{3 \hat{\iota}_5 i_{813}}{l_5};$$
(V.86)

$$2 (i_{138} + i_{1312} + i_{130}) X_{13} + i_{138} X_8 + i_{1312} X_{12} = = \frac{3 \partial_5 i_{138}}{l_5} + \frac{3 \partial_6 i_{139}}{l_6};$$
(V.87)

$$\frac{-6i_{23}}{l_2} \left(X_2 - \frac{2\delta_2}{l_2} \right) - \frac{-6i_{126}}{l_6} \left(X_{12} - \frac{2\delta_6}{l_6} \right) - \frac{-6i_{139}}{l_6} \left(X_{13} - \frac{2\delta_6}{l_6} \right) = R_2; \quad (V.88)$$

$$\frac{-6i_{512}}{l_5} \left(X_5 + X_{12} - \frac{2 \,\hat{\iota}_5}{l_5} \right) - \frac{-6i_{813}}{l_5} \left(X_8 + X_{13} - \frac{2 \,\hat{\iota}_5}{l_5} \right) - \frac{-6i_{23}}{l_2} \left(X_2 - \frac{2 \,\hat{\iota}_2}{l_2} \right) = R_2; \tag{V.89}$$

$$\frac{-6i_{12}}{l_1} \left(X_1 + X_2 - \frac{2\,\delta_1}{l_1} \right) - \frac{6i_{105}}{l_4} \left(X_{10} + X_5 - \frac{2\,\delta_4}{l_4} \right) - \frac{6i_{118}}{l_4} \left(X_{11} + X_8 - \frac{2\,\delta_4}{l_4} \right) = 0; \quad (V.90)$$

$$\frac{-6i_{12}}{l_1} \left(X_1 + X_2 - \frac{2\,\tilde{\iota}_1}{l_1} \right) - \frac{6i_{410}}{l_3} \left(X_4 + X_{10} - \frac{2\,\tilde{\iota}_3}{l_3} \right) - \frac{6i_{711}}{l_3} \left(X_7 + X_{11} - \frac{2\,\tilde{\iota}_3}{l_3} \right) = 0.$$
(V.91)

Решив данную систему из 17 уравнений (V.75) — (V.91), найдем величину R_2 от единичного смещения $\Delta_2=1$. Составим теперь две системы уравнений деформаций на случаи единичных вертикальных смещений бычков рамы № 4 ($\Delta_1=1$ для бычка 1-4 и $\Delta_2=1$ для бычка 2-5), расчетная схема которой изображена на рис. V-23.



Рис. V-23. Расчетная схема зональной рамы № 4, имеющей верхний ригель конечной жесткости

Случай ∆₁=1:

$$\delta_1 + \delta_2 = 1; \tag{V.92}$$

2
$$(i_{14} + i_{12}) X_1 + i_{14} X_4 + i_{12} X_2 = \frac{3 \delta_1 i_{12}}{l_1};$$
 (V.93)

$$\frac{2}{l} (i_{12} + i_{25} + i_{23}) X_2 + i_{12} X_1 + i_{25} X_5 = \frac{3 \tilde{\iota}_1 i_{12}}{l_1} + \frac{3 \tilde{\iota}_2 i_{23}}{l_2}; (V.94)$$

$$2(i_{41}+i_{45}) X_4 + i_{41}X_1 + i_{45}X_5 = \frac{3 \delta_1 i_{45}}{l_1}; \qquad (V.95)$$

2
$$(i_{52} + i_{54} + i_{56}) X_5 + i_{52} X_2 + i_{54} X_4 = \frac{3 \delta_1 i_{45}}{l_1} + \frac{3 \delta_2 i_{56}}{l_2};$$
 (V.96)

$$\frac{-6l_{23}}{l_2}\left(X_2 - \frac{2\,\delta_2}{l_2}\right) - \frac{6l_{56}}{l_2}\left(X_5 - \frac{2\,\delta_2}{l_2}\right) = R_1; \qquad (V.97)$$

$$\frac{-6i_{12}}{l_1} \left(X_1 + X_2 - \frac{2\delta_1}{l_1} \right) - \frac{6i_{45}}{l_1} \left(X_4 + X_5 - \frac{2\delta_1}{l_1} \right) = R_1.$$
(V.98)

Случай $\Delta_2 = 1$: '

$$\delta_2 = 1; \tag{V.99}$$

2
$$(i_{14} + i_{12}) X_1 + i_{14} X_4 + i_{12} X_2 = \frac{3 \delta_1 i_{12}}{l_1};$$
 (V.100)

2
$$(i_{12} + i_{25} + i_{23}) X_2 + i_{12} X_1 + i_{25} X_5 = -\frac{3 \delta_1 i_{12}}{l_1} + \frac{3 \delta_2 i_{23}}{l_2};$$
 (V.101)

2
$$(i_{41} + i_{45}) X_4 + i_{41} X_1 + i_{45} X_5 = \frac{3 \delta_1 i_{45}}{l_1};$$
 (V.102)

215

$$2 (l_{52} + l_{54} + l_{56}) X_5 + l_{52} X_2 + l_{54} X_4 = \frac{3 \delta_1 l_{45}}{l_1} + \frac{3 \delta_2 l_{56}}{l_2}; (V.103)$$

$$- \frac{6 l_{23}}{(X_2 - \frac{2 \delta_2}{2})} - \frac{6 l_{56}}{(X_5 - \frac{2 \delta_2}{2})} = R_2; (V.104)$$

$$\frac{l_2}{l_1} \left(X_1 + X_2 - \frac{2\,\delta_1}{l_1} \right) - \frac{6i_{45}}{l_1} \left(X_4 + X_5 - \frac{2\,\delta_1}{l_1} \right) = 0.$$
(V.10b)

Решив последние две системы уравнений (V.92) — (V.98) и (V.99) — (V.105), найдем величины реакций R_1 и R_2 в опорных стержнях от единичных вертикальных смещений бычков $\Delta_1 = 1$ и $\Delta_2 = 1$.

После этого, руководствуясь принятым ранее порядком расчета рам, для приближенного учета относительных перекосов бычков определяем величины действительных вертикальных смещений бычков всех четырех зональных рам в двух предельных предположениях о характере линейной зависимости величин этих смещений:

а) при параллельной относительной осадке бычков;

б) при взаимных перекосах бычков от неравномерных осадок в их плоскостях.

При этом подчинение смещений этим линейным законам принимается для каждого бычка независимым с использованием величин реакций R_1 и R_2 от единичных смещений, найденных путем совместного решения уравнений деформаций зональных рам.

В соответствии с этим величины действительных вертикальных смещений первого (крайнего) бычка δ'_i и втородо бычка δ''_i для каждой *i*-й зональной рамы определяются по общим формулам

$$\delta_i = \delta_{11} + \delta_{12}; \qquad (V.106)$$

$$\delta_i^{''} = \delta_{22} + \delta_{21}, \qquad (V.107)$$

где δ_{11} и δ_{12} — смещения первого бычка от нагрузок $P_1 \oplus P_2$; δ_{21} и δ_{22} — смещения второго бычка от тех же нагрузок.

Величины смещений, входящие в правые части равенств (V.106) и (V.107), выражаются формулами:

$$\delta_{\mathbf{11}} = \frac{P_1}{R_1}; \qquad (V.108)$$

$$\hat{\delta}_{12} = \overline{\hat{\delta}}_{12} \; \frac{P_2}{R_2};$$
 (V.109)

$$\hat{\nu}_{22} = \frac{P_2}{R_2};$$
 (V.110)

$$\delta_{21} = \overline{\delta}_{21} \quad \frac{P_1}{R_1} \,. \tag{V.111}$$

В равенствах (V.108)—(V.111) величина біг представляет собой смещение первого бычка от воздействия единичного сме-

щения второго бычка (при $\delta_2 = 1$), как это следует из условий системы уравнений (V.49) — (V.57).

Соответственно и величина $\overline{\delta_{21}}$ представляет собой смещение второго бычка от единичного смещения первого бычка (при $\Delta_1 = \pm 1$), определяемое из системы уравнений (V.40) — (V.48).

Указанным способом можно выполнить расчет смещений каждой отдельной зональной рамы, если не требуется более точного расчета с учетом взаимных перекосов бычков.

Здесь нет надобности приводить описание дальнейших расчетов этих рам (расчеты углов поворота узлов, реакций и усилий). поскольку способы таких расчетов достаточно освещены ниже в случае расчета с учетом взаимных перекосов бычков.

Особенности же расчетов прочности зданий ГЭС (а также и любых других сходных конструкций) на условия взаныного перекоса бычков проще (и полезнее для практических целей) показать на примере расчета.

Рассмотрим случай расчета первой зональной рамы типа № 4 (см. рис. V-23), объединяемой бычками в системе из четырех зональных рам такого же типа (см. рис. V-16).

Исходные данные для расчета этой рамы примем следующие:

$$l_1 = l_2 = 13,8 \text{ m}; H = 14,45 \text{ m}; P_1 = 468 T; P_2 = -127 T.$$

За коловную единицу принята погонная жесткость бычка 1-4:

$$i_{14} = 1 = \frac{EI_{14}}{H} = \frac{1\ 800\ 000\cdot 6, 62}{14.45} = 825\ 000\ mm.$$

Прочие относительные потонные жесткости:

$$i_{12} = i_{23} = 7,8;$$
 $i_{45} = i_{56} = 2,5;$ $i_{25} = 1,72.$

Подотавив эти исходные данные в системы уравнений (V.92)—(V.98) и (V.99)—, V.105), получим следующие величины единичных смещений, углов поворота и реакций:

а) при смещении $\Delta_1 = \overline{\delta}_{11} + \overline{\delta}_{21} = 1$

$$\vec{b}_{11} = 0,64; \quad \vec{b}_{21} = 0,36; \quad \vec{X}_{11} = 0,0433;$$

$$\overline{X}_{21} = 0,0378; \quad \overline{X}_{41} = 0,0330; \quad \overline{X}_{51} = 0,0294;$$

 $\overline{R_{11}} = 0,07375$; абсолютная величина $\overline{R_{11a}} = 60\ 820\ T$;

6) при смещении
$$\Delta_2 = \overline{b}_{22} = 1$$

 $\overline{b}_{12} = 0,686; \quad \overline{b}_{22} - 1; \quad \overline{X}_{12} = 0,0322; \quad \overline{X}_{22} = 0,0726;$
 $\overline{X}_{42} = 0,0296; \quad \overline{X}_{52} = 0,0533; \quad \overline{R}_{22} = 0,3452;$

абсолютная величина $R_{22a} = 284\,670\,T$.

Для расчета действительных смещений бычков при их взаимных перекосах в системе из четырех зональных рам в табл. ЗЗ приведены сводные исходные данные. Обозначения величии в таблице приняты в соответствии с формулами (V.9) — (V.12).

Позъзуясь данными табл. 33, находим независимые (по каждому бычку стдельно) счещения бычков от действующих на них пагрузок P'_1 и P'_1 по формулам (V.12'), (V.12) и (V.11).

÷.
3
Ħ
И
Ľ
6
сч
H

aiRibTM ^e	_	0 55 400 000 117 500 000 358 000 000	530 900 000		0 258 000 000 545 000 000 1 725 000 000	2 528 000 000
a, R _i B TM		0 2 065 000 2 400 000 5 340 000	9 800 000		0 9 590 000 11 120 000 25 800 000	46 500 000
$R_l \ge T$		60 820 76 500 49 000 79 500	265 800		284 670 355 000 227 000 385 000	1 251 000
$a_i p_i \ge TM$	Бычок 1	0 21 600 58 900 120 500	201 000	Бычок 2	0 	
L 8 1 d,		468 800 1200 1800	4268			2227
ж в ; 5		0 27 49 67	1		0 27 49 67	1
№ зональных рам		0 0 4	8		- 0 6 4	ы

По бычку 1:

$$K = \frac{265\ 800\cdot 201\ 000 - 4268\cdot 9\ 800\ 000}{265\ 800\cdot 530\ 900\ 000 - 9\ 800\ 000\cdot 9\ 800\ 000} = 0,00026;$$

$$\delta_{11} = \frac{4268 - 0,00026\cdot 9\ 800\ 000}{265\ 800} = 0,0065;$$

$$\delta_{21} = 0,0065 + 0,00026\cdot 27 = 0,0135;$$

$$\delta_{31} = 0,0065 + 0,00026\cdot 49 = 0,0193;$$

$$\delta_{41} = 0,065 + 0,00026\cdot 67 = 0,0239.$$

Здесь первые индексы показывают номер рамы, а вторые — номер нагрузки, совпадающий с номером бычка. По бычку 2:

$$K = \frac{-108\ 000 \cdot 1\ 251\ 000 + 2227 \cdot 46\ 500\ 000}{1\ 251\ 000 \cdot 2\ 528\ 000\ 000 - 46\ 500\ 000} = -0,000102;$$

$$\hat{c}_{12} = \frac{-2227 + 0,000102 \cdot 46\ 500\ 000}{1\ 251\ 000} = +0,002;$$

$$\hat{c}_{22} = 0,002 - 0,000102 \cdot 27 = -0,00075;$$

$$\hat{c}_{32} = 0,002 - 0,000102 \cdot 49 = -0,003;$$

$$\hat{c}_{42} = 0,002 - 0,000102 \cdot 67 = -0,00485.$$

Средние величины параллельных смещений бычков определяются как полусуммы крайних величин. Так, в данном случае получим:

для первого бычка $\hat{c}_0 = 0,5 (0,0065 + 0,0239) = 0,0152;$ для второго бычка $\hat{c}_0 = 0,5 (0,002 - 0,00485) = -0,001425.$

Вычисленные здесь независимые смещения обоих бычков всех четырех зональных рам соответствуют расчетным нагрузкам и подчинены линейным законам.

Окончательные значения смещений всех этих рам под воздействием расчетных нагрузок можно получить по формулам (V.106) — (V.111), пользуясь вместо нагрузок P'_i найденными выше независимыми смещениями от расчетных нагрузок $[(\delta_{i1} \ n \ \delta_{i2})]$ в качестве эквивалентных расчетных воздействий, т. е. расчет на нагрузки приводится к эквивалентному расчету на независимые смещения.

Таким образом, окончательные величины смещений *i*-й зональной рамы выразятся общими формулами (V.112) и (V.113):

смещение бычка 1	$\delta_i' = \overline{\delta}_{11} \delta_{i1} + \overline{\delta}_{12} \delta_{i2};$	(V.112)
------------------	--	---------

			\$	•	•		~	
	~	<u> </u>	ň	ñ	f	- J	F	G
ANTOTIC TITA	SITURO	• • •	U	000	070		091	9/1.
смещение:	UDYNA	2	1		14	•	41	(I)
		=						

где $\hat{c}_{i\,1}$ и $\hat{c}_{i\,2}$ — независимые смещения *i*-й рамы от воздействия смещений первого и второго бычков;

 $\overline{\tilde{\mathfrak{d}}_{11}}, \overline{\tilde{\mathfrak{d}}_{12}}, \overline{\tilde{\mathfrak{d}}_{22}}$ и $\overline{\tilde{\mathfrak{d}}_{21}}$ — соответствующие единичные смещения той же рамы.

Так, для первой рамы эти формулы принимают вид:

смещение бычка I $\hat{\mathfrak{d}}'_1 = \overline{\hat{\mathfrak{d}}}_{11} \hat{\mathfrak{d}}_{11} + \overline{\hat{\mathfrak{d}}}_{12} \hat{\mathfrak{d}}_{12};$ (V.112')

смещение бычка 2 $\delta'_1 = \overline{\delta_{22}} \delta_{12} + \overline{\delta_{21}} \delta_{11}.$ (V.113')

218

219

(V.113)

Тогда, продолжая пример расчета первой рамы, получим

$$b_1' = 0,64 \cdot 0,0065 + 0,69 \cdot 0,002 = 0,00554;$$

 $b_1' = 1 \cdot 0,002 + 0,36 \cdot 0,0065 = 0,00434.$

Аналогично находим углы поворота узлов рамы по общей формуле (V-114) для *n*-го узла *i*-й рамы:

$$X_{ni} = \bar{X}_{n1} \,\hat{\mathbf{b}}_{i1} + \bar{X}_{n2} \,\hat{\mathbf{b}}_{i2}; \qquad (\nabla.114)$$

сде $\overline{X}_{n \ 1}$ и $\overline{X}_{n \ 2}$ — углы поворота *n*-го узла от единичных смещений бычков *I* и 2.

Так, для первой рамы получим:

$$\begin{split} X_{11} &= \overline{X}_{11} \circ_{11} + \overline{X}_{12} \circ_{12} = 0,0433 \cdot 0,0065 + 0,0322 \cdot 0,002 = 0,000346; \\ X_{21} &= \overline{X}_{21} \circ_{11} + \overline{X}_{22} \circ_{12} = 0,0378 \cdot 0,0065 + 0,0726 \cdot 0,002 = 0,000391; \\ X_{41} &= \overline{X}_{41} \circ_{11} + \overline{X}_{42} \circ_{12} = 0,033 \cdot 0,0065 + 0,0296 \cdot 0,002 = 0,000274; \end{split}$$

 $X_{51} = \overline{X}_{51} \delta_{11} + \overline{X}_{52} \delta_{12} = 0,0294 \cdot 0,0065 + 0,0533 \cdot 0,002 = 0,000298.$ Определим относительные значения узловых моментов первой самы по фермулам (V.32) и (V.33) и проверим равновесие узлов:

$$\begin{split} M_{12} &= -2 \cdot 7.8 \left(2 \cdot 0.000346 + 0.000391 - \frac{3 \cdot 0.00554}{13.8} \right) = 0.00192; \\ M_{14} &- 2 \cdot 1 \left(2 \cdot 0.000346 + 0.000274 \right) = -0.00193; \\ \Sigma &M_1 = 0.00192 - 0.00193 \approx 0; \\ M_{21} &= -2 \cdot 7.8 \left(2 \cdot 0.000391 + 0.000346 - \frac{3 \cdot 0.00554}{13.8} \right) = 0.0012; \\ M_{23} &= -2 \cdot 7.8 \left(2 \cdot 0.000391 - \frac{3 \cdot 0.00434}{13.8} \right) = 0.00252; \\ M_{25} &= -2 \cdot 1.72 \left(2 \cdot 0.000391 + 0.000298 \right) = -0.00372; \\ \Sigma &M_2 = 0.0012 + 0.00252 - 0.00372 = 0; \\ M_{41} &= -2 \cdot 1 \left(2 \cdot 0.000274 + 0.000346 \right) = -0.00179; \\ M_{45} &= -2 \cdot 2.5 \left(2 \cdot 0.000274 + 0.000298 - \frac{3 \cdot 0.00554}{13.8} \right) = 0.00179; \\ M_{54} &= -2 \cdot 2.5 \left(2 \cdot 0.000298 + 0.000274 - \frac{3 \cdot 0.00554}{13.8} \right) = 0.00165; \\ M_{52} &= -2 \cdot 1.72 \left(2 \cdot 0.000298 + 0.000391 \right) = -0.0034; \\ M_{56} &= -2 \cdot 2.5 \left(2 \cdot 0.000298 - \frac{3 \cdot 0.00391}{13.8} \right) = 0.00175; \\ \Sigma &M_5 &= 0.00165 - 0.0034 + 0.00175 = 0; \\ \text{Найдем абсолютные значения можентов:} \end{split}$$

$$\begin{split} M_{12} &= 0\,,00192\,i_{14} = 0\,,00192\cdot825\,000 = 1585\,\,\text{mm} = -\,M_{14};\\ M_{21} &= 0\,,0012\cdot825\,000 = 990\,\,\text{mm};\\ M_{28} &= 0\,,00252\cdot825\,000 = 2080\,\,\text{mm};\\ M_{25} &= -\,0\,,00372\cdot825\,000 = -\,3070\,\,\text{mm};\\ M_{41} &= -\,0\,,00179\cdot825\,000 = -\,1478\,\,\text{mm} = -\,M_{45};\\ M_{54} &= 0\,,00165\cdot825\,000 = 1360\,\,\text{mm}; \end{split}$$

 $M_{52} = -0,0034 \cdot 825\ 000 = -2803\ mm;$ $M_{56} = 0,00175 \cdot 825\ 000 = -1443\ mm.$

Поперечные силы можно вычислить по формуле (V.34). После этого можно построить эпюры моментов и поперечных сил.

Приведенным здесь способом можно рассчитать все зональные рамы.

Нормальные силы вычисляют по обычным формулам типа (V.38) и (V.39), после чего можно построить эпюры нормальных сил.

Полученные эпюры моментов поперечных и нормальных сил затем используют в сводных расчетах совместно с усилиями из расчетов на местные нагрузки.

34. ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА ОБЩЕЙ ПРОЧНОСТИ ОБЫЧНЫХ (НЕСОВМЕЩЕННЫХ) ЗДАНИЙ ГИДРОЭЛЕКТРОСТАНЦИЙ

Расчеты общей прочности зданий обычных гидроэлектростанций в принципе инчем не отличаются от приведенных выше , расчетов зданий совмещенных гидроэлектростанций.

Некоторые же их конструктивные особенности в связи с отсутствием водосбросов отражаются лишь на расчетных схемах зональных рам (рис. V-24).



Рис. V-24. К расчету здания гидроэлектростанции обычного (иссовмещенного) типа на общую прочность

а — полеречный разрез здания гидроэлектростанции по осн агрегата; б — разрез по II—II (зональная рама № 1); в — разрез по II—III (зональная рама № 2); г — разрез по III—III (зональная рама № 3)

Число зональных рам ца рис. V-24 показано также меньшее (три вместо четырех), что не является обязательной отличительчой особенностью, так как этот тип здания гидроэлектростанции можно разделить на четыре, даже на пять расчетных зон (на рис. V-24, *а* показано пунктиром).

Как видно из расчетных схем зональных рам, их расчет будет апалогичен приведенным выше расчетам двухочковых рам, изображенных на рис. V-18 и V-23.

Аналогично конструкциям совмещенных зданий гидроэлектростанций в конструкциях обычных гидроэлектростанций также возможны случаи как абсолютно жестких верхних ригелей зональных рам, так и ригелей конечной жесткости.



Рнс. V-25. Схема взанмных перекосов бычков здания сидроэлектростанции обычного типа

Поэтому расчеты 30нальных рам обычных зданий гидроэлектростанций на единичные смещения могут производиться COOTветственно по системам (V.27) - (V.30)уравнений или по системам (V.92) — (V.98), (V.99) - (V.105).

Величины действительных смещений бычков при их параллельных осадках можно определять по формуле (V.8).

Расчеты смещений с учетом взаимных перекосов

бычков также выполняются аналогично таким же расчетам зданий совмещенных гидроэлектростанций, но с учетом меньшего числа зональных рам (рис. V-25).

В соответствии с этим расчет этих смещений производится по формулам типа (V.9) — (V.12).

35. РАСЧЕТ ЗДАНИЯ ГИДРОЭЛЕКТРОСТАНЦИИ НА ОБЩУЮ ПРОЧНОСТЬ В НАПРАВЛЕНИИ ВДОЛЬ ПОТОКА

Основными конструктивными элементами, обеспечивающими общую прочность (жесткость) здания гидроэлектростанции в направлении вдоль потока, являются бычки, которые вместе с монолитно примыкающими к ним участками перекрытий и фундаментной плиты представляют собой систему из жестких дисков-бычков, часто имеющих поперечные сечения сложных многотавровых очертаний (см. рис. V-14, 6-г).

Каждый жесткий диск-бычок в отдельности или вся система бычков, входящих в здание гидроэлектростанции, в практиче-



Рис. V-26. Эпюры вертикальных нагрузок и усилий от них

а — эпюра нагрузки бетона блока; б эпюра нагрузки воды в блоке; в — эшюра реактивного давления грунта; г эпюра противодавления; д — эпюра поперечных сил; е эпюра моментов еких расчетах рассматриваются как статически определимые брусья сложных сечений (или совокупность брусьев в расчетах здания в целом).

Характеристика расчетных нагрузок, действующих на бычки (собственный вес, давление воды, реакция основания, реакция анкерного понура и пр.), как воспринимаемых непосредственно бычками, так и передаваемых на бычки через реакции примыкающих конструкций, дана в главах I, III и в пп. 31, 33 данной главы.

Ниже приводятся краткие сведения о некоторых практических приемах расчета усилий в сечениях бычков.

В основном эти усилия определяют, как это принято для ста-



Рис. V-27. Построение энюр нормальных сил и моментов от горизонтальных нагрузок

a — схема фундаментной плиты с горизонтальными нагрузками; б — эпюра реактивного давления грунта; ϵ — эпюра нормальных сил; r — эпюра моментов
тически определимых систем, по внешним нагрузкам, действующим на отсеченные части конструкции (исходя из условий равновесия). Для детальной характеристики усилий в любом сечении бычка обычно строят эпюры нагрузок и внутренних усилий в сечениях. Примерный характер эпюр вертикальных нагрузок и усилий от них показан на рис. V-26.

Подсчеты для построения таких эпюр не представляют принципиальных трудностей, но довольно громоздки и трудоемки из-за большой сложности конструкций. Поэтому для обеспечения нужной точности подсчетов их полезно выполнять в виде независимых, взаимно контролируемых вычислений ординат эпюр ходом справа налево и обратным ходом слева направо.

Подсчеты усилий от горизонтальных внешних сил (давление воды, силы трения в сопряжении с основанием, давление земли на зубья и пр.) также обычно сводят в эпюры нормальных сил и моментов, вызываемых эксцентрицитетами нормальных сил. Примерный характер этих эпюр показан на рис. V-27.

По найденным указанным путем (из расчета на общую прочность в направлении вдоль потока) суммарным усилиям в расчетных сечениях бычков (вместе с примыкающими к ним участками перекрытий и фундаментной плиты) определяют напряжения в этих сечениях.

Полученные таким расчетом усилия совместно с усилиями, найденными из расчетов на местные нагрузки и из расчетов на общую прочность в направлении поперек потока, учитывают при суммировании напряжений от местного и общего изгиба конструкций, а также и при подборе расчетной арматуры.

ЛИТЕРАТУРА

1. Жемочкин Б. Н. Расчет статически неопределимых рамных систем. Способ угловых деформаций. ОГИЗ, 1931.

2. Загряжский А. А. О нормированных и привычных излишествах в гидротехнических сооружениях. «Гидротехническое строительство» № 9, 1956.

3. Нормы и технические условия проектирования бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений (СН 55-59). Госстройиздат, 1959.

РАСЧЕТЫ УСТОЙЧИВОСТИ И ПРОЧНОСТИ ШЛЮЗОВ

36. ТИПЫ СУДОХОДНЫХ ШЛЮЗОВ И ИХ ОСНОВНЫЕ ЧАСТИ

Судоходные шлюзы служат для преодоления судами сосредоточенных падений уровней воды на гидроузлах и искусственных водных путях. Суда переводят из верхнего быефа в нижний и обратно через шлюзные камеры, уровни воды в которых выравнивают в соответствующей последовательности с уровнями верхнего и нижнего быефов (рис. VI-1).



Рис. VI-1. Схематические продольные разрезы шлюзов *a* – однокамерного; *б* – трехкамерного; *I* – ворста; *2* – стенка падения; *3* – боковой годослив; *H*_Ш – напор на шлюз; *H*_К – напор на камеру; *V* – сливная призма

Общая схема судоходного шлюза зависит от числа камер в нем и их взаимного расположения. По числу камер последовательного шлюзования судов шлюз может быть однокамерным (рис. VI-1, a), двухкамерным, трехкамерным (рис. VI-1, δ) и т. д. При наличии в шлюзе нескольких камер последовательного шлюзования его называют многокамерным. Такие шлюзы называют также многоступенчатыми.

226

Наиболее распространенным типом шлюза является однокамерный, при котором суда преодолевают в одной камере весь перепад от уровня верхнего бьефа до уровня нижнего бьефа или весь напор на сооружение.

Многокамерные шлюзы строят в тех случаях, когда по водохозяйственным, топографическим, геологическим или техникоэкономическим условиям необходимо уменьшить напор на отдельную камеру шлюза. По этим условиям наибольший напор на однокамерный шлюз на мягких грунтах не превысил к настоящему времени 22 *м*, тогда как на скальных грунтах построено несколько однокамерных шлюзов с напором 25—30 *м*, а в одном случае даже более 40 *м*.

По числу камер параллельного (одновременного) шлюзования судов шлюзы могут быть однопиточными, двухниточными и т. д. Двухниточные, или, как их иногда называют, парные, шлюзы строят на судоходных реках со значительным грузооборотом. По компоновочным или геологическим условиям отдельные нитки шлюзов иногда располагают на некотором расстоянии, независимо одну от другой. Часто строительство второй нитки откладывается на время, когда грузооборот превысит пропускную способность первой нитки шлюзов. В этих случаях каждая нитка шлюзов может рассматриваться в статическом отношении как отдельный шлюз.

Основными частями судоходных шлюзов (рис. VI-2) являются камеры, головы и причально-направляющие сооружения в подходах¹.



Рис. VI-2. Схематический план шлюза с подходными каналами 1 — верхний подходный канал; 2 — нижний подходный канал; 3 — камера шлюза; 4 — причальные линии; 5 — направляющие палы; 6 верхняя голова; 7 — нижняя голова

Головами называются подпорные сооружения, отделяющие камеры шлюзов от верхнего и нижнего бьефов, а в многокамерных шлюзах — также камеры последовательного шлюзования одну от другой. Голову шлюза между верхним бьефом и каме-

¹ Причально-направляющие сооружения шлюзов по условиям статической их работы на внешние нагрузки близки к безнапорным портовым гидротехническим сооружениям [12], поэтому способы их расчета в данной книге не рассматриваются.

рой называют верхней, между камерой и нижним бьефом нижней, а между смежными камерами многокамерных шлюзов — средней. Головы, которыми длинные камеры шлюзов иногда разделяются на две части для уменьшения потерь воды и ускорения шлюзования малых судов, называют промежуточными.

Головы шлюзов (вместе с их оборудованием) поддерживают разность уровней воды в смежных бьефах и камерах, а также обеспечивают пропуск судов через ворота шлюзов в камеру или из нее при выровненных уровнях воды. На головах размещают полностью или частично, в зависимости от системы питания, водопроводные устройства для наполнения и опорожнения камер, аварийно-ремонтные заграждения и вспомогательное оборудование, а также пульты управления.

Верхние головы шлюзов, как правило, устраивают со стенками падения (см. рис. VI-1), благодаря которым уменьшаются высота верхних ворот и причально-направляющих сооружений верхнего подхода, а также объемы работ по верхнему подходному каналу. Средние головы многокамерных шлюзов устраивают всегда со стенками падения, а нижние и промежуточные головы по условиям пропуска через них судов не могут иметь стенок падения. Верхние и средние головы со стенками падения по своей конструкции значительно отличаются от нижних, тогда как верхние головы без стенок падения почти подобны нижним.

На современных крупных шлюзах головы возводят только из железобетона и армированного бетона, а ворота и затворы делают металлическими. При этом во избежание перекоса ворот, особенно двухстворчатых, на нескальных грунтах устои голов всегда жестко связывают неразрезной фундаментной плитойднищем.

Габаритные размеры камер шлюзов — полезная длина камеры L_k , полезная ширина камеры B_k и полезная (наименьшая) глубина на королях шлюза S_k — определяются размерами размещаемых в них расчетных составов судов.

В конструктивном отношении камеры шлюзов являются по существу отрезками канала, ограниченными по концам головами и огражденными в поперечном сечении стенами и днищем, допускающими возможность быстрого изменения уровня воды в них. В камерах шлюзов располагают причальные устройства, обеспечивающие надлежащую установку и безопасное вертикальное перемещение судов при шлюзовании.

Камеры шлюзов могут иметь откосные или вертикальные стены. Однако откосные стены трудно предохранить от оползания при быстром и частом изменении уровня воды в камере. Кроме того, при таких стенах сливная призма имеет больший объем. По этим причинам откосные стены применяют в настоящее время только на малых реках с небольшим грузооборотом и напором на шлюз до 2—2,5 м. На речных же гидроэнергетических узлах сооружений и магистральных водных путях камеры шлюзов строят только с вертикальными или близкими к ним стенами.

При нескальных грунтах основания в современных шлюзах применяют два основных типа камер:

a) с отдельно стоящими стенами того или иного типа и водопроницаемыми днищами (рис. VI-3, *a*);

б) со сплошными, практически водонепроницаемыми, железобетонными днищами, жестко связанными со стенами (рис. VI-3, б).

При водопроницаемом днище камеры каждая из голов шлюза — верхняя, средняя или промежуточная, нижняя — являются в фильтрационном отношении самостоятельным подпорным сооружением, воспринимающим напор, равный наибольшей разности уровней воды перед и за этой головой. Соответственно этому каждая из голов должна иметь самостоятельный достаточно развитый подземный фильтрационный контур (рис. VI-4).

Подпорными сооружениями являются в данном случае и стены, под которыми при наполненной камере происходит фильтрация в обратную засыпку стен; при последующем же опорожнении камеры фильтрация воды происходит из обратной засыпки в камеру. Такие условия фильтрации вызывают необходимость устройства достаточно развитого подземного контура и у стен камер (см. рис. VI-3, *a*).

ģ

При сплошных железобетонных днищах фильтрации воды в камеры и из них при последовательном их наполнении и опорожнении не происходит, и камеры являются практически водонепроницаемыми коробками, работающими только на переменное гидростатическое давление воды. При этом в фильтрационном отношении подпорным сооружением, воспринимающим напор воды, равный разности уровней верхнего и нижнего бьефов, является шлюз в целом, в подземный контур которого входят в данном случае и головы, и камеры шлюза.

И с технической, и с эксплуатационной стороны камеры со сплошными днищами являются наиболее совершенными и надежными. Поэтому отказ от сплошных днищ оправдан лишь в том случае, если для возведсния камер шлюзов с отдельно стоящими стенами той или другой конструкции и водопроницаемыми днищами требуются заметно меньшие строительные затраты.

Анализ ряда проектных материалов ноказывает [13], что при среднем значении расчетного коэффициента сдвига бетонных стен по грунту основания из супесей и суглинков $f = tg \psi \approx 0.3$ целесообразным пределом применения отдельно стоящих армированных бетонных и железобетонных стен камер можно считать их свободную высоту (над дном камеры), равную $H_{cr} \approx 0.5$ B_{κ} , где B_{κ} — ширина камеры.

Наибольшая относительная высота возводившихся отдельно

стоящих стен камер на песчаных грунтах (при tg $\varphi = 0,4$) с водопроницаемыми днищами составляла $\frac{H_{cT}}{B_{\kappa}} = 0,6$.

Наибольший напор на камеру шлюза H_{κ} , при котором еще целесообразно возводить отдельно стоящие бетонные или железобетонные камерные стены с водопроницаемым днищем между ними, может при предварительном проектировании приниматься равным

$$H_{\kappa} = \alpha B_{\kappa} - (S_{\kappa} + a), \qquad (VI.1)$$

где α — коэффициент, значение которого можно принимать равным $\alpha = 1.5 \text{ tg}\psi$;

В к — ширина камеры;

*S*_к — глубина на короле;

а — запас верха стен над наивысшим расчетным уровнем воды, принимаемый обычно в пределах 1—2 м.

При наиболее распространенных на наших водных путях ширинах камер 18 и 30 *м* и отвечающих им глубинах на королях значение H_{κ} , получаемое по формуле (VI.1), не превосходит (при $tg\psi \ll 0,4$) соответственно 6 и 12 *м*.

Этим объясняется то, что почти на всех построенных за последние 30 лет в СССР судоходных шлюзах на нескальных основаниях железобетонные конструкции камер запроектированы и осуществлены со сплошными днищами. Из шлюзов, имеющих армированные бетонные стены, исключение в этом отношении составляют только шлюзы с напором до 6 *м*, у одного из которых стены камеры имеют к тому же свайное основание.

В связи с изложенным практические методы статического расчета голов и камер шлюзов излагаются ниже применительно голько к конструкциям их со сплошными железобетонными днидами.

•

37. ФИЛЬТРАЦИОННЫЕ СХЕМЫ И НАГРУЗКИ

Общие фильтрационные схемы шлюзов различны при расположении камер шлюзов в плане по отношению к напорному фронту гидроузла в верхнем и нижнем бьефах.

Шлюз, расположенный в нижнем бьефе гидроузла, представляет собой при сплошных, практически водонепроницаемых днищах камер в фильтрационном отношении замкнутую коробку, которую фильтрационный поток обтекает: снизу — при напорном движении воды под ней, сбоку — при безнапорном движении воды в обход сооружения (рис. VI-5). При этом в случае отсутствия специальных дренажных устройств уровень фильтрационных вод в обратной засыпке однокамерного шлюза постепенно понижался бы от уровня верхнего бьефа у верхней головы до уровня нижнего бьефа у нижней головы и стоял бы за стенами камер очень высоко. Так как это сильно утяже-



Рис. VI-3. Поперечные разрезы камер шлюза

а - с отдельно стоящими стенами и водопроницаемым днищем; б - со сплошным водонепроницаемым днищем, жестко связанным со стенами



Рис. VI-4. Продольный разрез шлюза с водопроницаемым днищем 1 — шпунтовые ряды; 2 — крепление на обратном фильтре



ł

1

L



ляет конструкции камер, а суммарная длина голов и камер шлюза со сплошными днищами обычно значительно превышает безопасную длину пути фильтрации под ним и в обход его, за стенами камер шлюзов со сплошными днищами, как правило, устраивают открытый или закрытый дренаж. Такой дренаж удерживает грунтовые воды на определенном уровне, промежуточном между уровнями верхнего и нижнего бьефов.

При небольших колебаниях уровней нижнего бьефа дренаж за стенами камеры однокамерного шлюза со сплошным днищем обычно располагают у нижних голов немного (на 1—1,5 м) выше наивысшего уровня этого бьефа. В средних камерах многокамерных шлюзов со сплошными днищами дренаж чаще всего располагают также несколько выше наивысшего уровня воды в нижележащей камере.

При больших колебаниях уровня нижнего бьефа речных тидроузлов осушение камер шлюзов для ремонта часто предусматривают только при летне-осенних и весенних уровнях относительно частой повторяемости. Из расчета на эти уровни устраивают и нижние ремонтные заграждения. В таких случаях дренаж обычно располагают на уровне верха ремонтных заграждений (рис. VI-6), допуская его затопление паводками редкой повторяемости; устройство дренажа на более низком уровне затрудняет его осмотр и ремонт и не облегчает статической работы стен камер в наиболее тяжелом ремонтном случае.



Рис. VI-6. Схема расположения дренажа за стенами камеры при большом колебании уровня нижнего бьефа

Дренажи обычно устраивают с уклоном 1:200 — 1:500 в сторону нижнего бьефа, чтобы в них не застаивалась вода.

При наличии дренажа условия фильтрации вокруг верхней головы различны в случае расположения ее в выемке судоходного канала или в теле напорного земляного сооружения — плотины или дамбы. В первом случае дренаж шлюза собирает фильтрационную воду по всей его длине (рис. VI-7, a), во втором случае — преимущественно у верхового конца, так как фильтрующая через тело земляного сооружения вода перехватывается его дренажем (рис. VI-7, b).

Величины фильтрационного давления под головой, расходы и направление фильтрационного потока, а также выходные

градиенты его могут быть в данном случае достаточно точно определены только методом электрогидродинамических аналогий (ЭГДА) на пространственных моделях. Приближенно, с некоторым запасом, фильтрационное давление под верхней головой иногда определяют в плоской задаче, принимая за нижний бьеф дно дренажа против нижней грани головы и заменяя действительные кривые траекторий скоростей вдоль шлюза лома-

Рис. VI-7. Схемы фильтрации воды вокруг верхней головы в дренаж стен камеры при различном расположении головы

в выемке судоходного канала; 6 – в напорной дамбе; 1 – дренаж шлюза; 2 – дренаж плотины; 3 – условное направление фильтрационного пути



ной линией, идущей параллельно оси шлюза до нижней грани верхней головы и затем под углом к этой оси к дренажу, как это показано пунктиром на рис. VI-7, б. При этом часто рассматривают отдельно фильтрацию под верхней головой в условиях плоской задачи и фильтрацию в обход головы в условиях плоской задачи и фильтрацию в обход головы в условиях безнапорного движения по развернутому контуру сопряжения земляного тела засыпки с тыловыми гранями устоев. При значительном расхождении между полученными значениями давления воды на нижних и боковых гранях фундаментных днищ вносят соответствующие изменения в обходной контур голов.

Решение плоской задачи напорной фильтрации под гидротехническими сооружениями для ряда относительно простых случаев может быть получено точными теоретическими методами [1], а для любого подземного контура сооружений и геологических условий оснований — методом ЭГДА. Для большинства практических случаев гидродинамические сетки могут быть также получены графическим методом и методом фрагментов [5].

Пользуясь данными, полученными по этим способам, определяют выходные скорости и градиенты подземного потока, а затем рассматривают вопросы возможных фильтрационных деформаций — выпора и суффозии грунта в нижнем бьефе.

В условиях установившегося движения подземного потока эти расчеты для шлюзов со сплошными днищами аналогичны таким же расчетам для других гидротехнических сооружений [5].

Депрессионную кривую в обратной засыпке шлюза приближенно, с некоторым запасом в отношении ее высоты, можно строить обычными способами [17], принимая развернутый контур пути фильтрации вокруг устоев головы за тело земляной плотины. Для этого можно пользоваться также следующими приближенными формулами:

а) для верхней головы при выходе фильтрационной воды в дренаж, расположенный на наинизшем уровне воды в камере:

$$h'_{x} = H_{\kappa} \sqrt{1 - \frac{x}{L_{\phi}}}; \qquad (VI.2)$$

б) для других голов при наличии воды в нижнем бьефе

$$h'_{x} = \sqrt{(H_{\kappa} + S_{\kappa})^{2} \left(1 - \frac{x}{L_{\phi}}\right) + \frac{x}{L_{\phi}} S_{\kappa}^{2}},$$
 (VI.2a)

где h'_x и h''_x — уровень депрессионной кривой;

*H*_к — напор на камеру;

- x расстояние от сечения с уровнем депрессионной кривой h_x до верхнего бьефа;
- L_ф длина пути фильтрации по горизонтали;

S_к — глубина воды в нижнем бьефе.

При проведении фильтрационных исследований и расчетов указанными выше способами за расчетный напор на средних, нижних и промежуточных головах принимают наибольшую разность навигационных уровней перед головой и за ней.

На верхних головах ввиду необходимости ремонтного опорожнения камер при откачке (или спуске нижележащего бьефа) за такой напор принимают разность отметок наивысшего уровня верхнего бьефа и дна камеры.

Для стен камер за наибольший расчетный напор принимают разность между наивысшим уровнем воды в наполненной камере и дном дренажа, при опорожненных же и откаченных камерах — разность между уровнем воды в работающем дренаже и наинизшим уровнем воды в камере (или ее дном).

Длина пути фильтрации по боковым контурам голов шлюзов обычно настолько значительна, что в большинстве случаев опасной является только сосредоточенная фильтрация по сопряжению обратной засыпки с тыловыми поверхностями бетона голов, около которых трудно хорошо уплотнить глинистые или суглинистые грунты засыпок. Кроме того, такие засыпки, устраиваемые даже из достаточно пластичных при укладке грунтов, часто в перерывах между укладкой отдельных слоев грунта теряют влажность; при этом некоторые разновидности суглинков сжимаются. Это ведет, как показал опыт строительства ряда шлюзов, к отставанию в некоторых случаях глинистых засыпок от бетона, что может вызвать сосредоточенную фильтрацию в обход голов при постановке их под напор. Для предотвращения такой фильтрации принимают соответствующие конструктивные меры:

а) устройство выступов на тыловых гранях голов;

 б) забивку в глинистую обратную засыпку перпендикулярно тыловой грани головы короткой линии металлического шмунта;
 в) устройство низовой части обратной засыпки голов из пес-

в) устроиство низовой части обратной засылки толов из неска и покрытие мест возможных выходов фильтрационной воды обратными фильтрами (рис. VI-8).



10 I-I



Рис. VI-8. Противофильтрационные устройства у верхней головы шлюза

1 — устой головы; 2 — выступы на тыловых гранях голов; 3 — металлический шпунт; 4 — суглинистая шпора; 5 — песчаная часть обратной засыпки; 6 — сбратный фильтр; 7 — дренажный кювет

Если за стенами камер шлюзов со сплошными днищами имеется продольный дренаж, то он фиксирует уровень грунтовых вод перед нижней головой, и фильтрация под ней происходит под напором, равным лишь разности уровня этого дренажа и более низкого уровня воды нижнего бьефа. Эту фильтрацию под нижними головами шлюзов со сплошными днищами можно, как правило, рассматривать в условиях плоской задачи, принимая за расчетный уровень верхнего бьефа уровень фильтрацию онных вод в дренаже перед нижней головой (см. рис. VI-6). Аналогичным образом можно рассматривать и условия фильтрации под средними головами многокамерных шлюзов.

Расчетные уровни грунтовых вод за стенами камер со сплошными днищами в случае полной водонепроницаемости межсекционных швов равны в однокамерных шлюзах статическим уровням нижнего бьефа, а в верхних и средних камерах многокамерных шлюзов могут падать до днища камер и даже ниже. Но полной водонепроницаемости осадочных швов, работающих в условиях быстрых и многочисленных изменений уровня воды в камере, часто достичь не удается. При фильтрации же воды из наполненных камер через швы между секциями стен камер между швами и дренажем образуется пологая депрессионная поверхность (рис. VI-9).



Рис. VI-9. Схема подъема уровня воды в обратной засышке стен камер при фильтрации через температурно-осадочный шов I-фильтрующая шпонка; 2-депрессионная кривая между стеной камеры и дрепажсм

Среднее возвышение при этом уровня воды у стен камер над уровнем дренажа зависит от величины этой фильтрации и проницаемости грунтов засыпки. Так как этот подъем уровня фильтрационных вод не поддается расчету, его назначают по данным опыта эксплуатации существующих шлюзов. Наблюдения за пьезометрами, заложенными в песчаных обратных засыпках нескольких шлюзов с вполне удовлетворительными шпонками в швах, при действующем напоре H_{π} (разность отметок уровня воды в камере и дна дренажа) показывали подъем воды непосредственно за стенами на величину $\Delta h_{\pi} = (0,02 \div ...\div 0,03)$ H_{π} при поддержании в камерах уровня верхнего бьефа в течение 3—6 ч и до 0,1 H_{π} при поддержании этого уровня в течение суток и более.

Значительное повышение уровня грунтовых вод за стенами камер с суглинистыми обратными засыпками при длительном стоянии уровня воды в камере на уровне верхнего бьефа и незначительное влияние на этот уровень даже открытого дренажа подтверждается данными эксплуатации ряда судоходных шлюзов.

Так как уровень грунтовых вод за стенами камер и при сплошных днищах существенно влияет на определяемые статическим расчетом размеры их, возвышение его над дренажем следует учитывать. При обратных засымках из песка его можно с достаточным запасом принимать равным $\Delta h_{a} = 0,1$ $H_{a} \ge 1$ *м*; при суглинистых обратных засыпках рекомендуется принимать $\Delta h_{a} = (0,3 \div 0,4)$ H_{a} .

Но так как при этом сильно утяжеляются камерные стены, то при недостатке песка для всей обратной засыпки можно укладывать его только слоем вдоль тыловых граней стен, соединенным с дренажем (рис. VI-10). Это соединение может быть





выполнено по всей длине стен или участками против температурно-осадочных швов между секциями камер и голов. В этих случаях следует несколько повышать расчетное значение $\Delta h_{\rm A}$ и принимать его равным

$$\Delta h_{\mathfrak{g}} = 0,15 H_{\mathfrak{g}} \geqslant 1,5 \ \text{m.}$$

Расположение камеры шлюза в верхнем бьефе усложняет фильтрационную схему шлюза, утяжеляет конструкции, ухудшает условия его эксплуатации и особенно ремонта, поэтому такое расположение шлюза нежелательно.

Однако при устройстве по сооружениям гидроузла железнодорожных мостовых переходов иногда не удается избежать расположения в верхнем бьефе однокамерного шлюза или верхней камеры многокамерного шлюза. Это вызвано тем, что под мостами через судоходные шлюзы (когда они не могут быть выполнены разводными) над соответствующими расчетными уровнями воды должны быть обеспечены надводные габариты, отвечающие требованиям водного пути данного класса [14], а при устройстве мостов на верхней голове или камере требуются в большинстве случаев очень высокие подходы к мосту.

Поэтому железнодорожные мосты размещают на судоходных шлюзах обычно на нижних (или средних — на многокамерных шлюзах) головах ниже ворот, где даже при установке пролетных строений непосредственно на устоях имеется свободный подмостовый габарит, равный разности между отметками верха устоев голов и наивысшим расчетным уровнем нижнего бьефа.

При этом встречаются преимущественно следующие три типовые схемы взаимного расположения напорных сооружений судоходных шлюзов и мостовых переходов:

а) верхняя голова шлюза входит в напорный фронт плотины и гидроэлектростанции, камера его находится в нижнем бьефе, а подходы дорог к мостам через нижнюю голову или нижний подходный канал осуществлены насыпями (рис. VI-11,a);

б) камера шлюза выдвинута в верхний бьеф, а нижняя голова входит в состав напорных сооружений, по которым без поворота у шлюза проходят дороги (рис. VI-11,6);







a - c камерой в нижнем бьефе и мостом через нижнюю голову; б с камерой в верхнем бьефе и прямолинейными подходами к мосту на нижней голове; a - c прямолинейными подходами к мосту, но с подводом напорных дамб к верхней голове шлюза; 1 - напорное земляное сооружение; 2 - водосливная плотина; 3 - гидроэлектростанция; 4 - судоходный шлюз; 5 - дорога; 6 - мост через шлюз

в) шлюз и дороги расположены таким же образом, но напорные земляные сооружения подведены к верхней голове, в связи с чем камера шлюза оказывается в нижнем бьефе (рис. VI-11, в).

Первая из этих схем возможна только при значительном удалении шлюза от водосливной плотины и гидроэлектростанции, допускающем разворот подходов к мосту достаточным радиусом.

При расположении же шлюза в непосредственной близости к этим сооружениям размещение на их линии нижней головы однокамерного шлюза (или средней головы многокамерного) является часто неизбежным. При этом приходится выбирать между подходом напорных сооружений к верхней голове шлюза (рис. VI-11,6) или расположением его камеры в верхнем бьефе (рис. VI-11,6).

В последнем случае применяются две фильтрационные схемы: a) с устройством закрытого дренажа в широкой обратной засыпке камеры (рис. VI-12, *a*);

б) без дренажа в засыпке или неполной ее высоте с сосредоточением всего напора на нижней голове шлюза (или средней — в многокамерных шлюзах), входящей в общий напорный фронт (рис. VI-12, б).



Рис. VI-12. Фильтрационные схемы шлюзов при расположении камер в верхнем бьефе

а — с закрытым дренажем в обратной засыпке; б — без дренажа; 1 — закрытый дренаж; 2 — крепление откоса

Встречаются шлюзы со смешанной схемой, у которых со стороны берега устраивают дамбу у верхней головы или же в обратной засыпке устраивают закрытый дренаж, а расположенная со стороны водохранилища стена камеры несет полный напор верхнего бьефа.

При устройстве закрытого дренажа в обратной засыпке камеры, расположенной в верхнем бьефе (рис. VI-12, *a*), фильтрационные схемы голов не отличаются в нормальных эксплуатационных условиях от схем для расположения камеры в нижнем бьефе, но в случае серьезных нарушений работы дренажа и необходимости его выключения камера оказывается под давлением верхнего бьефа. Поэтому при данной схеме иногда предусматривают еще линию запасного дренажа или проверяют работу камеры в аварийных условиях при выходе дренажа из строя.

При отсутствии у камеры в верхнем бьефе дренажа в обратной засыпке или неполной ее высоте весь напор на однокамерный шлюз сосредоточивается на его нижней голове. На средней голове многокамерного шлюза при этой схеме сосредоточивается напор, равный разности между отметками уровня верхнего бьефа и дренажа в обратной засыпке за средней головой. Это требует соответствующего развития подземного и бокового контуров голов с забивкой обычно металлических шпунтов под ними (до водоупора или висячих) и в боковых сопряжениях с земляными сооружениями (см. рис. VI-8).

38. РАСЧЕТНЫЕ СЛУЧАИ РАБОТЫ ШЛЮЗОВ, уровни воды и высотные отметки основных конструкции

Основной особенностью статической работы судоходных шлюзов, отличающей их в этом отношении от других гидротехнических сооружений, является то, что действующий на них напор передается при наполнении и опорожнении камер попеременно то на одни, то на другие части сооружения. При этом очень быстро, в течение нескольких минут, действующий напор то возрастает от нуля до наибольшего его расчетного значения, то уменьшается от этого значения обратно до нуля.

Изменение же уровней воды в обратных засыпках шлюзов происходит по сравнению с изменением уровней воды в камерах весьма медленно — в течение многих часов и даже суток. Поэтому при проектировании отдельных частей шлюзов обычно рассматривают два предельных эксплуатационных расчетных случая их работы:

1) при наполненной до наивысшего расчетного уровня воды камере и соответствующем наинизшем уровне депрессионной кривой в обратной засыпке или дренаже за конструкцией;

2) при опорожненной до наинизшего расчетного уровня воды камере и соответствующем наивысшем уровне депрессионной кривой в обратной засыпке или дренаже за конструкцией.

В период ремонта оборудования или конструкций шлюза вода может быть из камеры совсем откачана или спущена. Поэтому для голов и камер шлюзов третьим расчетным случаем работы является ремонтный — при наивысшем возможном в данных конкретных условиях уровне грунтовых вод за шлюзом. Раньше часто рассматривали также ремонтный случай с наполненной камерой и частично удаленной засыпкой шлюза; однако в настоящее время вместо этого обычно лишь определяют глубину, до которой может быть при наполненной камере удалена обратная засыпка шлюза, конструкции голов и камеры которого рассчитаны по другим расчетным случаям.

Наконец, в период строительства шлюза конструкции его и особенно их основание могут иногда паходиться в более тяжелых условиях работы, чем во время эксплуатации (например, при отсутствии еще за стенами грунтовых вод). Поэтому четвертым расчетным случаем является строительный, условия которого во многом зависят от принятой схемы производства работ по шлюзу.

В качестве строительного обычно рассматривается случай, когда сооружение возведено на полную высоту, засыпки выполнены до проектных огметок. При этом уровень грунтовых вод принимается на отметке подошвы фундаментной плиты, а при наличии зуба — на отметке его подошвы.

Строительный случай с возведением сооружения на полную

высоту без засыпки рассматривать не следует, так как в производственных условиях он не может быть допущен из-за возможности выпора грунта основания, а учет этого случая утяжеляет и удорожает сооружение. Размер же наименьшей допустимой засыпки ко времени возведения сооружений на полную высоту должен быть определен в проекте из условия, чтобы этот случай не был расчетным.

Для днищ с временной разрезкой на период строительства необходимо производить расчет для строительного случая при двух этапах работы камеры: до замоноличивания временных цивов и после их замоноличивания.

При расчете строительных конструкций судоходных шлюзов во всех этих случаях учитывают те же нагрузки и их сочетания, которые принимают при проектировании других напорных гидротехнических сооружений (см. главу I). Исключением в этом отношении являются лишь судовые нагрузки и давление грунта обратных засыток.

Для некоторых незасыпных строительных конструкций шлюзов удар в них судов является основной нагрузкой, расчетные значения которой сильно влияют на объемы строительных работ.

Быстрое изменение напора, действующего на большинство основных конструкций шлюзов, заставляет их работать в тяжелых условиях со знакопеременными нагрузками и вызывает при каждом шлюзовании изменение давления грунта, которое обычно является для этих конструкций основной расчетной нагрузкой.

Поэтому вопросы судовых нагрузок и давления грунта на строительные конструкции рассмотрены ниже отдельно (в п. 39 и 40).

Расчетные уровни воды в камерах шлюза и его обратных засыпках или дренажах, а также отметки площадок шлюза существенно влияют на работу его конструкций и объемы работ по ним. Поэтому вопросу выбора этих величин следует уделять при проектировании особое внимание.

Уровни воды в бьефах шлюзов и отвечающие им уровни воды в камерах изменяются по времени в результате большого числа различных факторов. Различают уровни:

a) относительно долговременные, стояние которых обусловлено гидрологическим режимом реки, водохозяйственным режимом водохранилища и другими условиями, отвечающими установившемуся движению воды в бьефах;

б) кратковременные, стояние которых обусловлено неустановившимся движением воды в подходах при шлюзовании, суточном регулировании мощности на гидроэлектростанции и т. п.

Первые из этих уровней, сохраняющиеся в течение суток, а иногда и месяцев, получили название статических, вторые, удерживающиеся всего в течение минут, а иногда только секунд, динамических. Расчет отдельных частей и конструкций шлюзов на устойчивость и прочность, а также выбор отметок площадок их следует выполнять исходя из динамических уровней воды — наинизших и наивысших.

Уровни воды в обратных засыпках обычно устанавливают исходя из статических уровней воды в бьефах — наинизших и наивысших [13].

Для многокамерных шлюзов при выбранной схеме разделения общего падения между камерами указанные выше расчетные уровни воды в камерах и отметки площадок стен назначают с учетом применяемого иногда для уменьшения высоты стен и ворот частичного бокового выпуска воды из камер в процессе выравнивания уровней воды в них (см. рис. VI-1, б).

Полученные указанным выше путем отметки верха днищ и стен относятся к нормальным эксплуатационным условиям работы шлюзов. При назначении же строительных отметок шлюзов на сжимаемых грунтах следует учитывать осадки сооружения, которые происходят в процессе строительства и начальной эксплуатации его. Обычными для песчаных и суглинистых грунтов оснований можно считать, по данным нашего шлюзостроения, осадки голов и камер шлюзов порядка 0,1-0,2 м. Однако встречались случаи, когда на слабых и мягко-пластичных грунтах осадки достигали без каких-либо неприятных последствий для сооружений 0,3 и даже 0,5 м. Но запасы верха шлюзных ворот над наивыешими расчетными уровнями воды обычно принимают равными лишь 0,2-0,25 м. Такие же запасы предусматривают и в ряде других элементов, например в прорезях для штанг жестких приводов двухстворчатых ворот. Таким образом. при ожидаемых значительных осадках голов и камер устои и стены их надо возводить с учетом этих осадок. Если же осадки не достигнут расчетных величин, глубины воды над днищами все же не должны быть меньше заданных. Поэтому при проектировании голов и камер шлюзов на слабых грунтах основания вероятные пределы осадок определяют расчетом.

Отметки верха днищ следует выбирать с учетом наименьших ожидаемых осадок, а верха стен, устоев и площадок — с учетом наибольшего ожидаемого значения их. При этом строительная высота $H_{\rm cr}$ стен камер и устоев голов однокамерного шлюза над верхом днища получается равной

$$H_{\rm ct} = H_{\rm K,Make} + S_{\rm K} + a + (y_{\rm ct,Make} - y_{\rm ct,Muh}), \qquad (\rm VI.3)$$

где

- Н_{к.макс} разность между наивысшим динамическим уровнем верхнего бьефа и наинизшим динамическим уровнем нижнего бьефа;
 - S_к наименьшая заданная судоходная глубина над днищами шлюза;

- а запас высоты верха стен над наивысшим динамическим уровнем воды (без учета парапетов);
- *у*_{ст.макс} и *у*_{ст.мин} соответственно наибольшие и наименьшие значения ожидаемых осадок конструкций.

39. СУДОВЫЕ НАГРУЗКИ

Основными судовыми нагрузками на строительные конструкции шлюзов являются удар судов (навал) при подходе к сооружению и натяжения их швартовых тросов, воспринимаемые причальными приспособлениями шлюза. Нагрузка на конструкции шлюзов от ветрового навала отстаивающихся судов, как правило, значительно меньше, чем удар судна при подходе его к сооружению, а поэтому обычно в расчет не вводится¹.

Сила удара судна в конструкции шлюзов зависит от скорости и угла подхода судна к сооружению, а также от их деформаций как упругих тел при ударе.

Опыт эксплуатации шлюзов показывает, что при случайных ударах судов даже в металлические ворота шлюзов заметно сминались носовые образования судов. При более сильных ударах судов в строительные конструкции, которые при этом еще не разрушались, сминались обшивка и даже набор судна; при этом многократно увеличивался путь, на котором терялась кинетическая энергия движущегося судна.

В связи с трудностью определения деформаций корпуса судна при ударе и относительно небольших (по сравнению с деформациями) прогибов достаточно жестких конструкций шлюзов в прошлом в проектной практике при отсутствии на сооружениях отбойных приспособлений при расчетах заменяли трудно поддающуюся учету силу динамического удара судна некоторой эквивалентной ей расчетной статической силой, направленной перпендикулярно лицевой поверхности конструкции.

Величины этой статической силы, назначавшиеся в зависимости от водоизмещения расчетных судов и возможных условий их навала на строительные конструкции шлюзов, приведены в табл. 34.

Научно-исследовательскими организациями водного транспорта были проведены в натуре определения ударной нагрузки от судов на причальные сооружения шлюза. Ограниченное количество определений не позволяет сделать общих выводов, но они все же показали, что измеренные ударные нагрузки в 1,8 раза превышали принимавшнеся ранее (см. табл. 34) расчетные величины их для данных судов.

¹ При необходимости расчетные значения ветрового навала судов на судоходные сооружения могут быть определены по СН 144-60 (табл. 1 и 2).

Тип судов	Водоизмоще- ние наиболь- ших расчетных судов W в т	Ширина камер шлюзов в м	Расчетные ударные нагрузки						
			для н	амер	для участков пал и причалов				
			в до- лях от W	вТ	прямолиней- ных		криволиней- ных		
					вдо- лях от W	вТ	вдо- лях от₩7	вТ	
Сухогрузные	4500—5000	18	$\frac{1}{300}$	15	$\frac{1}{200}$	25	$\frac{1}{150}$	30	
Нефтеналивные	13 000	3 0	$\frac{1}{400}$	30	$\frac{1}{300}$	50	$\frac{1}{200}$	60	

С учетом этого расчетные силы (в Т) удара судов в строительные конструкции шлюзов могут приниматься равными

$$N_{\rm y} = 0.1 \, k_{\rm c} \, \sqrt[3]{W^2}. \tag{VI.4}$$

Для камеры коэффициент $k_{c.\kappa} = 1$; для прямолинейных участков сооружений в подходах к шлюзам $k_{c.np} = 1.67$; для криволинейных $k_{c.\kappa p} = 2$.

После выхода СН 144—60 для определения нагрузок от судов на причальные сооружения (хотя этот нормативный документ и не относится к стенам судоходных шлюзов — примечание 2, п. 1) при расчете ударных нагрузок на строительные конструкции шлюзов стали пользоваться формулой

$$N_{\rm y} = \psi \, v_{\rm n} \sin \alpha \, \sqrt{\frac{M}{c_1 + c_2}}, \qquad (\rm VI.5)$$

где *с*₁ и *с*₂ — коэффициенты упругой податливости соответственно сооружения и корпуса судна;

υ_п и α — соответственно скорость в *м/сек* и угол в *град* подхода судна к сооружению:

$$M = -\frac{W}{g}$$
.

Значение ф для сооружений с вертикальными стенами (для шлюзов) в формуле (VI.5) принимается равным 0,4.

Коэффициенты упругой податливости, равные численно деформации сооружения или корпуса судна в метрах от силы в 1 *T*, могут быть определены следующим образом:

а) для непрерывных строительных конструкций камер и причалов шлюзов без отбойных устройств

$$c_1 = -\frac{d_{\kappa}}{l_{\kappa}}$$
,

- где *d_к* смещение центра приложения ударной нагрузки (в *м/Т* на *пог. м*) перпендикулярно лицевой грани сооружения;
 - Ік длина секции сооружения (между швами), на которую передается усилие от удара;

б) для озерных судов (как для морских без ледовых подкреплений) длиной l_c

$$c_2 = \frac{0,015}{35 + 0.9 (l_c - 70)} \, .$$

Скорость движения наибольших грузовых судов обычно ограничивается исходя из условий безопасности примерно 1 *м/сек* в камере и 1,2 *м/сек* в подходах к шлюзам.

Угол а, под которым наибольшее расчетное судно может двигаться в пределах шлюзов, определяется из соотношения их длин с шириной сооружения и принимается равным в камере $\alpha_{\kappa} = 3 \div 4^{\circ}$; в подходах $\alpha_{np} = 8 \div 10^{\circ}$. Для криволинейных участков пал и причалов этот угол принимается равным $\alpha_{\kappa p} = 15 \div 20^{\circ}$.

Величина силы (в T) удара судна о сооружения, получаемая по формуле (VI.5) и принимаемая в расчетах, не должна превышать допускаемой по прочности корпуса речного судна и равной (по CH 144—60)

$$N_{\rm y,gon} = l_{\rm c} - 20.$$
 (VI.5')

По полученным по формулам (VI.4) — (VI.5') значениям построены кривые $N_y = f(W)$, которые нанесены на рис. VI-13.

При расчете сооружений основное действие ударной нагрузки принимается, как правило, нормальным к лицевой грани сооружения. Но в ряде случаев при расчетах необходимо учитывать и ударную нагрузку, направленную по касательной к лицевой грани сооружения и равную

$$T_{\rm y} = N_{\rm y} f_{\rm 6},$$

где f_6 — коэффициент трения судна о бетонные конструкции шлюза, принимаемый обычно равным 0,6 (при отсутствии на конструкции деревянных отбойных устройств).

Следует отметить, что груженые нефтеналивные суда, наибольшее водоизмещение которых достигает 13 000 *т* и значительно превышает водоизмещение наибольших сухогрузных судов, подходят к причальным сооружениям шлюзов более осторожно и с меньшими скоростями, чем сухогрузные. Поэтому удармую нагрузку от судов обычно можно определять по наибольшим сухогрузным судам, которые по своим габаритам могут быть пропущены через данный шлюз.

Приведенные ранее расчетные ударные нагрузки от судов на строительные конструкции шлюзов должны учитываться при



Рис. VI-13. Кривые $N_y = f(W)$ 1 — допускаемая по прочности судов; 2 и 3 — при ударе судов в стены камер; 4 и 5 — при ударе судов в криволипейные причально-направляющие сооружения

всех расчетах их прочности. На устойчивость засыпных конструкций (стен камер, пал) эти силы влияют мало, но необходимо обеспечивать устойчивость незасыпных конструкций шлюзов (причалов и пирсов разного типа) при повреждении и даже разрушении отдельных их элементов. Поэтому при проверке таких конструкций (например, причалов на отдельных опорах) на сдвиг и опрокидывание в расчете следует увеличивать расчетную нагрузку на отношение нормированных коэффициентов запаса прочности $K_{\rm ист} \approx 2$ и устойчивости $K_{\rm vcr} \approx 1,2$:

$$N_{\rm y.ycr} = \frac{K_{\rm np}}{K_{\rm ycr}} N_{\rm y} \approx 1.7 N_{\rm y}.$$

Парапеты шлюзов, запроектированные в свое время на нагрузку 3—5, а затем и 8 *Т/м*, повреждались при навале на них крупных неполногрузных судов. Поэтому следует связать расчетную ударную нагрузку неполногрузных судов на парапет с такой же нагрузкой судов в полном грузу на основные конструкции шлюза.

Удар неполногрузного судна обносным брусом в верх парапета высотой $h_{\rm H}$ возможен при наибольшей осадке его:

$$s_{c.h} = s_{c.n} + a_0 - (h_n + a_m),$$

где *s*_{с.п} – осадка судна в полном грузу;

- *а*_ш запас от наивысшего статического уровня воды в наполненной камере до верха стен;
- *a*₀— возвышение обносного бруса судна в полном грузу над водой.

При этом нагрузка в T/m судна на парапет толщиной b_{π} около температурно-осадочного шва, считая распространение напряжений под углом 45°, будет равна

$$q_{\rm fr} = \frac{s_{\rm c.fr} + a_0 - (h_{\rm fr} + a_{\rm in})}{s_{\rm c.fr} (h_{\rm fr} + b_{\rm in})} N_{\rm y}.$$
 (VI.6)

При обычных высотах парапетов 1—1,1 *м*, толщине их 0,5— 0,6 *м* н $-\frac{s_{c.n}}{s_{c.n}} = 0,5$ по формуле (VI.6) $q_n \approx 0,3$ N_y *T/м*.

При проектировании строительных конструкций шлюзов расчетные значения натяжений швартовов (причальных тросов) устанавливают исходя из того, чтобы при случайном перенапряжении произошли разрыв швартовов или повреждение рымов, но не вырвались бы закладные части, а напряжения в строительных конструкциях шлюза не превысили допускаемых.

Для всех типов речных грузовых судов усилия от натяжения швартовов, вызываемого ветровым воздействием на судио, рывком при качке, торможением в момент подхода и другими факторами, устанавливают по СН 144—60. Эти усилия (табл. 35)

Таблица 35

BOTOHAMQUIERINE EDVAORIUS CVIOR B. T.		Расчетные усилия от натяжения швартовов			
		в Т	в долях от W		
До 500	•••	5	$> \frac{1}{100}$		
От 501 до 1800		10	$\frac{1}{50} - \frac{1}{180}$		
От 1801 до 3000		15	$\frac{1}{120} - \frac{1}{200}$		
От 3001 до 5000		20	$\frac{1}{150} - \frac{1}{250}$		
Более 5000	• •	25	$\frac{1}{200} - \frac{1}{530}$		

можно принимать действующими под наиневыгоднейшими углами от 0 до 90° к линии причала в горизонтальной плоскости и под углами от —30 до +30° от уровня воды в вертикальной плоскости.

40. ДАВЛЕНИЕ ГРУНТА На конструкции шлюзов

Давление грунта на конструкции камер и голов шлюзов в отличие от других гидротехнических сооружений в одних расчетных случаях определяет основные напряжения, испытываемые даиными конструкциями, в других уменьшает эти напряжения.

Давление обратной засыпки грунта на подпорные стены (стены камер, устои голов, палы и другие части шлюзов) при данной высоте и очертаниях их зависит не только от физико-механических свойств грунтов обратной засыпки, но и от возможных перемещений стен под воздействием внешних нагрузок, включая и само давление грунта, а следовательно, и от конструкций этих сооружений.

Принято считать, что при отклонениях стенки на величину более $\frac{1}{5000}$ от ее высоты давление грунта на нее отвечает активному, определенному по условию предельного равновесия (подробнее см. главу VII).

В так называемых доковых конструкциях со сплошными неразрезными днищами, распространенных на судоходных шлюзах и особенно на их головах, прогибы стен камеры и устоев мало зависят от упругих свойств основания и определяются в основном жесткостью самой конструкции, которая обычно весьма значительна.

Широко применяемые в камерах шлюзов высокие стены с разрезными днищами и тыловыми консолями у них (рис. VI-18), свободно стоящие на упругом (нескальном) основании, при определенных условиях загрузки и неравномерной осадке основания под ее воздействием могут наклоняться в сторону засыпки, в результате чего появляется дополнительное реактивное давление грунта на тыловую грань стены.



Рис. VI-14. Эпюра интенсивности давления грунта обратной засыпки на стену камеры Таким образом, давление грунта на сгроительные конструкцин шлюзов в связи со специфическими условиями их работь на внешние нагрузки необходимо определять с учетом жесткости и возможных перемещений этих конструкций.

При этом требуется различать следующие три схемы:

а) конструкции отклоняются в сторону от засыпки более чем на ¹/₅₀₀₀ их высоты; в этом случае активное давление грунта на них следует определять по схеме предельного равновесия;

б) конструкции практически не отклоняются (меньше чем на ¹/₅₀₀₀ их высоты) от засыпки из-за жесткости их или основания; в этом случае активное давление грунта определяется по коэффициенту бокового давления грунта в состоянии «покоя»;

в) конструкции под температурными воздействиями или принеравномерных осадках отклоняются в сторону засыпки, вызывая появление реактивного давления грунта; в этом случае полное давление засыпки на конструкции (стены) следует определять как сумму активного и реактивного давлений грунта.

Для выбора той или другой из этих схем приходится в ряде случаев проверять прогибы конструкций в данном расчетном случае при активном давлении грунта (схема «а»). Однакопрактика проектирования показывает, что для всех конструкций голов (устоев), а также массивных (толщиной более 0,3 их высоты), ячеистых и контрфорсных стен камер шлюзов сосплошными днищами на нескальных грунтах давление засыпки может достигать величин, соответствующих коэффициенту бокового давления грунта в состоянии покоя (схема «б»), а в ряде случаев превышать их (схема «в»). В частности, реактивное давление грунта может достигать значительных величин при температурных деформациях камерных стен и при неравномерной осадке в сторону засыпки полусекций разрезных камер.

Расчетные формулы для определения активного давления грунта засыпок различного очертания на вертикальные и тыловые грани стен при отсутствии и наличии временной нагрузки на поверхности засыпки, а также без учета и с учетом трения грунта приведены в главе VII.

При определении давления грунта на конструкции шлюзов объемные веса и углы внутреннего трения грунтов обратных засыпок принимают при предварительных расчетах по указанным ниже средним данным, а при окончательных — по данным лабораторных анализов физико-механических свойств и плотности грунтов, которые по проекту организации работ должны укладываться в обратные засыпки.

Объемный вес сухого скелета грунта обратных засыпок обычно находится в таких пределах $\gamma_c = 1,5 \div 1,7 \ r/m^3$. При влажности укладываемых грунтов 8—15%, обычно отвечающей удовлетворительным условиям их уплотнения, объемный вес грунта составляет соответственно $\gamma_{вл} = 1,6 \div 1,9 \ r/m^3$, а при

полном заполнении их пор водой повышается до $\gamma_{BT} = 1,9 \div 2,2 \ T/M^3$.

Значения углов внутреннего трения песчаных засыпок лежат обычно в пределах $\varphi_c = 30 \div 35^\circ$ и под водой $\varphi_{\rm вл} = 25 \div 30^\circ$. Для суглинистых обратных засыпок углы внутреннего трения при указанных выше объемных весах и влажности грунта находятся обычно в пределах $\varphi_c = 25 \div 30^\circ$ и под водой $\varphi_{\rm вл} = 20 \div \div 25^\circ$.

Так как углы внутреннего трения грунтов засыпок могут изменяться в достаточно широких пределах, в тех расчетных случаях, когда стены камер при опорожненной или осушенной камере работают в основном на давление грунта, следует вводить в расчет наименьшие возможные их значения, а в случаях, когда давление засыпки увеличивает при наполненной камере прочность и устойчивость стен,— наибольшие возможные значения углов внутреннего трения грунтов засыпок. Следует также принимать в различных условиях различные пределы значений объемных весов грунтов засыпок и уровней грунтовых вод в них.

При определении давления грунта во всех случаях, кроме эксплуатационного, при наполненной камере следует учитывать временную нагрузку на площадку шлюза, которую принимают при буксирной тяге равной весу толпы людей 0,4-0,5 T/m^2 или транспортной автомашины, а при береговой тяге — средней нагрузке от тягового агрегата, например электровоза, достигающей 2 T/m^2 и более. Иногда учитывают также возможность складирования на площадках шлюза материалов или грузов; в этих случаях расчетную временную нагрузку повышают до 1— 1,5 T/m^2 .

При наличии воды за стеной давление грунта и воды обычно определяют раздельно. При этом объемный вес грунга засыпки ниже уровня воды принимают во взвешенном состоянии равным

 $\gamma_{\text{BSB}} = \gamma_{\text{c}} - (1 - n) \gamma_{\text{BOGLI}},$

а угол внутреннего трения групта принимают отвечающим углу внутреннего трения групта в смоченном состоянии при пористости *n*.

В этом случае, а также при неоднородном грунте засыпки давление грунта определяют последовательно для каждого слоя сверху вниз, причем верхние слои грунта рассматривают как пригрузки для нижних. При таком расчете эпюра интенсивности давления грунта на стену имеет переломы на границе между слоями засыпки с разными объемными весами и уступы на границе между слоями грунта с разными углами внутреннего трения (см. рис. VI-14), участки же эпюры в пределах однородного грунта засыпки прямолинейны (при плоской поверхности стены).

250

При учете трения грунта о тыловую грань стен расчетная величина давления групта уменьшается, но проявление этих сил, характеризующееся значением угла о отклонения активного давления от пормали к грани стен, зависит от состояния поверхности стен, характера и степени уплотнения грунта засыпки. При проектировании часто возникают затруднения при выборе значения угла о.

При относительно гладких тыловых гранях стен и песчаных засыпках обычно принимают $\delta = \varphi/2$. Ниже наивысшего уровня грунтовых вод при водонасыщенных песках и при знакопеременных нагрузках значения δ находятся обычно в пределах $0 < \delta < \varphi/2$. При покрытии тыловых граней стен битумной изоляцией (при агрессивных водах) $\delta \approx 0$. Поэтому трение грунта засыпок о стены часто вводят в расчет только в эксплуатационном случае наполненной камеры, когда давление грунта увеличивает запас прочности конструкций.

Если шлюз расположен в насыпи или за стенами камер устроен открытый дренаж, то призма обрушения может выклиниваться на тыловой откос обратной засыпки, в результате чего уменьшается давление грунта на стену. Это уменьшение давления обратной засыпки следует учитывать при расчете стен на случай наполненной камеры, когда давление грунта облегчает условия их работы. При расчете же стен на случай опорожненной и осушенной камеры уменьшение давления засыпки часто в запас прочности не учитывают, особенно когда оно не может быть распространено на примыкающие к головам секции камер, у которых в рассматриваемых случаях засыпка стен расширяется для сопряжения с засыпкой голов.

При жестких стенах (схема «б») давление грунта и его интенсивность можно определять по тем же расчетным формулам, что и по схеме предельного равновесия (схема «а»), но при коэффициенте бокового давления грунта в состоянии покоя:

$$k_{6.n}=\frac{\mu_{\rm rp}}{1-\mu_{\rm rp}},$$

где µ_{гр} коэффициент Пуассона грунта засыпки.

Значения коэффициента Пуассона для суглинистых грунтов обратных засыпок принимают равными 0,33—0,37; для песчаных и супесчаных — 0,22—0,3.

При $\mu = 0.3$, рекомендуемом для песчаных грунтов различными нормами, коэффициент бокового давления грунта в состоянии покоя получается равным 0,43.

При проектировании ряда уже построенных шлюзов значение коэффициента бокового давления грунта в состоянии покоя принимали 0,45.

В соответствии с данными натурных измерений давлений грунта засыпок на стены камер [4] в последних проектах шлю-

зов при расчете конструкций камер стали учитывать при опорожненной и осушенной камере весьма значительное в ряде случаев реактивное давление грунта, возникающее в результате температурных воздействий и неравномерных осадок сооружения, а при наполненной камере — реактивное давление грунта, возникающее под действием давления на эти конструкции воды из камеры.

В связи с тем, что определение этих реактивных давлений связано со схемой самих конструкций, способы его определения изложены ниже при расчете доковых и разрезных конструкций камер и голов.

41. ТИПЫ СТЕН И ДНИЩ КАМЕР

Камеры шлюзов различаются по типу обратной засыпки, размещению водопроводных устройств, типу стен и типу днищ.

Обратная засыпка камер бывает полной и неполной. Полную обратную засыпку доводят до верха стен камер (не считая парапетов); при этом она образует эксплуатационные пришлюзовые площадки (см. рис. VI-3). На шлюзах, расположенных в нижнем бьефе (рис. VI-15, *a*), неполную обратную засыпку устраивают для облегчения работы камер и днищ, а на шлю-



Рис. VI-15. Камерные стены с нополной засыпкой а — при камере, расположенной в нижнем бьефе; 5 — то же, в верхнем бьефе

зах, расположенных в верхнем бьефе, — также во избежание дорогостоящего крепления внешних откосов обратной засыпки, защищающего их от воздействия ветровых волн. Однако при этом приходится устраивать пришлюзовые площадки на консолях, а на шлюзах в верхнем бьефе в пределах зимних колебаний уровня воды необходимо иметь у стен вертикальные грани и устраивать волноотбойные наружные парапеты (рис. VI-15,6)

Обратные засыпки шлюзов по изложенным выше (см. п. 37) причинам обычно дренируют. Исключением в этом отношении являются иногда только камеры шлюзов, расположенные в верхнем бьефе и имеющие неполную засыпку или узкие пришлюзовые площадки (см. рис. VI-12, б).

По размещению водопроводных устройств камеры шлюзов могут быть следующих трех типов:

а) без водопроводных устройств (см. рис. VI-3,б);

б) с боковыми продольными галереями в стенах (рис. VI-16,a);

в) с продольными галереями в днище (рис. VI-16,б).

Стены камер MOгут быть массивными или контрфорсными, с водопроводными отверстиями или без них. а при парных шлюзах с общей средней стеной — сплошными, С водопроводными OTверстиями (рис. VI-16, в) и ячеистыми.

Сплошные днища шлюзов устраивают неразрезными (см. рис. VI-3, б) и разрезными (рис. VI-16,*a*).

К настоящему времени разрезные днища шлюзов получили СССР широкое применение и на глинистых груптах, на которых при ожидавшихся значительных осадках ташлюзы впервые кие начали строить, и на песчаных грунтах ввиду не только стати-



Рис. VI-16. Поперечные разрезы камер с продольными галереями *а* - в стенах; *б* - в днище; *в* - в общей средней стене двухинточного шлюза

ческих, но и гидравлических преимуществ их [13].

В парных шлюзах с общей средней стеной ввиду большой длины днищ их делают только разрезными (см. рис. VI-16,*в*).

Неразрезные днища камер так называемого «классического» докового типа ввиду их значительной толщины сооружают теперь при полной обратной засыпке преимущественно при слабых грунтах основания и небольшой относительной высоте стен $H_{\rm cr} < 0.6~B_{\rm K}$, а также при раоположении камер шлюза в верхнем бьефе. В последнем случае применять разрезные днища камер однониточных шлюзов с недренированной засыпкой обычно нецелесообразно, так как при высоком стоянии уровня воды за стенами получаются большие взвешивающие силы и чрезмерная неравномерность напряжений в основалии.

В последнее время в СССР сплошные днища некоторых камер одиночных шлюзов осуществлены (по предложению проф. А. З. Басевича) с временной разрезкой их в строительный период [2] вертикальным осевым швом и предварительным напряжением (обжатием) бетона днища (рис. VI-17). При этой схеме отпадают основные недостатки и неразрезных, и разрезных днищ. Временная разрезка днищ значительно уменьшает расчетные значения изгибающих моментов. Обжатие бетона днища за счет растяжения арматуры верхней затяжки при неравномерной осадке полусекций днищ, постепенно нагружаемых стенами и весом обратной засыпки, позволяет еще уменьшить толщину днищ.



Рис. VI-17. Поперечное сечение камеры с временно разрезным днищем (натяжная армоферма проходит в плите *IV*; цифрой *III* обозначен замыкающий блок)

Замоноличивание днища после предварительного его напряжения выравнивает реактивные давления основания в эксплуатационных случаях. В связи с этим данный тип днищ наиболее эффективен при расположении камер шлюзов в верхнем бьефе, а также при значительной высоте стен камер, превышающей $H_{\rm cr}{=}0,6~B_{\rm k}$, и наличии на шлюзах продольных донных галерей. Стены камер при сплошных железобетонных разрезных и неразрезных днищах рассматривают в расчетном отношении как жестко заделанные в них консольные балки. Профиль железобетонных стен камер любого типа (массивных, прямоугольных, контрфорсных и др.) с полной засыпкой до верха определяется в основном работой их при опорожненной (второй эксплуатационный расчетный случай) или осушенной (ремонтный случай) камере. Лишь толщина самой верхней части стены зависит от нагрузки, вызванной навалом на нее судна при наполненной камере.

Наименьшая ширина $b_{\rm B}$ степы поверху может быть определена из условия работы бетона на скалывание (с распространением напряжений в нем под-углом 45°) при навале судна с силой $N_{\rm y.k}$:

$$b_{\rm B} = \sqrt{\frac{m_{\rm c.\kappa} N_{\rm y.\kappa}}{2R_{\rm c.\kappa}}}, \qquad (\rm VI.7)$$

где *m*с.к коэффициент запаса;

*R*с.к- временное сопротивление бетона скалыванию.

Однако независимо от получаемого расчетного значения ширину стен поверху по конструктивным условиям, в частности по условиям заделки в них парапетов, принимают не менее 0,3— 1 м.

Ширина стен прямоугольного сечения понизу составляет обычно в зависимости от геотехнических характеристик грунтов засыпки и уровня грунтовых вод в них $b_{cr} = (0,18 + 0,22)H_{cr}$.

Трещиностойкость тыловых граней таких стен, которую в прошлом в проектной практике обеспечивали при расчете их только на активное давление грунта (без учета реактивного), может быть проверена по формуле (см. СН 55—59).

$$\frac{mR_{\rm p}}{K_{\rm T}} \geq \frac{M(h-y_{\rm H})}{I_{\rm up}} - \frac{N}{b_{\rm cT}h}, \qquad (VI.8)$$

где R_p — предел прочности бетона на осевое растяжение, принимаемый в зависимости от марки бетона; в частности, для бетона марки 250 $R_p = 20 \ \kappa\Gamma/cm^2$.

- К_т коэффициент запаса, принимаемый для внецентренно сжатых элеменгов равным 1;
 - *h*—высота сечения стены;
- у_п расстояние от центра тяжести приведенного сечения с моментом инерции I пр до его сжатой кромки;
 т коэффициент, принимаемый при прямоугольном
 - сечении равным 1,5, а при сложном сечении m =

$$=\frac{(S_B + S_H)y_{,1}}{I_{\rm HD}}$$
 (cm. CH 55—59, п. 80).

При прямоугольных сечениях стен камер двойная арматура оказывает небольшое влияние на величину I_{np} , а поэтому при предварительных расчетах арматурой часто пренебрегают и принимают $I = \frac{bh^3}{6}$.

При учете же и реактивного давления грунта на стены от температурных воздействий (при разрезных днищах также и от неравномерной осадки полусекций камеры), увеличивающего при опорожненной и осушенной камере расчетные изгибающие моменты в их нижних сечениях на 40—50% и более, стены камер рассчитывают в настоящее время по лимитированному раскрытию трещин на их тыловых гранях. Определение этого реактивного давления грунта с учетом влияния на него деформаций днищ и переменного по высоте стен расчетного перепада температур требует сложных расчетов с применением вычислительных машин⁴.

Приближенно же эпюру реактивного давления грунта на стену треугольного профиля, заделанную в жесткое и условно неизменяемое днище, можно построить следующим образом.

Сначала определяют свободные прогибы стены треугольного профиля под влиянием постоянного по высоте температурного перепада:

$$u_{\rm cr} = \frac{\alpha_{\rm r} \Delta T_0 H^2}{B} \left[\frac{y}{H} \left(\ln \frac{y}{H} - 1 \right) + 1 \right], \qquad (VI.9)$$

- где α_т коэффициент температурного расширения бетона, равный приблизительно 0,00001;
 - Δ T₀ = (0,75—0,8) T_a амплитуды колебаний среднесуточных температур воздуха в районе сооружения;
 - Н и В-высота и ширина по низу стены;
 - у-- ордината рассматриваемого сечения стены, считая вниз от вершины треугольного профиля.

Рассматривая далее трапецеидальный профиль стены как нижнюю часть треугольного профиля, при нескольких (например, через 0,2) долях ее высоты строим эпюру полного обратного прогиба ее при повышении температурного перепада на ΔT_0 по зависимости

$$\sigma_{\mathbf{p},\mathbf{y}} = k_{\mathbf{y}} u_{\mathbf{c}\mathbf{T},\mathbf{y}},$$

где $\sigma_{p.y}$ — реактивное давление грунта на стену, вызываемое этим перепадом.

По имеющимся натурным данным наибольшее расчетное в данном случае значение переменного по глубине коэффициента податливости песчаной обратной засыпки может быть принято равным

$$k_{\rm y} = 350 \, (1 + y_0) < 2000 \, m/M^3$$

¹ В. М. Гоголицина, С. А. Фрид. К определению суммарного давления грунта засыпки на стены камер шлюзов. Труды Ленгидропроекта, вып. первый, 1964.

где y₀ — глубина сечения от верха стены транецендального сечения.

Заменяя затем полученную эпюру реактивного давления несколькими (обычно достаточно 6—8) отдельными силами, вычисляют обратные прогибы стены по обычным формулам статики сооружений [16], принимая момент сопротивления сечений стены между силами постоянным и равным среднему между ними.

За расчетную эпюру реактивного давления грунта принимается та, которая достаточно близко (в пределах 10—15%) отвечает деформации стены (разнице между свободными и обратными прогибами).

В расчетном случае наполненной камеры (первом эксплуатационном) реактивное давление грунта, вызываемое изгибом стен под нагрузкой давлением воды из камеры, уменьшает действующие на них в этом расчетном случае изгибающие моменты и перерезывающие силы. Расчетная эпюра этого реактивного давления может быть приближенно построена по расчетным формулам, полученным для бруса переменного сечения, заделанного толстым концом и лежащего на упругом основании при треугольной эпюре нагрузки¹. Но в этом расчетном случае следует принимать наименьшее вероятное для песчаных засыпок значение $k_v \approx 100 \ y_0 \ m/m^3$.

При полной обратной засыпке трещиностойкость стен камер по лицевой грани обычно обеспечена, и учет реактивного давления групта, вызываемого давлением воды из камеры, лишь уменьшает потребное количество арматуры на ней. При этом реактивное давление грунта, вызываемое температурными воздействиями, в расчетном случае наполненной камеры учитываться не должно.

Расчетную ширину трещин для отдельных граней и зон стен по высоте (и соответствующих участков устоев голов) следует принимать различной в зависимости от того, подвергаются ли они попеременному замораживанию и оттаиванию.

При обычных для стен камер прямоугольного сечения градиентах напора менее 10 ширину трещин рекомендуется принимать в соответствии с СН 55—59 равной:

а) для всех тыловых граней, а также лицевых граней выше отметки дренажа за стенами и наивысшего зимнего уровня воды в камере 0,2 *мм*;

б) для лицевых граней ниже отметки дренажа и паивысшего зимнего уровня воды (как конструкций, подверженных поперемешному замораживанию и оттаиванию) — 0,05 мм.

Для принятого профиля стен с учетом изложенного строят эпюры моментов и перерезывающих сил, испытываемых стеной

¹ С. И. Тимошенко. Теория упругости, ч. II. Известия ЛИИПСа.



при разных расчетных случаях воздействия давления грунта и воды, а также удара судна при наполненной камере (рис. VI-18).

При этом зону распространения силы от удара судна вдоль степы можно принимать в любом сечении ее по высоте равной

$$l = \frac{4}{3} h_y \ge 2 b_y, \qquad (VI.10)$$

где h_y —высота стены от расчетного сечения до верхней площадки;

*b*_у — толщина стены в расчетном сечении.

Напряжения в стенах камер определяют, пользуясь обычными правилами строительной механики для однородного упругого тела. Ввиду относительно небольшой высоты стен камер точные методы теории упругости в таких практических расчетах не применяют.

Расчеты заключаются в основном в подборе арматуры, проверке прочности сечений стен как внецентренно сжатой конструкции и проверке раскрытия трещин в соответствии с указаниями СН 55—59.

При этом для всех сечений стен, расположенных ниже уровня грунтовых вод, расчеты следует выполнять в соответствии с новыми нормами без учета противодавления и при нормальных коэффициентах запаса и с учетом полного взвешивающего давления воды в расчетных сечениях при пониженных коэффициентах запаса для железобетона на 25%, по не ниже чем 1,3 (в швах бетонирования).

Крайние ординаты y эпюры давления воды в шве принимают равными $y = h_{\rm p}$, где $h_{\rm g}$ — заглубление расчетного сечения от уровня воды в камере и уровня грунтовых вод за степой. При трещиностойкости конструкции закон изменения давления воды в шве принимают прямолинейным исходя из условия напорной фильтрации воды в узкой щели. Если один из расчетных уровней воды лежит ниже рассматриваемого расчетного сечения, эпюра давления превращается в треугольник.

Но при допущенном лимитированном раскрытии трещин, как показывают опыты (в основном ВНИИГа), при многократных знакопеременных нагрузках, характерных для камер шлюзов, трещины постепенио развиваются; это вызывает нарастание противодавления. В этом случае рекомендуется вводить в расчет прямоугольную эпюру противодавления на все сечение.

После расчета стен камер с полной засыпкой в ремонтном случае определяют напряжения в бетоне и арматуре для всех других указанных выше расчетных случаев и при необходимости вносят в размеры стен и сечения арматуры соответствующие коррективы. При таких расчетах в эксплуатационном случае наполненной камеры принимают, как это указывалось выше, паннизшие уровни грунтовых вод, наивысшие расчетные

9* Зак. 30

значения углов внутреннего трения грунтов засыпки и учитывают удар судна.

При неполной засыпке стен камер отметку верха засыпки выбирают из условия, чтобы в нижнем сечении стены на уровне днища растягивающие напряжения у тыловой грани, отвечающие условию трещиностойкости его по (VI.9), в ремонтном случае при наивысшем расчетном уровне грунтовых вод и наннизшем расчетном значении угла внутреннего трения грунта засыпки были бы несколько больше (в 1,3—1,5 раза) растягивающих напряжений у лицевой грани в эксплуатационном случае при наполненной камере, навале судна на стену, наинизшем уровне грунтовых вод за ней и наивысшем расчетном значении угла внутреннего трения грунта засыпки. При этом ширина стенки понизу получается наименьшей.

При данной схеме, которая в последнее время получает все большее распространение, реактивное давление грунта обратных засымок имеет гораздо меньшее значение, чем при полной засыпке стен, и его можно учитывать только при окончательном подборе арматуры в рабочем проекте.

Следует иметь в виду, что меньшая толщина стен понизу не только уменьшает объем бетона по ним, но и облегчает работу и, следовательно, уменьшает толщину неразрезных и врсменно разрезных днищ. Лишь при разрезных днищах с тыловой консолью (см. рис. VI-18) толщина стен мало влияет на статическую работу днищ. По этим причинам контрфорсные и ячеистые стены — монолитные или сборно-монолитные (рис. VI-19) — целесообразнее применять при разрезных днищах, чем при неразрезных.

Для контрфорсных стен в отличие от стен прямоугольного сечения существенное значение имеют удары судов. На контрфорсы эта нагрузка считается приложенной при наполненной камере на уровне верха стен. Лицевые плиты следует рассчитывать на удар судна по всей высоте стен выше уровня нижнего бьефа.

Статический расчет элементов контрфорсных стен камер ведется для тех же расчетных случаев, что и сплошных стен. При этом он отличается от расчета обычных подпорных контрфорсных стен лиць тем, что для лицевых плит и лицевых граней контрфорсов должна проверяться трещиностойкость и JOJжен выполняться расчет на раскрытие трещин, расчетная ширина которых не должна превышать для лицевой грани в пределах зоны попеременного замораживания и оттаивания величины 0,05 мм, а для вышерасположенных зон лицевых и всех тыловых граней — от 0,2 до 0,1 мм, в зависимости от градиента напора 10-20 и более. Тыловая же часть контрфорсов рассматривается как безнапорная конструкция, в соответствии с чем для нее и назначается расчетное раскрытие трещин.

При наличии в стене камеры водопроводных галерей указан-


Рис. VI-19, Схемы сборно-монолитных стен камер а – контрфорсная стена с разрезным ребристым диищем; б – яченстая стена с разрезным сплошным диищем; I – монолитный железобетон; 2 – сборный железобетон; 2 – песчаная засылка

ный выше порядок расчета сохраняется лишь для верхней части стены. Нижнюю часть стены, в которую вписана галерея, рассчитывают как раму со стойками, заделанными в фундаментную плиту, толщина которой превышает толщину передней и задней стоек рамы. В зависимости от очертания тыловой грани стены ригель рамы принимают гибким (рис. VI-20, *a*) или жестким (рис. VI-20, *б*).

Раму считают нагруженной всеми силами, передаваемыми на нее верхней частью стены, а также давлением грунта и воды, воспринимаемыми в тех или иных расчетных случаях непосредственно стойками.



Рис. VI-20 Расчетные схемы нижней части стены камеры с водопроводной галереей в ней а — ригель рамы гибкий; б — ригель рамы жесткий

В результате расчета нижней рамной части стены должно быть обеспечено получение в стойках рамы нормированных коэффициентов запасов прочности, а также подобрано армирование их и сделана проверка на раскрытие трещии.

При таких расчетах следует учитывать значительное влияние жесткости и, следовательно, толщины той или иной стойки на воспринимаемую ею часть общих усилий. При перегрузке какой-либо из стоек это позволяет при проектировании относительно легко добиваться более равномерных напряжений в стенах путем изменения их толщин.

43. РАСЧЕТ НЕРАЗРЕЗНЫХ ДНИЩ КАМЕР

Расчет сплошных неразрезных днищ камер шлюзов любого типа (массивных, ребристых, сборно-монолитных) заключается в основном в установлении реакции основания, получающейся при совместной работе его с днищем под воздействнем известных внешних нагрузок. Дальнейшее построение эпюр изгибающих моментов и перерезывающих сил, а также поверка прочности днища и подбор арматуры являются обычными задачами.

Неразрезные днища камер рассчитывают как балки на упругом основании в плоской задаче (см. главу III).

При этом толщина днища, влияющая на эпюру реакции основания, должна назначаться до расчета. Эту толщину можно предварительно принимать равной 1/3-1/6 свободной высоты стен камер (над днищем) и не менее 1/10 ширины камеры.

При расчете днищ шлюзов (канала имени Москвы и др.) между прогибом у днища и реактивным сопротивлением р основания раньше принималась прямая пропорциональность

$$p(x) = k_{\pi} y(x),$$
 (VI.11)

где k_n — коэффициент, характеризующий общую сопротивляемость среды и получивший название коэффициента постели (его размерность в кГ/см³).

Трудность решения при этом дифференциального уравнения изгиба для случая так называемых коротких балок, к которым обычно относятся днища шлюзов, заключалась в том, что каждому из грузовых участков днища соответствует свое дифференциальное уравнение и свой интеграл его с четырьмя постоянными интегрирования. Все эти постоянные, число которых равно учетверенному числу участков днища, должны быть найдены из решения системы алгебраических уравнений, выражающих граничные условия задачи.

Для упрощения этого решения был предложен ряд способов замены общего интегрирования уравнений частными решениями (П. Л. Пастернака, А. Н. Крылова, Н. П. Пузыревского, Г. Д. Дутова и др.).

Однако пользование ими все же представляло значительные трудности, так как при расчетах приходилось составлять и решать системы уравнений, заключающие в себе несколько неизвестных.

В связи с этим при практических расчетах днищ шлюзов по гипотезе прямой пропорциональности часто пользуются готовыми формулами и таблицами, составленными Э. Ф. Корневицем и Г. В. Эндером [9]. В этой работе ее авторы рассмотрели много различных схем нагрузок — от самых простых с единичными силами и моментами до весьма сложных — на балки с постоянной и ступенчатой жесткостью по длине. Для каждой из этих схем, значительное число которых может быть использовано при расчете днищ шлюзов, даются формулы для определения в любом сечении x реакции основания p_x , тангенса угла наклона нейтральной оси балки к горизонтали, изгибающего ее момента M_x и перерезывающей силы Q_y .

Для пользования этими формулами все нагрузки, передающиеся на днище как через стены камеры, так и непосредственно, приводят к симметричным или обратно симметричным вертикальным силам и моментам, равномерно распределенной нагрузке отдельных участков днища и сжимающим его осевым силам. При этом равномерно распределенная по всей длине днища нагрузка в соответствии со структурой зависимости (VI.11) в расчет не вводится.

Наиболее распространенная схема таких приведенных на-

грузок на неразрезное днище камеры изображена на рис. VI-21.

При расчетах по этим и аналогичным формулам большое значение имеет выбор величины коэффициента постели, особенно учитывая, что получаемое из опытов численное значение его оказывается зависящим как от площади штампов, так и величины нагрузки.



Рис. VI-21. Схема приведенных нагрузок на симметричное перазрезное днище шлюза

Для камер шлюзов, ширина которых по днищу изменяется в относительно небольших пределах, проектная практика пришла к следующим значениям коэффициентов постели:

для	галечно-гравелистых	оснований						. 3—4 кі	Г∕см³ {	*****
2	песчаных	»	•		-			.1,5-2	»	
>	глинистых	»	•		•	•	•	.0,5-1	»	

Известен шлюз, для которого при мягких глинах основания коэффициент постели был принят равным 0,2 $\kappa\Gamma/cm^3$. В то же время на этом шлюзе были допущены давления на грунт основания до 4—5 $\kappa\Gamma/cm^2$.

Основным недостатком метода расчета днищ по гипотезе прямой пропорциональности кроме физической условности коэффициента постели является то, что зависимость (VI. 11) не отражает распределения нагрузки, происходящего внутри любого упругого тела, и созсем не учитывает влияния на эпюру реакции основания боковых пригрузок.

В связи с этим в настоящее время при расчете днищ камер на упругом основании грунт, на котором они лежат, рассматривают как упругую среду, физические свойства которой характеризуются двумя константами — модулем деформации (сжимаемости) E_0 и коэффициентом бокового сжатия μ_0 . При этом принимают, что днище лежит на упругом слое грунта основания, работающего в условиях плоской деформации (см. главу III).

Данные ряда сравнительных расчетов, выполненных обоими методами, показали, что при наличии в основании камер мошной толщи сжимаемых и особенно связных грунтов допущения, положенные в основу гипотезы прямой пропорциональности, существенно искажают результаты расчетов. При залегании же под сжимаемыми грунтами на небольшой глубине скальных или других относительно несжимаемых грунтов результаты расчета по обоим методам практически не отличаются. На основе этих данных следует считать, что расчет днищ по гипотезе прямой пропорциональности целесообразно вести лишь при мощности слоя сжимаемых связных (глинистых) грунтов под днищем не более 0,5(2*l*).

По вопросу о приемлемости данного метода расчета при основании, сложенном из несвязных (песчаных) грунтов, мнения расходятся. Одни ученые и инженеры считают возможным пользоваться методом коэффициента постели при сыпучих (песчаных) грунтах, слагающих основание сооружения на любую глубину; другие предлагают вводить ряд ограничений — по мощности сжимаемого слоя и по стадии проектирования.

Нам представляется, что методом коэффициента постели можно пользоваться при песчаных основаниях любой глубины только на начальных стадиях проектирования, а при окончательных расчетах — при мощности слоя сжимаемых песчаных грунтов под днищем не более (0,6 — 0,7) 2*l*. В остальных случаях расчет неразрезных днищ лучше вести, рассматривая основание их как упругую среду.

Такой расчет днищ, которые относятся к коротким балкам постоянной или переменной жесткости, в обычных случаях производят, пользуясь готовыми теоретическими решениями, полученными для разных схем балок и нагрузок, а также составленными на их основе расчетными формулами и таблицами (см. главу III).

На величины расчетных изгибающих моментов и перерезывающих сил в днищах камер шлюзов большое влияние оказывают боковые пригрузки основания обратными засыпками. Поэтому для днищ шлюзов практическое распространение получили лишь те способы расчета (Б. Н. Жемочкина, В. А. Флорина, Б. М. Ломизе), при которых в число действующих сил вводят эти пригрузки.

Как указывалось выше (см. главу III), сущность метода Б. Н. Жемочкина заключается в том, что контакт между днищем и основанием по всей их площади заменяется контактами в отдельных точках [7].

Расчет днищ шлюзов данным методом при пользовании приведенными в работе [7] формулами, таблицами и примерами несложен. Кроме того, при нем сравнительно просто можно учитывать такие факторы, как переменная жесткость днища, и, главное, боковая пригрузка основания весом обратных засыпок. В связи с этим метод Б. Н. Жемочкина получил для расчета днищ шлюзов широкое применение.

Решение задачи о работе балки конечной длины при любой жесткости дано В. А. Флориным, который представил закон распределения реактивных давлений в виде степенного много-

члена, а для определения неизвестных коэффициентов в уравнении реактивных давлений использовал уравнение равновесия и систему уравнений, получаемых из условия равенства в ряле точек прогибов балки осадкам поверхности грунта.

Пользуясь этими решениями, Э. Ф. Корневиц и Г. В. Эндер [10] разработали методику расчета сплошных днищ сухих доков и шлюзов как балки, сосгоящей из среднего (пролетного) участка конечной жесткости и краевых участков под стенами бесконечной жесткости и лежащей на упругой полуплоскости. При этом расчетные формулы составлены для 13 элементарных схем симметричных и обратно симметричных нагрузок, позволяющих перейти еще к 12 элементарным схемам несимметричных нагрузок.

Комбинации этих нагрузок, включающие равномерные и треугольные боковые пригрузки основания за пределами дница, позволяют получить эпюры реакции грунта, изгибающих моментов и перерезывающих сил для всех расчетных состояний работы днищ однониточных шлюзов.

Однако при таком расчете требуется все же большая вычислительная работа. Кроме того, наблюдения последнего времени показали (см. главу III), что ограничение основания при расчетах упругим слоем конечной глубины дает лучше отвечающие натуре результаты, чем учет упругого полупространства бесконечной глубины. Расчет коротких неразрезных днищ камер по методу упругого полупространства относительно просто и удобно вести по таблицам [11]. Для наиболее часто встречающихся в проектной практике расчетных случаев эти таблицы приведены в приложении I.

Следует отметить, что все упомянутые выше методы расчета днищ как коротких балок, лежащих на однородной упругой полуплоскости, кроме сделанных в них частных допущений, не учитывают еще влияния на распределение реактивных давлений пластических деформаций, которые должны происходить по концам днища при получающихся теоретически бесконечно больших краевых напряжениях (см. главу III).

Но при длине днищ шлюзов (поперек камер) 25—40 м и более зоны краевых пластических деформаций относительно малы; к тому же они сильно сглаживаются при всегда имеющемся значительном заглублении днищ шлюзов в основание и поэтому обычно при расчетах не учитываются.

Для определения изгибающих моментов и поперечных сил все действующие на сооружение силы в большинстве случаев приводят к следующим расчетным нагрузкам (рис. VI-22):

1) равномерно распределенная нагрузка q от веса плиты днища, воды на ней и противодавления;

2) сосредоточенные силы Р от веса стен камеры;

3) сумма моментов *M*, учитывающих влияние переноса сосредоточенных сил *P* на лицевую грань стен камеры, и моментов от горизонтальных сил, действующих на тыловые и лицевые грани стен (устоев);

4) симметричные пригрузки $q_{\rm np}$ от обратных засыпок.

Суммарные эпюры моментов и поперечных сил находят алгебраическим сложением эпюр, полученных от этих нагрузок.

При определении указанных единичных сил следует учитывать, что последний фактор, который зависит от очередности и сроков засыпки грунтом пазух сооружения, на совремешной стадии разработки этого вопроса учесть с достаточной точностью практически не представляется возможным; в то же врэмя не может быть такого порядка производства работ, при котором пригрузка не оказывала бы влияния на работу днища или же влияла бы на него своим полным весом.

В связи с этим при учете пригрузки целесообразно рассматривать два предельных варианта расчетной интенсивности пригрузок **q**_{пр}:

а) наименьшей
$$q'_{\rm np} \approx \frac{1}{4} \gamma_{\rm np} H_3;$$

I

б) наибольшей $q_{\rm np}^{"} \approx \frac{3}{4} \gamma_{\rm np} H_{3},$

где _{7пр}— преведенный объемный вес грунта засыпки (с учетом взвешивания);

H₃—высота слоя засыпки.

Формы пригрузки (характеризующие ее величины) обычно принимают:

а) в наиболее распространенных случаях, когда ширина засыпки поверху не велика — по схеме: $\alpha \leq 0,5l$ и $\beta < l$, при $\alpha + \beta \leq l$ (рис. VI-23, α);

б) при распластанном профиле припрузки, когда к сооружению примыкает земляная плотина или дамба — по схеме: a=l (рис. VI-23, б). При этом схема б применима лишь для относительно неглубокого котлована, когда $H_2 \gg \frac{H}{2}$. При глубоком котловане $\left(H_2 \leqslant \frac{H!}{2}\right)$ учет пригрузок ведут по схеме *a*, в которой заложение расчетного эткоса принимают такой величины, чтобы $\alpha + \beta = l$.

В обеих схемах условно считается, что протяженность пригрузки, оказывающей влияние на работу сооружения, ограничивается длиной полупролета днища. Получаемое при этом уменьшение величины расчетной пригрузки согласуется с экспериментальными исследованиями, показывающими, что затухание осадок происходит быстрее, чем это следует по теории упругости.

Получив в результате указанных выше расчетов при данных виешних нагрузках на днище эпюру распределения реактивного



Рис. VI-22. Схемы для определения изгибающих моментов и поперечных сил, действующих на конструкцию камеры





Рис. VI-23. Схемы обратных засыпок стен камер и расчетных пригрузок основания от них *а* — при узких пришлюзовых площадках; *б* — при широких засыпках

напряжения грунта под ним, строят для всех расчетных случаев эпюры изгибающих моментов и перерезывающих сил. Имея такие эпюры, очерчивают их обертывающие — отдельно для эксплуатационных и отдельно для строительных и ремонтных случаев, поскольку для последних допускаются пониженные коэффициенты запаса прочности [15].

По этим эпюрам с учетом продольной сжимающей силы от активного давления грунта аналогично тому, как это делают

для стен камер, подбирают рабочую арматуру и проверяют по ряду сечений прочность и трещиностойкость конструкции.

При этом нормальную силу N, сжимающую днище, принимают равной

$$N = \Sigma E - t \frac{h_{\rm B} - h_{\rm H}}{2}, \qquad (\rm VI.12)$$

где ΣЕ — сумма горизонтальных сил, приложенных к стене камеры и торцу днища;

*h*_в и *h*_н— высота слоя воды соответственно над верхней и нижней поверхностью днища;

t — толщина днища.

В данном случае, в отличие от стен камер, если днище не имеет вертикальных швов бетонирования, коэффициенты запаса прочности при учете противодавления в расчетных швах, а также температурных воздействий могут снижаться на 30%, но не ниже чем до 1,3.

К рассчитанным таким образом днищам камер шлюзов предъявляют следующие требования:

а) наименьшее реактивное напряжение грунта σ не должно быть отрицательным, причем с учетом неточности расчета часто ставят требование $\sigma \ge 0.1 - 0.2 \ \kappa\Gamma/cm^2$;





a — схема нагрузок для расчета по методу коэффициента постели; 6 — то же, по методу теорин упругости; a — эпюры моментов; 1 — эпюра моментов, полученная по методу коэффициента постели; 2 — то же, по методу теории упругости при $q_{\rm np}$ = 0.5 H; 3 — то же, по фактическому армированию

б) расчетная ширина раскрытия трещин в бетоне не должна превышать 0,1—0,2 *мм* (как для напорных конструкций при прадиенте 10—20 и более).

Исключением в отношении условий раскрытия трещин являются днища верхних камер многокамерных шлюзов, из когорых зимой по эксплуатационным условиям выпускается вода. Для этих днищ следует конструктивными мероприятиями обеспечить сохранение зимой в камерах слоя воды, превышающего толщину льда, или, если это нецелесообразно по техническим или экономическим причинам, уменьшить наибольшую ширину расчетного раскрытия трещин до 0,05 *мм* как для конструкций, подверженных попеременному замораживанию и оттаиванию.

Если указанные выше требования не удовлетворены, приходится изменять толщину и армирование днища, что влечет за собой пересчет и реакции основания.

Однако все результаты расчетов днищ на упругом основании, зависящие от некоторых средних констант грунта, как это видно из рис. VI-24, всегда несколько условны. Кроме того, как показывает опыт, на эпюру реакции грунта под днищем сильно влияют различные неучитываемые факторы, например наличие в основании отдельных линз или прослоек более слабого или плотного грунта.

В связи с этим при слабых неоднородных основаниях толщину днищ шлюзов часто сначала рассчитывают указанным выше способом по растягивающим напряжениям в бетоне как балку на упругом основании, а затем арматуру в них проверяют на напряжения, отвечающие пределу текучести ее, при других, более тяжелых для работы днища условных эпюрах реакции основания. В качестве таких эпюр чаще всего причимают прямоугольные, допуская, что при симметричных нагрузках реакция основания равна по всей длине балки среднему ез значению:

$$\sigma_{\rm p} = \frac{\Sigma P + \Sigma ql}{2 l}$$

(рис. VI-25). Такая достаточно распространенная схема поверочного расчета гарантирует днище от разрушения в случае нарушения нормальных расчетных условий работы той или иной секции днища илюза, хотя раскрытие трещин и превзойдет при этом допускаемое.

44. РАСЧЕТ РАЗРЕЗНЫХ ДНИЩ КАМЕР

При сплошных разрезных днищах и симметричных стенах камер (см. рис. VI-18) расчет обычно начичают с установления (при предварительно принятой толщине днища) по обычным формулам внецентренного сжатия для всех расчетных случаев напряжений основания в краевых точках фундаментной плиты при отсутствии у нее тыловой консоли. Полученные результаты считаются удовлетворительными при отсутствии отрицательных напряжений (с учетом взвешивающего давления воды) и достаточной равномерности положительных напряжений.



Рис. VI-25. Схема работы днища при прямоугольной эпюре реакции основания а — схема нагрузок; б — единичные нагрузки; в — реакция осносания

Неравномерность напряжений основания, оцениваемая отношением наибольших их значений к наименьшим, допускается в эксплуатационных условиях в большинстве случаев при песчаных грунтах до 5:1 и при связных грунтах 3:1. Для строительных и ремонтных условий эту перавномерность ограничивают редко — только при очень слабых грунтах основания.



Рис. VI-26. Схема приближенного определения давления грунта на стену а — схема приложения сил; б — эпюра давления грунта

В случае, если принятые условня не удовлетворены, для их обеспечения устраивают тыловые консоли.

При принятой полной ширине фундаментной плиты уточняют тем же способом внешние силы и давления на грунт.

Для определения полного давления грунта на стену вместе с консолью пользуются приближенным приемом, заключающимся в разделении засыпки условной вертикальной плоскостью на две части, как это показано на рис. VI-26. При этом грунт и воду, находящиеся между этой плоскостью и стеной, учитывают только как весовую нагрузку. Давление же воды и грунта принимают горизонтальным и передающимся на эту плоскость. Вид эпюры давления, получающейся при таком слособе расчета, а также получаемые в результате такого расчета эшоры изгибающих моментов и поперечных сил изображены на рис. VI-18.

Расчет устойчивости на сдвиг секций камер с разрезным днищем не производят, так как каждая полусекция имеет упор в противоположную ей полусекцию. Устойчивость на опрокидывание разрезных секций камеры проверяют относительно возможно наинизшей точки приложения силы упора, положение которой рекомендуется принимать на ¹/₃ высоты шва, считая от подошвы днища.

При этом коэффициент устойчивости k_{onp} определяют по формуле:

$$k_{\rm onp} = \frac{\Sigma M_{\rm yg}}{\Sigma M_{\rm oup}}, \qquad (\rm VI.13)$$

где

Σ*М*_{уд} — сумма моментов сил, действующих сверху вниз;

 $\Sigma M_{\rm onp} = \Sigma M_{\rm r} + M_{\rm np} -$ сумма моментов горизонтальных сил и противодавления.

Для ремонтного случая секции камеры необходимо проверять на всплывание при максимально возможном уровне грунтовых вод. Коэффициент устойчивости на всплывание $k_{\rm Bcn}$ определяется по формуле

$$k_{\rm BC\Pi} = \frac{\Sigma P + 2E_3 \, \text{tg} \, \frac{\varphi_{\rm MIH}}{2}}{V} , \qquad (\text{VI.14})$$

- где ΣP сумма вертикальных сил, действующих сверху вниз (при осушенной камере);
 - V противодавление при наивысшем расчетном уровне воды за стенами;
 - Е_з давление грунта засыпки (ниже уровня воды взвешенного) при наивысшем расчетном угле внутреннего трения $\varphi_{\text{макс.}}$

Коэффициент устойчивости на воплывание должен быть не менее 1,05-1.1.

Днище рассчитывают как консоль на действие реактивного давления грунта, собственного веса и сжимающей силы (если она превосходит сопротивление трения сдвигу); при этом принимают, что консоль имеет заделку в плоскости лицевой грани стены. Таким образом рассчитывали первые построенные камеры с разрезными днищами. Так же рассчитывают их в настоящее время на предварительных стадиях проектирования.

Однако далные натурных исследований работы разрезных днищ камер построенных шлюзов показывают, что при таком способе расчета длина тыловой консоли днища получается излишне велика, а поскольку не учитывают влияние веса обратной засыпки за консолью на основание, это приводит к наклону стен в сторону засыпки. При этом напряжения под днищем существенно отличаются от получаемых расчетом по формулам внецентренного сжатия.

Для иллюстрации изложенного на рис. VI-27 приведены совмещенные эпюры неравномерности расчетных давлений на

грунт и фактических осадок секций камер с разрезным днищем двух построенных шлюзов.

При окончательном проектировании необходимость устройства тыловой консоли и длину ее следует выяснять, определяя реакцию основания под разрезным днищем в целом как под балкой на упругом основании с учетом влияния на ее работу пригрузки основания весом обратной засыпки пазух и второй полусекции, вес которой в первом приближении можно рас-



Рес. VI-27. Эпюры расчетных давлений на грунт и фактических осадок секций камер шлюза

a — расчетная эпюра неравномерности давления на грунт; δ — эпюра неравномерности фактических осадок секции камеры шлюза, расположенного на песчаных грунтах; b — то же, шлюза, расположенного на слабых глинистых грунтах

сматривать тоже как пригрузку оспования. Для этого удобнее всего пользоваться таблицами єдиничных реактивных напряжений.

В большинстве случаев разрезное днище можно рассчитывать как жесткую балку, лежащую на упругом основании. Лишь в редких случаях, преимущественно при небольшой высоте стен камеры, большой ширине камеры, а также малосжимаемых грунтах основания, разрезные днища приходится рассчитывать как балку на упругом основании, имеющую бесконечную жесткость на участке стены и консчную жесткость на участке консоли.

Конструкцию продольного шва между двумя частями разрезного днища рассчитывают на восприятие им полного горизонтального давления, препебрегая трением в основании днища. Затем определяют ожидаемые осадки полусекции камеры при пормальном эксплуатационном случае опорожненной до уровня нижнего бьефа камеры и возможный перекос се при наполненной камере.

При значительной высоте стен камеры, и во всяком случае когда она превышает 15 *м*, следует еще проверить, не появляется ли при температурных воздействиях и неравномерной осадке полусекций камеры значительного реактивного давления грунта на стены, являющегося дополнительной нагрузкой на них. Способы определения прогибов стен под температурными воздействиями изложены выше, в п. 42, а способы определения реактивного давления от так называемого навала стен на обратную засыпку при неравномерной осацке их в сторону последней — в главе I.

Объединение в данном случае обоих этих способов расчета путем сложения горизонтальных деформаций стен, вызванных отдельно температурными воздействиями и неравномерной осадкой полусскций камеры, особых трудностей не представляет.

Расчет консолей на прочность и определение количества арматуры в них производят обычными для днищ способами. Расчетным обычно является ремонтный случай.

При налични в основании разрезных секций камер слабых прослоек или линз иногда прибегают к трансформированию реакими основания.

Практически для днищ камер применяли коэффициенты трансформации до 1,25. При этом на трансформированиую эпюру реакции основания в этих случаях проверяют арматуру днища, размеры которого были ранее установлены при нормальной расчетной реакции основания.

45. РАСЧЕТ ВРЕМЕННО РАЗРЕЗНЫХ ДНИЩ КАМЕР

Временную разрезку днищ с замоноличиванием штраб после затухания основных осадок более тяжелых стеновых частей применяют для уменьшения толщины днищ и количества арматуры в них (см. рис. VI-16).

Расчет временно разрезного днища отличается от расчета неразрезного лишь тем, что приложенные к нему до его замоноличивания внешние силы — вес бетона днища и возведенных ярусов стен камеры, вес и давление обратной засыпки пазух — уменьшаются за счет того, что часть их передается непосредственно на основание и на работу днища не влияют.

Так как величина этой части нагрузок зависит от сгепени затухания осадок ко времени замоноличивания днища, для установления ее строят расчетные кривые осадок отдельных частей камеры по времени, по которым можно установить, какая доля осадок произойдет ко времени обращения днища в неразрезное. При этом в расчет неразрезного днища (замоноличенного) вводят долю указанных выше внешних сил, равную

$$\frac{1}{n} = \frac{y_{\rm KOH} - y_3}{y_{\rm KOH}},$$
 (VI.15)

где $y_{\text{кон}}$ и y_3 — соютветственно осадки стен камер полные (конечные) и ковремени замоноличивания днища.

Время затухания осадок сильно зависит от того, залегают ли в основании связные (глинистые) или несвязные (песчаные) грунты, а также от наличия в них различных прослоек и линз.

В связи с тем что расчеты затухания осадок во времени для обычно неоднородных оснований всегда несколько условны. так же как и длительность периода между началом бетоширования стен и замыканием днищ, в проектной практике в расчет временно разрезных днищ по схемам неразрезных вводят в зависимости от характера основания некоторую $\frac{1}{n}$ часть внешних сил, приложенных к днищу до его замоноличивания. Значение этой части принимают обычно равной:

при	чисто	песч	ан	ом с	снов	занл	ИИ						•						0,1-0,15
»	песча	аном	(оно	вани	и,	п	одо	ост	ла	НH	ON	ſ	C	3Я	3H)	ЫΜ	N	
грун	тами	или	c n	ipoc.	юйк	ами	И	X											0, 2-0, 25
при	глини	стом	oc	нова	нии	•													0,30,35

При временно разрезном днище с предварительным обжатием бетона и растяжением затяжки (см. рис. VI-16) схемы расчета его определяются в основном последовательностью производства работ, изображенной графически на рис. VI-28.

В строительный период две половины днища, разрезанные временным осадочным швом, сжимаются, а затяжка растягивается за счет поворота в сторону обратной засыпки обеих частей фундамента под влиянием внешних сил, вызывающих неравномерные и большие к краям осадки их.

Наиболее просто расчет таких днищ в спроительном случає производится при прямой пропорциональности в краевых сече-

ниях между давлениями днища на грунт и осадками, отвечающими случаю наличия в основании на небольшой глубине (см. п. 43) относительно мало сжимаемых или скальных грунтов.



Рис. VI-28. Последовательные стадии возведения сооружения и схематические эпюры распределения напряжений в основании а — возведено только динще; б — установлена и замоноличена затяжка; в — возведены и частично засыпаны стены; е — сооружение закончено

В этом случае при абсолюгной жесткости полуднищ, учитывая удлинение затяжки при ее растяжении, исходя из условия равенства моментов внешних и внутренних сил (рис. VI-29), получаем, что разность давлений под краями фундамента $\Delta \sigma_r$ и напряжение в затяжке σ_3 определяются по формулам

$$\Delta \sigma_{\rm r} = \frac{2M_0}{\frac{2E_3 F_3 z^2}{k_{\rm p} l_3 l} + \frac{l^2}{6}}; \qquad (VI.16)$$

$$\sigma_{3} = \frac{M_{0}}{F_{3}z + \frac{k_{1}l_{3}l^{3}}{12E_{3}z}}, \qquad (VI.16a)$$

где M_0 — момент внешних сил относительно центра основания полуднища;

E₃, F₃— соответственно модуль упругости материала затяжки и площадь ее сечения;

- [*l*, *l*₃-соответственно полудлина днища (по основанию) и затяжки;
 - 2— расстояние между равнодействующими сил растяжения затяжки и сил сжатия днища, принимаемое обычно равным расстоянию от оси затяжки до подошвы днища;
 - *k*_п коэффициент постели.

Эти величины можно регулировать в некоторых пределах, изменяя площадь арматуры в затяжке. Однако во избежание перерасхода металла арматура должна достаточно хорошо отвечать эксплуатационным условиям, при которых замоноличенное днище рассчитывается как неразрезная балка на упругом основании на дополнительно приложенные



Рис. VI-29. Расчетная схема фундаментной плиты, расчлененной на две части с затяжкой поверху

к ней нагрузки, а также упомянутую выше долю основных нагрузок, отвечающих незакончившейся части осадок.

По производственным условиям днище обычно приходится замоноличивать при относительно небольшой высоте засыпки.

Поэтому, несмотря на значительное влияние полной обратной засыпки на реакцию основания под камерами в эксплуатационных условиях, в строительном случае для временно разрезных днищ данного типа часто ограничиваются гипотезой «прямой пропорциональности» также и при залегании под ней малосжимаемых грунтов па значительной глубине.

При необходимости же проведения расчета в этом случае по теории упругой полуплоскости можно пользоваться следующим способом расчета [2].

Сначала все внешние силы, действующие на днище до его замыкания, приводят к двум симметричным вертикальным силам N, приложенным на расстоянии $\frac{2l}{\pi}$ от оси симметрии (при котором происходит только вертикальная осадка системы, без напряжения в затяжке), и двум противоположно направленным моментам M_0 относительно точек приложения этих сил.

Боковые пригрузки (засыпки нижней части котлована) приводят к двум сосредоточенным силам $N_{\rm np}$, приложенным на расстоянии $l_{\rm np}$ от оси симметрии.

После этого напряжение в затяжке от указанных нагрузок может быть определено по следующим формулам:

а) от изгибающих моментов Мо

$$\sigma_{3.M} = \frac{2\pi (1 - \mu_0^2)}{2\pi (1 - \mu_0^2) F_3 z + \frac{E_0 l_3 l^2}{E_3 z}} M_0; \qquad (VI.17)$$

б) от боковых пригрузок $N_{\rm np}$

$$\sigma_{3.\,\mathrm{np}} = \frac{\frac{4}{l^2} \left(1 - \nu_0^2\right) \left(l - l_{\mathrm{np}} \arctan \frac{l}{\sqrt{l_{\mathrm{np}}^2 - l^2}}\right)}{\frac{E_0 l_3}{E_3 z} + \frac{2 \pi}{l^2} \left(1 - \nu_0^2\right) F_3 z} N_{\mathrm{np}}, \, (\mathrm{VI.17a})$$

где E_0 — модуль упругости грунта основания. Другие обозначения прежние.

Следует отметить, что при данной схеме конструкции затяжки чувствительны к изменению температуры в период между замоноличиванием их концов и замыканием днища; это подтверждается данными натурных исследований.

Дополнительное напряжение в затяжке при изменении ее температуры на t градусов может быть определено по одной из следующих формул:

а) при расчете по способу коэффициента постели

$$\sigma'_{3.t} = \frac{E_3 \alpha t}{1 + \frac{12E_3 F_3 z^2}{k_n l_3 l^3}};$$
 (VI.18)

б) при расчете по теории упругости

$$\sigma_{3.t}^{''} = \frac{E_3 \circ t}{1 + 2E_3 F_3 z_2 - \frac{\pi (1 - \mu_0^2)}{E_0 l_3 l^2}},$$
(VI.18a)

где «- коэффициент линейного расширения материала затяжки при изменении температуры.

46. ТИПЫ ШЛЮЗНЫХ ГОЛОВ

Конструкции и основные размеры голов шлюзов определяются главным образом компоновкой расположенных в них ворот, водопроводных устройств и механического оборудования. При этом в отличие от камер на головах шлюзов по условиям надежной работы ворот при возможной несколько неравномерной осадке сооружений на сжимаемых грунтах днища всегда устраивают (в эксплуатационных условиях) неразрезными.

При значительной толщине устоев, вызванной размещением в их пределах механического оборудования, а часто и водопроводных галерей, высота и очертания обратных засыпок существенного влияния на конструкции голов обычно не оказывают.

В отличие от камер шлюзов поперечные сечения голов меня-

ются по их длине; как днище, так и устои имеют вдоль оси шлюза переменную толщину. Кроме того, в головах помимо на-

α

грузок, действующих в плоскости, нормальной к оси шлюза, имеются внешние усилия, действующие в плоскостях, параллельных оси шлюза, что приводит к перераспределению пагрузок между отдельными частями головы.

Несмотря на большое число запроектированных и осуществленных компоновок водопроводных устройств и механического ინიрудования на головах шлюзов, последние B отношении их статической работы MOTVT быть обычно отнесены к одной из следующих основных схем.

Схема І. Нижние и промежуточные головы шлюзов, характеризующиеся отсутствием стенок падения и относительно небольшими изменениями толщины днища по его длине (рис. VI-30, a).

Схема II. Верхние головы шлюзов типа примененного на канале имени Москвы, ха-

Рис. VI-30. Основные схемы голов шлюзов

a = нижних и промежуточных; $\tilde{b} =$ верхних с двумя поперечными массивами; $\sigma =$ верхних с одним верховым поперечным массивом; c = верхних и средних С подкорольным массивом; $\tilde{\sigma} =$ нижних с верхней распоркойзатяжкой в упорной части





рактеризующиеся наличием двух жестких массивов (верхового и низового), связанных относительно гибкой плитой (рис. VI-30,6).

Схема III. Верхние головы шлюзов типа примененных на Волго-Донском судоходном канале имени В. И. Ленина и Волго-Балтийском водном пути, характеризующиеся наличием короткого жесткого верхового массива и значительно более гибкой плиты днища на всей остальной его длине (рис. VI-30,*в*).

Схема IV. Верхние и средние головы шлюзов типа примененных на ряде волжских гидроузлов, характеризующиеся на личием на большей части длины головы жесткого подкорольного массива и такого короткого участка тонкого днища за ним, что оно может рассматриваться как консольная плита, заделанная в подкорольный массив и устои (рис. VI-30, *г*).

Схема V. Нижние головы шлюзов с верхней распоркой-затяжкой, расположенной в упорной части их за пределами (по высоте) надводного габарита при наивысшем расчетном навигационном уровне нижнего бьефа (рис. VI-30, д). Эта схема стала применяться в последнее время на шлюзах большого напора для облегчения работы устоев и особенно днища головы; при этом распорка-затяжка обычно используется в качестве пролетного строения моста через шлюз.

Для уменьшения толщины днищ голов, не имеющих стенок падения, в них иногда делают временные продольные разделительные швы — простые (осевые одиночные или парные около устоев) [6] или с предварительным обжатием бетона и растяжением верхней арматуры (см. рис. VI-28) по описанной выше схеме временно разрезных днищ камер (см. рис. VI-16). Такую же временную разрезку в последнее время делают также в днищах верхних и средних голов со стенками падения значительной высоты для уменьшения количества верхней арматуры.

В отношении общей устойчивости на сдвиг головы шлюзов подразделяют на головы, имеющие самостоятельную устойчивость, и головы с упором в камеры (или палы) и с анкерным зацеплением. При недостаточном весе нижних голов их самостоятельная устойчивость достигается уменьшением давления грунта и воды на верховые торцы путем устройства у стен камер в сопряжении с головами вертикальных консолей и дренажа (рис. VI-31).

Для верхних и средних голов при камерах со сплошными днищами допускается упор голов в эти днища (см. рис. VI-30). Для нижних голов это допускается только при массивной (доковой или разрезной) конструкции примыкающего к голове участка пал. В таких случаях коэффициент запаса этих голов на самостоятельный сдвиг в эксплуатационных условиях обычно назначали ранее лишь немногим больше единицы ($k_{\text{сдв}} \approx 1,05$) с тем, чтобы головы при изменении уровня воды в камере могли получать перекосы и работать независимо от камер и лишь в ремонтном случае упирались в них. Ширину осадочного шва между головой и камерой назначали достаточной для обеспечения начальных деформаций сдвига без упора, а конструкцию его заполнения проверяли на напряжения, возникающие при продольной силе, отвечающей нормированному значению коэффициента запаса. Величину этого коэффициента проверяли для случая совместной работы на сдвиг головы и примыкающей к ней секции камеры.



Рис. VI-31. Схемы увеличения устойчивости нижней головы уменьшением давления грунта и воды на верховые торцы а – с разгружающим колодцем; б – с дренажной галереей; 1 – голова; 2 – камера; 3 – разгружающий колодец; 4 – труба для отвода воды из разгружающего колодца в кювет; 5 – шовки; 6 – дренажная галерея; 7 – труба для отвода воды из дренажной галереи; 8 – вергикальная консоль; 9 – шов между камерой и головой

При недостаточной устойчивости нижних голов применяют анкерное зацепление их за днища примыкающих секций камер (рис. VI-32). Но в этом случае, как и при упоре, обычно проверяли головы на самостоятельный сдвиг с коэффициентом запаса 1,05.

В последнее время стали, однако, отказываться от требова-Жия самостоятельной устойчивости голов, и расчет их на сдвиг выполняют (при нормированном коэффициенте запаса) совместпо с прилегающими к ним секциями камер или пал. В этом случае конструкцию заполнения шва следует рассчитывать на полную сдвигающую продольную силу, а ширину шва назначать из условия отсутствия навала голов при их перекосе на стены камер и палы. Давление на основание под головами при сплошных днищах камер имеет практическое значение лишь для нижних голов, для которых должны быть обеспечены прочность грунтов основания в нижнем бьефе и их фильтрационная устойчивость (см. рис. VI-30, *a*).



Рис. VI-32. Алкерное соединение нижней головы с примыкающей к ней секцией камеры

1-штраба для соединения анкеров после затухания осадок головы и камеры; 2-поворотная обойма на анкерах над осадочным швом; 3 - соединения анкеров с продольной арматурой днища; 4 - дренажная галерея; 5 - лицевая вертикальная шпонка; 6 - горизонтальная наружная шпонка; 7 - внутренняя шпонка; 8 горизонтальная поголочиля шпонка; 9 - горизонтальная допная шпонка

Для работы механического оборудования всех голов большое значение имеют продольные перекосы, вызванные неравномерными напряжениями и осадками. Для нормальной работы механического оборудования голов продольные перекосы их при неравномерной осадке не должны превышать после монтажа закладных частей 1:200 при двухстворчатых и 1:100 при других типах ворот.

При предварительном же проектировании шлюзов, когда для расчета их осадок еще нет достаточных изыскательских даиных, при установлении размера голов обычно коэффициенты неравномерности давлений на грунт в продольном направлении при эксплуатационных расчетных случаях принимают следующими:

47. РАСЧЕТ ГОЛОВ НА УСТОИЧИВОСТЬ

Головы шлюзов на мягких нескальных груптах, представляющие собой неразрезные конструкции большой жесткости, в отношении общей устойчивости можно рассматривать как одно нелое.

Расчеты устойчивости голов всегда являются поверочными, и их проводят сначала при наименьших общих размерах голов, получающихся в результате компоновки водопроводных и гасительных устройств, размещения оборудования и предварктельного назначения размеров отдельных элементов (упорного массива, стенки падения, днища и т. д.).

Устойчивость голов на сдвиг определяют в предположении скольжения подошвы днища по грунту, а при налични в днище зубьев — в плоскости подошвы последних. В случае же залегания ниже днища головы прослоек более слабых грунтов, имеющих меньшие значения коэффициента сдвига, устойчивость голов на сдвиг проверяют также и в плоскости контакта с этими грунтами.

При этом для плоского сдвига по основанию головы пользуются обычно формулой, в которой все сдвигающие (активные) силы входят в знаменатель, а все удерживающие (пассивные) силы — в числитель:

$$k_{\rm cgB} = \frac{(P-V) f_{\rm cgB} + E_{\rm H} + E_{\rm Tp}}{(H_{\rm B} + E_{\rm B,a}) - (H_{\rm H} + E_{\rm H,a})}, \qquad (VI.19)$$

где H_в и H_н— гидростатическое давление соответственно со стороны верхнего и нижнего бъефов;

Е_{в.а} и Е_{н.а} активное давление грунта со стороны верхнего и нижнего бьефов.

Основными удерживающими силами являются реактивные силы трения от полного веса P бетона головы с находящимися на ее конструкциях водой, грунтом и оборудованием за вычетом суммарного взвешивающего и фильтрационного давлений воды $V = \Sigma H_{\Phi} \Delta_{\omega}$.

В формуле (VI.19) величина $f_{cдв}$ является коэффициентом сдвига грунта основания, отвечающим среднему давлению под головой и равным $f_{cдв} = tg\varphi + \frac{c}{\sigma_{cp}}$. При связных грунтах для возможности введения в расчет внутреннего сцепления *c* грунта под головами устраивают зубья глубиной 1—2 *м* и более. В этом случае устойчивость головы на сдвиг проверяют по подошве зуба, но с введением в расчет веса грунта основания между подошвами всей головы и зуба. К удерживающим силам относят также разность пассивного и активного давлений грунта на низовую грань

$$E_{\rm H}=E_{\rm H,u}-E_{\rm H,a},$$

но при пониженном коэффициенте бокового давления

$$k_{\text{nace}} = 1 < tg^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right).$$

К горизонтальным сдвигающим силам относят разность давлений воды на ворота со стороны верхнего и нижнего бьефов, а также разность давлений воды и грунта на верховые и низовые торцовые грани головы.

Ввиду сложных очертаний головы давление воды и групга определяют обычно отдельно, считая грунт ниже уровня воды

взвешенным. Определяя это давление, задаются наиневыгоднейшими для сдвига возможными реальными условиями его. Так, при определении горизонтального давления фильтрационной воды исходят из наиболее высоких возможных значений его; при определении давления воды на участках торцовой грани устоя, к которой примыкают стены и днище камеры с двумя рядами шпонок, принимают работающими только тыловые и нижние шпонки и, следовательно, давление воды на эти грани — отвечающим уровню верхнего бьефа (см. рис. VI-31).

В связи с пространственными условиями работы голов в расчетах в качестве удерживающих следует учитывать силы трения грунта обратных засыпок о тыловые грани голов. Эти силы определяют по формуле

$$E_{\rm TP} = 2k_{\rm TP} \sum_{i}^{\omega} E_i \, {\rm tg} \, \frac{\varphi_i}{2} \, \Delta \, \omega_i, \qquad (VI.20)$$

где E_i — давление грунта обратной засыпки на отдельные участки тыловой грани головы $\Delta \omega_i$, отличающиеся между собой отметками верха и свойствами обратной засыпки (по углам внутреннего трения и расчетному объемному весу) или наклоном грани к вертикали;

*k*_{тр}— коэффициент учета сил трения, принимаемый обычно равным 1 для верхних и средних голов и 0,5 для нижних.

При вовлечении в совместную работу на сдвиг головы и смежных с ней сооружений в числитель формулы (VI.19) добавляется сумма величин ΣP_{np} . $f_{c.np}$ и $E_{rp.np}$, учитывающих влияние примыкающих сооружений на устойчивость головы. Здесь ΣP_{np} алгебраическая сумма вертикальных сил примыкающего сооружения; $f_{c.np}$ — коэффициент сдвига для примыкающего сооружения; $E_{rp.np}$ — расчетная сила трения по тыловым граням стен примыкающего сооружения, определяемая по формуле (VI. 20).

48. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ УСТОЕВ ГОЛОВ

Устои голов шлюзов, расположенных на нескальных грунтах, представляют собой на современных шлюзах армированпые бетонные или железобетонные конструкции переменного сечения, а пногда и переменной высоты, связанные между собой сплошными неразрезными железобетонными днищами. Устои обычно бывают прорезаны горизоптальными и наклонными водопроводными галереями, а также вертикальными пазами и шахтами. Кроме того, для облегчения устоев и уменьшения объема бетонных работ в них устраивают на менее нагруженных участках пустоты и вертикальные ячейки, заполняемые в необходимых случаях грунтом. В поперечном направлении устои голов нагружены по длине, подобно стенам камер на днищах такого же типа, давлением грунта обратной засыпки и давлением воды. В продольном направлении на устои передается давление ворот, воды и грунта. Таким образом, устои отличаются в расчетном отношении от стен камер своим пространственным характером работы.

Статический расчет таких устоев, к которым в отдельных точках приложены большие действующие в разных направлениях нагрузки, является не только затруднительным, но и в значительной степени условным. Поэтому при назначении отдельных размеров устоев приходится часто исходить главным образом из конструктивных соображений и опыта работы ранее построенных сооружений.

Ширина устоев голов поверху определяется расположением на них оборудования и обычно значительно превышает ширину, необходимую из условий их общей прочности, а часто и необходимую по тем же условиям ширину понизу на уровне верха стенки падения или верха днища. Поэтому поверку общего сечения устоев требуется дслать, как правило, только понизу, а по сечениям, расположенным выше, можно ограничиться определением отдельных частных размеров, например ширины улорных участков за пазами, перемычек, стенок вырезов и т. п., а также подбором арматуры.

Упорный массив — участок устоя, воспринимающий распор ворот, проверяют сначала на сдвиг и опрокидывание в предположении самостоятельной его работы; обычно условно считалось, что он отрезан от остальной части устоя и имеет шов на уровне верха днища. Ввиду того что такая схема расчета массива отвечает исключительно неблагоприятным условиям его работы, нормированные коэффициенты запаса как в расчетах устойчивости, так и для определения арматуры принимались применительно к особым комбинациям нагрузок.

Упорный массив сопротивляется сдвигу по плоскости горизонтального шва на уровне верха днища и опрокидыванию относительно низового его ребра по той же плоскости от продольной составляющей распора ворот и давления воды в вертикальном шве.

Коэффициент устойчивости упорного массива на сдвиг k_{cdB} очределяется по формуле

$$k_{\rm cgB} = \frac{\Sigma P_{\rm B} f_{\rm 0}}{E_{\rm p} + E_{\rm B}},\qquad({\rm VI.21})$$

где $\Sigma P_{\rm B} = \Sigma P - V$ — вес массива с учетом противодавления V; $f_{\rm 5}$ — коэффициент трения бетона по бетону, принимаемый в пределах 0,65—0,75;

- Е_р продольная составляющая раснора ворот;
- *Е*_в давление воды в вертикальном шве (за вычетом давления со стороны нижнего бьефа).

із последнее время в числитель этой формулы стали вводить дополнительный член, учитывающий работу на срез штраб в нижнем горизонтальном шве бетонирования.

При объединении на большинстве современных шлюзов на нескальных грунтах всего устоя голов в один массив длина упорного массива поверху определяется при двухстворчатых воротах только размещением закладных частей гальсбандов, а давление от ворот передается продольной горизонтальной арматурой и на шкафпую часть устоев. Эту арматуру, получившую название «поясной», обычно сосредоточивают в нескольких поясах, охватывающих в горизонтальной плоскости имеющиеся в устое вертикальные шахты, и приурочивают в вертикальной плоскости к изменениям длины упорной части.

В таких условиях на сдвиг в продольном направлении по днищу под давлением ворот, а также от давления воды и грунта на верховой торец головы проверяют весь устой в целом.

Поясную же арматуру в сечении устоя у опорных частей ворот рассчитывают на восприятие усилий $E_{a,n}$, равных

$$E_{a.n} = E_p + E_B - \frac{(P-V) f_6}{k'_{c,\text{qB}}},$$
 (VI.22)

где k'_{спв} нормированный коэффициент запаса на сдвиг.

Поверку растягивающих напряжений в промежуточных и знжнем сечениях устоя производят для обоих эксплуатационных случаев — наполненной и опорожненной камеры — под действием всех внешних сил (давления воды, грунта и ворот) по обычной формуле сжатия с одновременным изгибом в двух направлениях:

$$\frac{1.5R_{\rm p}}{K_{\rm p}} \ge \frac{\Sigma P}{\omega} - \frac{\Sigma M_{\rm x}}{W_{\rm x}} - \frac{\Sigma M_{\rm y}}{W_{\rm y}}, \qquad (\rm VI.23)$$

где

 R_p — временное сопротивление бетона растяжению; ΣP — сжимающая сила;

- ∑ M_x и ∑ M_y моменты всех сил относительно осей х и у, проходящих через центр тяжести сечения параллельно лицевой и торцовой граням устоя;
 - К_р коэффициент запаса, принимаемый для таких весьма малоармированных конструкций сооружений II класса равным 3—3,3 [15];
 - площадь сечения;

W_x и W_y — моменты сопротивления расчетного сечения устоя относительно осей x и y.

При этом обычно пренебрегают крутящим моментом, а также изменением напряжений относительно главных осей.

Если растягивающие напряжения не превышают допускаемых по нормам для бетонных конструкций, то обычно ограничиваются установкой в растянутой зоне арматуры, площадь которой определяют по усилию, эквивалентному растянутой части эпюры напряжений.

При больших растягивающих напряжениях арматуру подбирают обычными для малоармированных железобетонных конструкций способами (см. CH 55—59).

При наличии в устое водопроводных галерей вертикальные сечения его приводят чаще всего к плоским рамам с жестким верхним ригелем, нагруженным поверху всеми силами, передаваемыми на него верхней частью устоя, а в пределах стоек также местным давлением грунта и воды. При этом обычно рассматривают отдельно сечения в шкафной части с меньшей толщиной передних стенок и сечения в начальной и конечной частях галерей, в которых задние стенки имеют всегда большую толщину (см. рис. VI-20). При расположении последних участков на закруглениях расчетная схема рам устанавливается путем вырезания секций, перпендикулярных оси галерей; при этом благодаря большей ширине (вдоль галерей) задней стойки она имеег значительно бо́льшую жесткость. Иногда расчет ведут, принимая поочередно большую и равную ширину стоек и ставя арматуру в каждой стойке на наибольший получающийся момент.

Расчетные схемы других элементов: поперечных стен шахтных шлюзов, экранов, гасителей, фигурных стенок, стенок падения, различных вырезов и пазов, консолей, перекрытий и т. д. ввиду большого разнообразия их не имеют установившегося характера, и их выбирают в каждом отдельном случае в зависимости от возможной игры сил.

49. РАСЧЕТ ДНИЩ ГОЛОВ

Изложенные выше способы расчета днищ шлюзов как балок на упругом основании в плоской задаче достаточно близко отвечают действительным условиям работы этих днищ в камерах, где они имеют постоянное сечение по длине, а ширину (вдоль шлюза), превышающую полную расчетную длину в 5—6 раз и более.

В головах же шлюзов из-за наличия в них шкафов ворот, выходов водопроводных галерей или других уширений или углублений днища имеют по оси шлюза различную толщину и различные нагрузки, а также часто и различный свободный пролет между устоями.

Таким образом, днища голов являются в общем случае пространственной конструкцией переменного сечения, воспринимающей к тому же горизонтальные силы и изгибающие моменты в продольном направлении.

Приближенные способы

Для возможности расчета днищ голов в поперечном направлении как балок на упругом основании в плоской задаче днища обычно делят по длине на несколько характерных зон с примерно одинаковыми сечениями, нагрузками и свободными пролетами между устоями. Распределение по зонам моментов и поперечных сил (определенных в результате расчета головы в целом) для получения их расчетных значений до последнего времени в проектной гидротехнической практике производили весьма приближенно и по-разному в зависимости от соотношения жесткостей отдельных зон, а также от формы поперечного сечения днища.

Для конструкций голов по схеме I (см. рис. VI-30, *а*) при распределении изгибающих моментов и поперечных сил принимали, что действительные условия работы днища являются средними между независимой работой каждой зоны и полной их взаимосвязанностью.

Для определения моментов и поперечных сил на участке каждой зоны эпюру реакции грунта, полученную при расчете головы в целом, осредняли (рис. VI-33, *a*), затем из каждой зоны выделяли полосу шириной 1 *м*, которую и рассчитывали после уравновешивания активных сил реакции грунта. Уравновешивание заключалось в добавлении к вертикальным нагрузкам каждой зоны или вычитании из них уравновешивающих сил, равных по величине возникающим в вертикальных сечениях (между смежными зонами) перерезывающим силам P_{yp} , определяемым по формуле

$$P_{yp} = \Omega_{cp} - \Omega_3 = \Delta \Omega_3$$
 (на 1 пог. м зоны), (VI.24)

- где Ω_{cp} осредненная для данной зоны площадь эпюры реакции грунта, полученная при расчете головы в целом (с учетом горизонтальных сил, действующих вдоль оси шлюза);
 - Ω₃ площадь этноры реакции грунта данной зоны, полученная при расчете каждой зоны в отдельности (от действия только вертикальных сил).

Если в зоне преобладает $\Omega_{cp}(\Delta\Omega_3$ имеет положительное значение), уравновешивающие силы действуют сверху вниз, а если в зоне преобладает $\Omega_3(\Delta\Omega_3)$ имеет отрицательное значение), эти силы действуют снизу вверх.

Уравновешивающие силы независимо от их знака условно считают приложенными посередине устоев в виде сосредоточенных нагрузок, равных $\frac{P_{yp}}{2}$, на каждый устой (рис. VI-33,6). Исключением является лишь случай, когда днище в пределах рассматриваемой зоны имеет значительную жесткость (например, стенка падения). При этом уравновешивающая сила, передаваемая на эту зону, действует снизу вверх; в этом случае ее условно принимают в виде нагрузки интенсивностью $\frac{P_{yp}}{2l}$, равномерно распределенной по подошве головы.



Рис. VI-33. Схемы к расчету днищ голов *а* — разбивки эпюры давления на зоны; *б* — уравновещивание давления между зонами

Расчетные значения изгибающих моментов и поперечных сил для каждой зоны определяют как среднее арифметическое из значений для отдельных зон и среднего для головы в целом. При различных величинах моментов для отдельных зон (в каком-либо из сечений днища, параллельных оси шлюза) среднее значение момента $M_{\rm cp}$ для всей головы будет равно

10 Зак. 30

$$M_{\rm cp} = \frac{M_1 b_1 + M_2 b_2 + \dots + M_m b_m}{\sum_{i=1}^{i=m} b_i}, \qquad (VI.25)$$

где M_i — моменты на 1 *пог. м* ширины отдельных зон; *b* — ширины отдельных зон.

Расчетные же значения изгибающего момента определяют по формуле $M_{i.p} = \frac{M_i + M_{cp}}{2}$ для зоны *i* и подобным же образом для других зон.

Аналогично определяют расчетные значения поперечных сил:

$$Q_{\rm cp} = \frac{Q_1 b_1 + Q_2 b_2 + \dots + Q_m b_m}{\sum_{i=1}^{l=m} b_i}; \quad Q_{i, p} = \frac{Q_i + Q_{\rm cp}}{2}.$$
 (VI.25a)

Распределение моментов по такой расчетной схеме можно считать допустимым лишь в тех случаях, когда величины моментов, полученные двумя приемами, исходя из условия самостоятельной работы каждой зоны M_i и совместной их работы $M_{\rm co}$, не слишком отличаются — не более чем на 50%.

Для голов, имеющих конструкцию по схеме второй (см. рис. VI-30,6), изгибающие моменты и поперечные силы распределяют ют между участками днища по второй расчетной схеме также в предположении, что оба массива работают в условиях средних между полной их связанностью, обеспечивающей их однотипный изгиб, и полной независимостью их изгиба.

На основе первого предположения о полной связанности массивов общий изгибающий момент днища распределяют пропорционально моментам инерции поперечных сечений обоих массивов по формулам

$$M_{\rm B}^{'} = \frac{M_{\rm H} I_{\rm B}}{I_{\rm H}}$$
 и $M_{\rm H}^{'} = \frac{M_{\rm H} I_{\rm H}}{I_{\rm H}}$, (VI.26)

где *М*_п — полный изгибающий момент на всю голову;

- I_п момент инерции всего днища головы относительно горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести всего сечения;
- I_в и I_н соответственно моменты инерции верхового и низового массивов относительно горизонтальной оси, проходящей через ценгр тяжести всего сечения.

В предположении раздельной работы массивов общий изгибающий момент распределяют обратно пропорционально расстояниям от вертикальных осей массивов, проходящих через центр тяжести массивов, до места приложения равнодействующей реактивного давления на подошву головы (рис. VI-34, a), т. е. по формулам

$$M_{\rm B}^{"} = \frac{M_{\rm H} b}{a+b}$$
 $H M_{\rm H}^{"} = \frac{M_{\rm H} a}{a+b}$, (VI.26a)

где а и b — расстояния от центров тяжести соответственно верхового и низового массивов головы до равнодейст-

вующей *P* реактивного давления грунта основания. Расчетные значения моментов принимают равными полусумме указанных двух моментов. Так, например, для верхового массива

$$M_{\rm B,p} = -\frac{M_{\rm B}' + M_{\rm B}'}{2} = 0.5M_{\rm H} \left(\frac{I_{\rm B}}{I_{\rm H}} + \frac{b}{a+b}\right). \quad (\rm VI.27)$$

Поперечные силы с достаточной для практических целей точностью могут быть распределены так же, как и изгибающие моменты, и приняты равными

$$Q_{\text{B,p}} = 0.5 Q_{\text{ff}} \left(\frac{I_{\text{B}}}{I_{\text{ff}}} + \frac{b}{a+b} \right). \quad (\text{VI.27a})$$

Входящие в эти формулы значения полных изгибающих моментов и поперечных сил для головы в целом (в любом ее сечении, параллельно оси шлюза) определяют по методу, принятому для неразрезного днища постоянной жесткости. В соответствии с этим в расчет вводят всю длину головы; общий же момент инерции сечения всего днища определяют относительно горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести сечения.

Пределы применения способа распределения моментов по второй расчетной схеме те же, что и по первой схеме.

Конструкция головы по схеме третьей (см. рис. VI-30, в) имеет стенку падения, жесткости днища на отдельных участках резко различаются между собой, а поэтому изложенные выше способы распределения моментов в этом случае неприменимы.

При такой конструкции головы распределение моментов по длине днища можно производить в соответствии с приближенной эпюрой прогибов днища, которая позволяет учитывать до известной степени связь между отдельными участками днища, резко отличающимися своей жесткостью.

При этом в зону *I* входит стенка падения, а в зону *II* — участок днища, в пределах которого сказывается влияние более жесткой зоны *I* (рис. VI-34,6). Ширина этого участка зависит от соотношения жесткостей зон *I* и *II*. При обычно имеющихся на практике соотношениях между жесткостями этих зон ширина такого участка может быть принята условно равной $l_2 = l_0$ — пролету днища в свету (между устоями). В зону *III* входит остальной участок днища, если длина головы превышает суммарную ширину первых двух зон.

Так же, как и при расчете днища по первой схеме, для определения моментов и поперечных сил на участке каждой зоны эпюру реакции грунта, полученную при расчете головы в целом, осредняют, затем из каждой зоны выделяют полосу шириной



Рис. VI-34. Схемы к расчету днищ верхних голов а — днище с двумя поперечными массивами; б днище с одним поперечным массивом

расчетные моменты для зон *I* н *II* при совместной их работе получаются равными (при равенстве пролетов в зонах)

$$M_{1, p} = (M_1 + M_1) \ b_1 = \left[M_1 + \frac{M_2 n - M_1}{2 \left(1 + \frac{b_1}{b_2} n \right)} \right] b_1; \ (VI.28)$$

1 м, которую и рассчитывают после уравновешивания активных сил с реакцией грунта.

Моменты, полученные независимой исходя ИЗ работы каждой 30ны днища, перераспределяют только в пределах первых двух зон. В зоне ІІІ в качестве расчетного момента принимают значение, полученное в результате расчета зон в условиях плоской задачи.

Эпюру прогибов спрямляют из условия, чтобы не было скачка на границе зон *I* и *II* и чтобы суммарный момент в этих двух зонах до и после перераспределения не изменялся.

При перераспределемоментов нии **VCЛОВНО** момент в считают. ЧТО днище у лицевой грани устоя до и после распределения остается неизменным, а дополнительный момент имеет максимальное значение Π0 оси шлюза.

При этом зоне / в дополнительный момент всегда имеет TOT же знак, что и основной момент, а в зоне И дополнительный момент имеет противоположный знак. знаку основного момента При этом наибольшие

$$M_{2, p} = \left(M_{2} - M_{1}' \cdot \frac{b_{1}}{b_{2}}\right) b_{2} = \\ = \left[M_{2} - \frac{M_{2}n - M_{1}}{2\left(1 + \frac{b_{1}}{b_{2}} n\right)} \cdot \frac{b_{1}}{b_{2}}\right] b_{2}, \qquad (VI.28a)$$

где M_1 и M_2 — основные моменты, полученные в результате раздельного расчета зон в условиях плоской задачи, соответственно для зон *I* и *II*;

 b_1 и b_2 — ширины зон *I* и *II*; $n = \frac{I_1}{I_2}$ — отношение моментов инерции 1 *пог. м* сечения зон *I* и *II*.

Дополнительная нагрузка на 1 пог. м зоны I равна

$$q'_1 = \frac{8M'_1}{l_0^2}$$
, (VI.29)

а на 1 пог. м зоны П

$$q_2^{'} = \frac{8M_1' \frac{b_1}{b_2}}{l_0^2} . \qquad (VI.29a)$$

Расчетное значение поперечной силы в днище у лицевой грани устоя на всю ширину зоны получается равным: для зоны *I*

$$Q_{1, p} = \left(Q_1 + \frac{q'_1 l_0}{2}\right) b_1;$$
 (VI.30)

для зоны *II*

í

$$Q_{2, p} = \left(Q_1 - \frac{q_2' l_0}{2}\right) b_2.$$
 (VI.30a)

При конструкции головы по четвертой схеме расчетный момент и перерезывающая сила для весьма высокого и длинного подкорольного массива могут быть определены исходя из передачи на него полусуммы:

a) приходящейся на него при независимой его работе части реакции основания под головой, полученной в результате расчета ее в целом как жесткого кубика;

б) всей реакции основания под головой.

При этом участок относительно тонкого днища за подкорольным массивом (см. рис. VI.30, г) можно рассчитывать отдельно как плиту, заделанную с трех сторон в этот массив и устои и нагруженную реакцией основания, которая получена при расчете головы в целом.

При определении напряжений в бетоне и подборе арматуры в днищах при всех четырех рассмотренных выше схемах учи-

тывают также нормальные силы, действующие перпендикулярно продольной оси шлюза.

При определении давления грунта засыпки на тыловые стороны устоев учитывают действительную форму этой засыпки, что позволяет определить эксцентрицитет равнодействующей давления относительно середины длины устоя. Зная величину равнодействующей и ее эксцентрицитет *e*_г, определяют ординаты эпю-



Рис. VI-35. Схема к расчету давления грунта засыпки на устои нижних голов с двухстворчатыми воротами 1-днище; 2-устой; 3-сила распора ворот

ры давления И доли этой эпюры, приходящиеся на (рис. VI-35). 30HV каждую Равнодействующую верти. кальных составляющих лавления грунта засыпки на тыграни устоя распределовые ляют между расчетными зонами так же, как и равнодейгоризонтальных ствующую сил.

Лавление воды на лицень вую грань устоя И распор ворот (например, при двухстворчатых воротах) также приводят к равнодействующей, после чего при известном ее эксцентрицитете аналообразом гичным определяют эпюры давления ординаты воды и доли этой эпюры, приходящиеся на каждую зону (см. рис. VI-35).

Гидростатическое давление воды в расчетных сечениях

днища определяют также для каждой зоны в отдельности.

Изложенными приближенными способами рассчитывалось большинство днищ голов шлюзов среднего (примерно до 15 *м*) напора, для которых их можне считать приемлемыми.

Уточненные способы расчета

В последние годы при проектировании большемерных волжских шлюзов изложенные выше способы расчета днищ голов как пространственных конструкций представлялись уже чрезмерно приближенными. В связи с этим стали разрабатывать и применять более точные способы расчета.

При этом наметились две схемы расчета. По первой схеме днище делят по длине и ширине голов на отдельные прямоугольные зоны или участки различной жесткости, взаимодействия которых в продольном и поперечном направлениях определяются из условия равных прогибов и углов поворота их общих сечений.

По второй схеме сначала определяют наибольшие напряжения в конструкции исходя из общей жесткости всего ее расчетного сечения в целом, а затем последние суммируют с напряжениями, определяемыми при расчете элементов конструкции на местный изгиб.

Ниже приводятся формулы для расчета днища голов по первой из указанных схем, полученные И. К. Самариным и А. С. Денисовым¹ в развитие предложенного В. А. Флориным способа расчета этой конструкции в условиях пространственной ее работы.

Днище головы, включая стенку падения, делят по длине (вдоль камеры) на три зоны, что для практического расчета, как правило; достаточно. Взаимодействие полос выражается через всртикальные силы g_1 и g_2 . В поперечном направлении днище отделяют в расчетном отношении от практически бесконечно жестких устоев, а взаимодействие их выражают через нагрузки M_i , Q_i и N_i , приложенные в сечении разреза.

Расчет ведут отдельно на вертикальные и горизонтальные внешние силы.

Расчетные схемы днища головы с тремя зонами (полосами) различного сечения, но с устоями постоянной высоты и ширины вдоль головы приведены на рис. VI-36. Для расчета такого днища на вертикальные силы служит система уравнений (VI.31), а на горизонтальные силы — система уравнений (VI.33). Значения входящих в эти уравнения коэффициентов δ_{ki} и Δ_i , определяемые из равенства прогибов отдельных зон по оси шлюза и равенства углов поворота их концевых сечений и устоев, вычисляют по выражениям (VI.32) и (VI.34).

В этих выражениях приняты следующие обозначения:

- l_0 пролет днища в свету;
- *b_i* ширина (вдоль оси шлюза) отдельных зон (полос) днища;
- *b* ширина устоя понизу;
- r₀ ордината точки приложения равнодействующей горизонтальных сил (от подошвы днища);

GI_{k,i}≈0,43*I_i* — жесткость поперечного сечения устоя при кручении;

I_i — момент инерции *i*-й полосы;

$$I_{\omega, i} = \frac{b_i^3 h_i^3}{144};$$
$$k_i = \sqrt{\frac{GI_{\kappa, i}}{E_i I_{\omega, i}}};$$

¹ И. К. Самарин, А.С. Денисов. О расчете неразрезных сооружеший с учетом их пространственной работы. Труды Гидропроекта, сб. № 8, 1963.



Рис. VI-36. Схемы к уточненному способу расчета днища головы *a* — план; *б* — разрез по *I*—*I*; *в* — расчетная схема сооружения с учетом сил взаимодействия между полосами дница; разрез по *II*—*II*; *г* — расчетная схема для каждой отдельной полосы динща; *д* — схема учета сил взаимодействия между полосами днища

$$f(k_i) = \left(\frac{k_i l_0}{4} - \operatorname{th} \frac{k_i l_0}{4}\right);$$

 $q'_i = P_i - q_i$ — суммарная нагрузка на полосу днища (включая реакцию основания); условно принимается положительной при направлении снизу вверх:

$$\begin{array}{c}
\delta_{11} M_{1} + \delta_{12} M_{2} + \delta_{13} M_{3} + \delta_{14} g_{1} + \delta_{15} g_{2} + \Delta_{1} = 0; \\
\delta_{21} M_{1} + \delta_{22} M_{2} + \delta_{23} M_{3} + \delta_{24} g_{1} + \delta_{25} g_{2} + \Delta_{2} = 0; \\
\delta_{31} M_{1} + \delta_{32} M_{2} + \delta_{33} M_{3} + \delta_{34} g_{1} + \delta_{35} g_{2} + \Delta_{3} = 0; \\
\delta_{41} M_{1} + \delta_{42} M_{2} + \delta_{43} M_{3} + \delta_{44} g_{1} + \delta_{45} g_{2} + \Delta_{4} = 0; \\
\delta_{51} M_{1} + \delta_{52} M_{2} + \delta_{53} M_{3} + \delta_{54} g_{1} + \delta_{55} g_{2} + \Delta_{5} = 0;
\end{array}$$
(VI.31)

٦

296
$$\begin{split} \delta_{11} &= -2\left(\frac{GI_{\kappa}}{E_{1}I_{11}}I_{0}+b_{1}+b_{2}\right); \quad \delta_{12} = 2(b_{1}-b_{3}); \\ \delta_{13} &= 2\left(\frac{GI_{\kappa}}{E_{1}I_{3}}I_{0}+b_{2}+b_{3}\right); \\ \delta_{14} &= -I_{0}\left[\frac{GI_{\kappa}}{6E_{1}I_{1}}I_{0}^{2}+0.5b(2b_{1}+b_{2}-b_{3})\right]; \\ \delta_{15} &= -I_{0}\left[\frac{GI_{\kappa}}{6E_{1}I_{3}}I_{0}^{2}-0.5b(b_{1}-b_{2}-2b_{3})\right]; \quad \delta_{21} = 0; \\ \delta_{22} &= -2\left[\frac{GI_{\kappa}}{E_{1}I_{2}}I_{0}+b_{2}+b_{3}\right]; \\ \delta_{23} &= 2\left(\frac{GI_{\kappa}}{E_{1}I_{3}}I_{0}+b_{2}+b_{3}\right); \\ \delta_{24} &= I_{0}\left[\frac{GI_{\kappa}}{6E_{1}I_{2}}I_{0}^{2}+0.5b(b_{2}+b_{3})\right]; \\ \delta_{25} &= -I_{0}\left[\frac{GI_{\kappa}}{6E_{1}}I_{2}(\frac{1}{2}+\frac{1}{I_{3}})+b(b_{2}+b_{3})\right]; \\ \delta_{24} &= \delta_{42} = \delta_{32} = \delta_{33} = 1; \quad \delta_{34} = \delta_{34} = 0; \\ \delta_{41} &= \delta_{42} = -\frac{I_{1}}{I_{2}}; \quad \delta_{43} = 0; \quad \delta_{44} = \frac{5I_{0}^{2}}{48}\left(1+\frac{I_{1}}{I_{2}}\right)+ \\ &+ \frac{b_{1}^{2}}{I_{0}}\cdot\frac{I_{1}f(k_{1})}{I_{m}R^{3}}} + \frac{b_{2}^{2}I_{1}f(k_{2})}{I_{0}I_{m}2k^{2}}; \\ \delta_{45} &= \frac{b_{2}^{2}}{I_{0}}\cdot\frac{I_{1}}{I_{w2}}\cdot\frac{f(k_{2})}{k_{2}^{2}} - \frac{5I_{0}^{2}}{k_{3}}\cdot\frac{I_{1}}{I_{2}}; \quad \delta_{51} = 0; \quad \delta_{52} = 1; \\ &\delta_{53} = -\frac{I_{3}}{I_{3}}; \\ \delta_{54} &= -\left[\frac{5I_{0}^{2}}{48}-\frac{b_{2}^{2}}{I_{0}}\cdot\frac{I_{2}}{I_{w2}}\cdot\frac{f(k_{2})}{k_{2}^{2}}\right]; \\ \delta_{55} &= \frac{5I_{0}^{2}}{48}\left(1+\frac{I_{3}}{I_{3}}\right)+\frac{b_{2}^{2}}{I_{0}}\cdot\frac{I_{3}}{I_{w2}}\cdot\frac{f(k_{3})}{k_{2}^{3}}+\frac{b_{3}^{2}}{I_{0}}\frac{I_{2}}{I_{w3}}\cdot\frac{f(k_{3})}{k_{3}^{3}}; \\ \end{array}$$

I

1

ļ

5

ĺ

$$\begin{split} \Delta_{1} &= b \left[\begin{array}{c} \frac{GI_{\kappa}}{6E_{1}} \cdot \frac{I_{0}^{3}}{b} \left(\frac{q_{1}^{'}}{I_{1}} - \frac{q_{3}^{'}}{I_{3}} \right) + b_{1} \left(Q_{2} - Q_{1} \right) + \\ &+ b_{2} \left(Q_{3} - Q_{1} \right) + b_{3} \left(Q_{3} - Q_{2} \right) \right]; \\ \Delta_{2} &= b \left[\begin{array}{c} \frac{GI_{\kappa}}{6E_{1}} \cdot \frac{I_{0}^{3}}{b} \left(\frac{q_{2}^{'}}{I_{2}} - \frac{q_{3}^{'}}{I_{3}} \right) - \left(b_{2} + b_{3} \right) \left(Q_{2} - Q_{3} \right) \right]; \\ \Delta_{3} &= \frac{b}{2} \left(Q_{1} + Q_{2} + Q_{3} \right); \quad \Delta_{4} &= -\frac{5I^{2}}{48} \left(q_{1}^{'} - q_{2}^{'} - \frac{I_{1}}{I_{2}} \right); \\ \Delta_{5} &= -\frac{5I^{2}}{48} \left(q_{2}^{'} - q_{3}^{'} - \frac{I_{2}}{I_{3}} \right); \end{split}$$

$$\begin{aligned} \delta_{11} M_1 + \delta_{12} M_2 + \delta_{13} M_3 - \Delta_1 &= 0; \\ \delta_{21} M_1 + \delta_{22} M_2 + \delta_{23} M_3 - \Delta_2 &= 0; \\ M_1 + M_2 + M_3 - \Delta_3 &= 0; \end{aligned}$$
(VI.33)

١

$$\begin{split} \delta_{11} &= \frac{2GI_{\kappa}}{EI_{1}} \ l_{0} + 2 \ (b_{1} + b_{2}) \quad \delta_{12} = 2 \ (b_{3} - b_{1}); \\ \delta_{13} &= -2 \ (b_{2} + b_{3}) - \frac{2GI_{\kappa}}{EI_{3}} \ l_{0}; \\ \Delta_{1} &= N_{1} \ (H - h_{1}) \ (b_{1} + b_{2}) - N_{2} \ (H - h_{2}) \ (b_{1} - b_{3}) - \\ &- N_{3} \ (H - h_{3}) \ (b_{2} + b_{3}) - (E_{2} - E_{3}) \ (b_{2} + b_{3}) \ (H - 2r_{0}) - \\ &- (E_{1} - E_{2}) \ (b_{1} + b_{2}) \ (H - 2r_{0}); \\ \delta_{21} &= 0; \quad \delta_{22} = \frac{2GI_{\kappa}}{EI_{2}} \ l_{0} + 2 \ (b_{2} + b_{3}); \quad \delta_{23} = \delta_{13}; \end{split}$$
(VI.34)

$$\Delta_2 = N_2 (H - h_2) (b_2 + b_3) - N_3 (H - h_3) (b_2 + b_3) - (E_2 - E_3) (b_2 + b_3) (H - 2r_0);$$

$$\Delta_{3} = E_{0}r_{0} - N_{1} \frac{h_{1}}{2} - N_{2} \frac{h_{2}}{2} - N_{3} \frac{h_{3}}{2}.$$

Входящие в выражения (VI.34) значения нормальных сил N_i могут быть определены по методу Б. Н. Жемочкина с учетом изгиба устоев в горизонтальной плоскости. В первом приближении значения N_i могут приниматься ввиду относительно небольшого влияния изменения их на результаты расчета равными горизонтальным силам E_i , приложенным к соответствующим зонам днища.

Полученные в результате решения уравнений (VI.31) и (VI.33) опорные моменты отдельных полос днища от вертикальных и горизонтальных сил суммируют; затем строят эпюры изгибающих моментов и перерезывающих сил.

Дальнейшие расчеты ведутся обычными способами.

По изложенной методике могут быть получены путем соответствующих выводов частные, отличные от (VI.32) и (VI.34) формулы и для других схем голов, отличающихся от показаиной на рис. VI-36 конфигурацией устоев и обратной засыпки.

Следует отметить, что сравнительные расчеты, проведенные для III схемы голов (см. рис. VI-30, в и VI-34, б) по уточненному и приближенному способам, показали существенные расхождения в полученных расчетных пролетных моментах в основном в сторону увеличения их по уточненному способу расчета для низовой третьей полосы. Но данных, насколько это отвечает действительности, не имеется. Поэтому уточненный способ, не получивший до сих пор распространения для I-IV схем голов из-за большой сложности, можно все же рекомендовать для особо ответственных шлюзов большого напора для дополнительного расчета днищ нижних голов. Отдельные полосы днища следует при этом армировать по наибольшему из получаемых по обоим способам моментам.

Необходимо отметить, что данную методику расчета целесообразно применять для V схемы голов с распоркой-затяжкой поверху (см. рис. VI-30,∂), для которой изложенные выше приближенные способы расчета неприменимы.

При введении в расчет для одной из расчетных полос связи устоев между собой в виде плиты пренебрежимо малой (по сравнению с устоями и днищем) жесткости, работающей только на продольное сжатие-растяжение, приведенные выше частные формулы, конечно, соответствующим образом усложнятся.

ЛИТЕРАТУРА

1. Аравин В. И., Нумеров С. Н. Фильтрационные расчеты гидро-

технических сооружений. Госстройиздат, 1955. 2. Басевич А. З. Массивные гидротехнические сооружения с искус-ственным обжатием бетона. Госстройиздат, 1957.

3. Волго-Дон. Технический отчет о строительстве Волго-Донского судоходного канала имени В. И. Ленина, Цимлянского гидроузла и ороситель-

ных сооружений, т. І. Госэнергоиздат, 1937. 4. Волжская ГЭС имени XXII съезда КПСС. Технический отчет о проектировании и строительстве. Изд-во «Энергия», 1965. 5. Гришин М. М. Гидротехнические сооружения. Госстроийздат, 1959. 6. Джунковский Н. Н., Березинский А. Р. Внутренние водные

пути. Стройиздат, 1948.

7. Жемочкин Б. П., Синицын А. П. Практические методы расчета

фундаментных балок и плит на упругом основании. Госстройиздат, 1962.
8. Калинович Б. Ю. Шлюзование водных путей. Речиздат, 1948.
9. Корневиц Э. Ф., Эндер Г. В. Формулы для расчета балок на упругом основании. Госстройиздат, 1932.

10. Корневиц Э. Ф., Эндер Г. В. Расчеты сплошных днищ сухих доков на сжимаемых грунтах. Изд-во «Водный транспорт», 1940.

11. Крашенинникова Г. В. Расчет балок на упругом основании конечной глубины. Изд-во «Энергия», 1964.

12. Ляхницкий В. Е. Портовые гидротехнические сооружения. Речиздат, 1954.

ï

ł

ţ

I

13. Михайлов А. В. Судоходные шлюзы. Изд-во «Транспорт», 1966. 14. Нормы проектирования подмостовых габаритов на судоходных и сплавных реках и основные требования к расположению мостов (НСП 193—52). Госстройиздат, 1952.

15. Нормы и технические условия проектирования бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений (СН 55—59). Госстройиздат, 1959.

16. Справочник проектировщика, т. IV (расчетно-теоретический), Госстройиздат, 1959.

17. Угинчус А. А. Расчет фильтрации через земляные плотины. Стройиздат, 1940.

18. Указания по проектированию судоходных шлюзов (СН 303-65).

глава VII

РАСЧЕТЫ УСТОЙЧИВОСТИ И ПРОЧНОСТИ ПОДПОРНЫХ СТЕНОК И УСТОЕВ

50. ОБЩИЕ ДАННЫЕ, РАСЧЕТНЫЕ СЛУЧАИ И СОЧЕТАНИЯ НАГРУЗОК

В данной главе рассматривается применение подпорных стенок и устоев в гидротехническом строительстве.

При строительстве русловых гидроэлектростанций подпорные стенки и устои возводят для сопряжения водосливных плотин и зданий гидроэлектростанций с земляными сооружениями и береговыми склонами. Кроме того, в речных комплексных гидроузлах их применяют в различных судоходных устройствах и для благоустройства прилегающих территорий.

Подпорные стенки и устои возводят также в деривационных гидроэлектростанциях — приемных бассейнах, подводящих и отводящих каналах, отстойниках, порталах тоннелей и других сооружениях.

1. Типы стенок. Гравитационные подпорные стенки и устои можно подразделить следующим образом:

1) по высоте — низкие (до 5 м), средние (от 5 до 20 м) и высокие (более 20 м);

2) по применяемым материалам — каменные, бетонные и железобетонные (деревянные, стальные и некоторые другие здесь не рассматриваются);

3) по конструкции — массивные уголкового профиля, контрфорсные, ячеистые, анкерные;

4) по условиям возведения — монолитные, сборно-монолитные и сборные.

Типичные конструкции подпорных стенок изображены на рис. VII-1. Среди них имеются массивные бетонные конструкции, в которых размеры сечений назначены из условий устойчивости на опрокидывание в предположении возможности образования сквозных швов в расчетных сечениях (рис. VII-1, a, b). Это условие является следствием указания в п. 36 CH 55—59 о том, что в ответственных бетонных сооружениях допускается образование трещин при наличии обоснований, подтверждающих отсутствие опасности выключения из работы растянутой зоны.

На рис. VII-1, в и г изображены железобетонные подпорные стенки, в которых размеры сечений назначены из условия тре-



Рис. VII-1. Конструкции подпорных стенок

а, δ — бетонные; s — железобетонная уголкового профиля; z — железобетонная контрфорсная; δ — сборная железобетонная ячеистой конструкции; e — сборная железобетонная полуанкерной конструкции; w — сборные железобетонная с предыарительно напряженной арматурой; s, u — сборные железобетонные с контрфорсами рамной конструкции; κ — железобетонные с контрфорсами рамной конструкции; κ — железобетонные светонная с предыарительно напряженной арматурой; s, u — сборные железобетонные с контрфорсами рамной конструкции; κ — железобетонные светонная с предыарительно напряженной арматурой; s, u — сборные железобетонные с контрфорсами рамной конструкции; κ — железобетонные свикера в зобетонная контрфорсная; 1 — онолитная фундаментная плита; 2 — сборная плита; 3 — сборная фундаментная плита; 4 — сборные элементы; 7 — аикерная плита; δ — гибкая часть анкерной плиты; 9 — сборные контрфорсы; 10 — анкерные контрфорсы таврового сечения; 13 — арматура, расположенная в трубках

щиностойкости в растянутых зонах. Это условие, как известно, довольно широко применялось в СССР в последнее тридцатилетие при проектировании различных гидротехнических сооружений и являлось специальным требованием, направленным на ограничение расхода арматуры по производственным и конъюнктурным соображениям.

На рис. VII-1, е, ж, з, и, м показаны схемы сборных и сборномонолитных железобетонных конструкций стенок. Среди них в сборной подпорной стенке, изображенной на рис. VII-1, е, используется рациональная конструктивная схема Гипроречтранса, примененная этой организацией для набережной Ставропольского порта на водохранилище Волжской ГЭС имени В. И. Ленина.



Рис. VII-2. Железобетонный устой водосливной плотины 1 — фундаментная плита устоя; 2 — крайняя секция водосливной плотины; 3 — шов между устоем и секцией водосливной плотины

Примером сборно-монолитной конструкции может служить схема подпорной стенки, изображенной на рис. VII-1, ж и запроектированной Гидропроектом по предложению В. И. Станкевича. В этой стенке вертикальная часть состоит из сборных двутавровых элементов, предварительное обжатие которых достигается поперечной оттяжкой арматуры, закрепленной с внутренней стороны тыловой полки. Напряжение арматуры таким способом можно осуществлять простейшими винтовыми домкратами путем приложения небольших усилий. Учитывая, что размеры сечений сборных двутавровых элементов подобраны из условия трещиностойкости, тыловая арматура до замоноличива-



ния бетоном внутренних отсеков получает незначительное дополиительное напряжение после проявления активного давления грунта от засыпки. Поэтому бетон в отсеках между сборными элементами предназначен лишь для защиты арматуры и практически не воспринимает усилий.

Весьма облегченные конструкции подпорных стенок изображены на рис. VII-1, з, и. Для таких стенок можно обеспечить высокую сборность (около 90%), и они не менее экономичны чем стенка на рис. VII-1, е.

Рациональное использование грунтовой пригрузки для обеспечения устойчивости стенки на сдвиг достигается с помощью анкерной плиты (рис. VII-1, з). На рис. VII-1, к и л изображены схемы подпорных стенок, устойчивость которых на сдвиг достигается анкерной и распорной плитами. Размеры сечений этих стенок определены при процентах армирования, близких $\mu \approx 1$, и они примерно на 30% меньше сечений, назначенных при обеспечении требования о трещиностойкости. Внедрение таких железобетонных конструкций подпорных стенок возможно при условии отказа от ограничений в величине раскрытия трещин в бетоне.

На рис. VII-2 и VII-3 показаны характерные конструкции устоев. Они находят применение в тех случаях, когда по условиям устойчивости и распределения напряжений по подошвам не допускается передача активного давления грунтовой засыпки на крайние секции водосливных плотин и зданий гидроэлектростанций. Необходимость в устоях нередко возникает также при расположении грязеспусков и рыбопропускных устройств в сопряжениях водопропускных сооружений.

Приведенными выше типами подпорных стенок и устоев не обобщается все разнообразие конструкций, а поэтому они могут служить лишь примерами при последующем изложении методики расчетов.

Подпорные стенки и устои, входящие в состав разнообразных комплексных гидротехнических объектов, являются основными или вспомогательными сооружениями. Поэтому в зависимости от значения стенок в узле гидротехнических сооружений определяется их класс по капитальности. Согласно СНиП II-И.1-62 руководствуются следующими положениями для определения класса капитальности подпорных стенок и устоев:

1) подпорные стенки относятся к основным сооружениям, если они являются частями общей конструкции основных гидротехнических сооружений (сопрягающие стенки плотин, камер водоприемников или отстойников, напорных бассейнов, зданий гидроэлектростанций или насосных станций, воспринимающих напор воды, стенки каналов в насыпях, стенки камер шлюзов и др.);

2) подпорные стенки относятся к второстеленным сооружениям в том случае, если они являются частями общих конструк-

ций и имеют вспомогательное назначение в гидроузле (струенаправляющие берегоукрепительные стенки, откосные стенки каналов в выемке, сопрягающие стенки зданий гидроэлектростанций деривационного типа, сопрягающие стенки шлюзов, сопрягающие стенки зданий насосных станций, имеющих напорные водоводы, и др.).

Устои обычно относят к основным сооружениям, так как они включаются в напорные фронты и являются наиболее ответственными частями основных сооружений, воспринимающими напор воды.

2. Расчетные случаи. Расчеты устойчивости и прочности подпорных стенок и устоев обычно выполняют для следующих расчетных случаев.

1. Строительный первый. Сооружение возведено на полную высоту и засыпка грунтом выполнена до проектных отметок. Уровень грунтовых вод стоит на отметке подошвы стенки.

2. Строительный второй. Сооружение возведено до проектных отметок. Вода в засыпке и перед стенкой стоит на низких уровнях, которые возможны в период постепенного затопления построенного сооружения.

3. Эксплуатационный первый. Перед стенкой и в засыпке вода стоит на нормальных уровнях.

4. Эксплуатационный второй. Перед стенкой вода стоит на низком и со стороны засыпки на наивысшем уровнях, отвечающих сравнительно редким, но возможным условиям эксплуатации.

Выбор уровней воды для второго строительного случая должен быть обоснован соответствующими расчетами с целью выявления наименьшего запаса устойчивости и невыгодного напряженного состояния.

Помимо указанных основных расчетных случаев возможны также и другие, реальность которых обусловливается условиями воздействия внешних нагрузок на сооружения в период строительства и эксплуатации.

При указанных выше расчетных случаях возможны следующие сочетания внешних сил.

1. Основные сочетания внешних сил возникают в первом эксплуатационном случае. Во втором эксплуатационном случае основные сочетания сил проявляются при уровнях воды обеспеченностью более 50%.

2. Сочетания, образуемые из воздействий и нагрузок, отнесенных к особым, могут возникнуть при экстремальных уровнях воды с лицевой и тыловой сторон стенки. Например, значительная и вместе с тем кратковременная разность уровней воды возможна при намыве грунта в пазуху стенки с тыловой стороны.

При первом строительном случае обычно возникает наиболее

невыгодное напряженное состояние фундаментной плиты, и сочетание нагрузок в этом расчетном случае можно отнести к особым.

В последние годы благодаря накопленному обширному опыту проектирования, строительства и эксплуатации разнообразных подпорных сооружений в СССР подвергается ревизии ряд нормативных требований. При этом составляются новые прогрессивные нормы и технические условия, в которых учитываются наиболее реальные случаи работы сооружений, исключаются редкие сочетания силовых воздействий, предусматривается такой порядок производства работ, при котором не усугубляется напряженное состояние сооружений и их элементов в строительные периоды.

Расчетные случаи следует назначать на основании объективной оценки возможных схем загружения сооружений в периоды строительства и экоплуатации.

51. РАСЧЕТЫ АКТИВНОГО И ПАССИВНОГО Давлений грунта на подпорные стенки и устои

Для подпорных стенок и устоев основной нагрузкой обычно является давление грунта на их лицевые и тыловые грани. Поэтому вопросам определения величины этой нагрузки уделяют особое внимание.

1. Методы расчета. Как известно, в последнее время получили распространение две группы методов расчетов:

а) методы, основанные на рассмотрении предельного равновесия грунта засыпки;

б) методы, использующие положения теории упругости.

К первой группе методов расчета относится приближенный метод Кулона, согласно которому давление грунта определяется из условий равновесия грунтового массива при смещении подпорного сооружения в сторону от засыпки и образовании в связи с этим плоской поверхности скольжения.

К этой же группе относится и метод В. В. Соколовского, в котором не используется исходное условие об образовании плоской поверхности скольжения, и точное решение задачи о давлении грунта в момент предельного равновесия позволяет выявить нелинейный закон распределения этого давления по высоте подпорной стенки.

Во второй группе методов расчета давление грунта на неподвижное подпорное сооружение определяется по напряженному состоянию в грунтовом массиве, обусловленному действием собственного веса грунта. При этом соотношение между горизонтальным и вертикальным напряжениями в грунтовом массиве принято называть «коэффициентом бокового давления в состоянии покоя». Активное давление грунта на стенку, исчисленное при этом коэффициенте, как правило, превышает давление грунта, определенное по методу Кулона.

По экспериментальным данным К. Терцаги [14], величина коэффициента бокового давления в состоянии покоя относительно постоянна: для песков равна 0,4—0,42, а для глин — 0,7—0,75. Таким образом, активное давление грунта на неподвижную вертикальную стенку, исчисленное по соотношению горизонтальных и вертикальных сжимающих напряжений, может на 25—30% превышать активное давление, рассчитанное по методу Кулона.

Экспериментальные исследования подпорных стенок показали, что при отклонении их в сторону от засыпки на величину, близкую 0,0001 *H* (*H* — высота стенки), активное давление грунта резко уменьшается. При этом уменьшение активного давления происходит особенно интенсивно в первые моменты перемещения при весьма малых отклонениях стенки.

Для большинства сооружений, поддерживающих грунтовую насыпь и расположенных на нескальном основании, характерна упругая податливость этого основания, обусловливающая отклонения подпорных стенок в пределах, достаточных для образования призм обрушения.

Однако перемещение (отклонение) стенок будет происходить до тех пор, пока не наступит полного уплотнения основания и к моменту стабилизации осадки установится соответствие между активным давлением и деформацией. Тогда, очевидно, в засыпке возникнет напряженное состояние, при котором активное давление грунта превысит величину давления, исчисленную по методу Кулона. Следовательно, проявление активного давления, близкого по величине к давлению, определяемому действием собственного веса грунта, возможно даже при нескальном основании.

Поскольку в расчетах прочности обычно принимают достаточные коэффициенты запаса, отмеченное увеличение активного давления грунта в большинстве случаев не учитывают.

Таким образом, расчет активного давления грунта на сооружения, поддерживающие грунтовую насыпь (подпорные стенки, устои), с достаточной для практических целей степенью точности можно выполнять по методу Кулона.

Для массивных подпорных сооружений на скальном основании исключена возможность образования призм обрушения в грунтовой насыпи, так как в стенках проявляются ничтожные упругие деформации. Поэтому расчеты активного давления грунта на такие сооружения по методу Кулона не приемлемы и должны выполняться с помощью экспериментальных кривых зависимости давления грунта от перемещения сооружения. При полной неподвижности стенки активное давление грунта можно определять по коэффициенту бокового давления в состоянии покоя.

Не является правильной методика расчета давления грунта по методу Кулона для подпорных стенок доковой и в отдельных случаях ячеистых конструкций. В первом случае возможность перемещения стенок не зависит от упругих свойств основания, а во втором случае вследствие значительной жесткости стенок перемещение их определяется упругостью грунтового основания. Поэтому к подпорным стенкам ячеистых конструкций, имеющим такое распределение напряжения по подошвам, при котором исключаются перекосы их в сторону от засыпки, не применима методика расчета активного давления грунта по методу Кулона.

Для устоев плотин и зданий гидроэлектростанций также являются справедливыми изложенные выше соображения относительно применимости метода Кулона. Однако для этого вида подпорных сооружений, при условии обеспечения упора их в плотину или здание гидроэлектростанции, из-за неравномерного распределения напряжений по подошвам могут проявляться перекосы в сторону основных сооружений, обусловливающие образование призм обрушения. Вместе с тем возможны случаи равномерного оседания устоев при значительных пригрузках основания вновь возводимой насыпью в сопряжении.

Расчеты по методу Кулона гибких анкерных стенок из металлического или железобетонного шпунта приводят к искажению распределения давления грунта по высоте стенок. Имеются обоснованные предложения о расчетах таких стенок с учетом возможных деформаций [7].

Возможны также случаи, когда подпорные стенки и устои. свободно стоящие на нескальных грунтах, при определенных условиях загружения насыпью и неравномерной осадке основания будут наклоняться в сторону засыпки, что неизбежно повлечет за собой увеличение давления грунта, так называемый «навал» (см. главу I). Подобное состояние возможно, например, для устоев, по которым обеспечивается самостоятельная устойчивость, а распределение реактивного давления по подошвам с учетом значительной грунтовой пригрузки с тыловой стороны вызывает перекос в сторону смежного земляного сооружения.

Вместе с тем нельзя не учитывать также, что грунт в обратпых засыпках имеет разную степень уплотнения, переменную влажность и обладает к тому же неоднородными физико-механическими свойствами. Поэтому задачи, связанные с определением фактического давления грунта на подпорные сооружения, являются весьма сложными, а величины давления, полученные даже методом теории упругости, могут быть в отдельных случаях занижены. Однако реальные условия загружения стенок давлением грунта часто не соответствуют ни одному из указанных предельных случаев и отвечают, как показывают натурные наблюдения, промежуточным состояниям.

Исходя из изложенных общих соображений, можно учитывать следующие основные положения при расчетах активного давления грунта на подпорные стенки и устои.

1. Боковое давление грунта зависит от горизонтальных перемещений подпорного сооружения; при этом возможны три случая перемещений:

а) сооружение (степка) перемещается в сторону от групта;

б) сооружение (стенка) не перемещается по отношению к грунту, т. е. не имеет деформаций в горизонтальном направлении;

в) сооружение (стенка) перемещается в сторону грунта.

Горизонтальные перемещения подпорных сооружений (стенок, устоев и др.) могут быть обусловлены деформациями основания и упругими деформациями частей сооружения от внешних нагрузок, а также деформациями от изменений температуры окружающей среды.

2. В зависимости от направления и величины перемещения подпорного сооружения (стенки, устоя и др.) различают три вида бокового давления грунта: а) активное; б) пассивное; в) в состоянии покоя.

Активное давление грунта возникает при образовании призмы обрушения. Пассивное давление грунта проявляется при образовании призмы выпора.

В зависимости от величины горизонтального перемещения сооружения в сторону грунта возможны различные виды пассивного давления грунта — от полного, т. е. с образованием призмы вымора, до бокового давления, близкого давлению в состоянии покоя, но превышающего последнее по величине.

Пассивное давление грунта без образования призмы выпора называют также «навалом» (см. главу I).

Учитывая, что габариты подавляющего большинства построенных подпорных стенок определены исходя из расчетов активного давления грунта по методу Кулона, по-видимому, и в дальнейшем целесообразно применять этот метод в качестве основного для всех подпорных стенок и устоев, отнесенных по капитальности к II, III, IV классам, а также к второстепенным сооружениям. Вместе с тем для относительно жестких и неподвижных стенок I и II классов следует выполнять расчеты активного давления грунта по экспериментальным кривым зависимости нагрузок от деформаций, а при отсутствии таких кривых по коэффициенту бокового давления в состоянии покоя.

Возможность образования дополнительного давления от навала обусловливается многими, пока мало изученными, факторами. Предполагается, что усилия от навала могут действовать на достаточно жесткие подпорные сооружения при определенных и ограниченных габаритах. По построенным подпорным стенкам различного назначения при проектировании, как правило, не учитывали дополнительные нагрузки от навала. Поэтому указанную дополнительную нагрузку следует учитывать лишь при специальном обосновании. Во всяком случае при проектировании стенок и устоев следует предусматривать специальную очередность возведения обратной засыпки и насыпи за сооружением, исключающую возможность перекосов конструкций в сторону засыпки.

2. Влияние профиля стенки, шероховатости ее грани, сцепления грунта и других факторов. При расчетах устойчивости и прочности подпорных стенок и устоев рекомендуется подразделять их в зависимости от профиля тыловой грани на:

 крутые с вертикальной или слабо наклонной тыловой гранью;

2) пологие с большим углом наклона, превышающим угол обрушения грунта.

При крутых и пологих стенках тыловые профили могут образовываться плоскостями или иметь уступчатое очертание (см. рис. VII-1, *а* и *д*).

К пологим стенкам относятся уголковые и контрфорсные стенки (см. рис. VII-1, в и г).

При выявлении степени наклона тыловой грани стенки следует учитывать общую цель последующего расчета. Например, для расчета прочности вертикальной части стенки степень наклона тыловой грани оценивается по зонам, определяемым участками от верха стенки до расчетного сечения (см. рис. VII-1,*a*; сечения *I*—*I* и *II*—*II*).

Для расчета устойчивости стенки наклон тыловой грани определяется профилем ее на всей высоте, считая от верха стенки до подошвы. В стенках ступенчатого или уголкового профиля расчетной тыловой гранью может служить плоскость, проведенная по наружным выступам (см. рис. VII-1, ∂).

Расчетные значения углов внутреннего трения грунтовой насыпи за стенками назначают в результате общей оценки лабораторных данных о ее физико-механических свойствах при нарушенной структуре и заданном уплотнении. При этом учитывают возможность образования в процессе строительства неоднородной структуры насыпи и принимают в связи с этим также расчетные характеристики, которые приводят к реальному невыгодному загружению сооружений давлением срунта. Кроме того, сопоставляют принятые углы внутреннего трения в пределах призмы обрушения с углами трения по откосу котлована и в случае выявления возможности скольжения насыпи по откосу в расчетах учитывают активное давление грунта на подпорное сооружение.

В расчетах активного и пассивного давлений грунта при надлежащем обосновании учитывают сцепление грунта, которое, как известно, существенно влияет на их величины. При небольших высотах стенок влияние сцепления особенно значительно. Например, при сцеплении грунта $C=5 T/M^2$ и объемном весе $\gamma=1 T/M^3$ вертикальная стенка не должна испытывать давление до глубины 14 м.

До последнего времени в расчетах активного и пассивного давлений сцепление грунта не учитывали. При этом предполагали, что в обратных засыпках из связных грунтов сцепление может проявляться лишь в течение короткого промежутка времени, так как в дальнейшем, вследствие колебаний температуры окружающей среды и возникновения пластических деформаций насыпи под действием собственного веса и попеременного увлажнения, монолитная структура массива грунта должна нарушаться, а его устойчивость — уменьшаться.

Отмеченные факторы не удавалось оценить, и поэтому расчеты активного и пассивного давлений связного грунта обычно выполняли без учета сил сцепления. Однако в последнее время институт Гидропроект частично учитывает сцепление грунта при определении его активного давления.

Указанные особенности проявления сцепления грунта в обратных засыпках несомненно требуют обстоятельного обоснования расчетных величин.

Имеются предложения расчетные величины сцепления в обратных засыпках из связных грунтов ограничивать, например, величинами, не превышающими 50% среднеминимальных величин сцепления, полученных лабораторными исследованиями.

Для уменьшения активного давления грунта на стенки нередко применяют локальные обратные засыпки из скальных грунтов, которые целесообразны лишь при дешевом камне, например при наличии вблизи строительной площадки скальных выемок, и небольших затратах на транспортирование и наброску из них камня.

Активное и пассивное давления грунта в значительной степени зависят от шероховатости тыловых и лицевых граней подпорных сооружений. Однако в практике проектирования ранее нередко пренебрегали силами трения грунта, действующими в плоскостях соприкосновения грунта с сооружениями, из-за наличия гидроизоляционных битумных покрытий и обмазок, а также при засыпках связными грунтами, которые подвержены объемным деформациям вследствие переменного увлажнения.

Появление сил трения между стенкой и грунтовой насыпью зависит от угла в наклона тыловой грани к вертикали, а также от степени уплотнения грунта.

Направление усилий от грунта на подпорную стенку при активном и пассивном давлениях характеризуется величиной угла б отклонения этих усилий от нормали к грани стенки. При этом вектор силы активного давления расположен выше, а пассивного давления — ниже нормали к грани стенки.

Для стенок, имеющих наклон в сторону засыпки, вектор силы

принимают направленным горизонтально в тех случаях, когда угол **б** меньше угла, образованного нормалью к стенке и горизонталью.

При проектировании обычно возникают затруднения по обоснованию расчетных величин углов б отклонения активного и пассивного давлений грунта вследствие отсутствия достаточных экспериментальных данных. Поэтому имеющиеся рекомендации [6] по выбору углов отклонения δ сводятся к следующему:

1) для подпорных сооружений с весьма шероховатыми гранями принимать $\delta = \varphi$, где φ — угол внутреннего трения грунта;

2) при относительно гладких гранях подпорных сооружений угол δ назначать в пределах $\frac{\varphi}{2} \ll \delta \ll \frac{3}{4} \varphi$;

3) при обратных засыпках из мелкозернистого водонасыщенного песка и наличии вибрационных нагрузок на подпорные сооружения угол δ принимать в пределах $0 \ll \delta \ll \frac{\varphi}{2}$.

Экспериментальные исследования вертикальных подпорных стенок с пазухами, засыпанными песком, а также связным грунтом, показали, что после проявления деформаций, обусловивших образование призмы скольжения, значения углов отклонения не были ниже $1/2 \varphi$ и $2/3 \varphi$, но и не достигали при этом величины φ .

При расчетах активного и пассивного давлений грунта по методу Кулона, а также в приближенных расчетах по коэффициенту бокового давления в состоянии покоя принимают следующие эпюры распределения усилий по высоте подпорных сооружений:

1) при однородном грунте засыпки и плоской ее поверхности изменение интенсивности давления по глубине характеризуется линейной зависимостью;

2) при отсутствии пригрузки на поверхности засыпки эпюра давления имеет треугольное очертание; точка приложения равнодействующей давления располагается на ¹/з высоты, считая от подошвы сооружения;

3) при наличии равномерно распределенной пригрузки на поверхности засыпки эпюра давления имеет трапецеидальную форму; равнодействующая прикладывается в центре тяжести эпюры;

4) при изменении объемного веса грунта по высоте засыпки эпюра давления имеет перелом на границе между слоями грунта, имеющими разные весовые характеристики;

5) при различных значениях углов внутреннего трения груптов двух слоев засыпки эпюра давления на контакте этих слоев имеет уступ при неизменном ее наклоне (если объемные веса грунта обоих слоев одинаковые);

6) при ломаном очертании грани стенки сохраняется линейная зависимость изменения интенсивности давления для каждого плоского участка; 7) при неоднородных грунтах за стенкой эпюра давления изменяется по линейному закону на участках граней, в пределах которых грунт однороден;

18) давление воды и грунта учитывается раздельно; при этом грунт ниже уровня воды, находясь во взвешенном состоянии, уменьшается в весе на величину вытесненного им веса воды.

В расчетах устойчивости и прочности стенок активное и пассивное давления грунта целесообразно представлять в виде отдельных эпюр нагрузок на вертикальную и горизонтальную оси.

3. Активное давление грунта. В расчетах активного давления грунта на подпорные сооружения используют приводимые ниже основные формулы, выведенные применительно к наиболее распространенным в практике строительства геометрическим параметрам этих сооружений и грунтовой пасыпи.

В формулы активного и пассивного давлений грунта входят величины, показанные на соответствующих рисунках. Кроме того, в этих формулах приняты следующие общие обозначения величин:

- γ объемный вес грунта;
- б угол отклонения активного или пассивного давления от нормали к грани стенки;
- Е активное давление грунта;
- *E*_г, *E*_в соответственно горизонтальная и вертикальная составляющие активного давления грунта;
- σ_г, σ_в интенсивности соответственно вертикальной и горизонтальной составляющих активного давления грунта;
 - Н высота участка или всей стенки;
 - λ- коэффициент бокового давления грунта;
 - *Q* вес призмы обрушения;
 - ξ₀ коэффициент бокового давления грунта в состоянии покоя;
 - Еп пассивное давление грунта.

Основная формула активного давления грунта на жесткие отклоняющиеся (в сторону от засыпки) подпорные сооружения.

Активное давление грунта на участок подпорного сооружения высотой *H* с плоской гранью, поддерживающего насыпь однородного несвязного грунта, ограниченную плоской поверхностью (рис. VII-4), определяется по формуле

$$E = \frac{1}{2} \gamma H^2 \lambda, \qquad (\text{VII.1})$$

где

$$\lambda = \frac{\cos^3(\varphi - \varepsilon)}{(1 + \sqrt{z})^2 \cos^2 \varepsilon \cos(\varepsilon + \delta)};$$

$$z = \frac{\sin (\varphi + \delta) \sin (\varphi - \alpha)}{\cos (\varepsilon + \delta) \cos (\varepsilon - \alpha)}.$$

Горизонтальная и вертикальная составляющие давления грунта выражаются формулами

$$E_{\rm r} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \lambda_{\rm r};$$

$$E_{\rm B} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \lambda_{\rm B},$$
(VII.2)

где

$$\lambda_{\rm r} = \frac{\cos^2(\varphi - \varepsilon)}{\left(1 + \sqrt{z}\right)^2 \cos^2 \varepsilon};$$
$$\lambda_{\rm B} = \lambda_{\rm r} \, \text{tg} \, (\delta + \varepsilon).$$

Интенсивности горизонтальной и вертикальной составляющих давления грунта на глубине Н определяются по формулам

$$\begin{array}{l} \sigma_{\rm r} = \gamma \, H \, \lambda_{\rm r}; \\ \sigma_{\rm B} = \gamma \, H \, \lambda_{\rm B}. \end{array} \right\}$$
 (VII.3)

Для построения эпюры вертикальной составляющей активного давления грунта вычисляется интенсивность $\sigma_{\rm B}$ на глубине *H* и умножается на $\frac{1}{\lg_{\Xi}}$ (см. рис. VII-4).

Необходимо отметить следующие условия применения формулы (VII-1):

а) формула не применима при $\alpha > \varphi$; однако этот случай может быть при засыпке из неоднородных грунтов, причем выше верха стенки угол внутреннего трения грунта больше угла внутреннего трения нижележащего грунта. В этом случае принимают горизонтальную поверхность засыпки с равномерно распределенной нагрузкой на призме обрушения, приведенной к средней высоте h_0 ;

б) формула не применима для стенок с пологой гранью.

Влияние равномерно распределенной нагрузки q по всей поверхности грунта, поддерживаемого подпорным сооружением, учитывается умножением величин активного давления на коэффициент

$$\Phi = 1 + \frac{2q}{\gamma H \left(1 + \lg \varepsilon \lg \alpha\right)} \,. \tag{VII.4}$$

Активное давление грунта при наличии грунтовых вод в засыпке подпорного сооружения (рис. VII-5) определяется по формулам

$$E = \frac{1}{2} \gamma_1 H_1^2 \lambda + \gamma_1 H_1 H_2 \lambda + \frac{1}{2} \gamma_2 H_2^2 \lambda; \qquad (VII.5)$$



Рис. VII-4. Расчетная схема к основной формуле активного давления грунта



Рис. VII-5. Расчетная схема к основной формуле активного давлечия грунта при наличии воды в засыпке

$$E_{\rm r} = E\cos\left(\delta + \varepsilon\right); \qquad (\text{VII.6})$$

$$E_{\rm s} = E\sin\left(\delta + \varepsilon\right). \qquad (\text{VII.6})$$

Для вычисления ординат эпюр горизонтальной и вертикальной составляющих давления грунта (см. рис. VII-5) используются формулы

$$\sigma_{P_{1}} = \gamma_{1} H_{1} \cos \left(\delta + \varepsilon \right) \lambda;$$

$$\sigma_{P_{2}} = \gamma_{2} H_{2} \cos \left(\delta + \varepsilon \right) \lambda;$$

$$\sigma_{B_{1}} = \gamma_{1} H_{1} \frac{\sin \left(\delta + \varepsilon \right)}{\operatorname{tg} \varepsilon} \lambda;$$

$$\sigma_{B_{2}} = \gamma_{2} H_{2} \frac{\sin \left(\delta + \varepsilon \right)}{\operatorname{tg} \varepsilon} \lambda.$$
(VII.7)

Давление воды на стенку определяют по формулам гидростатики.

При сложных профилях засыпки (рис. VII-6) применяют способ расчета, основанный на сопоставлении нескольких величин активного давления, вычисленного для различных углов обрушения в по формуле

$$E = Q\lambda, \qquad (\text{VII.8})$$

где *Q* — вес призмы обрушения;

$$\lambda = \frac{\sin (\theta - \varphi)}{\cos (\theta - \varphi - \varepsilon - \delta)}.$$

Расчетной величиной активного давления грунта является значение, отвечающее максимуму функции $E = f(\theta)$, который выявляется, например, в результате графического построения этой функции.

Пологие стенки. Для подпорных стенок с пологими тыловыми гранями формула (VII.1) не применима. Условием для отнесения подпорной стенки к пологой может служить неравенство

$$\epsilon_{np} \gg \operatorname{arctg}\left(\frac{1-\lambda}{2 \operatorname{tg}\delta} \pm \sqrt{\frac{(1-\lambda)^2}{4 \operatorname{tg}^2 \delta} - \lambda}\right),$$
 (VII.9)

з де

$$\lambda = \mathsf{tg}^2 \, \left(45^{\varsigma} - \frac{\varphi}{2} \right).$$

Неравенство (VII.9) предложил Г. А. Дуброва [6]; правой частью этого неравенства выражена величина предельного угла наклона ε_{np} тыловой грани стенки к вертикали, при котором образуется вторичная плоскость скольжения *AC* (рис. VII-7).



Рис. VII-6. Расчетная схема к опрелелению активного давления грунта при сложном профиле засыпки



Рис. VII-7. Схема к определению активного давления грунта на пологую стенку

В табл. 36 приведены величины ε_{np} , вычисленные по формуле (VII.9) для различных углов внутреннего трения в засыпке при $\delta = \frac{\varphi}{2}$.

Таблица 36-

Угол внутрен- него трения грунта ф в град	Угол трення грунта о стенку д==¢/2 в град	Коэффициент бокового давления грунта λ	Тангенс предель- ного угла наклона стенки к верти- кали tge пр	Предельный угол. наклона тыловой грани стенки к вертикали е пр		
10 15 20 25 30 35 40	57,510 1012,5 1515 17,520	$\begin{array}{c} 0,7\\ 0,59\\ 0,49\\ 0,405\\ 0,333\\ 0,27\\ 0,217\end{array}$	3,25 2,9 2,72 2,49 2,36 2,2 2,03	72°50′ 71°00′ 69°50′ 68°10′ 67°00′ 65°30′ 63°00′		

Значения предельного угла наклона тыловой грани стенки, при котором образуется вторичная плоскость скольжения

Из сопоставления величин, приведенных в табл. 36, следует, что при углах наклона $\varepsilon > 65^{\circ}$ в большинстве случаев может образоваться вторичная плоскость скольжения *AC* (см. рис. VII-7), поэтому стенки с такими углами наклона тыловых граней относятся к пологим.

Расчет активного давления грунта на пологую подпорную стенку выполняют для вертикальной плоскости AD, проходящей через нижнюю кромку пологого участка, при $\delta=0$. При этом к вертикальным силам относят также вес призмы групта пад пологим участком стенки, а горизонтальную составляющую активного давления групта определяют по формуле

$$E = \frac{1}{2} \gamma \left(H^2 + 2h_0 H \right) \lambda, \qquad (\text{VII.10})$$

где $h_0 = -\frac{q}{\gamma}$.

При необходимости уточнения величины активного давления грунта на пологую подпорную стенку выявляют положение расчетной плоскости передачи этого давления путем сопоставления величин давления на несколько плоскостей, расположенных под углами ε_1 , ε_2 , ε_3 к вертикали при $\delta = \varphi$ (см. рис. VII-7).

Поскольку подпорные стенки уголкового профиля (рис. VII-8) обычно являются пологими, в расчетах общей устойчивости активное давление грунта на них определяют одним из следующих методов:

1) горизонтальную составляющую давления грунта вычисляют по формуле (VII.10) при $\delta = 0$ и к вертикальной составляющей относят вес призмы грунта *ABCD*;

2) давление грунта вычисляют на наклонную плоскость A'C при $\delta = \varphi$ и вес призмы AA'CD относят к вертикальной составляющей давления грунта.



Рис. VII-8. Схема стенки уголкового профиля

Пример расчета активного давления грунта на пологую подпорную стенку¹.

Исходные данные: высота стенки $H=10 \ м$; угол наклона тыловой грани $\epsilon = 70^{\circ}$; угол внутреннего трения грунта $\varphi = 25^{\circ}$; угол отклонения равнодействующей $\delta = 25^{\circ}$; объемный вес групта $\gamma = 1.8 \ r/m^3$.

При указанных исходных данных стенка является пологой; поэтому не исключена возможность образования вторичной плоскости скольжения, так как $\varepsilon > \varepsilon_{np} = 68^{\circ}10'$ (см. табл. 36).

Активное давление грунта на вертикальную плоскость AD (см. рис. VII-7) при д =0 вычисляем по формуле (VII-10)

$$E_{\rm f} = \frac{1}{2} \, 1.8 \cdot 10^2 \, {\rm tg}^2 \, \left(45^\circ - \frac{25^\circ}{2}\right) = 31.5 \, T.$$

Вес призмы грунта АВД

$$E_{\rm B} = \frac{10^2}{2} \, \text{tg} \, 70^\circ \cdot 1, 8 = 248 \, T.$$

Результаты расчета активного давления грунта на несколько плоскостей сведены в табл. 37.

Таблица 37

Результаты расчета активного давления грунта на пологую подпорную стенку

Угол є наклона расчетной плос- кости к вертика- ли в град	Активное давле	ние грунта в Т		Суммарная вертикальная составляющая в Т	
	горизонтальная составляющая Е _г	вертикальная составляющая Е _в	Вес призмы грун- та над наклонной гранью в т		
15 20 30 40 45	33,8 35 36,1 35,8 33,9	28,4 35 51,6 76,7 93	223,9 215,3 196,2 172,5 158	252,5250,3247,8249,2251	

Из сравнения данных табл. 37 видно, что наибольшая горизонтальная и наименыцая суммарная вертикальная составляющие давления грунта действуют на расчетную грань при $n = 30^\circ$.

¹ Пример расчета выполнен инж. Е. Н. Кажановой.

К. Терцаги [14] и Г. А. Дуброва [6], анализируя условия передачи давления грунта на пологие подпорные стенки, дали определенные рекомендации в этой части, руководствуясь в основном теоретическими соображениями.

Из рекомендации Г. А. Дуброва следует, что в упрощенных расчетах на условную вертикальную плоскость горизонтальные составляющие давления грунта можно определять по формуле

$$E_{\rm r} = rac{1}{2} \gamma H^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - rac{\varphi}{2} \right)$$

только в тех случаях, когда угол наклона стенки к вертикали є олизок углу $\beta = 45^{\circ} - \frac{\varphi}{2}$, угол трения грунта по тыловой грани стенки δ равен углу внутреннего трения грунта φ , а временная нагрузка q=0 или незначительна по сравнению с давлением грунта от собственного веса, или, наконец, распределена по всей поверхности призмы обрушения. При невыполнении любого из этих условий указанная формула не применима для расчета давления грунта.

Также, только при $\varepsilon \approx 45^{\circ} - \frac{\varphi}{2}$ и $\delta = \varphi$, можно выполнять расчеты вертикальных составляющих давления грунта по формуле $E_{\rm B} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \, {\rm tg} \varepsilon$, т. е. принимать в качестве пригрузки грунт, заключенный между тыловой гранью и вертикальной плоскостью.

Сдвиг грунта по откосу котлована. В практике проектирования подпорных стенок нередко возникает необходимость выявления возможности сползания грунтовой призмы по откосу котлована, вследствие которого проявится большее активное давление по сравнению с давлением при образовании плоскости обрушения внутри засыпки.

Для подпорной стенки уголкового профиля (рис. VII-9) условием сползания грунтовой призмы по откосу котлована может служить неравенство

$$\frac{\operatorname{tg}\left(\alpha'-\varphi_{OTK}\right)}{\operatorname{tg}\alpha'} > \operatorname{tg}^{2}\left(45^{\circ}-\frac{\varphi_{3ac}}{2}\right) \tag{VII.11}$$

Для предельного состояния указанной призмы активное давление грунта на стенку можно определить по формуле

$$E = Q \operatorname{tg} (\alpha' - \varphi_{\operatorname{org}}), \qquad (VII.12)$$

где

$$Q = \frac{H}{\operatorname{tg} \alpha'} q + \frac{H^2}{2 \operatorname{tg} \alpha'} \gamma.$$

Учет сцепления. Активное давление грунта на подпорное со-

оружение с учетом сцепления можно определить методом сопоставительных расчетов для нескольких плоскостей обрушения, расположенных под углами θ_{01} , θ_{02} , θ_{03} , по следующей формуле, составленной для статической схемы, изображенной на рис. VII-10:



Рис. VII-9. Схема к опредслению активного давления при сдвиге призмы грунта по откосу котлована

$$E = \frac{Q\cos\left(\theta_{0} + \varphi\right) - CL\cos\varphi}{\sin\left(\theta + \varepsilon + \theta_{0} + \varphi\right)}.$$
 (VII.13)

Наибольшее значение активного давления грунта, вычисленного по формуле (VII.13) для различных плоскостей обрушения, является расчетной величиной.

Активное давление групта с учетом сцепления можно определять, рассматривая последнее как усилия всестороппего сжатия интенсивностью $q_{cu} = \frac{C}{tg\varphi}$ [18]. Для частного случая при гладкой вертикальной грани ($\delta = 0$) и горизонтальной поверхности засыпки формула активного давления групта с учетом усилий от всестороннего сжатия имеет вид



Рис. VII-10. Схема к определению активного давления грунта с учетом сил сцелления

$$E = \frac{\gamma H^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2CH \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{2C^2}{\gamma} \,. \quad (\text{VII.14})$$

Из анализа формулы (VII.14) следует, что глубина (от верха стенки), на которой стенка не будет воспринимать активного давления групта, выражается зависимостью

$$h_{\rm cu} = \frac{2C}{\gamma \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)} \,. \tag{VII.15}$$

Эпюры активного давления групта на степку с учетом сцепления в виде усилий всестороннего сжатия показаны на рис. VII-11. При этом интепсивность активного давления групта на глубине *H* с учетом сцепления определяется по выражению

$$\sigma_{\rm r} = \gamma \, H \, \mathrm{tg}^2 \, \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \, C \, \mathrm{tg} \, \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (\mathrm{VII.16})$$

При наклонной и гладкой стенке ($\epsilon \neq 0$, $\delta = 0$) первый член выражения (VII.16) можно вычислить по формуле (VII.1), а второй член, учитывающий сцепление, — по формуле

$$\sigma_{\rm en} = \frac{C\cos\varphi}{\cos^2\left(45^2 - \frac{\varphi + |-\varphi|}{2}\right)}.$$
 (VII.17)

Активное давление грунта на жесткие неотклоняюшиеся подпорные соорижения. Примерами жестких абсолютно неподвижных подпорных сооружений могүт служить: массивные подпорные стенки и устоя, опирающиеся подошвами на прочную скалу, массивные головы и стены камер докового типа судоходных шлюзов на нескальном основании при условии равномерной их осадки в процессе строительства и эксплуатации, а также другие подобные им сооружения.



$$E = \left(qH \pm \frac{1}{2} \ \gamma H^2\right) \ \xi_0. \tag{VII.18}$$



Рис. VII-11. Эпюры активного давления групта с учетом сил сцепления

При этом интенсивность горизонтального давления, отвечающая главному напряжению, выражается зависимостью

$$\sigma_{\text{MHH}} = \sigma_{\text{Make}} \, \xi_0 = (\gamma \, H + q) \, \xi_0. \qquad (\text{VII.19})$$

Величина коэффициента бокового давления в состоянии покоя зависит от рода грунта и относительной плотности последнего. При небольшой высоте стенки трамбованием грунта во время заполнения ее пазухи можно повысить величину ξ_0 до единицы. При высоких стенках способ укладки грунта в пазухи (исключая намыв) не влияет на величину коэффициента бокового давления в состоянии покоя, и последний может быть определен с использованием коэффициента Пуассона µ0 по формуле

$$\xi_0 = \frac{\mu_0}{1 - \mu_0}$$
. (VII.20)

Орнентировочные значения коэффициентов Пуассона приведены в главе III, п. 21.

4. Пассивное давление грунта. При перемещении подпорной стенки в сторону засыпки возникает пассивное давление грунта.

Для упрощения решения задачи о величине пассивного давления рассматривают условия равновесия грунтовой призмы с плоской поверхностью скольжения (выпора). В этом случае при несвязных грунтах с равномерно распределенной нагрузкой на горизонтальной поверхности грунта, а также при гладкой стенке (δ =0) пассивное давление определяют по формуле, выведенной на основании гипотезы Кулона:

$$E_{\rm fr} = \frac{\gamma}{2} (H^2 + 2h_0 H) \lambda_{\rm fr},$$
 (VII.21)

где

$$h_0 = rac{q}{\gamma}$$
 is $\lambda_{\mathrm{ff}} = \mathrm{tg}^2 \left(45^\circ + rac{\varphi}{2}
ight).$

Однако эту формулу применяют в расчетах при незначительном влиянии пассивного давления на устойчивость подпорного сооружения, а также при гладких стенках и углах внутреннего трення грунта $\varphi < 15^\circ$, так как ошибка, обусловленная допущением о плоской поверхности скольжения, не является существенной при малых углах внутреннего трения грунта и гладких стенках.

С увеличением угла отклонения сил пассивного давления $\left(\delta > \frac{c}{3}\right)$ поверхность скольжения становится вогнутой, и ошибка, вызванная указанным допущением, возрастает. Например, при $\delta = \varphi$ она может достигать 30%. Поэтому при $\delta > \frac{\varphi}{3}$ в расчетах пассивного давления используют следующие формулы для вертикальной стенки ($\varepsilon = 0$), в которых учитывается, по В. В. Соколовскому [11], криволинейность призмы скольжения: а) нормальная составляющая пассивного напряжения

$$\sigma_{\rm m} = (q + \gamma H) \lambda_{\rm m} ; \qquad (\rm VII.22)$$

б) касательная составляющая цассивного напряжения

$$\tau_{\kappa} = \sigma_{\mu} \operatorname{tg} \delta, \qquad (VII.23)$$

где

$$\lambda_{\pi} = \frac{1 + \sin \varphi \cos \xi}{1 - \sin \varphi} e^{\xi \operatorname{tg} \delta};$$

$$\xi = \delta + \arcsin \frac{\sin \delta}{\sin \varphi}.$$

В табл. 38 приведены значения коэффициента Е.

Таблица 33

Значения коэффициента ⁵ для определения касательной составляющей пассивного напряжения по формуле (VII.23)

Угол внутреннего трения	При значелиях о в град							
ф в град	0	5	10	15	20	23	30	35
15 20 25 30 35	1,072,042,4633,69	1,872,282,793,454,33	2 2,48 3,09 3,89 4,96	2,06 2,62 3,34 4,29 5,58	2,7 3,53 4,63 6,16	 3,63 4,89 6,67	 5,03 7,05	

В расчетах пассивного давления связных грунтов сцепление учитывают методом сопоставительных расчетов для нескольких плоскостей выпора, расположенных под углами $\theta_1, \theta_2, \theta_3, \ldots, \theta_n$, по следующей формуле, составленной применительно к статической схеме, показанной на рис. VII-12:

$$E_{n} = Q \operatorname{tg} \left(\varphi + \theta \right) + CH \left[\operatorname{ctg} \theta + \operatorname{tg} \left(\varphi + \theta \right) \right], \qquad (VII.24)$$

где

 $Q = \frac{1}{2} \frac{H^2}{-\operatorname{tg} 0} \gamma + \frac{H}{\operatorname{tg} 0} q.$

Расчетной величиной пассивного давления является минимум функции $E_n = f(\theta)$, который определяется в результате графического построения этой функции.

Для определения пассивного давления связных грунтов сцепление можно представить в виде условной пригрузки на призме обрушения интенсивностью $\frac{C}{tg\varphi}$ и применить формулу (VII.21), которая так же, как и формула (VII.24), справедлива при отмеченных выше условиях.

При выборе расчетной величины пассивного давления грунта с учетом сцепления обычно выполняют дополнительные приближенные расчеты без использования гипотезы о плоской поверх-

ности скольжения исходя из предположения, что сопротивление сдвигу призмы грунта т удовлетворяет условию

$$\tau = C + \sigma \operatorname{tg} \varphi. \tag{VII.25}$$

На рис. VII-12 показана приблизительная форма призмы скольжения. Поверхность скольжения этой призмы образована криволинейной поверхностью *AM* и плоскостью *MM*₁.

В практике проектирования обычно не пользуются методами определения действительных форм поверхностей скольжения из-за их чрезмерной сложности. Между тем достаточная точность получается при построении криволинейной части призмы выпора по кругу или по логарифмической спирали [15].

Для определения пассивного давления грунта применяют также графоаналитический метод С. С. Голушкевича [4].

52. РАСЧЕТЫ УСТОИЧИВОСТИ

При проектировании подпорных стенок и устоев выполняют следующие расчеты устойчивости:

1) на сдвиг в плоскости подошвы стенки («плоский» сдвиг);

2) на сдвиг с частью грунтового основания;

3) на опрокидывание.

Расчеты устойчивости на сдвиг подпорных стенок на нескальных основаниях выполняют, руководствуясь указаниями СНиП II-Б.3-62 и СНиП II-И.10-65. Для расчетов устойчивости подпорных стелок на опрокидывание применима с некоторыми уточнениями методика, изложенная в СНиП II-И.10-65, для подпорных стенок на скальпом основании.

При относительно незначительных вертикальных и горизонтальных напряжениях в плоскости подошвы подпорного сооружения, не превышающих некоторых предельных величин τ_{np} и σ_{np} , расчет устойчивости на сдвиг производится по плоскости подошвы. Для расчета этих предельных напряжений, при которых не происходит выпирания групта из-под гибкого фундамента, воспринимающего наклопные нагрузки, может служить частное решение обобщенной задачи Прандтля, полученное В. В. Соколовским [10] и разработанное Н. И. Головановым [3] для практического применения.

В общем случае при связных грунтах предельные касательчые напряжения τ_{np} и предельные пормальные папряжения σ_{np} выражаются формулами

$$\tau_{\rm np} = \eta (q + C \operatorname{ctg} \varphi); \qquad (\text{VII.26})$$

$$\sigma_{\text{IIP}} = \chi \left(q + C \operatorname{ctg} \varphi \right) - C \operatorname{ctg} \varphi, \qquad (\text{VII.27})$$

где

$$\eta = \frac{1 + \sin \varphi \sin \left(2 \varphi^* + \varphi\right)}{1 - \sin \varphi} e^{\left(2 \varphi^* + \frac{\pi}{2} + \varphi\right) \operatorname{tg} \varphi}$$

11*

$$\chi = \frac{\sin\varphi\cos\left(2\varphi^* + \varphi^*\right)}{1 - \sin\varphi} e^{\left(2\varphi^* - \frac{\pi}{2} + \varphi^*\right) tg\varphi};$$

 ϕ_{τ}^* — угол между касательной и кривой $\tau = \int (\sigma)$ и осью σ ; для определенных значений ϕ величина ϕ^* изменяется в преде-

лах —
$$\varphi \leqslant \varphi^* < \frac{\pi}{2} - \frac{\varphi}{2}$$
.



Рис. VII-12. Схема к определению пассивного давления групта с учетом сил сцепления

Рис. VII-13. График $\tau = f(\sigma)$

При заданных величинах φ , *C* и *q* по формулам (VII.26) и (VII.27) можно построить в координатных осях τ и σ кривую $\tau = \hat{j}(\sigma)$ (рис. VII-13), задаваясь величинами φ^* .

Зная величину нормальных напряжений σ_A под лицевой гранью стенки и средних касательных напряжений $\tau_A = \frac{E_{\text{сдв}}}{b_s}$, оп-

ределяют положение точки A с координатами τ_A , σ_A (E_{cgb} сдвигающая сила; b_2 — ширина участка подошвы подпорной стенки, на котором возникают нормальные сжимающие напряжения). При расположении точки A внутри контура, образованного кривой и осью σ (рис. VII-13), исключается возможность местного выпора групта, так как $\tau_A < \tau_{np}$ и $\sigma_A < \sigma_{np}$.

Участок кривой $\tau = f(\sigma)$, определяемый координатами $\tau = C$, $\sigma = 0$ и τ_0 , σ_0 , является прямой линией; этот участок характеризует диапазон напряжений, отвечающий условиям плоского сдвига.

Расчетный прием проверки местной прочности основания под лицевой гранью подпорного сооружения по формулам (VII.26) и (VII.27) справедлив для краевой точки под гибким фундаментом. Вследствие этого расчетная несущая способность основания, выявленная с использованием указанных формул, по-видимому, занижается.

При проектировании подпорных стенок на нескальном основании в большинстве случаев обеспечивается их устойчивость на

опрокидывание, а поэтому габариты стенок определяются условиями устойчивости на сдвиг.

В последние годы при проектировании крупных русловых гидроэлектростанций находят применение такие конструкции сопрягающих устоев, при которых иет необходимости обеспечивать самостоятельную устойчивость на сдвиг и опрокидывание, так как упорами для этих сооружений служат водосливные илотины или здания гидроэлектростанций. В этих случаях габариты устоев назначают из условий допустимого распределения реактивных усилий по подошвам или из условий передачи на основные сооружения допустимых дополнительных сдвигающих и вертикальных сил, обусловленных упором.

Для подпорных стенок также встречаются некоторые особенности расчета устойчивости, зависящие от условий их работы. Например, при наличии надежного упора с лицевой стороны подпорной стенки исключается необходимость расчета устойчивости на сдвиг по плоскости и в отдельных случаях на сдвиг с частью основания. Габариты таких подпорных сооружений определяются устойчивостью на опрокидывание и заданным условием распределения напряжений на грунт по подошве.

Другими примерами могут служить подпорные стенки второго яруса в сопряжениях плотин и зданий гидроэлектростанций с земляными сооружениями. В этом случае верховые и пизовые подпорные стенки можно связать специальными анкерами в пределах фундаментных плит и, следовательно, не выполнять расчета устойчивости на сдвиг (см. рис. VII-1, к). Вместе с тем для таких стенок сохраняется требование о приемлемом распределении напряжений на грунт в плоскости подошвы во избежание нарушения прочности (устойчивости) основания.

При обеспечении самостоятельной устойчивости на сдвиг и опрокидывание устоев на основные сооружения не будут передаваться дополнительные усилия, если не учитывать возможности перекосов и микроподвижек, вызываемых осадками основания.

При проектировании устоев, к которым не предъявляют требования об обеспечении самостоятельной устойчивости, расчетами определяют величины усилий, передаваемых на крайние секции основных сооружений.

Расчеты устойчивости на плоский сдвиг

В расчетах устойчивости на плоский сдвиг боковое давление групта со стороны тыловых граней степок определяют при коэффициентах бокового давления, отвечающих состоянию предельного равновесия в засыпке, т. е. по методу Кулона. Со стороны лицевых граней степок учитывают нассивное давление групта, если имеется реальная возможность создать достаточное уплотнение в обратной засыпке в пределах котлована с этой стороны. В подпорных степках, имеющих заглубленные зубья с тыловых сторон, пассивное давление грунта со стороны лицевых граней определяют на полную высоту заглубления подошвы зуба относительно поверхности насыпи, находящейся перед стенкой.

Степень устойчивости подпорной стенки на плоский сдвиг оценивается коэффициентом запаса, под которым понимают отношение результирующей разрушающей нагрузки к действующей нагрузке или эквивалентное этому отношению отношение суммы реактивных сил ΣR к сумме всех активных сил ΣA , действующих на сооружение.

Коэффициент запаса на сдвиг по плоскости подошвы при внешних силах, показанных на рис. VII-14, можно определять по формуле

$$k = \frac{(P - N)f + E_{\rm II} + bC}{(H_{\rm T} + E_{\rm T}) - (H_{\rm A} + E_{\rm A})} , \qquad (\rm VII.28)$$

где

P — сумма вертикальных сил, действующих на сооружение в направлении сверху вниз;

N — противодавление воды, направленное снизу вверх; $f = tg\varphi$ — коэффициент трення групта;

- *E*_п нассивное давление грунта, действующее на лицевую грань;
 - *b* ширина подошвы степки;
 - С-сцепление грунта;
- *E*_т, *E*_л активное давление грунта соответственио с тыловой и лицевой стороны;
- *H*₁, *H*₁— давление воды соответственно с тыловой и лицевой стороны.

В связи с возможностью недостаточного уплотнения обратной засыпки перед стенкой в формуле (VII.28) нередко взамен полного пассивного давления грунта учитывали часть его, например $1/_2E_{\rm n}$.

Однако в СНиП II-И.10-65 указано, что в расчетах устойчивости подпорных стенок пассивное давление грунта с лицевых сторон рекомендуется вычислять, учитывая следующие условия:

а) при заглублении степок в основание менее $\frac{0, 2\sigma_{cp}}{\sigma_{cp}}$ (σ_{cp} —

среднее давление по подошве фундаментной плиты стенки) — приближенным методом; в этом случае коэффициент отпора можно принимать равным $\lambda_{\rm H} = 1$;

б) при заглублении степок в основание более $\frac{0.2\sigma_{cp}}{\gamma}$ — методами, основанными на решении задачи по теории предельного равновесия.

Сцепление групта в плоскости подошвы стенки (bC) принимают, как правило, полным лишь при наличии зуба в конструкции фундаментной плиты. При плоской подошве стенки сцепление групта полностью не учитывают из-за возможности наруше-



١

ł

l

ĺ

ţ

t

Рис. VII-14. Схема к определению коэффициента запаса на сдвиг по плоскости подошвы стенки



Рпс. VII-15. Схема к решению задачи о наиневыгоднейшем подтоплении степки водой

ния структуры групта по контакту с сооружением. В отдельных случаях при наличин зубчатого профиля подошвы фундаментной плиты сцепление групта принимают на части площади между зубьями.

При расчетах устойчивости прежде всего выявляют неблагоприятный уровень подтопления степки водой. При относительно сложных нагрузках от груптовой насыпи, воспринимаемых степками, частичное подтопление водой увеличивает число вводимых в расчет внешних сил и, следовательно, повышается трудоемкость расчетов. Поэтому для степок, имеющих сложные расчетные схемы, неблагоприятный уровень подтопления водой определяют путем сопоставления коэффициентов устойчивости для нескольких различных уровней воды с лицевой и тыловой стороны.

Решение в общем виде задачи о наиневыгоднейшем подтоплении степки водой может иметь практическое значение лишь при условии получения сравнительно простого решения. Приемлемое решение этой задачи возможно для простой расчетной схемы, показанной на рис. VII-15. Поскольку на этой схеме тыловой профиль стенки принят уголковым и, следовательно, является пологим, активное давление групта представлено в виде эпюры горизонтальной составляющей давления, ординаты которой вычислены по коэффициенту бокового давления $\lambda = tg^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$.

Полное активное давление грунта с тыловой стороны состопт из двух величин E_{τ} и ΔE_{τ} , равных

$$E_{\rm T} = \frac{1}{2} \, \gamma_1 H^2 \, \lambda \, \, {\rm M} \, \, \Delta E_{\rm r} = \frac{1}{2} \, (\gamma_1 - \gamma_2) \, H^2_{{}_{\rm J,B}} \, \lambda.$$

Составим далее уравнение для коэффициента устойчивости на плоский сдвиг, используя формулу (VII.28):

$$k = \frac{\left[P + \Delta \gamma \left(H_{\tau,B} - h_{\tau}\right) b_{\tau} + \left(H - h_{\tau}\right) b_{\pi} - bH_{\pi,B}\right] f + E_{\text{II}}}{\frac{1}{2} \gamma_{1} H^{2} \lambda - (\gamma_{1} - \gamma_{2}) \frac{H_{\pi,B}^{2}}{2} \lambda - E_{\pi}}, \quad (\text{VII.29})$$

- где *Р* сумма всех вертикальных сил, действующих сверху вниз, включая также и вес групта с объемным весом у1, над тыловой частью фундаментной плиты;
 - Δγ-- дополнительный объемный вес грунта ниже уровня воды.

Прочие величины, входящие в формулу (VII.29), приведены на рис. VII-15.

Функция коэффициента устойчивости имеет минимум при следующем значении независимой переменной $H_{\pi,B}$:

$$H_{\text{fr.s}} = -\frac{B + E_{\text{fr}}}{A} + \sqrt{\frac{(B + E_{\pi})^2}{A^2} - \frac{1}{\gamma_1 - \gamma_2} \left(\gamma_1 H^2 - \frac{2E_{\pi}}{\lambda}\right)}, \quad (\text{VII.30})$$

где

$$A = (\Delta \gamma b_{\rm T} + b_{\rm J} - b) f,$$

Формулы (VII.29) и (VII.30) применимы при однородных песчаных грунтах в обратных засыпках ($\varphi_1 \approx \varphi_2$), подтопление которых водой мало влияет на изменение угла внутреннего трения. Если $\varphi_2 < \varphi_1$, то эти формулы необходимо уточнить из-за изменения величины $\Delta E_{\rm r}$.

Для стенок, имеющих крутые тыловые грани, в плоскости которых возникают силы трения, можно составить аналогичные формулы. При этом в них взамен грунтовой пригрузки над фундаментной плитой будут входить вертикальные составляющие активного давления групта, величины которых зависят от глубины подтопления $H_{\pi,B}$.

При наличии в групте основания горизонтальной прослойки, характеризуемой меньшей величиной коэффициента сдвига $tg\psi_1$ по сравнению с коэффициентом сдвига грунта $tg\psi_2$ в плоскости подошвы стенки, расчет устойчивости ее на сдвиг следует производить по плоскости этой прослойки. В этом случае можно руководствоваться схемой загружения степки, изображенной на рис. VII-16.



Рис. VII-16. Схема к расчету устойчивости стенки для сдвига по плоскости прослойки в трунте основания

Для повышения устойчивости подпорных стенок предусматривают различные конструктивные устройства; некоторые из них показаны на рис. VII-17.

Заглубление тылового зуба или обратный уклон фундаментной плиты обосновывают расчетами устойчивости с использованием, например, статической схемы по рис. VII-18 при условии, что коэффициент запаса на сдвиг с частью основания больше коэффициента запаса на плоский сдвиг.

На рис. VII-18 сохранены обозначения действующих сил, которые приведены в формуле (VII.28). Дополнительные усилия в пределах высоты зуба обозначены через ΔE_{r} , ΔE_{n} , ΔE_{n} и т. д. Расчеты к обоснованию заглубления тылового зуба сводятся к следующему:

1) исходя из нормативного коэффициента запаса на сдвиг, подопрают габариты подпорной степки при плоской подошве;

2) обеспечивая тот же пормативный коэффициент запаса на сдвиг, подбирают новые габариты степки при нескольких различпых размерах тылового зуба;



3) определяют стоимости строительных работ, сопоставление которых позволяет выявить целесообразность устройства тылового зуба и оптимальную величину его заглубления.

Результаты расчетов устойчивости на плоский сдвиг подпорной степки с тыловым зубом с достаточной точностью характеризуют и влияние на устойчивость обратного уклона фундаментной плиты. Следует учитывать, что устройство фундаментной плиты с обратным уклоном является более трудоемким конструктивным мероприятием и может быть оправдано лишь особыми требованиями. При некоторых сочетаниях внешних нагрузок и устройстве тылового зуба возникает необходимость в оценке его влияния на устойчивость степки с частью основания.

Эффективное заглубление тылового зуба при внешних нагрузках, показанных на рис. VII-18, выражается неравенством

$$\frac{(P-N)f - E_{\pi}}{(\Delta P - \Delta N)f - \Delta E_{\pi} - bC} < \frac{E_{\pi} - E_{\pi} - H_{\pi} - H_{\pi}}{\Delta E_{\pi} - \Delta E_{\pi} + \Delta H_{\pi} - \Delta H_{\pi}}.$$
 (VII.31)

При некотором, обычно малом заглублении тылового зуба расчетным случаем может оказаться сдвиг по наклопной плоскости, расположенной под углом β к плоскости подошвы (рис. VII-19). В этом случае для выявления оптимального заглубления тылового зуба коэффициент запаса на сдвиг подпорной степки может быть определен по приближенной формуле

$$k = \frac{(P - \Delta P - N) \lg (3 - \psi) + E_{tr}}{H_{t} - H_{\pi} + E_{r} - E_{\pi}}, \qquad (VII.32)$$


Рис. VII-18. Схема к определению устойчивости стенки с тыловым зубом



Рис. VII-19. Слема к расчету устойчивости стенки с тыловым зубом при сдвиге ее по наклонной плоскости

где tg $\varphi + \frac{c}{\sigma}$, σ — среднее напряжение на грунт по подошве.

Учитывая, что угол β наклона плоскости сдвига зависит от соотношения действующих внешних сил, для заданного заглубления зуба определяют величину этого угла, отвечающую минимальному значению коэффициента запаса на сдвиг. Решение этой задачи целесообразно выполнять подбором, задаваясь несколькими значениями угла β. На рис. VII-20 показана конструкция подпорной стенки с плитой, прикрепленной стальными анкерами к фундаментной части стенки. Для определения длины анкерной плиты при условии обеспечения допускаемой неравномерности папряжений по подошве стенки может служить формула

$$b_{a} = \frac{k(H_{T} - H_{A} + E_{T} - E_{A}) - (P - N)f - bC - E_{II}}{H_{1}\gamma_{1} + H_{2}\gamma_{2}} \cdot \quad (VII.33)$$

Обозначения величин, входящих в формулу (VII.33), приведены на рис. VII-20 и к формуле (VII.28).



Рис. VII-20. Схема к расчету подпорной стенки с анкерной плитой

При проектировании подпорных стенок, имеющих анкерные плиты, рекомендуется сначала назначить размеры *b* этих степок по подошвам исходя из условий местной устойчивости грунта основания.

Для расчета несущей способности грунта под лицевой гранью можно применить метод И. В. Яропольского [19].

На рис. VII-17, г изображена конструкция подпорной стенки с упорной плитой на сваях. Учитывая необходимость обеспечения местной и общей устойчивости основания, назначают ширину (b) фундаментной плиты. Для такой конструкции стенки можно допустить более неравномерное распределение напряжений по подошве, чем для стенки, имеющей анкерную плиту, так как при наличии свайного фундамента обеспечивается местная устойчивость грунта на участке под лицевой гранью. Для определения избыточного усилия, передаваемого на сваи, исходя из допускаемого коэффициента запаса на плоский сдвиг применима формула

$$S = k (H_{\rm T} - H_{\rm J} + E_{\rm T} - E_{\rm J}) - (P - N) f - Cb, \quad (\text{VII.34})$$

где S — максимальное из условия устойчивости стенки усилие на сваи. Формула (VII.34) составлена с использованием формулы (VII.28), причем в формуле (VII.34) учтены изображенные на рес. VII-21 внешние силы, за исключением пассивного давления грунта со стороны лицевой грани стенки, которое в предельном состоянии из-за малой деформации свай вряд ли может появиться.

Расчеты устойчивости на сдвиг совместно с частью основания

По исследованию прочности и сопротивляемости сдвигу нескаљеных груптов оснований выполнено большое число теоретических и экспериментальных работ. Однако пока еще нельзя наметить достаточно точную методику расчетов устойчивости подпорных сооружений на сдвиг вместе с частью основания.

Существующие методы расчета сопротивляемости сдвигу одюродных нескальных оснований, как известно, разделяются на гри группы:

 методы, основанные на оценке напряженного состояния оснований с помощью теории упругости;

5) приближенные методы;

з) методы, использующие теорию предельного равновесия.

Аз сопоставления различных методов расчета устойчивости сооужений с частью основания следует, что величины коэффициентов запаса расходятся в несколько раз. Результаты экшериментальных исследований также не совпадают с результатами расчетов по некоторым методам.

При нескальных основаниях, не удовлетворяющих условиям СНиП II-Б.3-62 и СНиП II-И.10-65, расчеты общей устойчивости подпорных стенок выполняют с частью основания по схемам смешанного и глубинного сдвига независимо от конфигурации подонвы стенок. Метод расчета устойчивости подпорного сооружения по схеме смешанного сдвига изложен в СНиП II-Б.3-62.

Учнтывая большой опыт, накопленный в СССР по строитенству и эксплуатации подпорных сооружений на нескальных груптах, в настоящее время используют приближенные методы расчетов устойчивости на сдвиг с частью основания (по схеме глубинного сдвига), применявшиеся при проектировании построенных сооружений. Большинство из этих методов не трудземки.

Согласно указанию СНиП II-И.10-65 устойчивость подпорных стенок на нескальном основании можно рассчитывать пометоду круговых поверхностей скольжения или применять другле методы, в которых поверхности скольжения в основании и сбратной засыпке отличаются от круговых. В первом методе, мироко распространенном при проектировании, используется предложенный К. Терцаги расчетный прием, предусматривающий деление сдвигаемого массива грунта и подпорного соору-



Рис. VII-21. Схема к расчету подпорной стенки с упорной плитой на оваях



Рис. VII-22. Схема к расчету подпорных стенок на сдвиг по круговым поверхностям скольжения

жения на грузовые элементы. Однако метод Терцаги имеет существенный недостаток в связи с использованием только одного условия статики — равенства нулю моментов действующих сил. Анализ результатов расчетов различных подпорных сооружений показывает, что погрешность в связи с использованием одного условия статики может достигать 15% и всегда приводит к некоторому занижению запаса устойчивости.

При однородном основании для решения задач об устойчивости сооружение, ограниченное круговой поверхностью скольжения, рассматривают как твердое тело и используют необходимые условия равновесия, что позволяет считать этот метод более обоснованным в статическом отношении. При неоднородном основании также можно применять указанный метод расчета устойчивости, но с приближенным осреднением коэффициента трения грунта по поверхности скольжения или принимать в запас устойчивости наименьшее его значение. Однако при значительной неоднородности грунтов основания и обрагных засыпок применим также упомянутый метод Терцаги, но со снижением на 10—15% допускаемого коэффициента устойчивости на сдвиг по сравнению с пормативным.

В связи с изложенным расчеты устойчивости подпорных стенок на нескальном основании по круговым поверхностям скольжения выполняют следующими методами.

Первый метод. Определение коэффициента устойчивости по ссотношению коэффициентов трения. Подпорная стенка расположена на несвязном однородном основании. Обратная засыпка за стенкой выполнена из таких же несвязных однородных грунтов. Грунт в основании и за стенкой имеет угол внутреннего трения ф и объемный вес у.

Для произвольного положения центра круговой позерхности скольжения проводится окружность радиусом r(рис. VII-22). Подпорная стенка совместно с частями основания и обратной засыпки, ограниченными круговой поверхностью скольжения, рассматривается как твердое тело, и вес всего массива групта с сооружением приводится к равнодействующей P+G.

При заданном значении P+G предельное состояние указанного тела будет возможно при фиктивном коэффициенте трения $f = tg\varphi_{np}$. При этом равнодействующая реактивных сил R_1 будет равна сумме сил P+G. Следовательно, линия, проведенная по направлению действия реакции R_1 , является касательной к кругу, описанному из центра O радиусом $r_0 = rsin_{np}$. Исходя из условия, что коэффициент устойчивости равен отношению коэффициента трения грунта основания к фиктивному коэффициенту трения, при котором наступает предельное состояние, получьм следующее выражение для коэффициента устойчивости:

$$k_{\varphi} = \frac{\lg \varphi}{Px} \sqrt{r^2 (P+G)^2 - P^2 x^2}.$$
 (VII.35)

В выражении (VII.35) при принятых обозначениях, показанных на рис. VII-22, вес сдвигаемой толщи групта в основании *G* на 1 *пог. м* выражается зависимостью

$$G = \gamma \left(r^2 \frac{\pi \arcsin \frac{x_0}{r}}{180^\circ} - x_0 \ V \overline{r^2 - x_0^2} \right).$$
(VII.36)

Выражение (VII.35) получено из формулы У. А. Тер-Аракеляна [13], в которой коэффициент устойчивости является функцией вертикальных и горизонтальных нагрузок, воспринимаемых подпорным сооружением.

Общая формула У. А. Тер-Аракеляна также применима в расчетах устойчивости подпорных стенок при условии приведения сдвигающих сил *Е* к подошве. Тогда формулу для коэффициента устойчивости можно представить в следующем виде:

$$k_{\varphi} = \frac{\lg \varphi}{Px + Ey} \prod r^2 [(P+G)^2 + E^2] - (Px + Ey)^2. \quad (VII.37)$$

По формуле (VII.37) можно выполнять расчеты устойчивости при однородном грунте основания и разнообразных грунтах обратных засыпок, так как распорное воздействие последних заменяется активным давлением *E*.

Второй метод. Определение коэффициента устойчивости по соотношению вертикальных нагрузок. Исходные данные указаны при изложении первого метода, а расчетная схема изображена на рис. VII-22.

При заданных значениях P и G предельное состояние сооружения с массивом грунта, ограниченным круговой поверхностью скольжения, будет возможно при достижении силой Pкритического значения $P_{\rm Kp}$. При этом равнодействующая реактивных сил R_2 будет равна сумме сил $P_{\rm Kp}$ и G. Следовательно, реакция R_2 будет касаться малого круга, проведенного из центра O радичеом $r_0 = r \sin \varphi$.

Используя два условия равновесия: равенство пулю суммы моментов сил относительно центра О и равенство нулю суммы сил на вертикаль, выражение для критического усилия можно представить в следующем виде:

$$P_{\rm \kappa p} = \frac{Gr \sin \varphi}{x - r \sin \varphi} . \qquad (VII.38)$$

Используя условие, что коэффициент устойчивости равен отношению критического усилия к действующему, получим

$$k_p = \frac{Gr\sin\varphi}{P\left(x - r\sin\varphi\right)} \,. \tag{VII.39}$$

â

Выражение (VII.39) для критического усилия приведено в работе М. И. Горбунова-Посадова и В. В. Кречмера [5].

Третий метод. Определение коэффициента устойчивости по

соотношению горизонтальных нагрузок. Исходные данные те же, что и к первому методу.

В этом мегоде воздействие насыпи на стенку с тыловой стороны заменяется активным давлением *E* и предельное состояние рассматривается для твердого тела, ограниченного в основании круговой поверхностью скольжения.

При заданных значениях P, G и E (рис. VII-22) предельное состояние сооружения будет возможно при достижении силой E критического значения $E_{\rm Kp}$. Следовательно, линия, совпадающая с направлением действия реакции R_3 , будет касательной к кругу, описанному из центра O радиусом $r_0 = r \sin \varphi$.

Используя два условия равновесия: равенство нулю суммы моментов сил относительно точки О и равенство нулю суммы проекций сил на направление равнодействующей, получим выражение для горизонтального критического усилия:

$$E_{\rm kp} = -\frac{Pxy}{y^2 - r^2 \sin^2 \varphi} + \frac{r \sin \varphi}{y^2 - r^2 \sin^2 \varphi} \sqrt{(P+G)^2 (y^2 - r^2 \sin^2 \varphi) + P^2 x^2}.$$
 (VII.40)

Учитывая, что коэффициентом устойчивости является отношение критической горизонтальной силы, вызывающей предельное состояние, к действующей горизонтальной силе, получим зависимость для этого коэффициента:

$$k_E = \frac{1}{E(y^2 - r^2 \sin^2 \varphi)} \left(r \sin \varphi \ \sqrt{(P+G)^2 (y^2 - r^2 \sin \varphi) + P^2 x^2} - \frac{1}{Pxy} \right)$$
(VII.41)

Из сопоставления результатов расчетов подпорных стенок по трем указанным методам следует, что наиболее приемлемыми являются первый и гретий методы [12], т. е. методы определения коэффициента устойчивости по соотношению коэффициентов трения и по соотношению горизонтальных нагрузок.

Четвертый метод. Определение коэффициента устойчивости по соотношению моментов пассивных и активных сил. Подпорная стенка расположена на связном неоднородном основании. Обратная засыпка за стенкой выполнена из связных однородных грунтов (рис. VII-23).

К активным силам отпосятся вертикальные нагрузки от сооружения, собственный вес грунта в основании и в обратной засыпке, вес воды в порах грунта, пьезометрические давления по контуру призмы выпора или эквивалентные им фильтрационные силы.

К пассивным силам отпосятся силы трения, развивающиеся по поверхности скольжения при действии на сооружение критических нагрузок, и силы сцепления ча этой же поверхности.

Вследствие неясности распределения по поверхности сколь-

жения напряжений, от которых зависят величины сил трения, сооружение и грунтовый массив разделяют на грузовые элементы. При этом допускают, что каждый грузовой элемент действует на поверхность скольжения самостоятельно и силы взаи-



Рис. VII-23. Схема к определению коэффициента устойчивости подпорной стенки по соотношению моментов пассивных и активных сил

модействия между соседними элементами погашаются внутри массива, ограниченного круговой поверхностью скольжения. Тогда сила трения на поверхности скольжения `под грузовым элементом определяется по формуле

$$T_i = G_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i, \qquad (\text{VII.42})$$

где G_i -- вертикальная сила, равная весу грузового элемента;

- а_i угол между вертикалью и линией, проведенной из центра О в точку приложения вертикальной силы к круговой поверхности скольжения;
- ф. угол внутреннего трения грунта в плоскости подошвы грузового элемента.

На части поверхности скольжения длиной L_i сила сцеплеция разна CL_i .

Таким образом, применительно к схеме, изображенной на рис. VII-23, сумму моментов пассивных сил на всей поверхности скольжения можно представить в следующем виде:

$$\Sigma M_{\text{corp}} = r \left(\lg \varphi_1 \Sigma G_1 \cos \alpha_1 + \lg \varphi_2 \Sigma G_2 \cos \alpha_2 + \lg \varphi_3 \Sigma G_3 \cos \alpha_3 \right) + \\ + \lg \varphi_4 \Sigma G_4 \cos \alpha_4 + C_1 L_1 + C_2 L_2 + C_3 L_3 + C_4 L_4 \right). \quad (\text{VII.43})$$

Момент сдвигающих сил определяется в результате суммирования элементарных усилий, умноженных на соответствующие плечи, относительно центра поверхности скольжения. Выражение моменга сдвигающих сил имеет вид

$$M_{\rm cgb} = \Sigma G_i x_i, \qquad (\rm VII.44)$$

где x_i — плечо силы g_i относительно центра O поверхности скольжения.

Поскольку в данном методе коэффициент устойчивости определяется как отношение моментов пассивных сил к моментам сдзигающих сил, его величина выражается формулой

$$\boldsymbol{R}_{\varphi} = \frac{r \left(\lg \varphi_1 \sum G_1 \cos x_1 + \ldots + \lg \varphi_4 \sum G_4 \cos x_4 + C_1 L_1 + \ldots + C_4 L_4 \right)}{\sum G_i x_i}. \quad (VII.45)$$

В основании подпорной стенки можно провести множество возможных круговых поверхностей скольжения. Поэтому расчеты устойчивости с частью основания по изложенным методам сводятся к следующему:

1) определяют коэффициент устойчивости при различных возможных круговых поверхностях скольжения;

2) путем сопоставления расчетов находят минимальное значение коэффициента устойчивости.

При этом расчеты устойчивости выполняют для нескольких круговых поверхностей скольжения, расположенных на трехчетырех различных вертикалях.

Фильтрационные силы, действующие на сооружение и грунтовый массив, учитывают в виде эквивалентных им сил пьезометрического давления, приложенных по контуру призмы выиора.

Примеры расчетов устойчивости подпорной стенки на сдвиг по первому и четвертому методам приведены на рис. VII-24.

Для этих примеров минимальные значения коэффициентов устойчивости равны:

а) при расчете по первому методу (рис. VII-24, *a*) $k_{\text{мин}} = = 1,26;$

б) при расчете по четвертому методу (рис. VII-24, δ) $k_{\text{мин}} = -1.12$.

Расчеты устойчивости на опрокидывание

Расчеты устойчивости подпорных стенок на опрокидывание являются необходимыми при сравнительно высоких коэффициентах сдвига грунта основания, а также при значительной неравномерности напряжений по подошве, имеющейся в случаях расположения равнодействующей вертикальных и горизонтальных сил в зоне, близкой к низовой границе средней трети ширины подошвы.

В расчетах устойчивости на опрокидывание критерием для определения степени устойчивости является коэффициент за-



Рис. VII-24. Схемы к примерам расчетов устойчивости польорной стенки на сдвиг (расчеты выполнены инж. А. И. Федяковой) а – по первому истоду; б – по четвертому методу

паса. под которым следует понимать отношение моментов сиудерживающих к моментам сил опрокидывающих. Для подпорной стенки, изображенной на рис. VII-14 и воспринимающей обычные нагрузки, формула для коэффициента устойчивости на опрокидывание относительно оси, проходящей через точку O, имеет вид

$$k_0 = \frac{Pa + E_n a_5 + H_n a_4}{E_n a_1 + H_n a_2 + N a_3}.$$
 (VII.46)

Для всех расчетных схем при определении коэффициента устойчнвости на опрокидывание вокруг оси, расположенной под лицевой частью подошвы стенки, удерживающими являются моменты сил от веса степки, активного давления грунта на лицевую грань и давления воды на эту же грань. Моменты от давления грунта и воды на тыловую грань, а также от давления равномерно распределенной нагрузки на поверхности призмы обрушения могут быть опрокидывающими, удерживающими или равными нулю, так как моменты от каждой из этих сил могут иметь разные знаки относительно оси, проходящей через точку *О*. Момент от давления воды на подошву стенки всегда будет опрокидывающим.

Обычно расчеты устойчивости подпорных стенок на опрокидывание выполняют исходя из предположения о возможности опрокидывания вокруг лицевого ребра. Подобное предположение справедливо для скального основания, но вряд ли оно является правильным при нескальных грунтах, особенно в тех случаях, когда ожидается значительная неравномерность в распределении напряжений по подошве с краевой ординатой давления под лицевой гранью, близкой по величине предельной нагрузке, так как устойчивость подпорного сооружения на опрокидывание зависит от несущей способности грунта основания. Поэтому выпор грунта из-под лицевой части фундамента и проявление опроки-

трудно раздывания весьма граннчить, так как оба указанных предельных состояния несомненно представляют собой один общий случай нарушеvетойчивости. В связи с ния этим для предельного состояния можно допускать возможность образования в лицевой крайней трети площади подош-ΒЫ условной оси вращения, проходящей через точку 0 (рис. VII-25), Положение точки О не является определенным, н в первом приближении ее назначают в центре тяже-



Рис. VII-25. Схема к расчету полпорной степки на опрокидывание

сти реактивного давления по подошве при условии получения

эпюры этого давления с краевой ординатой, близкой по величине предельной нагрузке.

При расчетах устойчивости подпорных стенок обычно всзни кает необходимость выявления реальной схемы деформаций. Для этого выполняют сопоставительные расчеты на сдвиг и опрокидывание. Такую задачу можно решить в общем виде. Наиболее простое решение и вместе с тем применимое для предварительных расчетов можно получить для частного случая при передаче на степку только нагрузок от грунтовой засыпки, находящейся в состоянии естественной влажности.

Для подпорной стенки, изображенной на рис. VII-25, можно выразить в виде математического неравенства условие, позволяющее выявить то граничное соотношение расчетных величин, при котором коэффициент устойчивости на опрокидывание будет меньше коэффициента устойчивости на сдвиг.

Для вывода указанного неравенства воспользуемся следующими формулами коэффициентов устойчивости:

 коэффициент устойчивости подпорной стенки на сдвиг равен

$$k_{\rm c} = \frac{\Sigma P f + E_{\rm m}}{E_{\rm r} - E_{\rm m}};$$

2) коэффициент устойчивости подпорной стенки на опрокидывание относительно условной точки O, совпадающей с положением равподействующей реактивного давления по подошве, равен

$$k_0 = \frac{\sum P \, \xi b - E_{\pi} e_{\pi}}{E_{\pi} e_{\pi} - E_{\pi} e_{\pi}} \, .$$

Исходя из условия, что $k_0 < k_c$ и пренебрегая величинами E_a и $E_a e_a$, получим выражение

$$\xi b < \left(f + \frac{E_{\rm H}}{\Sigma P}\right) e_{\rm T} . \tag{VII.47}$$

Расчеты устойчивости устоев. Расчеты устойчивости устоев имеют некоторые особенности вследствие того, что этн сооружения воспринимают сдвигающие усилия в двух направлениях. Поэтому в задачах о расчете устойчивости устоев рассматривают пространственные схемы деформаций сдвига и опрокидывания.

В расчетах устойчивости устоев на сдвиг встречаются следующие две типичные исходные схемы (при обеспечении устойчивости на опрокидывание):

1) коэффициент устойчивости устоя на сдвиг в направлении равнодействующей сдвигающих сил превышает единицу (самостоятельная устойчивость устоя);

2) устойчивость устоя на сдвиг создается упором в смежную секцию плотины или гидроэлектростанции.

Обычные нагрузки на устой, применительно к указанным исходным схемам, изображены на рис. VII-26. В расчетах устойчивости по этим схемам прежде всего определяют величину рав-







Рис. VII-26. Схема пагрузок на устой



Рис. VII-27. Схема нагрузок на устой при расчете его на устойчивость в одном направлении

подействующей сдвигающих сил; она получается в результате геометрического сложения сил, действующих во всех направлениях. При этом после приложения равнодействующих одного и другого направлений в некоторой точке O_1 определяют полное сдвигающее усилие ΣE . К силам удерживающим, помимо силы трения по подошве устоя, относят силы трения по боковым граням T, T_1 и T_2 , которые следует также приводить к условной оси сдвига OO. Пассивное давление грунта с низовой стороны обычно не учитывают, так как даже при упоре в смежную секцию основного сооружения возможность проявления деформации сдвига исключается. Для определения коэффициента устойчивости на сдвиг по плоскости применяют формулу (VII.28).

В случае пеобходимости определения величины реакции смежной секции основного сооружения при упоре в нее устоя применяют упомянутую общую формулу для коэффициента устойчивости, который принимается равным единице.

Расчеты устойчивости устоев на сдвиг можно выполнять и отдельно по каждому из двух направлений. Тогда результирующий коэффициент устойчивости определяют путем геометрического сложения коэффициентов двух направлений. Нужно заметить, что расчеты устойчивости в каждом направлении не лишены некоторых методических преимуществ из-за меньшего числа действующих сил и возможности более четкого анализа условий сдвига.

Если устойчивость устоя достигается в результате унирания его в смежное сооружение, то реакцию последнего целесообразно прикладывать на некоторой высоте, что обеспечит более благоприятное распределение напряжений по подошве устоя.

Расчеты устойчивости устоев на опрокидывание выполняют для выявления по высоте устоя рациональной зоны опирания на смежное сооружение. Для упрощения задачи по отысканию реакции смежного сооружения можно допустить условное опирание в одной точке. На рис. VII-27 изображена расчетная схема нагрузок, воспринимаемых устоем при рассмотрении деформации его в одном направлении, т. е. поперек течения воды. Горизонтальную составляющую реакции устоя E_0 определяют из условия равенства нулю горизонтальных сил с учетом сил трения по боковым граням. Используя далее условие равенства моментов опрокидывающих и удерживающих сил относительно ребра, проходящего через точку O, можно определить искомую величину плеча силы E_0 .

53. РАСЧЕТЫ ПРОЧНОСТИ БЕТОННЫХ ПОДПОРНЫХ СТЕНОК

При проектировании подпорных стенок обычно выполняют предварительные расчеты прочности, чтобы определить размеры элементов для последующего обоснования основных габаритов условиями устойчивости. Бетонные подпорные стенки состоят из фундаментных и вертикальных копсольных частей. Фундаментным частям стенок обычно придают минимальные размеры, чтобы избежать устройства тыловой консоли, так как в ней при значительных размерах может возникнуть недопустимое для бетонных сечении внецентренное растяжение. Поэтому в бетонных подпорных стенках расчетами прочности обычно обосновывают размеры вертикальных консольных частей.

По СН 55—59 расчеты бетонных элементов разрешается выполнять как без учета, так и с учетом работы растянутой зоны. В первом случае несущая способность бетонной подпорной стенки создается устойчивостью на опрокидывание в любом горизонтальном сечении вследствие выключения растянутой зоны бетона и непревышением допускаемых величин краевых сжимающих напряжений $\left(\frac{R_{\rm H}}{K} \varphi\right)$, определенных в предположении треугольной эпюры распределения.

На рис. VII-28 приведены графики зависимости высоты сечения *h* от полной высоты стенки *H*. Эти графики составлены для подпорных степок из бетона марок 150 и 200, отнесенных по ка-



Рис. VII-28. Графики зависимости высоты сечения *h* от полной высоты *H* подпорной стенки II и III классов капитальности (расчеты к построению графиков выполнены инж. Е. И. Кажановой)

питальности к сооружениям II и III классов, поддерживающих насыпь несвязных гоунтов с различными углами внутьеннего трения.

Согласно СН 55-59 расчеты внецентрению сжатых элементов прямоугольного сечения на прочность растянутой зоны произволятся по формуле

$$\frac{M}{W} - \frac{N}{F} \leqslant \frac{1,5 R_{\rm p}}{K}, \qquad (\rm VII.48)$$

М-- изгибающий момент всех внешних сил относительно гле центра тяжести сечения:

N — пормальная сила:

R_р — расчетный предел прочности бетона на осевое (центральное) растяжение; W — момент сопротивления сечения;

- *F* плошаль сечения:
- К коэффициент запаса (принимается по табл. 6 в СН 55 - 59).

Чтобы избежать трудоемких расчетов по подбору высоты сечения *h* вертикальной части стенки, можно применять приближенную формулу, используя при этом основную формулу (VII.48). Исхолные данные и обозначения показаны на рис. <u>ÙН-29</u>



Рис. VII-29. Схема к выводу приближенной формулы для опрелеления высоты сечения вертикальной части подпорной стенки

Изгибающий момент внешних сил М относительно центра сечения без учета момента от собственного веса стенки и нормальную силу Й определяют по формулам

$$M = E_{\rm r} \frac{H}{3} - E_{\rm B} \left(\frac{h}{2} - \frac{H}{3} \operatorname{tg} \varepsilon\right);$$
$$N = E_{\rm B} + \frac{b_0 + h}{2} H \gamma_6.$$

Подставив величины M и N в формулу (VII.48), получим

$$6\left[E_{\rm r} \frac{H}{3} - E_{\rm B}\left(\frac{h}{2} - \frac{H}{3} \operatorname{tg}\varepsilon\right)\right] - \\ - h\left[E_{\rm B} - \frac{b_0 + h}{2} H\gamma_6\right] = \frac{1.5 R_{\rm p} h^2}{K}.$$
(VII.49)

Положительный корень квадратного уравнения (VII.49) выражается зависимостью

$$h = \frac{1}{2B} \left(\downarrow \overline{A^2 + 4CB} - A \right), \qquad (VII.50)$$

где

$$A = 4E_{6} + \frac{1}{2} b_{0} H \gamma_{6};$$

$$B = \frac{1}{2} \gamma_{6} H + \frac{1.5 R_{p}}{K};$$

$$C = 6 M_{r} + 2H \text{ tg } \varepsilon E_{B};$$

$$M_{r} = E_{r} \frac{H}{3}.$$

При вертикальной тыловой грани стенки ($\varepsilon = 0$) и отсутствии трения грунта по этой грани ($\delta = 0$) для определения высоты сечения *h* применима приближенная формула

$$h = \sqrt{\frac{\frac{\lambda \gamma H^3}{1.5 R_p}}{\frac{1.5 R_p}{K} + \gamma_5 H}}, \qquad (VII.51)$$

где

$$\lambda = \mathrm{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right);$$

₁₆ — объемный вес бетона.

Для определения высоты сечения *h* стенки с вертикальной тыловой гранью при частичном воздействии на нее гидростатического давления воды со стороны засыпки и отсутствии трения грунта по грани стенки может служить формула

$$h = \sqrt{\frac{\frac{6(M_{\rm r} + M_{\rm g})}{1.5 R_{\rm p}}}{\frac{K}{K} + \gamma_6 H}},$$
 (VII.52)

где M_r — момент сил активного давления грунта относительно центра сечения;

М_в — момент гидростатического давления воды относительно центра сечения.

При выводе формулы (VII.52) не учтена дополнительная нормальная сила, действующая в сечении от фильтрационного давления воды в шве.

После обоснования основных габаритов подпорных стенок условием устойчивости выполняют поверочный расчет прочности. При этом рекомендуется следующий порядок расчета.

1. Определяют давление грунтовой засыпки с тыловой и лицевой сторон стенки, а затем строят эпюры горизонтальной и вертикальной составляющих давления грунта. При этем носледние ниже уровия воды в засыпке определяют при объемном весе групта, взвешенного в воде.

2. Определяют давление воды на стенку и выполняют построение соответствующих эпюр этого давления.

Определение величин внешних сил, действующих на элементы стенок, а также моментов сил относительно центра тяжести сечения целесообразно выполнять в табличной форме.

При расчете вертикальной части стенки учитывают следующие нагрузки (см. рис. VII-30):



Рис. VII-30. Схема нагрузок, действующих на вертикальную часть подпорной стенки

а) собственный вес стенки P;

б) горизонтальную $E_{\text{г.т}}$ и вертикальную $E_{\text{в.т}}$, составляющие давления грунта на участке от верха стенки до расчетного сечения I-I;

в) фильтрационное давление воды $W_{\rm m}$ в сечении I - I;

г) горизонтальную *H*_{г.т} и вертикальную *H*_{в.т} составляющие давления воды на тыловую грань;

д) горизонтальную составляющую давления воды на лицевую грань стенки $H_{r,n}$.

Для определения размеров сечения лицевой части фундаментной плиты может служить расчетная схема на рис. VII-40.

В любых сечениях элементов стенок, где неполностью удовлетворяется условие прочности, выраженное формулой (VII. 48), напряжения в бетоне можно определять по формуле неравномерного сжатия:

$$\frac{M}{W} - \frac{N}{F} = \sigma. \tag{VII.53}$$

При обеспечении в бетопных стенках упругой стадии напряженного состояния для определения нормальных напряжений σ_y справедлива формула (VII. 53), выведенная, как известно, методом сопротивления материалов. Однако для многих стенок из-за непараллельности граней, а также при отношениях высоты сечения к вылету консоли более 0,5 метод сопротивления материалов для расчета скалывающих напряжений τ не допустим. Кроме того, существенное значение приобретают пормальные напряжения σ_x , действующие в плоскости, перпендикулярной плоскости действия нормальных напряжений σ_x .

Для определения указанных напряжений (σ_v, σ_v и τ_{A,b}) можно применять формулы, приведенные в работе Б. Г. Галеркина [2] для трапецеидальных профилей стенок.

Использование формул напряжений для трапецендальных стенок связано с большой вычислительной работой, и поэтому для практических целей они применимы в редких случаях. Формулы напряжений для прямоугольных стенок имеют более простую структуру.

Помимо расчета напряжений в степках по упомянутым формулам, полученным методом теории упругости, применяют приближенный прием расчета, основанный на использовании зависимости для пормальных напряжений σ_y , исходя из линейного закона распределения их в сечении, который получен путем решения задачи методом сопротивления материалов.

Кроме того, с целью учета скалывающих σ_{xy} и других нормальных лапряжений σ_x последние вычисляют исходя из граничных условий равновесия и в пределах сечений также принимают линейный закон их распределения.

В соответствии с изложенным ниже приводятся формулы для напряжений на гранях элементов подпорных стенок.

1. Напряжения на тыловой грани вертикальной консоли стенки (рис. VII-31). Расчет активного давления грунта на стенку сводится к определению вертикальной и горизонтальной составляющих этого давления, которые можно выразить через напряжения $\sigma_{\rm B}$ и $\sigma_{\rm r}$. Выделив элементарную треугольную призму со стороны тыловой грани стенки, составим уравнение равновесия. При этом, согласно предыдущему, нормальные напряжения $\sigma_{\rm y}$ на горизонтальную площадку известны в результате решения задачи о распределении этих напряжений методом сопротивления материалов. Эти уравнения имеют вид

$$\Sigma X = \sigma_x \cos \varepsilon - \sigma'_r \cos \varepsilon - \tau_{xy} \sin \varepsilon = 0;$$

$$\Sigma Y = -\sigma_y \sin \varepsilon + \tau_{xy} \cos \varepsilon + \sigma'_B \sin \varepsilon = 0,$$

(2011 5.1)

откуда

$$\tau_{xy} = \left(\sigma_{y} - \sigma_{B}^{'}\right) \operatorname{tg} \varepsilon; \qquad (\text{VII.54})$$

 $\sigma_{y} = \sigma_{r} + (\sigma_{y} - \sigma_{B}) tg^{2} \varepsilon. \qquad (VII.55)$

При действии на тыловую грань степки гидростатической нагрузки последнюю можно учесть путем суммирования с вертикальной и горизоптальной составляющими давления групта. 2. Напряжения на лицевой грани стенки (рис. VII-32). Уравнения равновесия имеют вид

$$\Sigma X = \sigma_x \cos \alpha - \tau_{xy} \sin \alpha = 0;$$

$$\Sigma Y = -\sigma_y \sin \alpha + \tau_{xy} \cos \alpha = 0,$$

откуда

$$\begin{aligned} \tau_{xy} &= \sigma_y \operatorname{tg} \alpha; \quad (\text{VII.56}) \\ \sigma_x &= \sigma_y \operatorname{tg}^2 \alpha; \quad (\text{VII.57}) \end{aligned}$$



Рис. VII-31. Напряжения на тыловой грани вертикальной консоли подпорной стенки

Рис. VII-32. Напряжения на лицевой грани вертикальной консоли лодпорной стенки

При действии на лицевую грань гидростатической нагрузки (рис. VII.33) будут справедливы следующие формулы напряжений:



Рис. VII-33. Напряжения на лицевой грани вертикальной консоли подпорной стенки при действии гидростатической нагрузки

$$\tau_{yy} = (\sigma_y + W_B) \operatorname{tg} \alpha; \qquad (VII.58)$$

 $\sigma_{v} = (\sigma_{v} + W_{v}) \operatorname{tg}^{2} \alpha + W_{r} , \qquad (\text{VII.59})$

где $W_{\rm B}$ и $W_{\rm r}$ — соответственно вертикальная и горизонтальная составляющие давления воды.



)

I.

Рис. VII-34. Напряжения на верхней грани тыловой части фундаментной плиты



Рис. VII-35. Напряжения на верхней грани лицевой части фундаментной плиты



Рис. VII-36. Эпюры напряжений в различных сечениях подпорной стенки

3. Напряжения на верхней грани тыловой части фундаментной плиты (рис. VII-34). Учитывая, что для расчета тыловой части фундаментной плиты активное давление грунта E_r обычно исчисляется на вертикальную грань, совпадающую с тыловой гранью этой плиты, вертикальную составляющую давления грунта принимаем в виде пригрузки интенсивностью *q*. Уравнения равновесия имеют вид

$$\begin{split} \Sigma X &= -\sigma_x \cos\beta + q \cos\beta + \tau_{xy} \sin\beta = 0; \\ \Sigma Y &= \sigma_y \sin\beta - \tau_{xy} \cos\beta - E_r \sin\beta = 0, \end{split}$$

откуда

$$\tau_{xy} = (\sigma_y - E_r) \text{ tg }\beta; \qquad (VII.60)$$

$$\sigma_x = q + (\sigma_y - E_r) \operatorname{tg}^2 \beta.$$
 (VII.61)

4. Напряжения на верхней грани лицевой части фундаментной плиты (рис. VII-35). Уравнения равновесия имеют вид

$$\Sigma X = W_{\rm B} \cos \gamma - \sigma_x \cos \gamma + \tau_{xy} \sin \gamma = 0;$$

$$\Sigma Y = -W_{\rm r} \sin \gamma - \tau_{xy} \cos \gamma + \sigma_y \sin \gamma = 0,$$

откуда

$$\tau_{xy} = (\sigma_y - W_r) \operatorname{tg} \gamma; \qquad (VII.62)$$

$$\sigma_x = W_{\rm B} + (\sigma_y - W_{\rm F}) \operatorname{tg}^2 \gamma. \qquad (VII.63)$$

При расположении расчетных сечений перпендикулярно лицевой или тыловой грани элементов стенок напряжение τ_{xv} на этих гранях равно нулю, а напряжение σ_x при свободной от загружения грани также равно нулю.

Зная величины напряжений на гранях элементов подпорной стенки, можно построить приближенные эпюры напряжений в сечениях. На рис. VII-36 показаны эпюры напряжений для трех характерных сечений: 1—2, 1—3 и 3—4.

После построения эпюр напряжений в сечениях проверяют допустимость сохранения линейного закона распределения скалывающих напряжений. Для этого необходимо сопоставить поперечную силу, вычисленную по эпюре скалывающих напряжений, с фактической поперечной силой. При выявлении значительного, более чем на 10%, расхождения надлежит скалывающие напряжения хотя бы в одной точке каждого сечения определить методом теории упругости.

Можно применить также и другой метод расчета скалывающих напряжений путем подбора приближенной функции напряжений исходя из граничных напряжений и учитывая условие равенства поперечной силы, действующей в сечении, скалывающим усилиям. Подбор этой функции напряжений можно выполнить следующим образом. Пусть функция скалывающих напряжений имеет вид полинома второй степени:

$$\tau = Ax^2 + Bx. \tag{VII.64}$$

На рис. VII-37 показана схема подпорной стенки и приведены граничные напряжения.

При $x = x_0$ будем иметь — $\tau = \tau_0$; следовательно,

$$\tau_0 = Ax_0^2 + Bx_0. \tag{VII.65}$$

Условие равенства скалывающих усилий горизонтальной сдвигающей (поперечной) силе можно представить в виде

$$E_{\mathrm{r}}=\int_{0}^{\infty}(Ax^{2}+Bx)\,dx.$$

Выполняя интегрирование в заданных пределах, получим

$$E_{\rm r} = \frac{Ax_0^3}{3} + \frac{Bx_0^2}{2} \,. \tag{VII.66}$$

Из решения двух уравнений (VII.65) и (VII.66) с двумя неизвестными получим значения коэффициентов *A* и *B*:

$$A = \frac{3\tau_0 x_0 - 6E_r}{x_0^3};$$

$$B = \frac{6E_r - 2\tau_0 x_0}{x_0^2}.$$

Подставляя значения коэффициентов A и B в уравнение (VII.64), получим формулу для скалывающих напряжений в расчетном сечении:

$$\tau = \frac{3 \tau_0 x_0 - 6E_r}{x_0^3 \frac{1}{\mu} \frac{1}{2}} x^2 + \frac{6E_r}{[x_0^2]} x. \qquad (VII.67)$$

По найденным значениям σ_x , σ_y и τ_{xy} главные напряжения



Рис. VII-37. Схема подпорной стенки и эпюра скалывающих напряжений в ее сечении Рис. VII-38. Направления главных напряжений

12* Зак. 30

в любой точке сечения определяются по формуле

$$\sigma_{\rm r} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2}. \qquad (\text{VII.68})$$

Направления главных напряжений фиксируются углами θ_1 и θ_2 , которые определяются из квадратного уравнения

$$\operatorname{tg} 2\theta = \frac{2\operatorname{tg}\theta}{1 - \operatorname{tg}^2\theta} = \frac{2\tau}{\sigma_x - \sigma_y} \,. \tag{VII.69}$$

Углы θ₁ и θ₂ отличаются между собой на 90° (рис. VII-38).

54. РАСЧЕТЫ ПРОЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПОДПОРНЫХ СТЕНОК

Стенки уголкового профиля. При конструировании железобетонных подпорных стенок обычно выполняют предварительные расчеты прочности для определения основных размеров элементов стенок.

Подпорная стенка уголкового профиля (см. рис. VII-1,*s*) состоит из вертикальной консольной части, воспринимающей активное давление грунта, и развитой в тыловую сторону фундаментной плиты, которая также является консольной конструкцией; кроме того, фундаментной плите обычно придают менее развитую консольную часть с лицевой стороны для обеспечения более равномерного распределения реактивных напряжений по подошве.

Таким образом, указанный тип подпорной стенки является трехконсольной статически определимой системой, и оценка напряженного состояния такого сооружения сводится к последовательному расчету сначала вертикальной, а потом фундаментной части.

Для выбора размеров железобетонных подпорных стенок уголкового профиля в некоторых проектных организациях применяют специальные графики, обобщающие результаты расчетов подпорных стенок различной высоты на устойчивость и прочность при различных грунтах в основании и обратных засыпках.

С помощью графиков при минимальной затрате времени можно определить основные размеры подпорных стенок и, следовательно, подсчитать объемы работ. Несколько таких графиков, составленных институтом Гидропроект, изображены на рис. VII-39. Графики на рис. VII-39, *а* составлены для угла внутреннего трения грунта основания $\varphi_{\rm осн} = 20^\circ$, различных углов внутреннего трения засыпки φ_3 , арматурной стали с пределом текучести $\sigma_{\rm T} = 3500 \ \kappa\Gamma/cm^2$ и при коэффициенте запаса K = 1,7 на достижение бетоном предела прочности при сжатии или арматурой предела текучести.

Графики на рис. VII-39, δ составлены для угла впутреннего трения засыпки $\varphi_3 = 20^\circ$, различных углов внутреннего трения

грунта основания и тех же остальных данных, что и для графиков на рис. VII-39, а.

Графики на рис. VII-39, в служат для определения основных размеров подпорных стенок уголкового профиля, армированных предварительно напряженными железобетонными элементами. На этом рисунке даны два вида зависимостей $h_{0.\tau}$, $h_{0.B}$, $h_{0.\pi} = f(H_1)$ и $F_{6.9} = f(H_1)$, где $F_{6.9} -$ площадь сечения предварительно напряженных армирующих элементов.

Указанные графики составлены при следующих исходных данных:

а) однородных груптах в основании и обратных засыпках, имеющих угол внутреннего трения $\varphi = 20^\circ$;

б) марках бетона основной конструкции 150 и армирующих предварительно напряженных элементов 400;

в) марках стали ЗОХГ2С для армирующих предварительно напряженных элементов и процентах армирования $\mu_1 = 0,4$ (всего сечения) и в элементах $\mu_2 = 5,9$;

г) коэффициентах запаса:

на достижение бетоном предела прочности при сжатии или арматурой предела текучести K = 1,8;

на достижение бетоном в предварительно напряженных элементах предела прочности при растяжении K=1,3;

на достижение бетоном, армированным предварительно напряженными элементами, предела прочности при растяжении (главные напряжения) K = 1,2.

После предварительного расчета прочности подпорных стенок выполняют расчеты устойчивости и напряжений по подошвам, которыми обосновывают габаритные размеры — ширину фундаментной плиты и вылет ее лицевой консоли. Затем в зависимости от стадин проектирования уточняют расчеты прочности. Для рабочих чертежей нередко возникает пеобходимость выполнять уточненные расчеты 2—3 раза вследствие существенных поправок, вносимых расчетами устойчивости.

При расчетах прочности вертикальных консолей железобетонных подпорных стенок уголкового профиля сохраняется последовательность, указанная для бетонных стенок.

При расчете фундаментной плиты подпорной стенки уголкового профиля, имеющей плоскую подошву, учитывают следующие нагрузки для сечения 3—4, показанного на рис. VII-40:

а) собственный вес плиты, вес грунта и воды над плитой (P_4 , P_5 , P_9 , $H_{\text{в.т}}$, $H_{\text{г.т}}$);

б) горизонтальную составляющую давления групта в пределах высоты сечения плиты $E'_{r,r}$;

в) взвешивающее и фильтрационное давление воды на подошву W'_{n} ;

г) горизонтальную составляющую гидростатического давления на участок плиты и фильтрационное давление воды в шве $(H'_{r,T} W_{\Phi})$:





Рис. VII-39. Графики для определения основных размеров подпорных стенок уголкового профиля



Рис. VII-40. Схема к расчету фундаментной плиты подпорной стенки угелкового профиля

д) реактивные горизонтальные силы по подошве (Σt);

e) реактивное вертикальное давление по подошве (R_σ);

При наличии тылового зуба, монолитно связанного с фундаментной плитой, кроме нагрузок, указанных для стенки с плоской подошвой, при расчете тыловой части плиты учитывают также реактивные горизонтальное и вертикальное давления на зуб. Эти нагрузки в первом приближении определяют из следующих условий¹.

1. Подсчитывают величины сдвигающих усилий на стенку без зуба и с зубом. Далее вычисляют часть усилия, воспринимаемого зубом, и это усилие прикладывают в виде горизонтальной распределенной нагрузки на наклонную грань зуба. Вертикальную реактивную нагрузку определяют по плоскости AC и плоскости DF, совпадающей с подошвой зуба. На участке BD принимают эпюру вертикальных напряжений исходя из напряжений в точках B и F. В пределах участков подошвы AB и DF прикладывают равномерно распределенные горизонтальные реактивные усилия, которые в сумме с усилием, действующим на наклонную грань зуба, должны быть равны сдвигающей силе.

2. При обеспечении устойчивости стенки без зуба на последний в пределах наклонного участка можно передавать часть реактивной горизонтальной силы, интенсивность которой определяется делением полной сдвигающей силы на ширину по подошве.

Для всех сечений, расположенных в вертикальной части стенки, а также в пределах лицевой части фундаментной плиты имеются случаи внецентренного сжатия; в сечении 3—4 вовникает внецентренное растяжение. В сечениях 1—2, 1—3 и 3—4 можно обеспечить полное использование прочности материалов (бетона и арматурной стали).

Для определения полезной высоты сечения h_0 внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов при больших эксцентрицитетах, в которых удовлетворяются условия о положении нейтральной линин ($x \ll 0.55h_0$ и $x \gg 2a'$), может служить формула

$$h_0 \approx \frac{KN}{2\tau_{\rm T} b \mu} \left(\sqrt{1 + \frac{M_a \tau_{\rm T} b \mu}{0.95 K N^2}} \mp 1 \right).$$
 (VII.70)

Формула (VII.70) является приближенной и получена в результате решения относительно h_0 уравнения (VII.71), выражающего в стадии разрушения зависимость для площади растянутой арматуры F_a :

$$F_{a} \approx \frac{KM_{o}}{0.95 \sigma_{T} h_{\theta}} \frac{KN}{\sigma_{T}}, \qquad (VII.71)$$

где К — коэффициент запаса на достижение арматурой предела текучести или бетоном предела прочности при сжатии (см. табл. 8 СН 55—59);

¹ Болсе точная методика расчета реактивного давления на зуб приведена в главе III.

и— коэффициент армирования;

*M*_a — момент всех сил относительно растянутой арматуры; *b* — ширина сечения (обычно 100 см).

В формулах (VII.70) и (VII.71) знак минус относится к внецентренному сжатию и знак плюс — к внецентренному растяжению.

Для определения высоты сечения h_0 вертикальной части стенки по заданному коэффициенту армирования в формулу (V11.70) следует подставить величины изгибающего момента и нормальной силы. Последние вычисляют, например, по схеме нагрузок, изображенной на рис. VII-40.

При применении в подпорных стенках предварительно напряженных железобетонных армирующих элементов взамен обычной арматуры полезную высоту сечения h_0 рассчитывают по следующим приближенным формулам [21].

1. Площади сечения арматуры в предварительно напряженных армирующих элементах определяют по формуле (VII.71). При этом площади армирующих элементов назначают по формуле

$$F_{6.9} = \frac{\sigma_{a.\kappa} - n \sigma_{6.9}}{\sigma_{6.9}} F_a = \frac{F_a}{\mu_{6.9}}, \qquad (VII.72)$$

где σ_{а.к} ≪0,8 σ_т — контролируемое предварительное напряжение мягкой стали, созданное до бетонирования; для жестких сталей σ_{а.к}≪ 0,65 σ_п;

- *n* откошение модулей упругости стали и бетона армирующего элемента;
- об.э С 0,6 R_{п.б.э} установившееся предварительное напряжение в бетоне армирующего элемента до проявления ползучести бетона (R_{п.б.э} — кубиковая прочность бетона в момент передачи на него предварительного напряжения);
 - иб.э коэффициент армирования предварительно напряженных элементов.

2. Предел прочности армирующего элемента в момент образования трещин с учетом снижения напряжения за счет ползучести и усадки бетона определяется по формуле

$$\sigma_{\text{T.6.9}} = 0.6R_{\text{II.6.9.}} + R_{\text{p.6.9}} - 1500\,\mu_{6.9}\,, \qquad (\text{VII.73})$$

где $R_{p.6.9}$ — предел прочности бстона предварительно напряженных элементов при осевом растяжении.

3. Коэффициенты запаса на трещиностойкость внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов при больших эксцентрицитетах исчисляют по приближенной формуле

$$K_{\rm T} \simeq \frac{0.95 F_{5.9} \left(1 + n \,\mu_{6.9}\right) h_0 \,\sigma_{\rm T.6.9}}{M_{\rm T} + 0.95 \,Nh_0} \,. \tag{VII.74}$$

В формуле (VII.74) перед вторым членом знаменателя знак минус относится к внецентренному сжатию, а знак плюс — к внецентренному растяжению.

Формула (VII.74) получена в результате преобразовання формулы (VII.71) с заменой предела текучести арматуры σ_{τ} пределом прочности $\sigma_{\tau.6.9}$ и площади арматуры F_a приведенной площадью сечения армирующих элементов $F_{d.9}(1+n\mu_{6.9})$.

Контрфорсные стенки. Контрфорсные подпорные стенки состоят из фундаментной плиты, контрфорсов, лицевой вертикальной плиты и передней консольной плиты, являющейся частью фундаментной плиты (рис. VII-41).



Рис. VII-41. Контрфорсная подпорная стенка а — поперечный разрез и эпюры нагрузок; б — вид с тыловой стороны

Расчеты прочности контрфорсной подпорной стенки целесообразно выполнять в два приема. Предварительно назначают размеры частей стенки с целью обоснования расчетами на устойчивость основных ее габаритов и после этого выполняют поверочные расчеты прочности, на основании которых уточняют размеры частей, удовлетворяющие условню рационального использования материалов.

Предварительный расчет прочности

Для предварительного расчета прочности рекомендуется путем пробных расчетов нескольких вариантов конструкций выбрать расстояние l_{κ} между контрфорсами, которое зависит от высоты стеңки.

Критерием для оптимального расстояния между контрфорсами служит условие о минимуме объема железобетона.

Для предварительного расчета контрфорсной стенки используют следующие расчетные схемы и приближенные формулы.

1. Лицевая вертикальная плита. В зависимости от общей высоты стенки и условий производства работ толщину лицевой плиты поверху принимают равной h_в ≈0,2÷0,3 м. При соответствующем обосновании можно принять и другие размеры плиты поверху.

Толщину плиты понизу $h_{\rm H}$ определяют, рассчитывая плиту по схеме многопролетной балки с частично защемленными концами в крайних пролетах. Изгибающие моменты М в лицевой плите как балочной на метр по высоте для упрощения расчета можно определять в пролетном и опорном сечениях по формуле

$$M \approx \pm \frac{s l_{\kappa}^2}{10} , \qquad (\text{VII.75})$$

где l_{κ} — расстояние между контрфорсами; s — интенсивность нагрузки на лицевую плиту на расстоя-

нии $\frac{l_{\kappa}}{2}$ от верха фундаментной плиты.

Опорный или пролетный момент вычисляют для полосы, расположенной на высоте $\frac{l_{\kappa}}{2}$ (см. рис. VII-41), в связи с тем, что на нижележащий участок лицевой плиты влияет закрепление ее в фундаментной плите.

В общем случае при неоднородных грунтах с тыловой стороны и частичном подтоплении стенки водой, уровни которой образуют перепад на лицевой плите, интенсивность расчетной нагрузки на последнюю на глубине $H = \frac{l_{\kappa}}{2}$ определяют суммированием всех нагрузок.

При отсутствии трения грунта о стенку для определения расчетной нагрузки з может служить формула

$$s = \sigma_r + \gamma_B (H_1 - H_2), \qquad (VII.76)$$

где

σ_г— интенсивность давления гр∨нта;

*H*₁ и *H*₂— глубина воды с тыловой и лицевой сторон стенки; γ_в — объемный вес воды.

При допущении в растянутой зоне плиты трещин в бетоне высоту сечения *h* можно определять по обычным формулам прочности для стадии разрушения. Наиболее простой для расчета является формула

$$h = a + l_{\kappa} \sqrt{\frac{sK}{9,5\sigma_{\rm T},\mu}}$$
, (VII.77)

где *а*— толщина защитного слоя бетона;

и--- коэффициент армирования;

- предел текучести арматурной стали.

2. Контрфорс. Толщину контрфорса понизу на уровне верха фундаментной плиты определяют из условия непревышешия допускаемых главных растягивающих напряжений.

Учитывая, что при расчете контрфорса неизвестными величинами являются толщина t и ширина по основанию b_2 , целесообразно задаться размером b₂, так как ширину контрфорса назначают из условия общей устойчивости подпорной стенки.

Для нескальных грунтов основания, характеризуемых коэффициентами сдвига $tg\psi=0.3\div0.45$, ширину стенки по подошве можно принимать равной высоте стенки. В этом случае ширину контрфорса по подошве следует принять равной $b_2=0.75$ *H*.

Для определения толщины контрфорса вычисляют в расчетном сечении изгибающий момент *M* и нормальную силу. Поскольку последняя относительно невелика, так как ее величина зависит только от веса контрфорса и грунта над ним, нормальной силой можно пренебречь и в первом приближении определить высоту сечения *h* по формуле

$$h \approx \sqrt{\frac{KM}{0.95 t \,\mu}}.$$
 (VII.78)

Коэффициент и назначают в зависимости от степени армирования тыловой растянутой грани контрфорса.

3. Фундаментная плита. При предварительном расчете прочности стенки наиболее условным является расчет фундаментной плиты, так как для определения нагрузки на нее необходимо иметь распределение напряжений по подошве, которое зависит от ширины стенки. Учитывая, что из условия общей устойчивости целесообразно иметь равномерное распределение реактивных усилий по подошве стенки, можно весьма приближенно нагрузку на фундаментную плиту определить по формуле

$$p = \gamma H \left(1 - \frac{1, 1b_2}{b}\right). \tag{VII.79}$$

Для определения высоты сечения илиты используют формулу (VII.77), в которую вместо нагрузки *s* подставляют значение *p*.

4. Расстояние между контрфорсами. После выбора основных размеров элементов при трех или четырех значениях l_{κ} для определения оптимального расстояния между контрфорсами подсчитывают объемы железобетопных работ на 1 пог. м стенки. С выявлением наименьшего количества работ подтверждается оптимальное расстояние между контрфорсами.

Оптимальное расстояние между контрфорсами можно определить аналитически, выразив объем бетона V через неизвестную величину l_{κ} и применив метод отыскания минимального значения функции одной переменной. Однако общее выражение функции $V = f(l_{\kappa})$ имеет сложную алгебраическую структуру, что приводит к трудоемкой вычислительной работе. Поэтому оптимальное расстояние между контрфорсами рекомендуется определять способом пробных расчетов.

После обоснования основных габаритов подпорной стенки условиями общей и местной устойчивости следует выполнять поверочный расчет прочности элементов по следующим расчетным схемам.

1. Лицевая плита. Расчетную схему для лицевой плиты принимают в зависимости от числа пролетов, причем плиту рассматривают как неразрезную балочную конструкцию (рис. VII-42). По конструктивным и производственным соображениям целесообразно лицевую плиту принимать переменной толшины при линейном законе изменения ее по высоте. Расчетную полосу в $\frac{l_{\kappa}}{2}$ от верха поверочном расчете следует назначать на высоте фундаментной плиты. На этом уровне весьма мало сказывается влияние защемления плиты понизу на распределение моментов в вертикальных сечениях.



Из-за отсутствия полного защемления крайние плиты в контрфорсы рассматривают две схемы ее опирания:

а) по первой схеме принимают свободное оппрание плиты на крайние контрфорсы;

б) по второй схеме принимают полное защемление плиты в крайних контрфорсах.

Подбор арматуры и проверку на трещиностойкость производят по моментам, исчисленным по двум указанным схемам. При возможности надлежащего обоснования степени закрепления плиты на крайних контрфорсах принимают одну из указанных схем.

Для схемы с частичным защемлением плиты на крайних контрфорсах расчет удобнее расчленить с целью получения двух эпюр изгибающих моментов при полном защемлении (рис. VII-43) и дополнительной эпюры опорных моментов, отражающей влияние частичного защемления плиты на крайних опорах и построенной при загружении ее изгибающими момен- $\alpha_1 S^{\ell^2}$, приложенными в сечениях на крайних опорах. тами $\Delta M = -$ Коэффициент а назначают в пределах от 0,3 до 0,6, в зависимо-

под-

2 ---

сти от возможных углов поворота краевых участков плиты в соединениях с контрфорсами. Для получения расчетных величин изгибающих моментов в лицевой плите суммируют моменты по основной и дополнительной эпюрам.



Рис. VII-43 Эпюра изтибающих моментов в лицевой плите при полном ее защемлении на крайних контрфорсах

Нижний участок лицевой плиты защемлен по трем основным граням, и поэтому к нему можно применить расчетную схему, предусмотренную таблицами А. Смотрова [11].

2. Контрфорс. Для определения изгибающих моментов, поперечных и нормальных сил контрфорс рассматривают как консольную конструкцию, воспринимающую вертикальные и горизонтальные нагрузки. Основная часть этих нагрузок действует на лицевую плиту, и только незначительная доля горизонтальных нагрузок приложена к тыловой грани контрфорса.

В зависимости от условий, принятых при проектировании контрфорса, напряженное состояние в нем может быть близким к упругому (в случае недопущения трещин в бетоне) или соответствовать второй стадии, при которой бетон не воспринимает растягивающих усилий. В первом случае прочность контрфорса можно рассчитывать с использованием основных решений задачи о напряженном состоянии трапецсидальной стенки, полученных Б. Г. Галеркиным [2].

Второй случай является типичным для железобетонных контрфорсных стенок; при допущении в известных пределах трещин в бетоне достигается относительно полное использование материала. В этом случае для расчета по несущей способности полезной высоты сечения и количества растянутой арматуры по тыловой грани применяют обычную методику, предусмотренную в СН 55—59.

Для расчета главных растягивающих напряжений эпюры скалывающих τ и нормальных мапряжений на горизонтальные σ_y и вертикальные σ_x площадки принимают на основании оценки напряженного состояния контрфорса. При обеспечении упругого напряженного состояния в контрфорсе учитывают скалывающие и нормальные, действующие в двух направлениях напряжения. При выявлении возможности образования трещин в контрфорсе от внецентренного сжатия в горизонтальных сечениях и центрального растяжения в вертикальных сечениях главные растягивающие напряжения приравнивают скалывающим.

3. Лицевая и тыловая части фундаментной плиты. Лицевую и тыловую части фундаментной плиты загружают собственным весом, весом грунта и воды над ней, взвешивающим и фильтрационным давлением воды, а также вертикальным и касательным реактивным давлением по подошве и боковым давлением грунта (рис. VII-44).



Рис. VII-44. Схемы к расчету тыловой части фундаментной плиты контрфорсной подпорной стенки 1 — нагрузки от собственного веса плиты, веса грунта и воды над плитой: 2 — эпюра реактивного давления по подошве; 3 — эпюра взвешивающего и фильтрационного давления воды

Для оценки напряженного состояния фундаментной плиты лицевую ее часть при балочной конструкции рассматривают по консольной схеме: при выявлении недостаточной прочности балочную конструкцию плиты заменяют ребристой. Тыловую часть фундаментной плиты, имеющей балку жесткости, рассматривают как контурную плиту с четырьмя защемленными опорными граly нями; при этом в зависимости от отношен изгибающие моменты и поперечные силы вычисляют, используя имеющиеся решения задач об изгибе тонких упругих плит, приведенные в [1, 11 и 20]. При сложных суммарных эпюрах нагрузок на тыловые участки плит заменяют их системой сосредоточенных сил, затем вычисляют изгибающие моменты и поперечные силы для каждого сосредоточенного усилия и после суммирования получают расчетные величины для подбора площадей сечения арматурной стали. Поскольку обычно не обеспечивается полное защемление тылового участка фундаментной плиты в балку жесткости, учитывают возможные углы поворота этой балки и перераспределяют изгибающие моменты, полученные из расчета по схеме контурной плиты с полностью защемленными опорными гранями. Влияние частичного защемления плиты в балке жесткости учитывают также путем сопоставления с последующими осредненными величинами изгибающих моментов и поперечных сил, вычисленных для двух расчетных схем при полном защемлении и при свободном опирании на балку жесткости.

В результате расчета тылового участка фундаментной плиты выявляют опорные реакции на балку жесткости, для расчета которой используют схему неразрезной балки со свободным Опиранием на крайние контрфорсы.

Для определения расчетных коэффициентов армирования в сечениях элементов контрфорсной стенки учитывают следующие случаи напряженного состояния в элементах:

а) изгиб лицевой плиты;

б) внецентренное сжатие в контрфорсе;

в) внецентренное растяжение или сжатие в тыловой части фундаментной плиты при расчете ее в поперечном направлении и изгиб плиты при расчете ее в продольном направлении (по направлению l_{κ});

г) внецентренное сжатие лицевой части фундаментной плиты при расчете ее в поперечном направлении.

При определении коэффициентов армирования контрфорса следует строить в сечениях эпюры главных растягивающих напряжений и учитывать по участкам направление этих напряжений. Далее в соответствии с условиями армирования на главные растягивающие напряжения вычисляют коэффициенты армирования косой, вертикальной и горизонтальной арматуры. В ряде случаев целесообразны схемы армирования вертикальными и горизонтальными стержнями.

При расчете арматуры лицевой плиты учитывают, что все активное давление грунта, воспринимаемое этой плитой, передается на контрфорсы через горизонтальные арматурные стержни. надежно закрепляемые в плите.

Стенки ячеистых, сборных и других конструкций. Расчеты прочности подпорных стенок других конструкций выполняют в такой последовательности:

а) в результате обстоятельного анализа условий работы подкорных стенок устанавливают статические расчетные схемы на местную и общую прочность;

б) выполняют расчеты местной прочности отдельных частей стенок и при возможности производят расчет на общую прочность с учетом местных нагрузок;

в) выполняют расчеты на общую прочность и полученные при
этом изгибающие моменты, поперечные и нормальные силы суммируют с аналогичными величинами из расчетов местной прочности.

В подпорных стенках ячеистой конструкции (см. рис. VII-1, ∂) расчеты местной прочности выполняют для лицевых продольных стен, воспринимающих нагрузки от активного давления грунта, а также от давления воды, уровень которой с тыловой стороны может устанавливаться выше, чем с лицевой стороны. Лицевую плиту в стенке этого типа рассчитывают по схеме многопролетной неразрезной балки. Поперечные стены, являющиеся контрфорсами, рассматривают как консольные конструкции. Нагрузки на эти стены определяют с учетом особенностей распределения давления грунта при ограниченных призмах обрушения. Напряженное состояние поперечных стен оценивают в зависимости от принятых при проектировании исходных условий в части трещиностойкости. При наличии фундаментной плиты ее рассматривают как закрепленную по контуру. Для крайнего пролета учитывают частичную заделку плиты в сопряжении с контрфорсом в связи с возможностью ее поворта под воздействием нагрузки.

Расчеты подпорных стенок с контрфорсами рамной конструкции (см. рис. VII-1, з, и) выполняют для выделенной рамы с полосой фундаментной плиты, если только последняя имеет жесткость, соизмеримую с жесткостими элементов рамы; при значительной жесткости фундаментной плиты (полосы) стойки рамы принимают заделанными в этой полосе.

В сборно-монолитных подпорных стенках с предварительно напряженными частями изгибающие моменты, поперечные и нормальные силы вычисляют обычными методами строительной механики.

В практике строительства пока не получили распространения предварительно напряженные стенки. Однако проектными проработками облегченных конструкций стенок, выполненными различными институтами, выявлена целесообразность возведения иижних, наиболее напряженных частей из сборных предварительно напряженных элементов.

Для стенок с рамными контрфорсами, имеющими тыловую наклонную стойку, целесообразно последнюю принимать предварительно напряженной. Предварительное напряжение можно также осуществлять для нижних лицевых сборных плит. Поскольку эти плиты вследствие работы по схеме неразрезной балочной плиты имеют растянутые зоны с двух сторон, величину усилия для предварительного обжатия необходимо выбирать с учегом работы по указанной схеме.

Предварительное напряжение в монолитных железобетонных подпорных стенках уголкового профиля вследствие их массивности можно создавать непосредственно на месте строительства. Для этого с тыловых сторон вертикальных консолей закладывают трубки с арматурой и после натяжения арматуры заполняют под давлением эти трубки цементным раствором.

В фундаментных плитах подпорных стенок уголкового профиля верхнюю арматуру целесообразно размещать в штрабах, заполнение которых бетоном предусматривается после предварительного натяжения и надежной анкеровки вытянутой арматуры.

Расчеты прочности предварительно напряженных железобетонных конструкций гидротехнических сооружений выполняют:

- а) на несущую способность в стадии разрушения;
- б) на трещиностойкость и раскрытие трещин;
- г) на деформации.

При этом используют основные положения и методику расчетов, изложенные в «Инструкции по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций» (СН 10—57).

55. РАСЧЕТЫ ПРОЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ УСТОЕВ

Устои водосливных плотин и гидроэлектростанций воспринимают несимметричные нагрузки и при сравнительно сложных конструктивных формах возникают значительные затруднения по выявлению напряженного состояния их частей. Поэтому расчеты прочности устоев разделяют на расчеты местной и общей прочности.

Расчеты местной прочности выполняют для отдельных частей. образующих конструкции устоев, например для участков фундаментной плиты, верховой, низовой и продольной стен и т. н. При наличии контрфорсов и тыловой балки жесткости выполняют отдельные расчеты и этих элементов.

Верховая и низовая поперечные стены (см. рис. VII-26) имеют ют частичные закрепления по двум смежным опорным ребрам. Эти стены воспринимают активное давление грунта, а также давление воды в эксплуатационном случае. В строптельный период при частично возведенных стенах они загружены только активным давлением грунта.

Для определения изгибающих моментов в двух направлениях в плите с двумя закрепленными смежными гранями можно применить приближенный расчетный прием, в котором используется условие равенства прогибов по направлениям X и У (рис. VII-45). Приравнивая величины прогибов в точке O от нагрузок в направлениях X и У, получим уравнение

$$\frac{q_x l_{x_0}^4}{6EI} \left(\frac{x}{l_{x_0}} - \frac{x^4}{4l_{x_0}^4} \right) = \frac{q_y l_{y_0}^4}{24EI} - \frac{q_y y^4}{120EI} .$$
(VII.80)

Другое уравнение можно получить из условия равенства искомых распределенных нагрузок в направлениях X и У суммарной нагрузке S_v: $q_x + q_y = S_y. \tag{VII.81}$

В уравнении (VII.81) используются известные уравнения прогибов для призматической балочной плиты, имеющей постоянную жесткость. Для упрощения задачи и в запас прочности по горизонтальному направлению можно принимать жесткость по среднему сечению.

Совместное решение уравнений (VII.80)И (VII.81) для различных значений х и и позволяет выявить эпюры нагрузок каждого направледля Эти эпюры обычно ния. существенно отличаются от исходных, принятых в уравнении (VII.80). Поэтому во втором туре расчетов следует вносить уточнения в уравнение, используя новые уравнения прогибов, соответствующие полученным эпюрам нагрузок. В результате нескольких попыток можно получить прибли-



Рис. VII-45. Схема к расчету поперечных стен устоев

женное решение по распределению нагрузок в двух направлениях.

Для выявления погрешности расчета, выполненного указанным методом, подсчитывают реакции в опорных закреплениях, которые в сумме должны равняться нагрузке на стену. Применяя этот метод, можно получить приемлемую погрешность (в зависимости от числа приближений) в результате расчета.

Для расчета поперечных стен, закрепленных по двум смежным граням, целесообразно использовать таблицы [1].

В продольных стенах боковые и нижние опорные закрепления из-за возможности проявления углов поворота являются частичными. Однако эти стены можно рассматривать как контурные плиты, имеющие полные опорные защемления, а также свободные опоры. Для выбора расчетных величин изгибающих моментов и поперечных сил при частичных опорных закреплениях плиту рассматривают по другой схеме со свободными опорами. Для расчета таких контурных плит применимы таблицы А. Смотрова [11].

Расчеты фундаментных плит устоев на местную прочность выполняют в двух направлениях без учета контурных нагрузок, передаваемых стенами. В зависимости от конструктивных особенностей фундаментной плиты ее рассматривают при трех полностью защемленных опорных ребрах и со свободной четвертой стороной. При наличии в тыловой части ребра жесткости учитывают свободное опирание плиты на это ребро. В связи с тем что полное защемление по трем опорным сторонам фактически не будет обеспечено, рассматривают также свободное опирание плиты на поперечные и продольную стены. При выборе расчетных величин изгибающих моментов и поперечных сил оценивают степень защемления плиты в поперечные и продольную стены по длине последних.

С устройством тылового ребра жесткости несколько повышается степень защемления фундаментной плиты в поперечных стенах. Однако опирание ее на это ребро на большей части будет свободным, и только в примыканиях к поперечным стенам может проявиться частичное закрепление.

В целом напряженное состояние фундаментных плит является весьма сложным, и решение задачи по определению расчетных величин изгибающих моментов и перерезывающих сил усугубляется недостаточной определенностью эпюры нагрузки. Поэтому для расчета таких контурных плит следует применять таблицы моментов и перерезывающих сил от загружения единичными усилиями, которыми можно заменить любую распределенную эпюру нагрузки сложной формы [1].

При значительных размерах в плане фундаментной плиты целесообразно конструировать ее с поперечными ребрами. Тогда расчеты местной прочности плиты становятся более определенными на большей ее площади и состоят из расчетов участков плиты и ребер жесткости. Схема ребристой фундаментной плиты показана на рис. VII-46, и расчет ее практически не будет отли-



Рис. VII-46. Схемы к расчету ребристой фундаментной ллиты устоя *а* – план устоя; *б* – разрез устоя по *I*–*I*; *в* – эпюры реактивных нагрузок по полониве

чаться от расчета фундаментной плиты контрфорсной подпорной стенки, методика которого изложена ранее.

В ребристой фундаментной плите ребра рассчитывают с учетом деформации балки жесткости. Для этого нагрузку на плиту следует условно распределить по балкам и привести к равномерным нагрузкам q_r и q_y (рис. VII-46). Далее задачу по определению расчетных нагрузок в поперечном и продольном направлениях целесообразно расчленить и рассматривать условия совместных деформаций отдельно от нагрузки на поперечную балку, а также от нагрузки на продольную балку. Уравнения прогибов для точки О будут иметь вид:

а) при равномерно распределенной нагрузке q_v на поперечную балку

$$\frac{q_y l_y^4}{8EI_y} - \frac{P_x l_y^3}{3EI_y} = \frac{P_x l_x^3}{48EI_x},$$
 (VII.82)

б) при равномерно распределенной нагрузке q_x на продольную балку

$$\frac{5q_x l_x^4}{384EI_x} - \frac{P_y l_x^3}{48EI_x} = \frac{P_y l_y^3}{3EI_y}, \qquad (VII.83)$$

где – P_x н P_y – сосредоточенные усилия, которыми заменяются реакции упругих опор, возникающие при взаимном опирании двух балок;

- q_x и q_y расчетные равномерно распределенные нагрузки соответственно на продольную и поперечные балки;
- I_х и I_х моменты инерции соответственно продольной и поперечной балок при расчетных размерах сечений b, и b,.

При составлении уравнений (VII.82) и (VII.83) для поперечной балки учитывалась консольная схема и для продольной балки допускалась возможность свободного опирания ее на поперечные стены.

В расчетах поперечной и продольной балок фундаментной плиты исходные нагрузки на них следует принимать из расчета контурных плит 1-2-3-4 и 5-6-7-8.

При наличии нескольких поперечных балок прежде всего определяют соотношение жесткостей с тем, чтобы выявить допустимость расчета продольной балки по неразрезной схеме с жесткими или упругими опорами. Для более точной оценки упругой податливости продольной балки и уточнения схемы изгибания поперечных балок используют упомянутые условия равенства прогибов в точках опирания на продольные балки.

Пля схемы фундаментной плиты, изображенной на рис. VII-47, рассмотрим возможный порядок определения расчетных нагрузок на поперечные и продольные балки.

В результате расчета контурных фундаментных плит определяют опорные реакции от них, которые приводят к равномерно распределенным нагрузкам $q_{x_1}, q_{x_2}, q_{x_3}, q_{y_1}, q_{y_2}, q_{y_3}$. В первом случае можно учитывать только нагрузки $q_{y_1}, q_{y_2}, q_{y_2}$ на балки *Б-1, Б-2, Б-3*. Тогда в точках *1, 2* и *3* возникнут прогибы f_1, f_2, f_3 ,



Рис. VII-47. Расчетная схема фундаментной плиты

которые можно выразить через неизвестные величины P_{x_1} , P_{x_2} , P_{x_3} , являющиеся упругими реакциями продольной балки. Уравнения прогибов будут иметь вид:

$$\frac{q_{y_1}l_y^*}{8EI_y} - \frac{P_{x_1}l_y^*}{3EI_y} = f_{1Px_1} + f_{1Px_2} + f_{1Px_3} = f_1; \quad (VII.84)$$

$$\frac{q_{y_2} l_y^4}{8EI_y} - \frac{P_{x_2} l_y^3}{3EI_y} = f_{2Px_1} + f_{2Px_2} + f_{2Px_3} = f_2; \qquad (\text{VII.85})$$

$$\frac{q_{y_1}l_y^4}{8EI_y} - \frac{P_{x_2}l_y^3}{3EI_y} = f_{3Px_1} + f_{3Px_2} + f_{3Px_3} = f_3.$$
(VII.86)

Из решения системы уравнений с тремя неизвестными определяются величины P_{x_1} , P_{x_2} , P_{x_3} .

Аналогичные уравнения составляют при загружении продольной балки заданной нагрузкой.

При значительном пролете продольной балки и относительно малом пролете поперечных балок последние можно рассматривать по схеме консольной балки. Например, для фундаментной илиты с одной поперечной балкой из решения уравнения (VII.82) и принимая $I_x = I_y$, получим следующее выражение для P_x :

$$P_{x} = \frac{6q_{y} t_{y}^{4}}{16l_{y}^{3} + l_{x}^{3}}.$$
 (VII.87)

Определим величины P_x для нескольких значений l_x и l_y : при $q_y = 1$ *T*/*nor. м*, $l_x = l_y = 1$ *м* получим

$$P_{x} = \frac{6 \cdot 1 \cdot 1}{16 \cdot 1 + 1} = 0,35 \ T;$$

при $q_y = 1$ T/noг. $M, l_x = 1$ M и $l_y = 0.5$ M получим $P_{x_y} = \frac{6 \cdot 1 \cdot 0.063}{-0.125} = 0.125$ T

$$P_x = \frac{0.125 + 0.000}{16 \cdot 0.125 + 1} = 0.125 \ T$$

при $q_y = 1$ *T/noг. м*, $l_x = 0.5$ *м* н $l_y = 1$ *м* получим

$$P_x = \frac{6 \cdot 1 \cdot 1}{16 \cdot 1 + 0,125} = 0,485 \ T.$$

Из сопоставления полученных величин видно, что при $l_x > 2l$ упругой реакцией продольной балки практически можно пренебрегать, если $I_x = I_y$.

Для оценки местной прочности поперечных и продольной балок учитывают также контурные изгибающие моменты от стен, величины которых назначают в зависимости от условий передачи, определяемых по соотношениям жесткостей смежных элементов.

Расчеты общей прочности. Расчеты общей прочности устсев весьма условны, так как для оценки напряженного состояния в продольном и поперечном направлениях используется метод со-противления материалов.

Расчеты общей прочности устоев сводятся к следующему: в сечениях 1—1, 2—2 и 3—3 (см. рис. VII-26) рассматривают условия равновесия отсеченных частей, допуская упругую стадию напряженного состояния исходя из распределения нормальных в этом сечении напряжений по линейному закону и касательных по параболическому.

Следует отметить, что применение метода сопротивления материалов для расчета внутренних усилий допустимо при малых соотношениях высоты к длине или ширине устоя. Однако использование для расчетов прочности устоев основных положений теории упругости связано пока с непреодолимыми затруднениями методического характера, которые, по-видимому, можно устранить надлежащими исследованиями моделей.

Возможность применения для расчетов общей прочности устоев элементарного метода обосновывается следующими соображениями: устои плотин и гидроэлектростанций могут иметь значительные габариты в плане; вследствие этого от температурных и усадочных деформаций, особенно в продольном направлении, а также от неравномерной осадки может проявиться чрезмерное перенапряжение конструкции, из-за которого возникнут трещины в бетоне; устои, как и другие крупные подпорные сооружения, образуются из отдельных строительных блоков, и растягивающее усилие не будет восприниматься бетоном, так как в строительных швах бетон обычно имеет пониженную прочность.

Указанные дополнительные особенности дают основание полагать, что в целом напряженное состояние устоев вряд ли определяется упругой стадией, и в связи с этим становится актуальным условие передачи всего растягивающего усилия на арматуру и исключения из расчета растянутой зоны бетона.

Расчеты общей прочности устоев выполняют в следующем порядке:

1) определяют моменты инерции сечений;

2) составляют эпюры нагрузок;

3) составляют эпюры перерезывающих и нормальных сил;

4) определяют изгибающие моменты всех внешних сил относительно центра тяжести каждого сечения.

При исчислении нормальных к вертикальным сечениям напряжений используют формулу неравномерного сжатия.

Для расчета скалывающих напряжений применяют обычную формулу сопротивления материалов. Однако при определении момента инерции и статического момента приведенного сечения не учитывают растянутую зону бетона.

При вычислении главных растягивающих напряжений целесообразно учитывать нормальные напряжения на горизонтальные площадки. Эти нормальные напряжения можно получить из расчета элементов конструкции на местную прочность.

Несмотря на известную методическую определенность и сравинтельную простоту, расчеты общей прочности устоев связаны с весьма трудоемкой вычислительной работой, нуждающейся в постоянном контроле. В этих целях производят тщательные построения эпюр суммарных вертикальных нагрузок путем алгебранческого сложения нагрузок от собственного веса, взвешивающего и фильтрационного давления с реактивными нагрузками по подошве. Изменение нормальных и поперечных сил также удобно представлять в графической форме.

При определении изгибающих моментов относительно центра тяжести сечения вычисления делают для правой и левой частей сооружений, что для контроля позволяет избежать погрешностей в расчетах.

Используя суммарные расчетные эпюры изгибающих моментов и нормальных сил, выполняют расчет арматуры по известным формулам для внецентренного сжатия и внецентренного растяжения, составленным для стадии разрушения.

Для выявления необходимости установки арматуры, восприкимающей главные растягивающие напряжения, строят эпюры этих напряжений. При превышении допускаемых для бетона главных растягивающих напряжений определяют необходимые площади вертикальной и горизонтальной арматуры. 1. Варвак П. М., Губерман И. О. и др. Таблицы для расчета прямоугольных плит. Изд-во АН УССР, 1959.

2. Галеркин Б. Г. К исследованию напряжений в плотинах и подпорных стенах трапецеидального профиля, изд. 2-е. Госстройиздат, 1933.

3. Голованов Н. И. Устойчивость оснований подпорных сооружений но теории предельного равновесия. Труды Гидропроекта, вып. 2. Изд. Гидропроекта, 1959.

4. Голушкевич С. С. Плоская задача теории предельного равновесия сыпучей среды. Гостехиздат, 1946.

5. Горбунов-Посадов М. И., Кречмер В. В. Графики для расчета устойчивости фундаментов. Госстройиздат, 1951.

6. Дуброва Г. А. Методы определения распорного давления грунта при расчете гидротехнических сооружений. Изд-во «Морской транспорт», 1947.

7. Дуброва Г. А. Распределение давления грунта на гибкие и деформирующиеся сооружения. «Речной транспорт» № 10, 1958.

8. Марков Н. Н., Стапкевич В. И. К вопросу о расчете несущей способности грунта в основании подпорных сооружений. «Бюллетень научнотехнической информации Гидропроекта» № 17, Изд. Гидропроекта, 1959.

9. Нормы и технические условия проектирования бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений (СН 55—59). Госстройиздат, 1959.

10. Соколовский В. В. Статика сыпучей среды, изд. 2-е. Госстроииздат, 1954.

11. Справочник по гидротехнике. Госстройиздат, 1955.

12. Станкевич В. И. К вопросу о расчете устойчивости сооружений по круговым поверхностям скольжения. Труды Гидропроекта. Госстройиздат, 1958.

13. Тер-Аракелян У. А. Устойчивость бетонной плотины на нескальном основании. «Гидротехническое строительство» № 12, 1939.

14. Терцаги К. Строительная механика грунта на основе его физических свойств. Госстройиздат, 1933.

15. Терцаги К., Пек Р. Механика грунтов в инженерной практике. Госстройиздат, 1958.

16. Технические условия и нормы проектирования гидротехнических сооружений гидроэлектростанций (ТУ 24—103—40). Госстройиздат, 1941.

17. Технические условия и нормы проектирования гидротехнических сооружений. Подпоршые стенки (ТУ 16—51). Госэнергоиздат, 1952.

18. Цытович Н. А. Механика грунтов, изд. 3-е. Госстройиздат, 1951.

19. Яропольский И. В. Оценка устойчивости оснований портовых сооружений. Изд. «Водный транспорт». 1939.

20. Справочник проектировщика (расчетно-теоретический). Госстройиздат. 1961.

21. Гольцман В. Х. Сборно-монолитный железобетон Каунасской ГЭС. Госэнергоиздат, 1962.

НЕКОТОРЫЕ РАСЧЕТЫ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

56. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Бетонные и железобетонные элементы конструкций гидротехнических сооружений в настоящее время проектируют в соответствии с «Нормами и техническими условиями проектирования бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений» (СН 55—59). В отличие от ранее применявшегося ГОСТ 4286—48 в этих строительных нормах в большей степени учтены факторы, влияющие на повышение экономичности сооружений; кроме того, в них исключены некоторые положения, которые, не будучи достаточно обоснованными, вызывали удорожание сооружений. В частности, СН 55—59 предусматривается применение менее массивных конструкций за счет отказа ст требования трещиноустойчивости железобетонных элементов по стадии Ia с заменой этого требования ограничением расчетной величины раскрытия трещин.

Для уменьшения вредного влияния термоусадочных напряжений рекомендуется, помимо разрезки сооружения постоянными и временными швами и ряда технологических мероприятий во время работ, снижать расход цемента в бетоне конструкций сооружений путем рационального подбора состава бетона, уменьшения водоцементного отношения в нем, введения воздухововлекающих и пластифицирующих добавок и т. п., а также применять цемент с пониженным тепловыделением.

В связи с отсутствием в настоящее время разработанной методики расчета гидротехнических сооружений по предельным состояниям расчеты прочности бетонных и железобетонных конструкций по СН 55—59 производятся по разрушающим нагрузкам с обобщенными коэффициентами, за исключением некоторых случаев, для которых даны указания, уточняющие прежние положения расчетов и приближающие последние к расчетам по предельным состояниям.

Целью данной главы не является систематическое изложение всех положений и приемов расчета, необходимых для проектирования бетонных и железобетонных элементов гидротехниче ских сооружений, так как это явилось бы дублированием нормативных материалов. В этой главе изложены лишь отдельные вопросы, которые не вполне еще освещены в технической литературе, являются новыми или не вошли в нормы и технические условия.

57. РАСЧЕТ МАЛОАРМИРОВАННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ

Под малоармированными, иначе армобетонными, элементами сооружений понимаются элементы с коэффициентом армирования μ^* , меньшим μ_0 , при котором сечение, рассматриваемое при изгибе как железобетонное, равнопрочно по стадии III (стадии разрушения) бетонному сечению, рассчитываемому по стадии la с учетом работы арматуры. Сопротивление бетонного сечения при этом считается отвечающим растяжению в бетоне, равному нормативной величине R_p^{μ} , т. е. средней величине сопротивляемости бетона растяжению при данной марке бетона.

Элементы гидротехнических сооружений, работающие главным образом на изгиб, при расчете по ранее действовавшему ГОСТ 4286—48 имели коэффициент армирования в основном больше μ_0 , а именно 1,5—1,7 μ_0 . При выборе сечений элементов по CH 55—59 с расчетом их по раскрытию трещин этот коэффициент будет, очевидно, равен 2,2—2,7 μ_0 . Однако в ряде случаев толщина элементов определяется конструкцией, благодаря чему коэффициент μ получается менее μ_0 .

Прямоугольные сечения, имеющие коэффициент армирования менее µ₀, могут быть рассчитаны приводимым ниже способом, который учитывает совместную работу бетона и арматуры на растяжение и дает уменьшение пеобходимой площади арматуры по сравнению с расчетом по стадии III как для железобетона.

Зависимости для расчета сечений. Зависимости для расчета сечений малоармированных элементов установлены на основании рассмотрения сопротивляемости сечения изгибу в процессе перехода работы сечения от стадии Ia к стадии II, вплоть до достижения арматурой предела текучести.

На стадии I, когда деформации бетона в изгибаемом элементе в основном упругие, и на стадии Ia, когда деформации в растянутой зоне бетона упруго-пластические, а в крайнем растянутом волокне достигают предельных значений, т. е. относительного удлинения $t_{p.6}$, сопротивляемость сечения определяется в основном работой бетона на растяжение.

^{*} $\mu = \frac{f_a}{bh}$, где f_a – площадь арматуры; b и h – соответственно ширина и высота сечения.

При переходе к сгадии II, когда в растянутой зоне бетона начинают появляться трещины, роль арматуры в сопротивлении сечения увеличивается. Участие бетона в работе сечения при этом проявляется не только в непосредственном восприятии им растягивающих напряжений на части растянутой зоны поперечного сечения, не захваченной трещиной, но и в передаче усилий с бетона на арматуру на участке растянутой зоны элемента, где трещина появилась за счет сил сцепления между арматурой и бетоном.

Изгибающий момент, отвечающий достижению арматурой усилия, соответствующего пределу текучести, принимается нами как разрушающий для малоармированных элементов, поскольку при больших его значениях будет происходить весьма сильное развитие и раскрытие образующейся трещины.

Распределение напряжений в элементе при наличии в нем трещины является очень сложным, поэтому при выводе точных расчетных зависимостей для рассматриваемых условий встречаются большие трудности. В связи с этим приходится ограничиваться приближенным решением, получаемым на основе схематизации напряженного состояния и деформаций в элементе.

Как показывает опыт, образование трещин на участках балок, имеющих постоянные величины изгибающих моментов, т. е. на участках чистого изгиба, происходит в некотором интервале нагрузки с последовательностью, обусловленной неоднородностью бетона по длине элемента. Первые трещины появляются в наиболее слабом месте. При коэффициентах армирования, меньших μ_0 , появляется одна трещина, которая развивается далее до разрушения балки. Это обусловлено тем, что после появления указанной трещины несущая способность балки уменьшается и другие трещины уже не появляются.

На рис. VIII-1 изображен участок изгибаемого элемента с трещиной в сечении 1-1. Здесь же изображены эпюры растягивающих напряжений в арматуре и бетоне по длине элемента. В сечении 1-1 с трещиной напряжение в арматуре имеет наибольшую величину σ_a , далее в стороны от трещины это напряжение уменьшается за счет передачи части усилия с арматуры на бетон. В сечениях 2-2, находящихся на расстояниях l от сечения с трещиной, усилия передаются полностью. Если бы несущая способность балки не уменьшалась из-за образования трещины в сечении 1-1, здесь бы образовались смежные трещины.

При чистом изгибе элемента рабочая часть сечения 1—1, включающая целую часть бетона (от крайнего сжатого волокна до трещины) и площадь стержней арматуры, будет оставаться в одной плоскости вследствие симметрии усилий в сечениях, расположенных по каждую сторону от трещины. Сечения 2—2 и далее, следующие за ними, также будут оставаться плоскими вследствие того, что напряженные состояния в них одинаковы. Поэтому абсолютные удлинения волокон бетона элемента в сечении 1—1, определяемые деформациями их между сечениями 1—1 и 2—2 в пределах целой части бетона (т. е. не захваченной трещиной), и сечения арматуры будут изменяться по высоте элемента по закону, выраженному прямой линией.



Рис. VIII-1. Схема армированного элемента с трещиной в нем при чистом изгибе

Для элементов, подверженных поперечному изгибу, т. е. при наличии перерезывающих сил, несмотря на искривление сечений, можно без существенной погрешности принимать приращение абсолютных удлинений волокон на участках между сечениями 1-1 и 2-2 также по закону прямой линии. По этому же закону может быть принято изменение средневзвешенных относительных удлинений участков волокон между сечениями 1-1 и 2-2, хотя абсолютные относительные удлинения волокон у этих сечений не будут следовать этому закону.

На рис. VIII-2 изображена схема усилий в сечении 1—1 изгибаемого элемента в месте расположения трещины. Там же изображена эпюра указанных средневзвешенных относительных удлинений по высоте элемента.

При стадии напряженности Ia, т. е. непосредственно перед образованием трещин в растянутой зоне бегона, эпюра растягивающих напряжений в ней близка к прямоугольнику с величиной напряжений, равной предельному сопротивлению бетона растяжению R_p. В процессе образования трещины зона непосредственного растяжения бетона в сечении сокращается с одновременным некоторым перемещением ее вместе с нейтральной осью в сторону сжатого волокна. Соответственно перемещается положение предельной растяжимости бетона $i_{p.6}$. в сечении.



Рис. VIII-2. Эпюры напряжений и деформаций

а — схематизированияя вероятная эпюра напряжений в сечении с трещиной; б расчетияя эпюра напряжений в сечении; в — эпюра средновзвешенных относительных удлинений изгибаемого элемента между сечениями 1—1 и 2—2 (по рис. VIII-1)

Эпюру растягивающих напряжений на высоте y зоны растяжения бетона (см. рис. VIII-2, δ) можно с достаточной точностью принять для расчета также по прямоугольшику. В действительности эпюра напряжений является, по-видимому, близкой к показанной на рис. VIII-2, *а*. Наличие напряжений на некотором участке сечения, где удлинения бетона более $i_{p.6}$, возможно из-за того, что бетон не сразу теряет сопротивляемость растяжению, а сохраняет ее с пониженной величиной и в некотором интервале за пределами $i_{p.6}$.

Предположение о возможности концентрации напряжений у начала трещины едва ли может быть реальным из-за проявления пластических деформаций бетона, особенно при медленном возрастании усилий в сечениях, как это происходит в гидротехнических сооружениях от действия главных их нагрузок — собственного веса, давления грунта и воды. Неточность, обусловленная принятием указанной упрощенной расчетной схемы напряжений, едва ли может быть существенной. Во всяком случае она преуменьшает усилие растяжения в бетоне в расчетной схеме и дает запас в расчетах.

Эпюра сжимающих напряжений в бетоне может быть принята по треугольнику в связи со сравнительно небольшими величинами сжимающих напряжений, возникающих при образовании трещии и на стадии II, особенно при малых процентах армирования.

$$m = \frac{h - x}{y} \,. \tag{VIII.1}$$

В процессе образования трещины величина т меняется от m=1 до предельного значения m₀, при котором напряжение в арматуре достигает предела текучести.

Напряжения бетона и арматуры в сечении 1-1 могут быть выражены в зависимости от величины т.

Обозначим средневзвешенные относительные удлинения волокон между сечениями 1-1 и 2-2 (см. рис. VIII-1) с помощью соответствующих коэффициентов через удлинения в сечении 1-1, что показано на рис. VIII-2, в, именно: крайнего сжатого волокна бетона $i_{6,c} = \psi_6 i_6$ и волокна бетона на расстоянии x + i от крайнего сжатого $i_{6,p,c} = \psi_{p,6} i_{p,6}$. Примем также $x = \alpha h$; $y = \beta h$ и $x_c = \xi x$. Тогда в соответствии с рис. VIII-2, θ , учитывая, что $y = \frac{h-x}{m}$, получим

$$\frac{i_{6.c}}{i_{6.p.c}} = \frac{x_c}{x + y - x_c}; \quad \frac{\psi_6 \ i_6}{\psi_{p.6} \ i_{p.6}} = \frac{m \ \xi x}{1 - a - m \ (\xi a - a)}.$$

Поэтому при модуле упругости бетона на сжатие E_{6} получим

$$\sigma_{6} = i_{6}E_{6} = \frac{\psi_{p.6}}{\psi_{6}} i_{p.6}E_{6} \frac{m\,\xi\alpha}{1 - \alpha - m\,(\xi\alpha - \alpha)}. \qquad (VIII.2)$$

В зависимости от величины коэффициента армирования µ напряжение σ_{a1} в арматуре в сечении 2-2 менее или равно $i_{p,6}E_a$.

Без существенной погрешности можно принять

$$\sigma_{a1} = i_{p.6} E_{a}.$$

Обозначим через σ_a — напряжение в арматуре в сечении с трещиной и через ω — коэффициент полноты площади *абв* (см. рис. VIII-1) по сравнению с прямоугольником с основанием аб к высотой бв. Физически он представляет коэффициент полноты эпюры растягивающего напряжения в бетоне, создающегося за счет передачи на него усилия с арматуры, на длине между сечениями 1—1 и 2—2.

Величина средневзвешенного напряжения в арматуре между сечениями 1-1 и 2-2 может быть выражена следующим обра-30M:

$$\sigma_{a.c} = \sigma_a - \omega \left(\sigma_a - \sigma_{a_1} \right) = \sigma_a \left(1 - \omega \right) + \omega i_{p.6} E_a ,$$

откуда

$$\sigma_{a} = \frac{\sigma_{a.c} - \omega \, i_{p.6} \, E_{a}}{1 - \omega}$$

383

В соответствии с рис. VIII-2, в, считая $h \approx h_0$, получим

$$\frac{i_{\mathrm{a.c.}}}{i_{\mathrm{6.p.c.}}} = \frac{h - \xi x}{x + y - \xi x} = \frac{m(1 - \xi \alpha)}{1 - \alpha - m(\xi \alpha - \alpha)}$$

Поэтому с учетом того, что $i_{\text{б.р.c}} = \psi_{\text{р.6}} i_{\text{р.6}}$ и модуль упругости арматуры равен E_a , получим

$$\sigma_{a,c} = i_{a,c} E_a = \psi_{p,6} i_{p,6} E_a \frac{m(1-\xi_a)}{1-a-m(\xi_a-a)}. \quad (VIII.3)$$

Формула для σ_a после подстановки в нее значения $\sigma_{a.c}$ примет вид

$$\sigma_{a} = \frac{\psi_{p,6} \ i_{p,6} \ E_{a} \ \frac{m(1-\xi \alpha)}{1-\alpha-m(\xi \alpha-\alpha)} - \omega i_{p,6} \ E_{a}}{1-\omega}.$$
 (VIII.4)

С достаточной точностью величина x_2 в сечении 2—2 по рис. VIII-1 может быть принята равной 0,5*h*, а величина x_c по рис. VIII-2, *в* — равной

$$x_{\rm c} = \frac{x + x_2}{2} = \frac{x + 0,5h}{2}$$

Следовательно,

$$\xi = \frac{x_{\rm c}}{x} = \frac{x+0.5 \ h}{2x} = \ 0.5 + \frac{0.25}{\alpha} \ .$$

Значение со в формуле (VIII.4) нами принято равным ²/₃, так же как принимается В. И. Мурашевым [1] для расчетов деформаций изгибаемых элементов с учетом работы растянутого бетона между трещинами.

Формулы (VIII.2) и (VIII.4) после подстановки указанных значений § и ю станут следующими:

$$\sigma_{6} = \frac{\psi_{\text{p.6}}}{\psi_{6}} \quad i_{\text{p.6}} E_{6} \quad \frac{m(0,25+0,5\alpha)}{1-\alpha-m(0,25-0,5\alpha)}; \qquad (\text{VIII.2a})$$

$$\sigma_{a} = i_{p.6} E_{a} \left[3 \psi_{p.6} \frac{m(0,75 - 0,5\alpha)}{1 - \alpha - m(0,25 - 0,5\alpha)} - 2 \right]. \quad (VIII.4a)$$

На основании условия уравновешенности нормальных усилий в сечении получим

$$\frac{\sigma_{\rm o} xb}{2} - R_{\rm p} yb - f_{\rm a} \sigma_{\rm a} = 0.$$

После подстановки в это уравнение значений σ_6 из формулы (VIII.2a), у из формулы (VIII.1), σ_a из формулы (VIII.4) и $f_a = \mu bh$, а также после необходимых преобразований оно принимает вид

$$\left(0,25 \quad \frac{\psi_{\rm p.6}}{\psi_6} \quad m i_{\rm p.6} E_6 - \frac{R_{\rm p}}{m} + 0,5 R_{\rm p} \right) \alpha^2 +$$

384

$$+ \left[0,125 \quad \frac{\psi_{p.6}}{\psi_6} \quad mi_{p.6} \quad F_6 + \frac{2R_p}{m} - 0,75 R_p + + \mu i_{p.6} E_a (1,5 \psi_{p.6} \quad m + m - 2) \right] \alpha - \left[\frac{R_p}{m} - 0,25 R_p + + \mu i_{p.6} E_a (2,25 \psi_{p.6} \quad m + 0,5 \quad m - 2) \right] = 0.$$
 (VIII.5)

Входящие в уравнение (VIII.5) величины ψр.6 и ψ6 зависят от коэффициента армирования и и коэффициента m. При m=1 величины $\psi_{p.6}$ и ψ_6 равны 1; при $m = m_0$, т. е. при $\sigma_a = \sigma_T$ они имеют наименьшие значения. Приближенное теоретическое изучение показывает, что для µ более 0,25µ0 можно принять с запасом $\psi_{p.6}$ = =0,35 и џ₀ =0,65.

При известном по уравнению (VIII.5) значении а можно по формуле (VIII.7), приведенной ниже, определить расчетную величину изгибающего момента $M_{\rm p}$.

Выражение для m₀ получается из формулы (VIII.4) или формулы (VIII.4а) при о_а=о_т

$$m_{0} = \frac{\sigma_{T} + 2i_{p.6} E_{a}}{\frac{0.25 - 0.5 \alpha}{1 - \alpha} (\sigma_{T} + 2i_{p.6} E_{a}) + 3 \psi_{p.6} i_{p.6} E_{a}} - \frac{0.75 - 0.5 \alpha}{1 - \alpha}$$
 (VIII.6)

Величину $i_{p.5}$ следует принимать равной $i_{p.6} = 1.5 \cdot 10^{-4}$. Уравнение (VIII.5) совместно с выражением (VIII.6) в этом случае удобнее решать подбором, задаваясь первоначально значением *m*₀ в пределах 3—4. Обычно бывает достаточно двух-трех попыток. Для удобства расчетов на рис. VIII-З изображен график зависимости m_0 и а от µn (здесь $n = \frac{E_a}{E_{\epsilon}}$).

Расчеты сечений. На основании приведенных выше зависимостей сечения рассчитывают следующим способом.

Расчетный изгибающий момент, рассматриваемый как разрушающий, определяется по формуле

$$M_{\rm p} = \left[R_{\rm p} \beta \left(\frac{2}{3} \alpha + \frac{\beta}{2} \right) + \mu \sigma_{\rm r} \left(\frac{h_0}{h} - \frac{\alpha}{3} \right) \right] bh^2, \quad (\text{VIII.7})$$

где

 $R_{\rm p}$ — расчетное сопротивление беточа растяжению, принимаемое равным $R_{\rm p}=0.5\,R_{\rm p}^{\rm H}$ ($R_{\rm p}^{\rm H}$ — нормативное сопротивление бетона растяжению): $\mu = \frac{f_a}{d}$ — коэффициент армирования сечения;

$$a = \frac{x}{h}; x$$
 — высота сжатой зоны сечения при достижении

$$\beta = \frac{1-\alpha}{m_0}; m_0$$
 — коэффициент, характеризующий степень раз-
вития трещины в бетоне при достижении арма-
турой предела текучести.

Величины а и m₀ определяются по графику (рис. VIII-3). Допустимый момент принимается равным величине M₀ по формуле (VIII.7), деленной на коэффициент запаса K такой же величины, как и при расчете железобетонных сечений по стадии III (разрушения).





Для случая изгиба со сжатием или растяжением при пользовании графиком по рис. VIII-3 и формулой (VIII.7) величина и принимается равной эквивалентной величине и, при которой положение нейтральной оси в сечении одинаково со случаем изгиба и может определяться по формуле для изгиба; эквивалентная величина и, подсчитывается по формуле

$$\mu_{\mathfrak{s}} = \frac{f_{\mathfrak{s}}}{bh} \pm \frac{KN}{z_{\mathfrak{s}}bh} \,. \tag{VIII.8}$$

В формуле (VIII.8) знак плюс относится к внецентренному сжатию, а минус — к внецентренному растяжению.

Получаемая по формуле (VIII.7) величина разрушающего момента приравнивается выражению суммы моментов, действующих в сечении элемента:

$$M_{\rm p} = KM_{\rm ff} \pm KNe, \qquad (\rm VIII.9)$$

где M_n — изгибающий момент в сечении элемента от действующих на него поперечных сил;

е — эксцентрицитет продольной силы относительно растянутой арматуры.

Величина коэффициента K в формуле (VIII.9) принимается такой же, как и при изгибе, т. е. по нормам для железобетонных элементов. В случаях, указанных в п. 58, т. е. когда величина продольной силы N не может меняться при возрастании поперечных сил, значение коэффициента K при силе N в формулах для μ_9 и M_p принимается равным 1, а при моменте M_n — равным 1,4; 1,3 и 1,2 соответственно для сооружений I, II и III классов.

Изложенный выше метод расчета малоармированных элементов дает при марке бетона 200 следующее снижение расчетной площади арматуры по сравнению с величинами, определяемыми расчетом по формулам для железобетонных элементов (по стадии III):

при	$\mu = \mu_0 \cdot \cdot \cdot$						на	5%
»	$\mu = 0.5 \ \mu_0$.						>	16-20%
»	$\mu = 0,25 \mu_0$					•	≫	35-40%

В тех случаях, когда расчетная площадь арматуры получается соответствующей коэффициенту армирования $\mu = 0.5\mu_0$, сечение элемента имеет коэффициент запаса, требующийся по нормам для бетонных сечений. Поэтому расчет элементов при коэффициентах армирования менее $0.5\mu_0$ имеет смысл лишь тогда, когда по требованиям норм недопустимо применение чисто бетонных элементов.

Согласно СН 55—59 площадь арматуры, получаемая по расчету как для железобетонных элементов, должна быть снижена на 25% для малоармированных элементов в тех случаях, когда при расчете их как бетонных они имеют коэффициенты запаса прочности не менее 75% требующихся по нормам для бетонных сечений. Такие коэффициенты запаса обычно получаются для сечений малоармированных элементов с коэффициентом армирования µ, примерно равным 0,75µ0 пли менее.

По ранее действовавшему ГОСТ 4286—48 указанное снижение площади арматуры на 25% предусматривалось лишь при коэффициентах армирования менее 0,5µ0.

Как видно из изложенного, повые нормы и технические условия (СН 55—59) предусматривают большее снижение площади арматуры при $\mu > 0.5\mu_0$, а при μ , близком к $0.25\mu_0$, — меньшее, чем следует. Уменьшение расчетной площади арматуры в одном и том же отношении, т. е. на 25%, одинаковое во всех случаях, не является принципиально правильным.

Расчет сечений по изложенному здесь методу с применением формулы (VIII.7) и графика по рис. VIII-З является весьма простым, а результаты его более обоснованными.

13* Зак 30

t n. Filogy Matta a k a k i ja k

58. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ На действие изгибающего момента и продольной силы

Обычные приемы расчета железобетонных элементов на действие изгибающего момента и продольной силы предусматривают одновременное увеличение как изгибающего момента M, так и продольной силы N. Однако в ряде конструкций гидротехнических сооружений, например в вертикальных элементах подпорных стенок, в устоях и бычках плотин, вертикальные силы, т. е. продольная сжимающая сила N, могут не возрасти по сравнению с расчетной величиной, в то время как момент M в сечении от поперечных сил может значительно увеличиться.

В подпорных стенках и устоях увеличение момента возможно из-за случайных причин, особенно когда степень смачивания грунта водой или уровень ее в грунте недостаточно определенны. В бычках плотин увеличение момента может произойти из-за бокового давления воды при неодинаковом открытии затворов отверстий, из-за тормозных и других сил при наличии подкрановых балок и мостов и т. п.

В практике гидротехнического строительства были случаи нарушения прочности конструкций из-за неучета упомянутого выше обстоятельства, поэтому помимо обычного расчета на внецентренное сжатие необходима поверка сечения на действие постоянной продольной силы N при моменте, возросшем в K раз, т. е. при $M_p = KM$ (рис. VIII-4). Такая поверка равноценна расчету на опрокидывание части конструкции, расположенной выше расчетного сечения, с учетом в числе удерживающих сил предельного сопротивления растянутой арматуры. Коэффициент запаса Kв связи с этим следует принимать равным 1,4; 1,3 и 1,2 соответственно для сооружений I, II и III классов. Указанный расчет приближается в отношении его существа к расчетам по предельным состояниям.



Рис. VIII-4. Схема к расчету железобетонного элемента на действие изгибающего момента и продольной силы При принятых на рис. VIII-4 обозначениях поверка прочности сечения приводит к выполнению условия

$$f_a \gg \frac{N(cK+d-a-z)}{|z\sigma_T|}, \qquad (VIII.10)$$

где

Ĩ

I

$$c = \frac{M}{N}$$

При прямоугольном сечении высотой h и шириной b

$$d = \frac{h}{2} \bowtie z = h_0 - \frac{N + f_a \sigma_T}{2b R_W}$$

59. РАСЧЕТ ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ БЕЗ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ БЕТОНА

Согласно СН 55—59, изгибающий момент *M*_т, вызывающий появление трещин, определяется по формуле

$$M_{\rm r}=mR_{\rm p}\,\frac{I_{\rm np}}{h-x}\,,$$

где I_{пр} — приведенный момент инерции;

х — высота сжатой зоны;

то сечения более 25 см равным 1,5.

Приведенная формула является приближенной. При m=1,5она достаточно справедлива для прямоугольного сечения. При других формах сечения величина m будет иной. Например, при двутавровом сечении величина коэффициента может быть близкой к единице при соответствующих относительных размерах элементов сечения.

Для прямоугольного сечения величина M_{τ} весьма просто может быть получена с помощью графика (рис. VIII-5), построенного на основе формул, приведенных ниже.

Вывод формул для определення предельного изгибающего момента $M_{\rm T}$, который может быть воспринят армированным элементом без образования в нем трещин, базируется на рассмотрении работы изгибаемого элемента по стадии Ia. Удлинение крайнего растянутого волокна при этом принимается достигающим предельной растяжимости бетона $i_{\rm P.6}$ а эпюра растягивающего напряжения в бетоне за счет пластических деформаций считается близкой к прямоугольнику при величине напряжения, равной предельному сопротивлению бетона растяжению $R_{\rm p}$. Условный модуль упругости бетона для крайнего растянутого волокна быть принят равным половине модуля упругости бетона при сжатии E_6 , т. е. $E'_{6,\rm p} = 0,5E_6$.

При этой величине $E'_{6,p}$ расчетная предельная растяжимость бетона, равная $i_p = \frac{R_o}{E_{6,p}} = \frac{2R_\gamma}{E_0}$, получается весьма близкой к определяемой опытным путем величине $1 \cdot 10^{-4} - 1.5 \cdot 10^{-4}$.

ł



Положение нейтральной оси в сечении любой формы (рис. VIII-6) при указанных условиях определяется с помощью урав нения

$$S_{xc} = (h - x) \frac{F_{p} + n'_{p} f_{a}}{2}$$
, (VIII.11)

где S_{xc} — статический момент площади сжатой зоны относительно нейтральной оси;



Рис. VIII-6. Схема к расчету сечения на тре щиностойкость

F_р — площадь растянутой зоны бетона;

$$n'_{\rm p} = \frac{E_{\rm a}}{E'_{\rm 6,p}} = \frac{2E_{\rm a}}{E_{\rm 6}}.$$

Изгибающий момент при трещинообразовании вычисляется (при обозначениях по рис. VIII-6) по формуле

$$M_{\rm r} = F_{\rm p} R_{\rm p} z_{\rm p.6} + f_{\rm a} n_{\rm p}' R_{\rm p}^{\rm H} z_{\rm a} = W_{\rm T} R_{\rm p}^{\rm H}. \qquad (\rm VIII.12)$$

Величину *х* находят подбором по уравнению (VIII.11). Плечи *г*_{р.6} и *г*_а вычисляют с учетом того, что

$$d_{\rm c} = rac{I_{x{
m c}}}{S_{x{
m c}}}$$
и $d_{
m p} = rac{S_{x{
m p}}}{F_{
m p}}.$

Величина $W_{\rm T}$ в формуле (VIII-12) может быть названа моментом сопротивления сечения по растяжению.

Для прямоугольного сечения с коэффициентом армирования и получим

$$\alpha = \frac{x}{h} = \frac{1 + n'_{\rm p} \mu}{2 + n'_{\rm p} \mu}; \qquad (\text{VIII.13})$$

$$M_{\rm T} = \left[(1 - \alpha) \frac{3 + \alpha}{6} + \mu n_{\rm p}' \left(\frac{h_0}{h} - \frac{\alpha}{3} \right) \right] bh^2 R_{\rm p}^{\rm H} = W_{\rm T} R_{\rm p}^{\rm H}.$$
(VIII.14)

Для определения $M_{\rm r}$ и $W_{\rm r}$ служит график на рис. VIII-5. Значения $M_{\rm r}$ можно получить также по упрощенной формуле В. И. Мурашева. При $\frac{h_0}{h} = 0.95$ эта формула имеет вид

$$M_r = (0.29 + 0.78 n_{\rm p}^{\prime} \mu) bh^2 R_{\rm p}^{\rm H}.$$
 (VIII.15)

Элементы, подверженные изгибу со сжатием или с растяжением, рассчитывают также по приведенным выше формулам для изгиба, применяя способ, аналогичный указанному в п. 57, т. е. вводя в расчет эквивалентную для изгиба площадь арматуры по формуле (VIII.8), а также определяя эквивалентную величину $M_{\rm r}$.

60. РАСЧЕТ ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ Элементов С предварительным напряжением

Расчет трещиностойкости элементов с предварительным напряжением при любой форме сечения может быть выполнен с помощью формул, аналогичных формулам (VIII.11) и (VIII.12), но усложненных за счет введения усилий от предварительного напряжения. Приемы расчета для этих случаев подробно изложены в инструкции CH 10—57, где также даны вспомогательные таблицы, облегчающие выполнение расчетов.

При прямоугольной форме сечения расчет может быть выполнен по формулам

$$a = \frac{x}{h} = \frac{2R_{\rm p} + \sigma_{61} \pm \sigma_{61}^{'} \pm \frac{N}{bh}}{4R_{\rm p} + \sigma_{61} \pm \sigma_{61}^{'} \pm \frac{N}{bh}}; \qquad (\text{VIII.16})$$

1

t

ŧ.

1

$$M_{\mathrm{T}} = \frac{bh^{2}}{6} \left[R_{\mathrm{p}}^{\mathrm{H}} (1 + 2\alpha - \alpha^{2}) + \sigma_{61} \pm \frac{N}{bh} \right] + n_{\mathrm{p}} \left[\mu \left(1 - \frac{a}{h} - \frac{\alpha}{3} \right) + \mu^{0} \left(1 - \frac{a_{0}}{h} - \frac{\alpha}{3} \right) \right] bh^{2} R_{\mathrm{p}}^{\mathrm{H}}, (\text{VIII.17})$$

где об1 — наибольшее установившееся предварительное напряжение в бетоне;

- обл наименьшее установившееся предварительное напряжение в бетоне (у сжатого ребра в эксплуатационных условиях);
- N продольная сила, действующая в рассматриваемом сечении совместно с изгибающим моментом;
- μ и μ⁰ коэффициенты армирования соответственно для предварительно напряженной и ненапряженной арматуры:

$$n_{\rm p}' = \frac{2E_{\rm a}}{E_{\rm 0}}.$$

При сжимающем напряжении σ'_6 и сжимающей силе N перед значениями их в формулах принимается знак плюс, при растягивающих σ'_6 и N — знак минус.

Величину установившегося предварительного напряжения в бетоне можно вычислить по формулам

$$\sigma_{61} = \frac{P_1}{F_{6,\pi}} + \frac{P_1 e_0}{W_{\pi}};$$

$$\sigma_{61} = \frac{P_1}{F_{6,\pi}} - \frac{P_1 e_0}{W_{\pi}},$$
(VIII.18)

где *P*₁— установившееся усилие в предварительно напряжен ной арматуре;

 e_0 — эксцентрицитет усилия P_1 ;

*F*_{6.п} — приведенная площадь сечения;

W_п — приведенный момент сопротивления сечения.

Для прямоугольного сечения при $n = \frac{E_a}{E_6}$ и при пренебрежении

(вследствие незначительности) влиянием площади арматуры на толожение центра тяжести приведенного сечения будем иметь

$$W_{n} = \frac{bh^{2}}{6} \left[1 + 12 n \mu \left(0, 5 - \frac{a}{h} \right)^{2} + 12n \mu^{0} \left(0, 5 - \frac{a_{0}}{h} \right)^{2} \right].$$

61. РАСЧЕТ РАСКРЫТИЯ ТРЕЩИН

Приведенный здесь прием расчета отличается от принятого в строительных нормах. При прямоугольном сечении элементов конструкции он позволяет достаточно просто (при наличии графиков) произвести необходимые расчеты. Особенно это относится к случаям расчета на действие момента и продольной силы.

Применяемый в настоящее время способ расчета раскрытия трещин в изгибаемых элементах разработан главным образом для конструкций промышленных сооружений. Он базируется в основном на предложениях В. И. Мурашева [1], причем результаты расчетов дают удовлетворительное совпадение с данными опытных исследований.

Непосредственное применение указанного способа для гидротехнических сооружений может давать завышенное значение раскрытия трещин в связи с тем, что в нем не учитываются некоторые факторы, действующие в этих сооружениях.

Ползучесть бетона при растяжении, т. е. та часть пластических деформаций, которая проявляется при медленном возрастании нагрузок и длительном их действии, в промышленных сооружениях может не возникать, а поэтому она не учитывается. В гидротехнических же сооружениях по условиям медленного загружения их элементов она возникает и может оказывать влияние. Опытов по изучению трещинообразования в условиях проявления ползучести бетона пока не производилось. Тем не менее ее влияние может быть учтено на основании тех соображений, что наличие ползучести бетона при растяжении равноценно в расчетном отношении увеличению предельной растяжимости бетона.

В гидротехнических сооружениях, кроме того, бетон подвержен набуханию при насыщении его водой. В массивных сооружениях процесс набухания бетона может длиться годами, а поэтому образование трещин может происходит до проявления его влияния, раскрытие же трещин в дальнейшем при набухании бетона должно уменьшиться.

Расчетные зависимости для определения расстояний между трещинами и величин их раскрытия. Расчет трещинообразования обычно базируется на данных изучения работы элементов в устовиях чистого изгиба.

Как показывают исследования моделей балок, трещины при таком изгибе образуются в определенной последовательности в соответствии с неоднородностью качества бетона по длине балки. Первая из них появляется в наиболее слабом месте. В конечной стадии трещины располагаются примерно на одинаковых расстояниях друг от друга.

Расстояние между трещинами определяется из того условия, что растягивающее усилие в арматуре, действующее в сечении с трещиной и равное $\sigma_{a.r}f_a$, должно снизиться на расстоянии l_r (рис. VIII-7), где должна образоваться следующая трещина, до величины $\sigma_a f_a = i_{p.6}E_a f_a$ за счет передачи усилия с арматуры на бетон силами сцепления между арматурой и бетоном. Это условие выражается равенством

$$\sigma_{a.r} f_a - i_{p.6} E_a f_a = \omega_{cu} t_{cu} u l_r , \qquad (VIII.19)$$

В равенстве (VIII.19) величина ω_{cu} представляет коэффициент полноты эпюры напряжения сцепления арматуры с бетоном на длине участка $l_{\rm T}$, величина t_{cu} — максимальное сопротивление сцепления, u — суммарный периметр стержней арматуры.

В. И. Мурашев определяет величину напряжения в арматуре «_{а.т} при образовании трещины из условия

$$\sigma_{\mathrm{a.r}} = \frac{M_{\mathrm{r}}}{W_{\mathrm{a}}} = \frac{W_{\mathrm{r}} R_{\mathrm{p}}^{\mathrm{H}}}{W_{\mathrm{a}}}, \qquad (\text{VIII.20})$$

где *М*_т — изгибающий момент при образовании трещины;

- *W*_а момент сопротивления сечения по растянутой арматуре при расчете по стадии II;
- W_т момент сопротивления сечения по растянутому бетону по стадни Ia, т. е. до появления трещины.

В СН 55—59 принято то же выражение для определения $\sigma_{a.r}$ Оно основывается на схеме напряженного состояния в сечениях 1-1 и 2—2 на расстоянии l_r , изображенной на рис. VIII-8.

При значительном расчетном расстоянии l_r между сечениями 1-1 и 2-2, например равном 0,5 h и более, эпюры напряжений в этих сечениях совместимы друг с другом. Если же расстояние l_r относительно незначительно, как это изображено на



Рис. VIII-7. Эпюры напряжений бетона $\sigma_{6,p}$ и арматуры σ_a в растянутой зоне при образовании трещины 1— трещина: 2— место смежной трещины





рис. VIII-8, что может быть при высоких балках и плитах, применяемых в гидротехнических сооружениях, указанная расчетная схема напряжений становится в значительной мере условной. В овязи с этим автором рассмотрен другой метод расчета расстояний между трещинами, исходя из схемы, учитывающей также работу бетона на растяжение ниже нейтральной оси на участке протяженностью *у* (рис. VIII-9), т. е. из такой же схемы, какая была принята для вывода формул в п. 57.



При определении значений изгибающих моментов по формуле (VIII.7) коэффициент α, характеризующий положение нейтральной оси, и величину напряжения σ_а вычисляют не по формулам (VIII.5) и (VIII.4a), а по более простым приближенным формулам:

$$\left(\frac{m-\frac{1}{m}}{m}\right)\alpha^{2}+2\left[\frac{1}{m}+3\left(m-\frac{2}{3}\right)\mu n\right]\alpha-2\left[\frac{1}{2m}+3\left(m-\frac{2}{3}\right)\mu n\right]=0;$$
 (VIII.21)

$$\sigma_{\rm a} = 2nR_{\rm p}(3m-2) = n'_{\rm p}R_{\rm p}(3m-2);$$
 (VIII.22)

$$m_0 = \frac{\sigma_{\rm T} + 4R_{\rm p} n}{6R_{\rm p} n} \cdot$$
(VIII.23)

Эти формулы получены тем же путем, что и формулы (VIII.5), (VIII.4a) и (VIII.6), но в предположении, что $\xi = 1$ и соответственно $\psi_{p.6} = 1$ и $\psi_6 = 1$ (см. п. 57).

Основанием к таким допущениям служит следующее. Расчет грещинообразования предусматривается для изгибаемых элементов с процентами армирования $p=0,5^{\circ}/_{\circ}$ и более. При таких значениях *р* величины ξ получаются достаточно близкими к 1. Так, по формулам (VIII.5) и (VIII.6) при величинах *m* от 1 до m_{\circ} значения ξ составляют от 1 до 1,21.

Одновременно значения $\psi_{p.6}$ и ψ_6 при $p > 0,50/_0$ должны быть по величине бо́льшими, чем при процентах армирования, расматривающихся в п. 57 (при $\mu < \mu_0$).

Как показывают подсчеты, получающиеся при использовании

формул (VIII.21) — (VIII.23) преувеличенные значения α вызывают некоторое уменьшение M_p по формуле (VIII.7); однако это компенсируется принятием $\psi_{p.6}$ равным 1. Предельная растяжимость бетона при выводе указанных формул принималась

$$i_{\rm p.6} = \frac{R_{\rm p}^{\rm H}}{E_{\rm 6.p}^{'}} = \frac{2R_{\rm p}^{\rm H}}{E_{\rm 6}} \, .$$

Формулы (VIII.21), (VIII.23) и (VIII.7) по существу представляют формулы для расчета железобетонных элементов по классической теории — по стадии II, но с учетом при этом работы бетона на растяжение на участке сечений высотой у. Расчетное (условное) значение отношения модулей упругости арматуры и бетона при применении указанных формул получается при $m = m_0$, т. е. при $\sigma_a = \sigma_T$:

[

ŗ

l

$$n'=n \ \frac{m_0-\omega}{m_0(1-\omega)}.$$

где

$$n = \frac{E_a}{E_6}$$

При $\omega = \frac{2}{3}$

$$n'=n\ \frac{3m_0-2}{m_0}$$

Для арматуры с пределом текучести $\sigma_{\rm T} = 2500 \ \kappa\Gamma/cm^2$ и для бетона марки 200 по формуле (VIII.23) получим $m_0 = 4,2$. Поэтому условное отношение модуля упругости арматурной стали к модулю упругости бетона составляет величину $n' = 2,52 \ n = 2,52 \ \frac{2,1\cdot10^6}{2,9\cdot10^5} = 18,3$, т. е. близкую к обычно принимаемой в клас-

сической теории.

Для армированных элементов с коэффициентом армирования более μ_0 учет работы бетона на растяжение при $m=m_0$, т. е. для момента достижения арматурой напряжения $\sigma_{\rm T}$, в отличие от элементов с $\mu < \mu_0$ практически не увеличивает $M_{\rm p}$ из-за незначительного влияния этого растяжения. Поэтому результаты расчетов в этом случае получаются такими же, что и при расчете обычным способом.

Коэффициент т, равный

$$m=\frac{h-x}{y}=\frac{1-a}{\beta},$$

косвенно характеризует степень развития трещин по высоте балки, так как связан с величиной t (см. рис. VIII-2,a).

С помощью формулы (VIII.21) для сечения 1—1 по рис. VIII-9 при разных процентах армирования изгибаемого элемента и разных марках бетона для ряда значений *m* вычислены величины а, характеризующие положение нейтральной оси, а затем по формуле (VIII.7) определены изгибающие моменты M_p , соответствующие принятым значениям m при $R_p = R_p^{\text{H}}$.

По данным этих расчетов для марки бетона 200 и напряжения $R_{\rm p}^{\rm H} = 17 \ \kappa\Gamma/cm^2$ были построены кривые M = f(m) для разных процентов армирования. Аналогичные семейства кривых были построены для $R = 300 \ \kappa\Gamma/cm^2$, $R_{\rm p}^{\rm H} = 23 \ \kappa\Gamma/cm^2$ и для $R = 150 \ \kappa\Gamma/cm^2$, $R_{\rm p}^{\rm H} = 14 \ \kappa\Gamma/cm^2$.

Так как трещины при изгибе балок получаются не все сразу, а в некотором интервале нагрузок, было принято, что если в сечении 1-1 трещина начинает появляться при изгибающем моменте М_{т1}, то смежная трещина в сечении 2-2 возникает при моменте $M_{r2} = \gamma M_{r1}$. Коэффициент γ зависит от степени сопротивляемости бетона растяжению в разных сечениях по длине изгибаемого элемента (из-за разного качества бетона), величины армирования, а также других факторов. Учитывая данные имеющихся опытов, в наших расчетах было принято $\gamma = 1,2 \div 1,4.$ Большее значение у относится к большим величинам процента армирования сечения. Принятие указанных величин у с некоторым запасом позволяет считать, что расчетные величины l_т (а следовательно, и ширины трещин) не будут занижены. По значениям M_{т2} (по стадии Ia) в сечении 2-2, приравниваемым величине М в сечении 1-1, с помощью упомянутых выше семейств кривых находили величину т в этом сечении.

По этим значениям *т* построены кривые (рис. VIII-10), с помощью которых по формуле (VIII.22) можно определять величины $\sigma_{a.r}$, а затем величину l_r . Выражение для l_r получено из равенства (VIII.19) с введением в него коэффициента K_2 при втором члене левой части за счет проявления ползучести бетона при растяжении, что равносильно увеличению значения предельной растяжимости бетона. Учитывая, что

$$i_{p.6} E_a = n'_p R_p$$
 и $\frac{1}{\omega_{cu} t_{cu}} = \frac{K_2}{R_p^{H}}$,

получим

$$l_{\mathrm{T}} = \left(\sigma_{\mathrm{a},\mathrm{T}} - K_{\mathrm{I}} n_{\mathrm{p}}^{'} R_{\mathrm{p}}^{\mathrm{H}}\right) \frac{K_{\mathrm{2}}}{R_{\mathrm{p}}^{\mathrm{H}}} \cdot \frac{f_{\mathrm{a}}}{u}. \qquad (\mathrm{VIII.24})$$

До изучения опытным путем влияния ползучести бетона при растяжении, проявляющейся при медленном возрастании нагрузки и длительном ее действии, величину коэффициента K₁ следует принимать равной 1,5. При этом коэффициенте формула (VIII.24) обращается в формулу (VIII.24а).

Формула для определения ширины раскрытия трещины принята в таком же виде, как В. И. Мурашевым [1]. Однако в нее введены поправки за счет ползучести бетона при растяжении и за счет остаточности деформаций, которые приобретаются бетоном при растяжении. Кроме того, введен член, уменьшающий



ширину трещины за счет набухания бетона. Формула для a_{τ} при этом приобретает вид

$$a_{\mathbf{r}} = \frac{\sigma_{\mathbf{a}}}{E_{\mathbf{a}}} \left[\psi - \left(K_{\mathbf{1}} - 0.5 - \frac{\chi}{3} \right) n_{\mathbf{p}}' \frac{\mathcal{R}_{\mathbf{p}}'}{\sigma_{\mathbf{a}}} \right] l_{\mathbf{i}} - \psi l_{\mathrm{Hab}} l_{\mathbf{r}} . \text{ (VIII.25)}$$

Входящая в формулу (VIII.25) величина $\chi = \frac{m_r}{M}$, где M_r — момент, вызывающий появление трещин; для прямоуголь 398

ного сечения M_{τ} принимается по графику на рис. VIII-5. Коэффициент ψ , определяющий средневзвешенное значение напряжеиия в арматуре на участке между трещинами, вычисляют по формуле

$$\psi = 1 - \frac{2n'_{\rm p} R_{\rm p}^{\rm H}}{3\sigma_{\rm a}} \left(\varphi_{\rm T} - \frac{1-\chi}{2n'_{\rm p} \mu}\right), \qquad (\rm VIII.26)$$

где

$$\varphi_{\mathrm{T}} = \frac{W_{\mathrm{T}}}{W_{\mathrm{a}}n_{\mathrm{p}}'} - 1.$$

Значением $\frac{\chi}{3}$ можно пренебречь, учитывая, что χ меньше 1 и второй член в квадратных скобках формулы (VIII.25) составляет долю от ψ . При этих условиях и при $K_1 = 1,5$ формула для a_r обращается в формулу (VIII.25а).

Расчеты расстояний между трещинами и раскрытий трещин. Расстояние *l*_r между трещинами вычисляется по формуле

$$l_{\rm T} = (\sigma_{\rm a.T} - 1.5 \ n_{\rm p}' \ R_{\rm p}^{\rm H}) \ \frac{K_2}{R_{\rm p}^{\rm H}} \cdot \frac{f_{\rm a}}{u},$$
 (VIII.24a)

где с_{а.т} — напряжение в арматуре в сечении с трещиной при действии изгибающего момента, при котором появляется смежная трещина;

$$n_{\rm p}' = \frac{2E_{\rm a}}{E_{\rm 6}};$$

К₂ — коэффициент, принимаемый для гладкой арматуры равным 0,77 и для арматуры периодического профиля 0,55;

 f_a — площадь арматуры;

и— периметр стержней арматуры.

Величина $\sigma_{a.\tau}$ с некоторым запасом может быть принята как при расчете по стадии II, отвечающей изгибающему моменту M_{τ} , при котором появляются трещины. Для прямоугольного сечения величина $\sigma_{a.\tau}$ более точно определяется по формуле

$$\sigma_{a.r} = n_p^{'} R_p^{H} (3m-2).$$
 (VIII.22a)

Значение коэффициента m принимается по графику (см. рис. VIII-10). Величина $l_{\rm T}$ мало зависит от марки бетона, а поэтому значение m можно определять с достаточной точностью по ближайшей в отношении марки бетона кривой по рис. VIII-10.

Ширина раскрытия трещин вычисляется по формуле

$$a_{\mathrm{T}} = \frac{\sigma_{\mathrm{a}}}{E_{\mathrm{a}}} \left(\psi - n_{\mathrm{p}}' \frac{R_{\mathrm{p}}^{\mathrm{H}}}{\sigma_{\mathrm{a}}} \right) l_{\mathrm{T}} - \psi i_{\mathrm{Ha6}} l_{\mathrm{T}} . \qquad (\mathrm{VIII.25a})$$

Напряжение са в арматуре при изгибающем моменте М, при

котором определяется ширина раскрытия трещины по формуле (VIII.25), принимается по расчету по стадии II; величина его при этом равна

$$\sigma_{a} = \frac{M}{W_{a}} , \qquad (\text{VIII.27})$$

1

где W_a — момент сопротивления сечения по арматуре, равный $W_a = f_a z$ (z — плечо внутренних сил; может быть принято при прямоугольном сечении по графику рис. VIII-11).

График на рис. VIII-11 составлен исходя из прямоугольной эпюры сжимающих напряжений в бетоне, как это принимает В. И. Мурашев [1] для стадии II при n'=3n, где $n=\frac{E_a}{E_b}$ (E_b — модуль упругости бетона при сжатии).



Значение ψ определяется по формуле (VIII.26). Приближенно его можно принимать равным 0,7—0,9. Большее значение следует принимать для бо́льших процентов армирования. Коэффициент набухания $i_{\text{наб}}$ по опытным данным приблизигельно равен 1 · 10⁻⁴.

В табл. 39 помещены результаты подсчета раскрытия трещин по формуле (VIII.25) и соответствующие им проценты армирования сечения при различных диаметрах арматуры для величины момента $M = \frac{M_p}{1.8}$, где M_p — разрушающий момент по стадии III.

Таблица 39

	3a	висимость	между	велич	чиной	раскрытия	трещины	
И	процентом	армирован	ния сеч	ения	при	различных	диаметрах	арматуры

	Диаметр арматуры в мм								
Показатели	40	60	40	60	40	60			
Раскрытие трещины в мм (не более)	0,1	0,1	0,15	0,15	0,2	0,2			
Процент армирования сечения (не менее)	1	1,5	0,7	1	0,5	0,7			

Продольная сжимающая сила в изгибаемом элементе уменьшает расстояние l_r между трещинами и их раскрытие a_r , расгягивающая же сила, наоборот, узеличивает их. В этих случаях l_r и a_r можно определять по тем же формулам, что и при изгибе, пользуясь эквивалентной величиной μ_3 коэффициента армирования. Для прямоугольного сечения

$$\mu_{\mathfrak{s}} = \mu \pm \frac{N_{\mathfrak{r}}}{\tau_{\mathfrak{a},\mathfrak{r}}} \cdot \frac{1}{bh} \,. \tag{VIII.28}$$

Величину $\sigma_{a.т}$ принимают на основании подбора. В первом приближении величину N_{τ} можно взять равной нулю, а затем, спределив по графику на рис. VIII.10 величину *m*, вычислить по формуле (VIII.22a) зпачение $\sigma_{a.\tau}$ и по выражению (VIII.28) — значение μ_{9} . Подбор $\sigma_{a.\tau}$ повторяют до тех пор, пока последующее его значение будет мало отличаться от предыдущего. Обычно достаточно двух подборов. Определив μ_{9} , вычисляют l_{τ} по формуле (VIII.24). Чтобы значение l_{τ} было не преуменьшенным, следует величину N_{τ} в формуле (VIII.28) принимать равной

$$N_{\mathrm{T}} = N \frac{M_{\mathrm{T}}}{M}$$

Здесь M и N — эксплуатационные величины усилий, а $M_{\rm T}$ определяют по графику на рис. VIII-5 при фактическом значении μ .

При вычислении a_{τ} по формуле (VIII.25) значение σ_a устанавливают также подбором по выражению

$$\sigma_{\mathrm{a}} = rac{M_{\mathrm{B}}}{W_{\mathrm{a},\mathrm{B}}}$$
 ,

где М_э — момент относительно растянутой арматуры (эквивалентный момент);

W_{a.э} = µ_эbhz — эквивалентный момент сопротивления, определяемый подбором с помощью графика по рис. VIII-11 для z и формулы для µ_э (при эксплуатационной величине усилия N).

При наличии указанных графиков вычисления производятся значительно проще, чем по СН 55—59.

При центральном растяжении, как, например, в анкерных понурах, расстояние между трещинами можно рассчитывать по формуле

$$l_{\rm r} = \frac{K_2}{\mu} \cdot \frac{f_a}{u} , \qquad ({\rm VIII.29})$$

где K2-имеет те же значения, что и в формуле (VIII.24а).

Ширину раскрытия трещин определяют по формуле

$$a_{\rm T} = \frac{\sigma_{\rm a}}{E} \psi l_{\rm T} , \qquad (\rm VIII.30)$$

где

$$\psi = 1 - \frac{2}{3} \left(\frac{1}{\mu} + n'_{p} \right) \left(\frac{R_{p}^{H}}{\sigma_{a}} \right)^{2}.$$

В рассматриваемом случае ψ близко к 1 и его можно принимать равным этому значению.

62. РАСЧЕТ ТРЕЩИНООБРАЗОВАНИЯ В ЭЛЕМЕНТАХ КОНСТРУКЦИЙ, СОДЕРЖАЩИХ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ БРУСКИ

Трудность осуществления предварительного напряжения в гидротехнических сооружениях, имеющих элементы с большими поперечными сечениями, обусловила поиски таких решений, которые, с одной стороны, позволили бы в той или иной мере использовать свойства обычных предварительно напряженных конструкций и, с другой, исключили бы необходимость при выполнении предварительного напряжения иметь дело с полными сечениями элементов этих конструкций.

К числу таких решений относится применение предварительно напряженных брусков, решеток, плит и т. п., которые совместно с основным бетоном изгибаемых элементов представляют один из видов комбинированного напряженного железобетона.

Предварительно напряженные бруски имеют небольшие попе-

речные размеры, размещают их в растянутой зоне балок, плит и других изгибаемых элементов и бетонируют в них. Таким образом, предварительно напряженные железобетонные бруски предетавляют собой как бы особый род арматуры в основном бетоне (рис. VIII.12).



Конструкции, содержащие предварительно напряженные бруски, решетки, плиты и т. п., в расчетном отношении следует подразделять на два вида:

1) конструкции, в которых необходима трещиноустойчивость во всем бетоне их элементов;

2) конструкции, в которых образование трещин считается долустимым в основном бетоне их элементов, но не допускается в бетоне напряженно армированных брусков, содержащих арматуру.

Для конструкций первого вида с прямоугольным сечением из гибаемого элемента при

$$\alpha = \frac{x}{h}$$
, $\mu = \frac{f_a}{bh}$; $n'_p = \frac{2E_a}{E_6}$

и $v = \frac{F_{6.9}}{bh}$ (где $F_{6.9}$ — площадь брусков в поперечном сечении изгибаемого элемента) положение нейтральной оси определяют по выражению

$$\alpha = \frac{1 + \nu \left(2 \frac{E_{6.9}}{E_6} \cdot \frac{h_0}{h} - 1\right) + n'_{p} \nu \frac{h_0}{h}}{2 + \nu \left(2 \frac{E_{6.9}}{E_6} - 1\right) + n'_{p} \nu}$$
(VIII.31)

а момент, вызывающий появление трещин в основном бетоне из либаемого элемента, — по формуле

$$M_{\tau} = \left[0,5(1-\alpha)\left(1+\frac{\alpha}{3}\right) - \gamma\left(\frac{h_{0}}{h}-\frac{\alpha}{3}\right) + \left(2\gamma\frac{E_{6,9}}{E_{6}} + n_{p}'\mu\right)\frac{h_{0}}{h} - \frac{\alpha}{1-\alpha}\left(\frac{h_{0}}{h}-\frac{\alpha}{3}\right) \right] bh^{2}R_{1}^{\mu}.$$
 (VIII.32)

403

При этом в арматуре брусков должно быть создано предварительное установившееся напряжение

$$\sigma_{\mathrm{al}} \gg R_\mathrm{p}^\mathrm{H} \, rac{\mathbf{v}}{\mu} \, \cdot rac{E_{\mathrm{f.s}}}{E_\mathrm{f}} \; .$$

Как показывают расчеты по формуле (VIII.32), применение предварительно напряженных железобетонных брусков и аналогичных элементов в конструкциях первого вида, в которых требуется трещиноустойчивость всего их бетона, малоэффективно, так как возрастание изгибающего момента $M_{\rm T}$ по сравнению с его величиной при обычной арматуре является незначительным.

В конструкциях второго вида, в которых появление трещин в основном бетоне допускается, эффект от применения предварительно напряженных брусков тем выше, чем больше величина предварительного напряжения в них, поэтому в брусках целесообразно создавать максимально допустимое предварительное напряжение. Величина этого напряжения обусловливается как призменной прочностью бетона, так и пределом пропорциональности арматуры, применяемой в брусках, за вычетом потерь предварительного напряжения от обжатия бетона.

При заданной площади арматуры изгибаемого элемента $f_a = \mu bh$, определяемой из расчета его на прочность, сечение предварительно напряженных брусков принимают из условия, чтобы при отпуске напряженной арматуры имелся необходимый запас против раздавливания бетона брусков; это условие может быть выражено следующим образом:

$$F_{6.9} \frac{R_{\pi p, 6.9}^{p}}{K_{6.9}} = \left(\sigma_{a.\kappa} - n_{6.9} \frac{R_{\pi p, 6.9}^{H}}{K_{6.9}}\right) f_{a}, \qquad (VIII.33)$$

где R^н_{пр.б.э} — призменная прочность бетона предварительно напряженных брусков (при отпуске арматуры);

- К_{б.э} коэффициент запаса на сжатие для бетона брусков при предварительном их напряжении, т. е. при отпуске арматуры;
- са.к контролируемое предварительное напряжение арматуры, принимаемое равным пределу пропорциональ-, ности ее, или 0,65 от предела прочности са.пр;
- *n*_{6.э} отношение модулей упругости арматуры и бетона брусков при сжатии.

Величину коэффициента K_{6.э}, согласно указаниям СНиП о расчетной неоднородности качества бетона, следует принимать равной не менее 1,6.

Площадь сечения брусков получим из равенства (VIII.33):

$$F_{6.9} = \frac{\sigma_{a.\kappa} K_{6.9} - n_{6.9} R_{np.6.9}^{H}}{R_{np.6.9}^{H}} f_{a}. \qquad (VIII.34)$$
Коэффициент запаса против образования трещин в брусках при эксплуатационных величинах нагрузок при этом будет следующим:

$$K_{\rm T} = K - \frac{\sigma_{\rm a.\kappa} - \sigma_{\rm nor} + n_{\rm p.6.9}^{'} R_{\rm p.6.9}^{\rm H} + R_{\rm p}^{\rm H} \frac{r}{\mu}}{\sigma_{\rm a.np}}, \quad (\rm VIII.35)$$

где с_{пот} — потеря предварительного напряжения в арматуре от усадки и ползучести бетона и релаксации арматуры;

ſ

1

4

К — коэффициент запаса в изгибаемом элементе на прочность;

$$v = \frac{E_{6.9}}{bh}$$
.

Второй, третий и четвертый члены в числителе формулы (VIII.35) дают в сумме незначительную величину по сравнению с величиной $\sigma_{a.\kappa}$, поэтому ими можно пренебречь и приближенно считать что $K_{\tau} = 0.65K$. При K = 2.5 значение K_{τ} получается равным 1.65.

ЛИТЕРАТУРА

1. Мурашев В. И. Трещиноустойчивость, жесткость и прочность железобетона. Машстройиздат, 1950.

2. Лихачев В. П. Некоторые вопросы расчета железобетонных конструкций гидротехнических сооружений. Труды Гидропроекта, сб. № 8, 1963

ПРИЛОЖЕНИЕ І Таблица П-1





$$p_{i} = \frac{p_{i}}{2lb} \frac{P}{2lb} T/M^{2},$$
(rge $b = 1$ M.
 $t = \frac{(1 - \mu_{1}^{2})}{(1 - \mu_{0}^{2})} \cdot \frac{\pi E_{0}bl^{3}}{4E_{1}l}$

- где E_0 и μ_0 соответственно модуль деформации в T/m^2 и коэффициент Пу-ассона грунта основания; E_1 и μ_1 то же, материала балки; b ширина балки, равная 1 *м*;
 - - *l* полудлина балки в *м*;
 - I момент инерции балки в м⁴.



		t=0 (абсолютно жесткая балка)										
$\frac{x}{l}$	H=0	$H = \frac{1}{4} l$	$H = \frac{1}{2} i$	H = l	H = 2l	$H = \infty$						
1/16 3/16 5/16 7/16 9/16 11/16 13/16 15/16	$\begin{array}{c} 1,000\\ 1,000\\ 1,000\\ 1,000\\ 1,000\\ 1,000\\ 1,000\\ 1,000\\ 1,000\\ 1,000\\ 1,000\\ \end{array}$	$\begin{array}{c} 0,970\\ 0,972\\ 0,976\\ 0,966\\ 0,956\\ 0,956\\ 0,946\\ 0,960\\ 1,254\end{array}$	0,924 0,925 0,929 0,918 0,910 0,911 0,927 1,556	0,828 0,829 0,836 0,837 0,857 0,857 0,899 0,987 1,927	0,718 0,725 0,741 0,769 0,816 0,909 1,059 2,263	0,639 0,640 0,668 0,710 0,770 0,874 1,070 2,629						



Сжимаемый слой

$$p_i = \bar{p_i} \frac{P}{bl},$$

где b = 1 м.

Значения единичных интенсивностей реактивных давлений \tilde{p}_l , осредненных на участках длиной $c = \frac{1}{8} l$

		При $H = \frac{1}{2}$ <i>l</i> , <i>t</i> = 3 и значениях а										
l	0	3/16	5/18	7/16	9/18	11/16	18/16	15/16	1			
1/10 2/10 6/10 7/16 9/10 11/10 13/10 15/10	1,306 1,242 1,164 1,053 0,933 0,810 0,682 0,810	1,244 1,213 1,146 1,046 0,936 0,826 0,716 0,873	1,156 1,142 1,106 1,030 0,943 0,851 0,764 1,008	1,049 1,045 1,035 1,002 0,947 0,885 0,832 1,205	0,923 0,934 0,954 0,961 0,962 0,935 0,913 1,418	0,797 0,814 0,848 0,875 0,914 0,962 1,010 1,780	0,664 0,690 0,745 0,800 0,878 0,978 1,110 2,135	0,528 0,566 0,640 0,722 0,837 0,992 1,195 2,520	0,459 0,502 0,589 0,684 0,816 0,998 1,236 2,716			

x		При $H = l, t = 3$ и значениях а									
l	0	3/16	5/16	7/18	9/18	11/18	13/16	15/18	1		
1/16 8/16 6/16 7/16 9/16 11/16 18/16 18/16	1,143 1,099 1,039 0,966 0,898 0,898 0,838 0,799 1,218		$\begin{array}{c}1,023\\1,016\\0,997\\0,950\\0,903\\0,864\\0,852\\1,395\end{array}$	0,941 0,940 0,940 0,926 0,904 0,886 0,902 1,561	0,850 0,853 0,869 0,878 0,894 0,911 0,964 1,781	$\begin{array}{c} 0,754\\ 0,765\\ 0,790\\ 0,815\\ 0,863\\ 0,933\\ 1,034\\ 2,046\\ \end{array}$	0,657 0,671 0,707 0,749 0,823 0,933 1,106 2,354	0,559 0,579 0,623 0,680 0,779 0,929 1,164 2,687	0,509 0,532 0,582 0,646 0,756 0,927 1,191 2,857		

Продолжение

x			$H = \infty$								
l	0	³ /16	\$/16	7/16	₽/18	11/16	13/16	15/16	1	$\alpha = 0$	$\alpha = 1$
$\frac{1}{16}$ $\frac{3}{16}$ $\frac{4}{16}$ $\frac{7}{16}$ $\frac{9}{16}$ $\frac{11}{16}$ $\frac{13}{16}$ $\frac{13}{16}$	1,040 1,002 0,953 0,902 0,862 0,846 0,866 1,529	0,991 0,976 0,942 0,898 0,863 0,856 0,883 1,591	0,924 0,923 0,914 0,887 0,868 0,872 0,916 1,696	0,846 0,848 0,858 0,866 0,869 0,893 0,963 1,857	0,761 0,768 0,791 0,820 0,860 0,918 1,022 2,060	0,671 0,684 0,715 0,760 0,830 0,939 1,088 2,313	$\begin{array}{c} 0,579\\ 0,596\\ 0,636\\ 0,697\\ 0,791\\ 0,938\\ 1,157\\ 2,606 \end{array}$	0,487 0,510 0,556 0,631 0,748 0,933 1,210 2,925	0,440 0,465 0,517 0,599 0,725 0,931 1,235 3,088	0,985 0,951 0,907 0,866 0,838 0,845 0,896 1,712	0,389 0,417 0,474 0,565 0,705 0,928 1,264 3,258

x	При $H = \frac{1}{2}$ <i>l</i> , $t = 5$ и значениях а									
l	0	*/10	⁵ /16	7/18	°/16	11/18	14/10	15/15	1	
1/16 8/16 6/16 7/18 9/16 11/16 13/16 13/16 15/18	1,4771,3911,2621,1060,9370,7630,7630,5870,477	1,385 1,339 1,238 1,098 0,945 0,786 0,626 0,584	1,254 1,234 1,185 1,081 0,956 0,824 0,693 0,773	1,097 1,093 1,082 1,042 0,966 0,876 0,876 0,789 1,055	0,923 0,933 0,953 0,961 0,962 0,935 0,913 1,420	0,739 0,764 0,812 0,859 0,920 0,990 1,049 1,867	0,550 0,589 0,666 0,748 0,865 1,010 1,190 2,382	0,361 0,412 0,517 0,637 0,802 1,023 1,307 2,941	0,265 0,324 0,443 0,579 0,773 1,027 1,365 3,224	

<u>x</u>		При $H = l$, t и значениия α										
1	0	¥/18	5/18	7/16	9/ ₁₆	11/16	18/16	15/18	1			
$ \frac{1}{18} \frac{1}{8} \frac{1}{16} \frac$	1,299 1,228 1,133 1,022 0,912 0,805 0,710 0,891	1,220 1,188 1,116 1,017 0,917 0,821 0,738 0,983	1,114 1,103 1,076 1,004 0,924 0,847 0,789 1,143	0,990 0,990 0,991 0,972 0,928 0,882 0,882 0,860 1,387	0,856 0,864 0,883 0,898 0,918 0,921 0,954 1,706	0,717 0,732 0,767 0,806 0,870 0,954 1,058 2,096	0,576 0,598 0,647 0,706 0,809 0,951 1,164 2,549	0,434 0,462 0,524 0,605 0,740 0,941 1,245 3,049	0,363 0,395 0,463 0,553 0,708 0,933 1,285 3,300			

Продолжение

x			$H = \infty$								
Į	0	¥/16	⁵ /10	7/18	°/16	11/18	18/16	15/16	1	$\alpha = 0$	$\alpha = 1$
1/16 3/16 3/16 7/16 9/16 11/16 13/16 13/16 15/16	1,202 1,137 1,053 0,962 0,878 0,812 0,772 1,184	1,125 1,099 1,036 0,957 0,883 0,828 0,799 1,273	1,022 1,017 0,999 0,946 0,891 0,853 0,847 1,425	0,904 0,908 0,917 0,916 0,896 0,888 0,916 1,655	0,776 0,788 0,813 0,846 0,886 0,926 1,005 1,960	0,645 0,663 0,701 0,757 0,839 0,957 1,104 2,334	0,512 0,535 0,586 0,661 0,779 0,954 1,205 2,768	0,378 0,407 0,468 0,565 0,712 0,942 1,282 3,246	0,311 0,343 0,410 0,515 0,680 0,934 1,319 3,489	1,153 1,091 1,011 0,928 0,857 0,810 0,799 1,351	0,267 0,302 0,372 0,485 0,660 0,932 1,343 3,640

Продолжение

<u>-x</u> -	При $H = \frac{1}{2}$ <i>l</i> , <i>t</i> = 10 и значениях а										
l	0	³ /18	⁵ /18	7/10	₽/16	11/18	18/16	15/18	1		
1/14 3/16 7/16 7/16 1/14 11/16 18/16 10/19	1,768 1,621 1,413 1,177 0,931 0,678 0,422 -0,010	1,611 1,548 1,383 1,174 0,949 0,717 0,479 0,139	1,405 1,381 1,313 1,162 0,977 0,779 0,580 0,403	1,164 1,164 1,158 1,116 1,005 0,867 0,725 0,801	0,904 0,927 0,963 0,994 1,008 0,964 0,908 1,332	0,638 0,679 0,753 0,838 0,941 1,046 1,115 1,990	0,372 0,427 0,539 0,669 0,845 1,065 1,322 2,761	0,105 0,175 0,324 0,497 0,740 1,064 1,481 3,614	0,030 0,050 0,217 0,409 0,688 1,063 1,555 4,048		

<u></u>		При $H = l$, $t = 10$ и значениях α									
l	0	*/18	5/15	7/16	₽/1€	11/18	19/16	15/10	1		
1/10 8/10 6/13 7/10 11/10 18/10 18/10	1,580 1,454 1,290 1,108 0,925 0,741 0,555 0,347	1,441 1,396 1,268 1,107 0,939 0,769 0,599 0,481	1,265 1,253 1,212 1,097 0,959 0,815 0,678 0,721	1,066 1,071 1,077 1,057 0,976 0,879 0,792 1,082	0,856 0,875 0,908 0,942 0,969 0,948 0,938 1,564	0,646 0,673 0,726 0,779 0,891 0,999 1,103 2,183	0,437 0,469 0,541 0,635 0,784 0,987 1,267 2,880) 0,227 0,266 0,356 0,473 0,669 0,954 1,381 3,674	6 ,121 0,166 0,263 0 ,391 0,612 0,937 1,433 4,077		

Продолжение

<u>_x</u>		$H = \infty$									
l	0	*/ ₁₈	5/10	7/10	9/ ₁₈	11/14	18/18	18/18	1	α == 0	α = 1
1/18 8/16 6/16 7/18 8/16 11/18 13/16 18/16	1,497 1,376 1,221 1,056 0,896 0,746 0,608 0,599	1,360 1,320 1,201 1,056 0,910 0,774 0,651 0,728	1,190 1,182 1,148 1,047 0,926 0,810 0,676 1,021	0,996 1,005 1,017 1,011 0,948 0,882 0,836 1,305	0,795 0,816 0,852 0,900 0,942 0,949 0,977 1,769	0,593 0,622 0,675 0,757 0,865 1,000 1,137 2,351	0,394 0,426 0,496 0,603 0,759 0,986 1,295 3,041	0,195 0,232 0,316 0,446 0,645 0,953 1,402 3,811	0,094 0,136 0,226 0,367 0,589 0,935 1,451 4,202	1,477 1,351 1,183 0,984 0,788 0,569 0,408 1,240	0,063 0,110 0,180 0,335 0 565 0,930 1,510 4,305

Таблица П-3



$$p_i = \overline{p_i} \frac{P}{bl} T/m^2,$$
где $b = 1$ м.

Значения единичных интенсивностей реактивных давлений ' \bar{p}_i , осредненных на участках длиной $c = \frac{1}{8} l$

Значения $\overline{p_i}$ даны для правой половины балки; для левой половины $\overline{p_i}$ следует брать с обратным знаком.

<u>x</u>	При $H = 0,5$ l, $t = 3$ и значениях а											
l	*/16	5/16	7/16	9/16	11/18	1\$/16	15/16	1				
1/16 8/16 5/16 7/16 9/16 11/16 13/16 15/18	$\begin{array}{c} 0,048\\ 0,131\\ 0,200\\ 0,241\\ 0,277\\ 0,315\\ 0,353\\ 0,688\\ \end{array}$	0,066 0,197 0,315 0,393 0,460 0,522 0,593 1,161	0,082 0,245 0,404 0,531 0,633 0,728 0,837 1,658	0,095 0,284 0,477 0,639 0,790 0,930 1,084 2,184	0,106 0,320 0,540 0,730 0,922 1,124 1,333 2,743	0,116 0,352 0,598 0,815 1,042 1,292 1,581 3,333	0,126 0,384 0,655 0,896 1,166 1,455 1,812 3,947	0,129 0,398 0,684 0,937 1,212 1,537 1,926 4 ,257				

<u></u>		При $H = l$, $t = 3$ и занчениях а											
l	\$/16	5/16	7/16	9/18	11/16	18/16	15/16	1					
1/16 3/16 5/18 7/16 9/16 11/16 13/16 15/18	$\left \begin{array}{c} 0,037\\ 0,103\\ 0,161\\ 0,185\\ 0,226\\ 0,275\\ 0,343\\ 0,806\\ \end{array}\right $	0,050 0,149 0,232 0,302 0,376 0,457 0,457 0,576 1,355	0,060 0,179 0,295 0,406 0,518 0,637 0,812 1,923	0,068 0,203 0,342 0,484 0,647 0,816 1,052 2,517	0,075 0,226 0,381 0,546 0,762 0,987 1,292 3,140	0,081 0,245 0,416 0,605 0,847 1,133 1,532 3,792	0,087 0,265 0,450 0,660 0,937 1,274 1,754 4,466	0,089 0,274 0,467 0,689 0,981 1,345 1,864 4,805					

Продолжение

<u>_x</u>	При $H = 2l$, $t = 3$ и значениях α												
I	3/18	5/16	7/16	⁹ / ₁₈	11716	1 3 / ₁₈	15/18	1	$\alpha = 1$				
$\frac{1}{16}$ $\frac{3}{16}$ $\frac{5}{16}$ $\frac{7}{16}$ $\frac{9}{16}$ $\frac{11}{16}$ $\frac{3}{16}$ $\frac{1}{16}$	0,034 0,095 0,138 0,171 0,207 0,261 0,338 0,844	0,045 0,135 0,215 0,278 0,345 0,434 0,567 1,418	0,053 0,161 0,267 0,374 0,475 0,606 0,799 2,011	0,060 0,179 0,307 0,443 0,592 0,776 1,035 2,630	0,065 0,198 0,339 0,497 0,685 0,937 1,271 3,277	0,070 0,212 0,367 0,547 0,768 1,076 1,507 3,952	0,073 0,227 0,394 0,594 0,846 1,209 1,726 4,651	$\begin{array}{c} 0,074\\ 0,234\\ 0,409\\ 0,618\\ 0,884\\ 1,275\\ 1,834\\ 5,002\\ \end{array}$	0,064 0,228 0,400 0,607 0,870 1,263 1,830 5,032				

<u> </u>	При $H = \frac{1}{2}$ <i>l</i> , $t = 5$ и значениях а											
l	8/18	5/10	7/18	9/18	11/18	18/18	15/18	1				
1/16 3/16 5/16 7/16 9/16 11/16 13/16 16/18	$\begin{array}{c} 0,061\\ 0,166\\ 0,234\\ 0,272\\ 0,299\\ 0,323\\ 0,349\\ 0,639\\ \end{array}$	0,078 0,232 0,365 0,440 0,492 0,537 0,587 1,091	0,092 0,275 0,449 0,583 0,673 0,748 0,830 1,580	0,101 0,305 0,507 0,677 0,830 0,952 1,082 2,113	0,108 0,327 0,551 0,746 0,942 1,142 1,336 2,701	0,113 0,344 0,588 0,803 1,036 1,293 1,587 3,341	0,118 0,360 0,621 0,857 1,120 1,432 1,812 4,020	0,119 0,367 0,638 0,882 1,164 1,500 1,923 4,363				

<u></u>	При $H = l$, $t = 5$ и значениях α											
1	3/10	5/18	7/10	9/18	11/16	18/16	15/16	1				
1/10 8/10 6/16 7/16 1/10 11/10 12/16 15/10	0,050 0,133 0,181 0,213 0,245 0,282 0,340 0,761	0,061 0,181 0,281 0,345 0,405 0,470 0,570 1,290	$\begin{array}{c} 0,069\\ 0,207\\ 0,338\\ 0,455\\ 0,555\\ 0,657\\ 0,806\\ 1,849 \end{array}$	0,074 0,223 0,370 0,522 0,685 0,838 1,050 2,448	0,078 0,235 0,392 0,566 0,773 1,007 1,296 3,094	0,080 0,243 0,410 0,601 0,846 1,137 1,538 3,788	0,082 0,250 0,424 0,635 0,910 1,257 1,753 4,519	0,082 0,254 0,432 0,649 0,944 1,315 1,859 4,888				

<u></u>	При $H = 2 l$, $t = 5$ и значениях а												
l	*/18	5/10	7/16	9/16	11/16	18/16	15/16	1	$\begin{array}{c} t=5,\\ \alpha=1 \end{array}$				
1/16 3/10 6/16 7/16 9/16 11/10 13/16 15/16	0,047 0,125 0,170 0,199 0,224 0,269 0,334 0,799	0,056 0,167 0,262 0,322 0,374 0,448 0,561 1,352	0,062 0,188 0,311 0,423 0,513 0,626 0,793 1,937	0,066 0,200 0,337 0,481 0,631 0,799 1,034 2,559	0,067 0,207 0,353 0,517 0,708 0,959 1,275 3,228	0,063 0,210 0,365 0,544 0,770 1,081 1,513 3,945	0,069 0,213 0,373 0,570 0,822 1,193 1,725 4,700	0,070 0,218 0,390 0,585 0,860 1,240 1,820 5,060	0,066 0,128 0,370 0,570 0,837 1,234 1,826 5,108				

Продолжение

<u> </u>	При $H = \frac{1}{2}$ <i>l</i> , $t = 10$ и значениях а											
<i>l</i>	*/18	⁵ /16	7/18	9/18	11/18	18/16	15/16	1				
1/16 8/16 6/16 7/16 9/16 11/16 18/16 18/16 15/16	0,087 0,242 0,314 0,341 0,346 0,343 0,336 0,531	$\begin{array}{c} 0,108\\ 0,313\\ 0,477\\ 0,544\\ 0,565\\ 0,569\\ 0,569\\ 0,570\\ 0,934 \end{array}$	0,116 0,342 0,551 0,700 0,763 0,792 0,816 1,401	0,115 0,350 0,578 0,757 0,921 1,004 1,077 1,954	0,114 0,343 0,572 0,783 0,988 1,185 1,345 2,606	0,107 0,326 0,562 0,779 1,021 1,294 1,604 3,358	0,103 0,312 0,556 0,755 1,143 1,493 2,000 4,358	0,093 0,298 0,537 0,762 1,049 1,420 1,908 4,608				

<u>x</u>	При $H = l$, $t = 10$ и значениях γ											
!	8/16	5/16	7/16	9/16	11/16	13/16	15/18	1				
1/16 3/16 6/16 7/16 9/16 11/16 12/10 16/26	$\begin{array}{c} 0,075\\ 0,205\\ 0,256\\ 0,275\\ 0,285\\ 0,275\\ 0,285\\ 0,275\\ 0,389\\ 0,631\\ \end{array}$	0,088 0,256 0,385 0,440 0,468 0,462 0,462 0,647 1,096	0,092 0,269 0,431 0,565 0,635 0,657 0,687 1,626	0,087 0,266 0,435 0,605 0,767 0,847 1,150 2,236	0,082 0,253 0,419 0,607 0,819 1,011 1,405 2,937	0,077 0,234 0,397 0,590 0,839 1,106 1,648 3,730	0,070 0,214 0,371 0,569 0,847 1,179 1,838 4,597	0 034 0,205 0,357 0,558 0,852 1,214 1,927 5,037				

<u>-x</u>	При $H = 2l$, $t = 10$ и значениях а												
l	8/10	*/16	7/18	*/1e	11/10	13/16	1./10	1	$\alpha = 1$				
b 2014 1/16 8/16 6/18 7/16 1/16 11/16 18/16 16/16	0,072 0,197 0,245 0,262 0,271 0,288 0,322 0,699	0,084 0,243 0,368 0,419 0,443 0,478 0,546 1,204	0,085 0,252 0,407 0,536 0,601 0,670 0,781 1,763	$\begin{array}{c} 0,079\\ 0,245\\ 0,405\\ 0,569\\ 0,721\\ 0,852\\ 1,029\\ 2,395 \end{array}$	0,073 0,227 0,385 0,563 0,763 1,007 1,284 3,116	0,066 0,204 0,357 0,540 0,771 1,092 1,529 3,928	0,061 0,180 0,326 0,513 0,768 1,155 1,721 4,812	0,051 0,170 0,311 0,498 0,767 1,185 1,811 5,261	0,068 0,030 0,335 0,540 0,405 1,210 1,820 5,450				

Таблица П-4





Значения единичных интенсивностей реактивных давлений $\overline{p_i}$, осредненных

на участках длиной $c = \frac{1}{8}l$

<u>_x</u>			t	= 0			t = 3					
- <u>î</u> -	H=0	$H = \frac{1}{4}l$	$H = \frac{1}{2}l$	H=l	H=21	H= \	H=0	$H = \frac{1}{4}l$	$H = -\frac{1}{2}l$	H=l	H=2 l	$H = \infty$
$\frac{1}{16}$ $\frac{5}{16}$ $\frac{7}{16}$ $\frac{9}{16}$ $\frac{11}{16}$ $\frac{13}{16}$ $\frac{15}{16}$	1,0 1,0 1,0 1,0 1,0 1,0 1,0 1,0 1,0	0,970 0,972 0,976 0,966 0,956 0,946 0,960 1,254	0,924 0,925 0,929 0,918 0,910 0,911 0,927 1,556	0,828 0,829 0,836 0,837 0,857 0,899 0,987 1,927	0,718 0,725 0,741 0,769 0,816 0,909 1,059 2,263	0,639 0,640 0,668 0,710 0,770 0,874 1,070 2,629	$1,0 \\ 1,0 $	0,990 0,985 0,980 0,975 0,960 0,960 0,960 1,190	0,958 0,956 0,954 0,934 0,916 0,904 0,904 1,474	0,876 0,874 0,874 0,866 0,870 0,893 0,955 1,791	0,785 0,789 0,795 0,808 0,836 0,899 1,013 2,073	0,733 0,738 0,751 0,772 0,814 0,898 1,043 2,251

x			<i>t</i> =	= 5			t = 10					
l	H=0	$H = -\frac{1}{4}l$	$H = -\frac{1}{2}l$	H==l	H=2 ℓ	<i>H</i> =∞	Н=0	$H = -\frac{1}{4}l$	$H = \frac{1}{2}l$	H=l	H=2l	<i>H</i> =∞
1/16 2/16 5/16 7/16 9/16 11/18 13/16 15/16	1,0 1,0 1,0 1,0 1,0 1,0 1,0 1,0	0,990 0,988 0,988 0,965 0,960 0,960 0,960 0,970 1,179	0,972 0,969 0,964 0,942 0,919 0,901 0,895 1,438	0,900 0,895 0,892 0,879 0,877 0,890 0,941 1,726	0,820 0,819 0,821 0,826 0,845 0,895 0,992 1,981	0,773 0,775 0,781 0,794 0,824 0,893 1,018 2,142	1,0 1,0 1,0 1,0 1,0 1,0 1,0 1,0	1,018 1,010 1,008 0,920 0,980 0,980 0,980 0,970 1,114	0,994 0,989 0,981 0,953 0,925 0,898 0,881 1,380	0,938 0,931 0,923 0,902 0,889 0,887 0,887 0,916 1,616	0,875 0,871 0,866 0,859 0,862 0,889 0,956 1,821	0,889 0,868 0,821 0,742 0,842 0,870 0,980 1,988

Таблица П-5



 $p_i = \overline{p_i} q^T / M^2$.

Значения единичных интенсивностей реактивных давлений $\overline{p_i}$, осредненных на участках длиной $c = \frac{1}{8} l$

Значения $\overline{p_i}$ даны для правой половины балки; для левой половины $\overline{p_i}$ следует брать с обратным знаком.

			t = 0			t = 3					
$\frac{x}{l}$	$H = -\frac{1}{4}l$	$H = -\frac{1}{2}l$	H = l	H=21	<i>H</i> =∞	$H = -\frac{1}{4}l$	$H = -\frac{1}{2}l$	H≔l	H=21	<i>H</i> =∝	
1/16 8/16 5/16 7/16 9/18 11/16 15/16	0,089 0,260 0,460 0,610 0,770 0,940 1,080 1,825	0,074 0,224 0,379 0,511 0,648 0,796 0,966 2,042	0,051 0,155 0,259 0,376 0,521 0,695 0,937 2,337	0,044 0,133 0,228 0,338 0,480 0,658 0,922 2,440	0,040 0,122 0,212 0,325 0,448 0,612 0,914 2,627	0,099 0,292 0,490 0,635 0,775 0,901 1,025 1,730	0,082 0,245 0,407 0,541 0,672 0,809 0,964 1,993	0,059 0,176 0,290 0,406 0,547 0,709 0,934 2,283	0,051 0,155 0,260 0,370 0,498 0,673 0,919 2,383	0,050 0,152 0,255 0,365 0,492 0,667 0,918 2,398	

Продолжение

r			t = 5			t = 10				
<u>x</u> 1	$H = -\frac{1}{4}l$	$H = \frac{1}{2}l$	H=l	H=21	H=~	$H = \frac{1}{4}l$	$H = -\frac{1}{2}l$	H=l	H=21	
1/16 3/16 5/16 7/16 9/16 11/16 13/16 13/16	0,070 0,315 0,512 0,665 0,800 0,918 1,045 1,710	0,088 0,258 0,424 0,559 0,686 0,817 0,963 1,962	$\begin{array}{c} 0,065\\ 0,190\\ 0,307\\ 0,426\\ 0,562\\ 0,718\\ 0,934\\ 2,250\end{array}$	0,057 0,169 0,278 0,390 0,515 0,683 0,919 2,348	$\begin{array}{c} 0,056\\ 0,100\\ 0,274\\ 0,385\\ 0,509\\ 0,676\\ 0,917\\ 2,363\end{array}$	0,121 0,350 0,560 0,710 0,840 0,930 1,021 1,640	0,098 0,289 0,464 0,599 0,720 0,835 0,960 1,892	0,076 0,221 0,348 0,468 0,580 0,703 1,014 2,132	0,069 0,203 0,323 0,436 0,354 0,704 0,916 2,258	





$$p_i = p_i q T/M^2.$$

Значения единичных интенсивностей реактивных давлений \overline{p}_i , осредненных на участках длиной $c = \frac{1}{8} l$

x			t =	= 0			t = 3				
<u>x</u> <i>l</i>	H=0	$H = \frac{1}{4}l$	$H = \frac{1}{2}l$	H==1	H=2 l	<i>H</i> =∞	$H = -\frac{1}{4}l$	$H = -\frac{1}{2}l$	H = l	H=21	H=∞
$ \begin{array}{r} 1 \\ 2 \\ 1 \\ 8 \\ 1 \\ 6 \\ 7 \\ 1 \\ 7 \\ $	0,5 0,5 0,5 0,5 0,5 0,5 0,5 0,5	0,485 0,486 0,488 0,483 0,478 0,473 0,473 0,480 0,627	0,462 0,463 0,464 0,459 0,455 0,455 0,463 0,778	0,414 0,414 0,418 0,418 0,428 0,428 0,449 0,493 0,996	$\begin{array}{c} 0,359\\ 0,363\\ 0,370\\ 0,384\\ 0,409\\ 0,454\\ 0,529\\ 1,132 \end{array}$	0,319 0,320 0,334 0,355 0,385 0,437 0,535 1,314	0,625 0,610 0,590 0,540 0,475 0,425 0,373 0,360	0,553 0,544 0,528 0,499 0,466 0,433 0,403 0,574	0,494 0,488 0,478 0,460 0,446 0,434 0,434 0,434 0,757	$\begin{array}{c} 0,446\\ 0,442\\ 0,437\\ 0,430\\ 0,428\\ 0,440\\ 0,473\\ 0,905\end{array}$	0,419 0,417 0,414 0,412 0,417 0,439 0,488 0,995

Продолжение

x		;	t - 5			t = 10				
$\frac{x}{l}$	$H = -\frac{1}{4}l$	$H = -\frac{1}{2}l$	H=l	H=21	<i>H</i> = ∞	$H = -\frac{1}{4}l$	$H = \frac{1}{2}t$	H=l	H=2!	H=∝
1/18 8/10 5/10 7/16 9/18 11/19 13/16 15/18	0,670 9,638 0,600 0,540 0,480 0,410 0,330 0,332	0,592 0,579 0,554 0,518 0,471 0,423 0,377 0,486	0,532 0,522 0,505 0,479 0,454 0,430 0,417 0,660	0,488 0,481 0,468 0,451 0,437 0,433 0,446 0,796	0,464 0,458 0,44 0,435 0,427 0,432 0,459 0,878	0,715 0,690 0,670 0,570 0,480 0,385 0,290 0,210	0,665 0,635 0,588 0,542 0,478 0,407 0,336 0,349	0,597 0,581 0,553 0,512 0,466 0,418 0,378 0,495	0,561 0,547 0,522 0,488 0,453 0,420 0,400 0,609	0,560 0,540 0,502 0,443 0,420 0,400 0,398 0,737



 $p_i = \overline{p}_i q T/m^2$

Значения единичных интенсивностей реактивных давлений, осредненных на участках длиной $c = \frac{1}{8} l$

Значения \overline{p}_i даны для правой половины балки; для левой половины \overline{p}_i эледует брать с обратным знаком.

		1	t = 0			t = 3				
$\frac{x}{l}$	$H = \frac{1}{4}l$	$H = \frac{1}{2}l$	H=l	H=2l	<i>H</i> =∞	$H = -\frac{1}{4}l$	$H = \frac{1}{2}l$	H=l	H=21	H≕∝
1/16 3/18 5/16 7/16 9/18 11/16 13/16 16/16	0,029 0,086 0,153 0,203 0,257 0,313 0,360 0,608	0,026 0,075 0,126 0,170 0,216 0,265 0,322 0,681	0,017 0,052 0,086 0,125 0,173 0,232 0,312 0,779	0,014 0,044 0,075 0,113 0,160 0,219 0,307 0,814	0,014 0,040 0,071 0,108 0,149 0,204 0,304 0,876	0,042 0,117 0,200 0,235 0,275 0,281 0,315 0,540	0,031 0,091 0,148 0,196 0,233 0,264 0,320 0,644	0,023 0,067 0,107 0,149 0,190 0,240 0,310 0,743	0,020 0,060 0,097 0,137 0,173 0,228 0,305 0,777	0,020 0,059 0,095 0,135 0,172 0,227 0,305 0,782

		1	t == 5			t = 10					
$\frac{x}{l}$	$H = -\frac{1}{4}l$	$H = \frac{1}{2}l$	H=l	H==21	<i>H</i> ∞	$H = \frac{1}{4}l$	$H = \frac{1}{2}l$	H==l	H-=21		
1/10 3/16 5/16 7/16 9/16 11/16 13/16 15/13	$\begin{array}{c} 0,051\\ 0,140\\ 0,212\\ 0,275\\ 0,400\\ 0,303\\ 0,335\\ 0,510\\ \end{array}$	0,036 0,101 0,160 0,212 0,243 0,280 0,318 0,621	0,028 0,077 0,119 0,164 0,199 0,247 0,309 0,721	0,024 0,070 0,109 0,152 0,183 0,234 0,304 0,754	0,025 0,073 0,081 0,160 0,182 0,231 0,303 0,760	0,060 0,162 0,250 0,310 0,325 0,320 0,281 0,468	0,044 0,126 0,191 0,246 0,267 0,293 0,315 0,568	0,036 0,100 0,147 0,198 0,220 0,243 0,243 0,341 0,653	0,033 0,094 0,139 0,186 0,207 0,247 0,301 0,703		



 $p_i = \overline{p_i} q T/M^2$.

Значения единичных интенсивностей реактивных давлений $\overline{p_i}$, осредненных на участках длиной $c = \frac{1}{8} l$

Значения $\overline{p_i}$ даны для правой половины балки; для левой половины $\overline{p_i}$ следует брать с обратным знаком.

r		<i>t</i> = 0						t = 3					
$\frac{x}{l}$	$H = \frac{1}{4}l$	$H = \frac{1}{2}l$	H≠l	H=21	<i>H=</i> ∞	$H = -\frac{1}{4}l$	$H=\frac{1}{2}l$	H=l	H==2 <i>l</i>	H== x			
1/16 8/16 8/16 7/16	0,059 0,173 0,307 0,407	0,050 0,149 0,253 0,341	0,034 0,103 0,173 0,251	0,030 0,089 0,153 0,225	0,026 0,082 0,141 0,217	0,057 0,175 0,290 0,400	0,051 0,154 0,259 0,345	0,036 0,109 0,183 0,257	0,031 0,095 0,163 0,233	0,030 0,093 0,160 0,230			

Продолжение

			t == 0		t = 3					
<u>.x</u> l	$H = -\frac{1}{4}l$	$H = \frac{1}{2}l$	H=l	H=21	<i>H</i> =∞	$H = \frac{1}{4}l$	$H=\frac{1}{2}l$	H=l	H=21	H=∞
\$/10 11/10 18/16 15/16	0,513 0,627 0,720 1,217	0,430 0,531 0,644 1,361	0,348 0,463 0,625 1,558	0,320 0,439 0,610 1,623	0,299 0,408 0,610 1,754	0,500 0,620 0,710 1,190	0,439 0,545 0,644 1,349	0,357 0,469 0,624 1,540	0,335 0,445 0,614 1,606	0,320 0,440 0,613 1,616

Продолжение

			t = 5			t = 10					
$\frac{x}{l}$	$H = -\frac{1}{4}l$	$H = \frac{1}{2}l$	H=l	H=21	<i>H</i> =∞	$H = -\frac{1}{4}l$	$H = \frac{1}{2}l$	H = l	H=21		
1/10 8/10 6/10 7/10 9/10 11/10 13/10 16/10	0,059 0,175 0,300 0,390 0,400 0,615 0,710 1,200	0,062 0,157 0,264 0,347 0,443 0,537 0,645 1,341	0,037 0,113 0,188 0,262 0,363 0,471 0,645 1,529	0,033 0,099 0,169 0,238 0,332 0,449 0,615 1,594	0,031 0,097 0,106 0,235 0,327 0,445 0,614 1,603	0,061 0,188 0,310 0,400 0,515 0,610 0,740 1,172	0,054 0,163 0,273 0,353 0,453 0,542 0,700 1,324	0,040 0,121 0,201 0,270 0,375 0,460 0,673 1,479	0,036 0,109 0,184 0,250 0,347 0,457 0,615 1,565		



$$\rho_i = \overline{\rho_l} \frac{M}{bl^2} \quad T/M^2$$
где $b = 1$ м.

Значения единичных интенсивностей реактивных давлений $\overline{p_i}$, осредненных на участках длиной $c = -\frac{1}{8} l$

Значения $\overline{p_i}$ даны для правой половины балки; для левой половины $\overline{p_i}$ оледует брать с обратным знаком.

	-	1	⁺ = 0			<i>t</i> = 3					
$\frac{x}{l}$	$H = -\frac{1}{4}l$	$H = -\frac{1}{2}l$	H= l	H=21	<i>H</i> =∞	$H = -\frac{1}{4}l$	$H = -\frac{1}{2}l$	H=l	H=2l	H=∝	
1/16 3/16 5/16 7/16 9/16 11/16 13/16 15/16	$\begin{array}{c} 0,089\\ 0,260\\ 0,460\\ 0,610\\ 0,770\\ 0,940\\ 1,080\\ 1,825\end{array}$	0,074 0,224 0,379 0,511 0,648 0,796 0,966 2,042	0,051 0,155 0,259 0,376 0,521 0,695 0,937 2,337	0,044 0,133 0,228 0,338 0,480 0,658 0,922 2,440	0,040 0,122 0,212 0,325 0,448 0,612 0,914 2,627	0,252 0,515 0,724 0,835 0,900 0,928 0,857 1,203	0,167 0,382 0,541 0,651 0,745 0,838 0,942 1,818	0,139 0,278 0,408 0,500 0,607 0,731 0,915 2,135	0,131 0,279 0,376 0,462 0,557 0,695 0,900 2,237	$\begin{array}{c} 0,130\\ 0,275\\ 0,371\\ 0,456\\ 0,550\\ 0,689\\ 0,698\\ 2.252 \end{array}$	

Продолжение

x		1	' == 5			<i>t</i> == 10					
$\frac{x}{l}$	$H = -\frac{1}{4}l$	$H = -\frac{1}{2}t$	H=1	H=21	<i>H</i> =∞	$H = \frac{1}{4} l$	$H = -\frac{1}{2}i$	H=:	H=2/	H=-x	
1/15 8/18 6/10 7/15 8/17 13/16 13/16 15/16	0,232 0,712 0,895 1,015 1,035 0,470 0,865 1,255	0,228 0,481 0,641 0,736 0,804 0,862 0,926 1,630	0,198 0,393 0,499 0,578 0,658 0,753 0,901 2,010	0,190 0,371 0,468 0,539 0,610 0,717 0,887 2,112	0,189 0,368 0,464 0,533 0,603 0,711 0,885 2,127	0,515 1,085 1,280 1,300 1,210 0,980 0,705 0,924	0,372 0,715 0,872 0,927 0,933 0,914 0,889 1,374	0,336 0,612 0,711 0,748 0,766 0,728 1,038 1,643	$\begin{array}{c} 0,329\\ 0,592\\ 0,683\\ 0,714\\ 0,727\\ 0,764\\ 0,854\\ 1,829 \end{array}$	0,189 0,668 0,464 0,533 0,603 0,783 0,783 0,783 2,126	

14 Зак. 30

Į.





где b=1 м.

Значения единичных интенсивностей реактивных давлений $\overline{p_i}$, осредненных на участках длиной $c = -\frac{1}{8}l$

	t = 3											
$\frac{x}{l}$	H = 0	$H = \infty$	$H = \frac{1}{4}l$	$H = \frac{1}{2}l$	H = l	H = 2l	$H = \infty$					
1/10 9/10 9/10 9/10 9/10 11/10 10/10 10/10	0 0 0 0 0 0 0 0	0 0 0 0 0 0 0 0	$ \begin{vmatrix} 1,780\\ 1,650\\ 1,320\\ 0,900\\ 0,410\\ -0,330\\ -1,450\\ -4,28 \end{vmatrix} $	$\begin{array}{c} 1,087\\ 1,006\\ 0,836\\ 0,624\\ 0,323\\ -0,092\\ -0,653\\ -3,131\end{array}$	$\begin{array}{c} 0,789\\ 0,750\\ 0,666\\ 0,551\\ 0,352\\ 0,045\\ -0,436\\ -2,717\end{array}$	$\begin{array}{c} 0,738\\ 0,716\\ 0,635\\ 0,524\\ 0,344\\ 0,050\\ -0,403\\ -2,604 \end{array}$	$\begin{array}{c} 0,732\\ 0,700\\ 0,632\\ 0,521\\ 0,342\\ 0,052\\ -0,400\\ -2,579\end{array}$					

Продолжение

<u>x</u> 1		ī	t = 5		t = 10					
	$H = -\frac{1}{4}l$	$H = \frac{1}{2}l$	H = l	H = 2l	$H = \infty$	$H = -\frac{1}{4}l$	$H = \frac{1}{2}l$	H = l	H = 2l	<i>H</i> == ∝
1/10 1/10 1/10 1/10 1/10	2,050 1,900 1,650 1,850	1,523 1,416 1,188 0,907	1,138 1,086 0,976 0,820	1,070 1,029 0,938 0,785	1,064 1,022 0,931 0,780	2,161 2,300 2,350 2,400	2,139 2,011 1,731 1,385	1,674 1,618 1,490 1,303	1,592 1,548 1,448 1,258	1,428 1,443 1,484 1,230

			t = 5		t = 10					
<u></u>	$H = -\frac{1}{4}l$	$H = -\frac{1}{2}l$	H = l	H = 2l	$H = \infty$	$H = \frac{1}{4}l$	$H = \frac{1}{2}l$	H = l	H = 2l	<i>H</i> = ∝
11/18 11/18 13/18 15/18	-0,520 -0,260 -1,850 -5,850	0,495 0,086 0,895 4,548	$0,541 \\ 0,100 \\ -0,609 \\ -4,052$	0,532 0,107 0,567 3,894	0,529 0,108 0,563 3,871	$\begin{array}{c} 1,000 \\ -0,011 \\ -2,200 \\ -8,000 \end{array}$	0,848 0,034 1,178 6,970	0,928 0,283 -0,823 -6,473	0,917 0,292 -0,772 6,283	0,870 0,290 0,730 6,015



$$\rho_i = \overline{\rho_i} \frac{M}{bl^2} T/M^2.$$
где $b = 1$ м.

Значения единичных интенсивностей реактивных давлений $\overline{p_i}$, осредненных на участках длиной $c = \frac{1}{8} l$

Значения $\overline{p_i}$ даны для правой половины балки; для левой половины $\overline{p_i}$ эледует брать с обратным знаком.

			t = 0			t = 3					
$\frac{x}{l}$	$H = -\frac{1}{4}l$	$H = \frac{1}{2}l$	H = l	H = 2l	$H = \infty$	$H = -\frac{1}{4}l$	$H = \frac{1}{2}l$	H = l	H = 2l	$H = \infty$	
1 / 16 6 / 16 7 / 16 9 / 16 11 / 16 11 / 16 13 / 16 7 5 / 16	0,178 0,520 0,920 1,220 1,540 1,880 2,160 3,650	-0,148 -0,448 -0,758 -1,022 -1,296 -1,592 -1,932 -4,084	$\begin{array}{c} -0,102\\ -0,310\\ -0,518\\ -0,752\\ -1,042\\ -1,390\\ -1,874\\ -4,674\end{array}$	$\begin{array}{c} -0,088\\ -0,266\\ -0,456\\ -0,676\\ -0,960\\ -1,316\\ -1,844\\ -4,880\end{array}$	$\begin{array}{c} -0,080\\ -0,244\\ -0,424\\ -0,650\\ -0,896\\ -1,224\\ -1,828\\ -5,254\end{array}$	$\begin{array}{c} -0,030\\ -0,130\\ -0,180\\ -0,330\\ -0,690\\ -1,292\\ -2,400\\ -4,840\end{array}$	0,074 0,244 0,452 0,648 0,914 1,290 1,822 4,954	$\begin{array}{c} -0,053\\ -0,151\\ -0,273\\ -0,443\\ -0,720\\ -1,118\\ -1,754\\ -5,431\end{array}$	$\begin{array}{c} -0,032\\ -0,114\\ -0,219\\ -0,377\\ -0,624\\ -1,049\\ -1,724\\ -5,621\end{array}$	0,026 0,106 0,210 0,366 0,611 1,040 1,720 5,648	

Продолжение

			t = 5			<i>t</i> = 10				
$\frac{x}{l}$	$H = -\frac{1}{4}l$	$H = \frac{1}{2}l$	H = l	H = 2l	$H = \infty$	$H = \frac{1}{4}l$	$H = \frac{1}{2}l$	H = l	H = 2l	$H \Rightarrow \propto$
1/16 6/16 7/16 9/16 12/16 13/16 15/16	$\begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$	$\begin{array}{c} -0,033\\ -0,119\\ -0,265\\ -0,417\\ -0,678\\ -1,099\\ -1,748\\ -5,498\end{array}$	$\begin{array}{c} -0,014\\ -0,056\\ -0,119\\ -0,253\\ -0,518\\ -0,944\\ -1,675\\ -5,909\end{array}$	$\begin{array}{c} -0,002\\ -0,020\\ -0,073\\ -0,191\\ -0,426\\ -0,878\\ -1,645\\ -6,091 \end{array}$	$\begin{array}{c} +0,000\\ -0,014\\ -0,064\\ -0,181\\ -0,413\\ -0,866\\ -1,642\\ -6,119\end{array}$	0,120 0,300 0,950 1,000 0,650 0,400 2,200 7,760	+0,063 +0,153 +0,147 +0,095 -0,141 -0,653 -1,556 -6,749	$\begin{array}{c} + 0,059 \\ + 0,157 \\ + 0,220 \\ + 0,176 \\ - 0,058 \\ - 0,556 \\ - 1,421 \\ - 7,050 \end{array}$	+0,088 +0,205 +0,276 +0,229 +0,032 -0,472 -1,443 -7,187	+0,377 +0,710 +0,706 +0,704 +0,380 0,308 1,513 7,986



 $p_i = \overline{p_i} q T/M^2$.

Значения единичных интенсивностей реактивных давлений $\overline{p_i}$, осредненных на участках длиной $c = \frac{1}{8} l$

			t = 0		
<u>x</u> 1	H=0 or b=l go b = ∞	$H = \frac{1}{4} l \text{ or } b = \infty$ $= l \text{ go } b = \infty$	$\begin{vmatrix} H = -\frac{1}{2} l \text{ or } b = \\ = l \text{ go } b = \infty \end{aligned}$	$H = l \ b = l$	$H = l \ b = \infty$
1/16 9/16 9/16 9/16 11/16 13/16 13/16	0 0 0 0 0 0 0 0	0,045 0,042 0,041 0,054 0,056 0,050 0,050 0,080 0,368	$\begin{array}{c} 0,076\\ 0,075\\ 0,071\\ 0,082\\ 0,090\\ 0,089\\ 0,073\\ -0,556\end{array}$	0,172 0,170 0,164 0,156 0,140 0,099 0,015 0,916	0,172 0,171 0,164 0,163 0,143 0,101 0,012 0,927

Продолжение

			t =	= 0					
<u>-x</u>	Н	= 21		$H = \infty$					
• 	b = l	$b = \infty$	b = l	b = 2l	b=4l	b = ∞			
1 / 18	$\begin{array}{c} 0,225\\ 0,220\\ 0,209\\ 0,197\\ 0,152\\ 0,094\\ -0,028\\ -1,069\end{array}$	$\begin{array}{c} 0,280\\ 0,273\\ 0,257\\ 0,227\\ 0,177\\ 0,087\\ -0,059\\ -1,243\end{array}$	$\begin{array}{c} 0,200\\ 0,210\\ 0,205\\ 0,180\\ 0,140\\ 0,080\\0,040\\0,975\end{array}$	$ \begin{vmatrix} 0,250\\ 0,252\\ 0,250\\ 0,222\\ 0,170\\ 0,100\\ -0,050\\ -1,194 \end{vmatrix} $	$\begin{array}{c} 0,300\\ 0,300\\ 0,295\\ 0,250\\ 0,190\\ 0,100\\ -0,060\\ -1,375\end{array}$	$ \begin{vmatrix} 0,362\\ 0,350\\ 0,325\\ 0,300\\ 0,225\\ 0,130\\ -0,120\\ -1,572 \end{vmatrix} $			

Продолжение

					t = 3				
<u>x</u>	H = 0	$H = -\frac{1}{4}l$	$H = -\frac{1}{2}l$	H	= l	Н	= 21	$H = \infty$	
	$\begin{array}{l} \text{ot } b = l \\ \text{go } b = 8 \end{array}$	or $b = l$ go $b = \infty$	$\begin{array}{l} \text{ot } b = l \\ \text{дo } b = \infty \end{array}$	b = l	$b = \infty$	b = l	<i>b</i> = ∞	b = l	b=2i
1/16 8/16 6/16 7/16 7/16 11/16 13/16 13/16 15/16	0 0 0 0 0 0 0 0 0	0,020 0,022 0,023 0,028 0,050 0,075 0,090 0,308	0,042 0,044 0,046 0,066 0,084 0,096 0,095 0,474	0,123 0,125 0,126 0,134 0,129 0,105 0,039 0,791	0,123 0,126 0,126 0,134 0,129 0,107 0,044 -0,789	0,169 0,168 0,165 0,166 0,113 0,102 0,008 -0,891	$\begin{array}{c} 0,112\\ 0,210\\ 0,203\\ 0,188\\ 0,159\\ 0,096\\ -0,015\\ -1,053\end{array}$	$ \begin{array}{c} 0,143\\ 0,142\\ 0,141\\ 0,137\\ 0,124\\ 0,088\\ -0,021\\ -0,754\\ \end{array} $	$\begin{array}{c c} 0,191\\ 0,190\\ 0,190\\ 0,190\\ 0,172\\ 0,102\\ -0,002\\ -1,031\end{array}$

ł

						<i>t</i> = 5				
<u>x</u>	H = 0	H =	$\frac{1}{4}l H =$	$\frac{1}{2}l$	H	= l	H =	= 2/	H =	= 00
	$\begin{vmatrix} \text{ot } b = \\ \text{do } b = \end{vmatrix}$	$l \text{ot } b = \infty$ $\infty \mu \circ b = 0$	$= i \text{or } b \\ = \infty \text{до } b =$	= l b	= l	b == ∞	b = l	b = ∞	b = l	b=2l
1/16 6/16 6/16 7/16 1/16 11/16 15/16 15/16	0 1 0 0 0 0 0 0 0 0	0,0 0,0 0,0 0,0 0,0 0,0 0,0 0,0 0,0 0,0	$ \begin{array}{c ccccc} 10 & 0,0\\ 12 & 0,0\\ 14 & 0,0\\ 25 & 0,0\\ 40 & 0,0\\ 76 & 0,0\\ 90 & 0,1\\ 67 & -0,4\\ \end{array} $	$\begin{array}{c ccccc} 128 & 0\\ 131 & 0\\ 136 & 0\\ 158 & 0\\ 181 & 0\\ 199 & 0\\ 05 & 0\\ 138 & -0 \end{array}$	0,101 0,104 0,108 0,120 0,122 0,122 0,108 0,055 0,717	0,101 0,104 0,108 0,121 0,123 0,110 0,059 0,726	0,143 0,143 0,144 0,150 0,105 0,105 0,026 0,817	0,180 0,180 0,178 0,170 0,150 0,101 0,007 -0,965	0,120 0,121 0,129 0,123 0,117 0,091 0,036 0,731	0,162 0,165 0,167 0,167 0,150 0,105 0,020 0,936
									Прод	олжение
	-					· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	= 10			
_ <u>_</u>		H = 0	$H = -\frac{1}{4}l$	H = -	$\frac{1}{2}l$	Н	= l	H =	= 21	<i>H</i> = ∞
		$ \begin{array}{l} b = l, \\ b = \infty \end{array} $	$b = l, \\ b = \infty$	b == b ==	<i>I</i> , ∞	b == l	$b = \infty$	b == l	<i>b</i> = ∞	b = 1
1 8/ 7/ 6/ 13/ 18/ 18/	16 18 18 16 16 16 10 10	0 0 0 0 0 0 0 0	0,003 0,005 0,010 0,025 0,042 0,070 0,102 0,255	0,00 0,01 0,02 0,04 0,07 0,16 0,15 0,38	06 11 19 46 75 92 30	0,063 0,068 0,078 0,097 0,110 0,111 0,080 0,607	0,062 0,069 0,078 0,098 0,111 0,113 0,084 0,616	$\begin{array}{c} 0,097\\ 0,101\\ 0,108\\ 0,123\\ 0,120\\ 0,110\\ 0,056\\ -0,715\end{array}$	0,125 0,128 0,134 0,137 0,134 0,107 0,043 0,807	0,065 0,075 0,096 0,129 0,130 0,110 0,073 0,678
								1	аблиц	ца П-1 3
		q C#	симаемь		b ой 7777	-q 			┝ <mark>┍</mark> ╢ᢀ	-+I/l
$p_i = \overline{p_i} q \ T/M^2.$ Значения единичных интенсивностей реактивных давлений $\overline{p_i}$, осредненных на участках длиной $c = \frac{1}{2} l$										
Зн следу	ачения ет брат	<i>р_і</i> да ъсобр	ны для атным з	право наком	й по •	ловины	балки;	для лево	ой полов	ины р
						t	== 0			
	x			H	1,	н –	1 ,			

			t = 0			
$\frac{x}{l}$	H = 0	$H = \frac{1}{4} l \qquad H = \frac{1}{2} l$		H = l		
	$b = l \ b = \infty$	$b = l \ b = \infty$	$b = l \ b = \infty$	b = l	$b = \infty$	
1/ 16 8/ 16 8/ 16	0 0 0	0,006 0,013 0,032	0,011 0,034 0,054	0,022 0,065 0,108	0,022 0,065 0 ,108	

ţ.

					t	= 0			
$\frac{x}{l}$	H =	= []	$H = \frac{1}{4}$	- 1	H =	$\left \frac{1}{2} l \right $		H = l	
	b = l l	$b = \infty$	b =]{l b =	= 00	b = l	$b = \infty$	b = l		$b = \infty$
7/18 9/16 11/16 13/16 15/16			0,044 0,070 0,042 0,096 —0,190),087),117),139),147),365	0,144 0,165 0,173 0,147 0,471	 Прод	0,145 0,167 0,176 0,152 -0,479 <i>Олжение</i>
					<i>t</i> =	0			
$\frac{x}{l}$	H	= 21					<i>l</i> = ∞		<u> </u>
	b = l	<i>b</i> =	∞	b = l		b=2 l	<u>b =</u>	41	$b = \infty$
1/16 8/16 5/16 7/16 9/16 11/16 18/16 15/16	$ \begin{array}{c ccccc} 0,017 & 0,021 \\ 0,050 & 0,062 \\ 0,081 & 0,100 \\ 0,122 & 0,133 \\ 0,159 & 0,159 \\ 0,132 & 0,165 \\ 0,140 & 0,147 \\ -0,408 & -0,453 \end{array} $		1 2 0 3 9 9 5 7 3 -	0,010 0,01 0,030 0,05 0,060 0,08 0,090 0,10 0,120 0,13 0,140 0,16 0,135 0,13 -0,361 -0,39		0,012 0,055 0,080 0,100 0,130 0,160 0,130 -0,393	$\begin{array}{c} 0,015\\ 0,050\\ 0,080\\ 0,115\\ 0,140\\ 0,160\\ 0,140\\0,414 \end{array}$		0,018 0,050 0,115 0,145 0,170 0,150 -0,436
								Прод	олжение
			· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·		<i>t</i> =	= 3			1
<u> </u>	H = 0	$H = -\frac{1}{4}l$	$H = \frac{1}{2}$	ı 	H	= l	Н	= 2l	$H = \infty$
·	$ \begin{array}{c} b = l, \\ b = \infty \end{array} $	$ \begin{array}{l} b = l, \\ b = \infty \end{array} $	$ \begin{array}{c} b = l, \\ b = \infty \end{array} $		b == l	$b = \infty$	b = l	b = ∞	b = l
1/18 3/18 5/18 7/18 9/18 9/18 11/18 11/18 13/18 16/18		0,003 0,005 0,010 0,030 0,040 0,045 0,109 0,170	$\begin{array}{c} 0,010\\ 0,031\\ 0,049\\ 0,081\\ 0,112\\ 0,135\\ 0,147\\ -0,355\end{array}$		0,020 0,061 0,102 0,137 0,159 0,169 0,147 -0,458	$ \begin{vmatrix} 0,020 \\ 0,061 \\ 0,103 \\ 0,138 \\ 0,160 \\ 0,171 \\ 0,152 \\ -0,466 \end{vmatrix} $	$ \begin{vmatrix} 0,015\\ 0,046\\ 0,076\\ 0,096\\ 0,154\\ 0,129\\ 0,140\\ -0,388 \end{vmatrix} $	0,019 0,058 0,095 0,127 0,152 0,161 0,147 0,440	$ \begin{array}{c} 0,014\\ 0,041\\ 0,069\\ 0,069\\ 0,119\\ 0,133\\ 0,132\\0,360\\ \end{array} $
	·							Прод	олжение
			<u> </u>		t =	= 5	1		
$\frac{x}{l}$	H = 0	$H = -\frac{1}{4}l$	$H = -\frac{1}{2}$	/	H :	= 1	H	= 22	$H \Rightarrow \infty$
$ \begin{array}{c} b = l \\ b = 0 \end{array} $		$ \begin{array}{l} b = l, \\ b = \infty \end{array} $	$ \begin{array}{c} b = l, \\ b = \infty \end{array} $		b = l	$b = \infty$	b = l	<i>b</i> ≕ ∞	b = l
1/16 8/18 5/16 7/16 1/16 11/16 13/16 15/16		$\begin{array}{c} 0,003\\ 0,008\\ 0,008\\ 0,030\\ 0,040\\ 0,050\\ 0,055\\ -0,127\end{array}$	0,010 0,029 0,046 0,078 0,108 0,133 0,147 0,348		0,020 0,059 0,100 0,136 0,160 0,174 0,183 -0,492	$\begin{array}{c} 0,019\\ 0,058\\ 0,098\\ 0,133\\ 0,156\\ 0,169\\ 0,152\\ -0,457\end{array}$	$\begin{array}{c} 0,015\\ 0,044\\ 0,073\\ 0,093\\ 0,151\\ 0,129\\ 0,125\\ -0,379\end{array}$	$\begin{array}{c} 0,019\\ 0,055\\ 0,091\\ 0,123\\ 0,149\\ 0,159\\ 0,147\\ -0,433\end{array}$	0,013 0,040 0,070 0,092 0,116 0,131 0,132 -0,354

				<i>t</i> =	= 10			
$\frac{x}{l}$	<i>H</i> == 0	$H = -\frac{1}{4}t$	$H=-\frac{1}{2}l$	H :	= l	H = 2l		$H = \infty$
·	$b = l, b = \infty$	$ \begin{array}{l} b = l, \\ b = \infty \end{array} $	$\begin{array}{l} b = l, \\ b = \infty \end{array}$	b = l	$b = \infty$	b = l	<i>b</i> = ∞	b]= l
1/16 8/16 8/16 9/16 9/16 11/16 13/16 18/16 18/16	0 0 0 0 0 0 0	0,002 0,005 0,010 0,020 0,040 0,050 0,060 0,126	0,008 0,024 0,040 0,070 0,101 0,129 0,147 0,334	$\begin{array}{c} 0,017\\ 0,052\\ 0,089\\ 0,122\\ 0,145\\ 0,151\\ 0,168\\ -0,441\end{array}$	$\begin{array}{c} 0,017\\ 0,052\\ 0,089\\ 0,122\\ 0,146\\ 0,154\\ 0,174\\ -0,449\end{array}$	0,013 0,039 0,066 0,084 0,143 0,122 0,140 0,366	0,017 0,050 0,083 0,113 0,140 0,153 0,147 0,415	$\begin{array}{c} 0,013\\ 0,040\\ 0,070\\ 0,092\\ 0,116\\ 0,131\\ 0,132\\ -0,354\end{array}$

Таблица П-14



 $\rho_i = \overline{p_i} q \ T/M^2.$

Значения единичных интенсивностей реактивных давлений $\overline{p_i}$, осредненных на участках длиной $c = \frac{1}{8}l$

			t = 0			
<u>x</u>	H=0	$H = \frac{1}{4} l$	$H=\frac{1}{2}l$	H = l		
r.	$ \begin{array}{l} b = l, \\ b = \infty \end{array} $	$ \begin{array}{l} b = l, \\ b = \infty \end{array} $	$b = l, \\ b = \infty$	b = l	$b = \infty$	
1/16 3/16 6/36 7/16 9/18 11/16 13/16 15/16	0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0	$\begin{array}{c} 0,040\\ 0,039\\ 0,038\\ 0,044\\ 0,046\\ 0,044\\ 0,003\\ -0,254\end{array}$	0,066 0,065 0,062 0,072 0,078 0,078 0,065 0,006 0,414	0,130 0,128 0,121 0,116 0,100 0,070 0,011 0,676	0,151 0,149 0,143 0,139 0,122 0,086 0,012 0,802	

			t = 0				
<u>x</u>	H =	= 21	$H \Rightarrow \infty$				
•	b = l	$b = \infty$	b = l	b = 2l	b = 4l		
1 / 10 8 / 10 6 / 10 7 / 10 9 / 10 11 / 10 18 / 10 16 / 10	0,142 0,140 0,133 0,123 0,103 0,070 0,016 0,727	0,201 0,196 0,186 0,167 0,136 0,075 0,024 0,937	0,129 0,128 0,125 0,120 0,109 0,080 F 0,010 0,701	$\begin{array}{c} 0,180\\ 0,179\\ 0,175\\ 0,160\\ 0,140\\ 0,100\\ 0\\ -0,934\end{array}$	0,211 0,210 0,205 0,190 0,160 0,180 0 -1,084		

Продолжение

1

					t == 3			
<u>x</u>	H = 0	$H = \frac{1}{4}l$	$H = -\frac{1}{2}l$	H = l		H = 2l		$H = \infty$
-	$b = l, \\ b = \infty$	$ \begin{array}{l} b = l, \\ b = \infty \end{array} $	$ \begin{array}{l} b = l, \\ b = \infty \end{array} $	b = l	<i>b</i> = ∞	b = l	b == ∞	b = l
1/14 8/16 9/16 9/16 1/16 11/16 13/16 18/16	0 0 0 0 0 0 0	0,017 0,018 0,018 0,043 0,049 0,062 0,068 -0,275	0,037 0,039 0,041 0,058 0,073 0,081 0,078 0,407	0,094 0,095 0,095 0,096 0,090 0,075 0,035 -0,578	0,103 0,108 0,109 0,115 0,110 0,091 0,040 -0,678	0,106 0,106 0,105 0,102 0,093 0,069 0,024 -0,605	0,151 0,150 0,146 0,139 0,122 0,082 0,009 0,799	0,091 0,091 0,091 0,091 0,086 0,067 0,032 -0,548

					t == 5				
<u></u>	<i>H</i> = 0	$H = -\frac{1}{4}l$	$H = -\frac{1}{2}l$	H =	= l	H	= 21	$H = \infty$	
	$ \begin{array}{l} b = l, \\ b = \infty \end{array} $	$ \begin{array}{l} b = l, \\ b = \infty \end{array} $	$ \begin{array}{l} \boldsymbol{b} == \boldsymbol{l}, \\ \boldsymbol{b} == \boldsymbol{\infty} \end{array} $	b = l	$b = \infty$	b = l	b = ∞	b = l	b = 2
1/18 3/18 5/16 7/16 9/18 11/18 13/18 15/16 15/16	0 0 0 0 0 0 0	0,009 0,010 0,012 0,028 0,046 0,063 0,067 0,232	0,025 0,027 0,032 0,052 0,070 0,083 0,087 0,376	0,077 0,079 0,079 0,086 0,086 0,077 0,046 0,530	0,089 0,092 0,094 0,104 0,104 0,093 0,053 0,628	0,039 0,090 0,091 0,092 0,088 0,071 0,035 0,556	0,127 0,128 0,125 0,116 0,084 0,024 0,732	0,075 0,077 0,079 0,086 0,081 0,069 0,046 -0,500	0,108 0,109 0,110 0,111 0,105 0,084 0,034 0,660

	<u> </u>				t = 10				
<u></u>	H = 0	$H = -\frac{1}{4}l$	$H = \frac{1}{2}l$	H =	= l	H =	= 21	H =	= 30
ĩ	$ \begin{array}{l} b = l, \\ b = \infty \end{array} $	$b = l, \\ b = \infty$	$ \begin{array}{l} b = l, \\ b = \infty \end{array} $	b == l	$b = \infty$	b = l	$b = \infty$	b = l	b=2l
1/16 3/16 7/16 9/16 11/16 13/16 26/16	0 0 0 0 0 0 0	0,002 0,003 0,005 0,023 0,051 0,080 0,084 -0,248	$\begin{array}{c} 0,006\\ 0,010\\ 0,017\\ 0,041\\ 0,066\\ 0,090\\ 0,090\\ -0,320\\ \end{array}$	$\begin{array}{c} 0,049\\ 0,053\\ 0,057\\ 0,069\\ 0,077\\ 0,080\\ 0,064\\ -0,449\end{array}$	0,056 0,060 0,067 0,084 0,094 0,096 0,075 0,532	0,059 0,062 0,067 0,074 0,079 0,074 0,075 -0,471	0,087 0,090 0,095 0,101 0,103 0,089 0,051 -0,616	0,038 0,045 0,061 0,086 0,125 0,173 0,663 1,191	0,059 0,067 0,086 0,116 0,162 0,218 0,842 -1,550

Таблица П-15



$$p_i = \overline{p_i} q T/m^2.$$

Значения единичных интенсивностей реактивных давлений p_i , осредненных на участках длиной $c = \frac{1}{8} l$

Значения \vec{p}_i даны для правой половины балки; для левой половниы \vec{p} следует брать с обратным знаком.

			t = 0		
$\frac{x}{l}$	<i>H</i> = 0	$H = \frac{1}{4} l$	$H = \frac{1}{2} l$	H :	= 1
	$ \begin{array}{l} b = l, \\ b = \infty \end{array} $	$ \begin{array}{l} b = l, \\ b = \infty \end{array} $	$ \begin{array}{l} b = l, \\ b = \infty \end{array} $	b = l	$\dot{v} = \infty$
1/16 3/16 4/16 7/16 9/16 11/16 13/16 13/16	0 0 0 0 0 0 0 0 0	$\begin{array}{c} 0,006\\ 0,012\\ 0,021\\ 0,042\\ 0,062\\ 0,076\\ 0,080\\0,191\end{array}$	0,010 0,029 0,047 0,076 0,101 0,118 0,124 0,312	0,015 0,046 0,077 0,102 0,117 0,125 0,115 -0,345	$\begin{array}{c} 0,019\\ 0,055\\ 0,093\\ 0,124\\ 0,142\\ 0,150\\ 0,134\\ -0,412 \end{array}$

ş

ŧ

ł

ŧ

ł

1

į.

1

į

ŧ

ł

Ţ

	1				t = 0				
, 	<u>v</u> -		H = 2l				<i>H -=</i> ∞		
	-	b = l	b	= x	b = l		b = 2l	b =	= 41
1/ 3/ 4/ 7/ 9/ 11/ 12/ 16/	16 16 16 16 16 16 16 16 16	$\begin{array}{c} 0,011\\ 0,034\\ 0,056\\ 0,078\\ 0,096\\ 0,106\\ 0,108\\ -0,292 \end{array}$		0,015 0,045 0,074 0,100 0,122 0,131 0,126 0,359	$\begin{array}{c} 0,009\\ 0,027\\ 0,046\\ 0,065\\ 0,084\\ 0,097\\ 0,106\\ -0,266\end{array}$		0,012 0,035 0,059 0,082 0,105 0,118 -0,121 -0,320		014 042 072 100 118 138 140 373
	1				4 9			Продол	жение
x		H = -l	$H = -\frac{1}{l}$	Н	1 = 3	11 -	- 91	н	
l		4	$\frac{2}{b-l}$						
	b = x	$b = \infty$	b = x	b = l	$b = \infty$	b =- l	b ∞	b = l	b = 2l
1/18 8/18 5/16 7/18 9/16 11/16 13/16 13/16 15/18	0 0 0 0 0 0 0	0,006 0,016 0,022 0,040 0,060 0,075 0,080 0,177	0,009 0,027 0,043 0,071 0,096 0,115 0,124 0,303	$\begin{array}{c} 0,014\\ 0,043\\ 0,073\\ 0,097\\ 0,112\\ 0,122\\ 0,115\\ -0,336\end{array}$	$\begin{array}{c} 0,017\\ 0,052\\ 0,088\\ 0,117\\ 0,136\\ 0,146\\ 0,134\\0,401 \end{array}$	0,010 0,032 0,053 0,074 0,092 0,104 0,108 -0,284	$\begin{array}{c} 0,014\\ 0,042\\ 0,069\\ 0,095\\ 0,117\\ 0,128\\ 0,126\\ -0,350\end{array}$	$\begin{array}{c} 0,010\\ 0,029\\ 0,048\\ 0,068\\ 0,086\\ 0,099\\ 0,106\\ -0,270\\ \end{array}$	0,013 0,037 0,061 0,085 0,107 0,120 0,121 0,326
	`	1. 1				l	i	Продол	і іжение
					t == 5			······	
<u></u>	H = 0	$H = -\frac{1}{4}l$	$H = -\frac{1}{2}l$	H	<i>l</i>	H =	= 21	H =	= ∞
l	$b = l, \\ b = \infty$	$ \begin{array}{c} b = l, \\ b = \infty \end{array} $	$\begin{array}{l} b = l, \\ b = \infty \end{array}$	b = l	$b = \infty$	b l	$b = \infty$	b = l	b=2l
$\frac{1}{16}$ $\frac{1}{16}$ $\frac{1}{16}$ $\frac{1}{16}$ $\frac{1}{16}$ $\frac{1}{16}$ $\frac{1}{16}$ $\frac{1}{16}$ $\frac{1}{16}$	0 0 0 0 0 0 0 0	$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $	$\begin{array}{c} 0,008\\ 0,025\\ 0,040\\ 0,069\\ 0,094\\ 0,113\\ 0,124\\ -0,298\end{array}$	$\begin{array}{c} 0,014\\ 0,041\\ 0,070\\ 0,094\\ 0,109\\ 0,120\\ 0,115\\ -0,330\end{array}$	$\begin{array}{c} 0,017\\ 0,049\\ 0,084\\ 0,114\\ 0,133\\ 0,144\\ 0,134\\ -0,393\end{array}$	0,010 0,030 0,051 0,071 0,090 0,102 0,108 -0,279	$\begin{array}{c} 0,013\\ 0,040\\ 0,066\\ 0,092\\ 0,114\\ 0,126\\ -0,344\\ \end{array}$	$\begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$	0,012 0,035 0,059 0,082 0,105 0,118 0,121 -0,320
		1						Продо	лжениг
-	İ				t = 10			1	
$\frac{x}{l}$	H = 0	$H \cdot \cdot - I$ - 4	$H = -\frac{1}{2}l$	<i>H</i>	= 1	<i>H</i> =	= 2/	<i>H</i> =	= ∞
	$b = l, \\ b\infty$	$\begin{array}{c} b-l, \\ b-z \end{array}$	$\begin{array}{c} b = l, \\ b = \infty \end{array}$	b = l	$b = \infty$	b = l	$b = \infty$	b = l	b = 2l
$\frac{1}{3}/\frac{16}{16}$ $\frac{5}{16}$ $\frac{7}{16}$ $\frac{9}{16}$ $\frac{11}{16}$ $\frac{13}{16}$ $\frac{15}{15}$		$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $	$\begin{array}{c} 0,012\\ 0,036\\ 0,069\\ 0,086\\ 0,102\\ 0,110\\ 0,130\\ -0,324\\ \end{array}$	$ \begin{array}{c} 0,015\\ 0,044\\ 0,076\\ 0,104\\ 0,124\\ 0,131\\ 0,152\\0,386\\ \end{array} $	$\begin{array}{c} 0,009\\ 0,027\\ 0,026\\ 0,065\\ 0,085\\ 0,099\\ 0,108\\ -0,268\end{array}$	$ \begin{vmatrix} 0,012\\ 0,036\\ 0,060\\ 0,084\\ 0,108\\ 0,122\\ 0,125\\ -0,329 \end{vmatrix} $	$ \begin{array}{c} 0,009\\ 0,027\\ 0,046\\ 0,065\\ 0,084\\ 0,097\\ 0,106\\ -0,265\\ \end{array} $	0,012 0,035 0,059 0,082 0,105 0,118 0,121 0,320	

426

Значения коэффициента $\overline{v_x}$ для расчега осадок

<u></u>			38	нчения о	, при <u>с</u> <i>Н</i>	, равном		.
c	1/32	1/16	1/1	1/4	1/4	1	2	4
0	9,61447	8,22843	6,84315	5,46092	4,09071	2,76654	1,59831	0.79497
0,25	9,19978	7,96705	6,58254	5,20334	3,84481	2,56161	1,49611	0,79268
0,5	8,22844	6,84315	5,46091	4,09073	2,76655	1,58832	0,79498	0,39268
0,75	6,98781	5,59341	4,21497	2,85965	1,59058	0,59029	0,11280	0,000
1,0	6,31965	4,93666	3,56351	2,22868	1,03250	0,22567	0,000	
2,0	4,86718	3,49329	2,15578	0,95247	0,14791	0,000	I	
3,0	4,04943	2,69054	1,40509	0,39496	0,000			
4,0	3,47704	2,13885	0,93878	0,13000				
5,0	3,03793	1,72583	0,61036	0,01200				
6,0	2,68329	1,40228	0,38642	0,000				
7.0	2,38732	1,14199	0,23143					
8,0	2,13469	0,92915	0,12561					
9,0	1,91554	0,75335	0,05514					
10,0	1,72310	0,60732	0,00998					
11,0	1,5525	0,48567	0,000					
12,0	1,40034	0,38430						
15,0	1,22300	0,29993						
14,0	1,10074	0,22992						
16.0	0.02909	0,17200						
17.0	0,92000	0,12402						
18.0	0,03010	0.05/38				- 0		
19.0	0,10240	0.02925		· X	<u>m</u>	TITI-	4 X	
20.0	0.60656	0.00943		Č,	3	10		
21.0	0,54304	0.000		j,	s' \	\mathbf{J}		
22,0	0,48504	,		S S		1.		
23,0	0,43307			T		TTTTTT	++++++++++++++++++++++++++++++++++++++	
21,0	0,38280			111	///////////////////////////////////////			
25,0	0,33968							
26,0	0,29949		Φ o n a	1 11 1 0 1	10 000			
27,0	0,26287		$\Phi 0h $	iyara A	ая опр	еделен	ия осад	цки
28,0	0,22954				1	2		
29,0	0,19924			7	$1 \dots = nc^{1}$	$-\mu_0^ -\tau$		
30,0	0,17174	1		•	· x · · po	E_{X}		
31,0	0,14681					. 20		
32,0	0,12424		гле <i>р</i> —	интенсив	ность нагі	оузки:		
33,0	0,10387		с — 1	ширина	загружен	юго участ	ка:	
34,0	0,08550	E_0	и уо —	соответс	твенно м	одуль део	оормации	и коэф-
35,0	0,0598	v	-	фициент	Пуассона	а сжимаем	юго слоя.	· · · P
36,0 27 0	0,03416		•		-			
37.0 38.0	0,04091							
30,0 30 A	0,02909							
40.0	0,01009							
41 0	0.00110							
42.0	0.000							
	,							

* Таблица составлена Г. В. Крашенинниковой.

Значения перемещений \overline{F}_{ki} от единичной равномерно распределенной полосовой нагрузки для расчета балок на упругом слое

x			31	ачения 7	ki при <u>-</u>	, равн	ОМ									
C	0 полу- плос- кость	1/32	1/16	1/8	1/4	1/2	1	2	4							
							_									
0	0	2 00400	2 00177	2 97064	2 02044	0 05901	0 54097	U 1 70000	0							
1	- 3,296	-3,29482		-0,2/904	4 50945	-3,03821	2,54087	-1,59831	-0,19497							
2	- 4,751	-4,47729		-4,00707			-2,70004									
3	5,5/4	$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $														
4 5	- 6,134	$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $														
5 6	6 067	$\begin{array}{cccccccccccccccccccccccccccccccccccc$														
7	7 976															
(0	- 7 544															
0	7 780	$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$														
10	- 7.991	ОСТЬ x x x x x x x x 0 0 </th														
11	- 8,181	$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $														
12	- 8,356	Значения \overline{F}_{ki} при $\frac{c}{H}$, равном 1007- 1/12 1/12 1/12 1/12 1/12 1/12 1/12 1/12														
13	- 8,516	$\begin{array}{c ccccc} 11_{52} & 1_{16} $														
14	- 8,664	-8,43373	-7,99851		ļ											
15	- 8,802	-8,58538	-8,05637													
16	- 8,931		-8,10391				_									
17	- 9,052	-8,77837	-8,14270			- -	(-									
18	- 9,165	-8,86204	-8,17405		- <u>x</u>	-p in		+X								
19	- 9,275	-8,93832	T													
20	— 9,378	-9,00791														
21	- 9,475	$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$														
22	- 9,568	-9,12943	-8,22843	1	l in in it		1Ur									
23	- 9,657	9,18140			133		1.									
24	- 9,738	-9,23167			11/17		///////////////////////////////////////	//////.								
25	9,824	9,27479														
26	9,904	-9,31449														
27	- 9,976	9,35160														
28	10,055	-9,38493					(1 2)	n -								
29		-9,41525		-	$\overline{u} = \overline{v_0} - \overline{v_0}$	$\overline{v}_{v} = F_{h}$	$(1-\mu_0)$	<u>v</u> .								
31	-10,100	9 46766		•	, . u	- A - AL	πE_0	,								
32	ит п	-9 49023					v									
33	по фор-	-9.51060	rae vo	и 2	CATEN OF	елиниии	ເດສີ ມອດກາ	aku nan	омерно							
34	муле	-9.52897	1 - 20 - 0	n - 1	аспрелел	енной на	учястке	ллиней	c.							
35	Б. Н. Жемоч	9.54549		Р	пспреден		yillerne	Meraticon	ι,							
36	кина	-9,56031				pc = 1.										
37		-9,57356														
38		-9,58538														
39		-9,59588														
40		-9,60518														
41		-9,61337														
42		-9,61447														
	i	<u> </u>	l													

* Таблица составлена Г. В. Крашенинниковой

Таблица II-18

Рсактивные давления грунта с учетом бытового давления для абсолютно жестких балок (при 7 H₆ < p_{мин})

5



Без учета	рытового давления	0,637 0,649 0,649 0,664 0,736 0,736 0,736 0,736 0,736 1,460 1,460 4,171		0,136 0,318
	40	0,704 0,706 0,714 0,728 0,728 0,728 0,714 0,714 0,714 0,714 0,714 0,714 0,714 0,715 0,714 0,714 0,716 0,706 0,706 0,706 0,706 0,706 0,706 0,706 0,716 0,726 0,226 0,20000000000		$0,106 \\ 0,303$
	37,5	0,706 0,708 0,717 0,750 0,750 0,731 0,731 0,731 0,731 0,731 0,731 0,731 0,731 0,731 0,731 0,731 0,731 0,731 0,740 0,708 0,708 0,717 0,708 0,717 0,7780 0,7780000000000		$^{0,104}_{0,302}$
	35	0,708 0,711 0,721 0,734 0,763 0,763 0,763 0,763 0,763 0,763 0,763 0,763 0,763 0,763 0,763 0,711 1,338 0,916 0,827 0,827 2,418		0,104 0,302
	32,5	0,709 0,714 0,725 0,725 0,729 0,729 0,729 0,729 0,729 0,729 0,729 0,729 0,729 0,729 0,725 0,725 0,725 0,725 0,725 0,725 0,726 0,770 0,7714 0,770 0,7714 0,7725 0,77550 0,77550 0,77550 0,77550 0,77500 0,7750000000000	$M = M\overline{P}$	0,102 0,301
ax B ₁	30	0,710 718 0,718 0,773 0,773 0,773 0,773 0,773 0,773 0,773 0,773 0,773 0,773 0,773 0,773 0,773 0,773 0,773 0,716 0,718 0,710 723 0,710 723 733 733 7337 0,718 0,773 7337 0,773 7337 0,773 7337 0,773 7337 0,773 7337 0,773 7337 0,773 7337 0,773 7337 0,773 7337 0,773 7337 0,773 7337 0,773 7337 0,773 7337 0,773 7337 0,773 0,733 0,730 0,733 0,730 0,730 0,730 0,730 0,730 0,730 0,730 0,730000000000	<i>1</i> (2; 0)	0,100 0,300
значения	27,5	$\begin{array}{c} 0,714\\ 0,724\\ 0,735\\ 0,748\\ 0,748\\ 0,748\\ 0,748\\ 0,748\\ 0,920\\ 0,920\\ 1,796\\ 1,796\\ 2,328\\ 2,328\\ \end{array}$	M = Mq	0,098 0,299
о_х при	25	$\begin{array}{c} 0.720\\ 0.729\\ 0.753\\ 0.753\\ 0.813\\ 0.813\\ 0.852\\ 0.925\\ 1.780\\ 1.780\\ 2.290\\ 2.290 \end{array}$	КИ: а)	0,096
зления /	22,5	0,726 0,736 0,747 0,760 0,791 0,821 0,821 0,927 1,116 1,116 1,765 2,228	ине бал	0,092 0,296
ные да	20	$\begin{array}{c} 0,736\\ 0,736\\ 0,756\\ 0,756\\ 0,797\\ 0,867\\ 0,929\\ 1,740\\ 1,740\\ 2,190\end{array}$	radoo a	$0,088 \\ 0,294$
Едини	17,5	0,748 0,757 0,769 0,769 0,769 0,807 0,807 0,807 0,807 0,807 0,803 0,936 0,936 1,702 1,702 2,128	Момент	0,084
	15	0,766 0,774 0,774 0,794 0,794 0,844 0,884 0,954 1,092 1,650 2,040		$0,078 \\ 0,289$
	12,5	0,792 0,809 0,809 0,817 0,817 0,835 0,835 0,833 0,833 0,833 0,833 0,833 0,833 1,578 1,578 1,578		0,070
	10	0,834 0,839 0,845 0,845 0,864 0,864 0,908 0,908 0,908 0,908 1,798 1,798		$0,060 \\ 0,280$
	7,5	$\begin{array}{c} 0,890\\ 0,904\\ 0,906\\ 0,916\\ 0,916\\ 0,916\\ 0,918\\ 1,289\\ 1,$		$0,042 \\ 0,271$
	5			$_{0,250}^{0,000}$
x	1	0000000000 -00000000 -0000000000000000	Схема	QID

Реактивные давления от нагрузок с учетом увеличения модуля деформации грунта основания с глубиной для абсолютно жестких балок



$$\begin{array}{c} & & & & & \\ & & & & & \\ & & & & & \\ & & & & & \\ & & & & & \\ & & & & & \\ & & & & & \\ & & & & & \\ & & & & & \\ & & & & & \\ & & & & & \\ & & & & & \\ & & & & & \\ & & & & & \\ & & & & & \\ & & & & & \\ \end{array}$$

 E_0 — модуль деформации грунта на уровне подошвы фундамента в T/M^2 ; ΔE — изменение модуля деформации на единицу глубины в T/M^3 .

n

6)
$$p_x = \overline{p}_x \frac{p}{2lb} T/m^2;$$

 $b = 1 m.$

Реактивные давления для абсолютно жесткой балки:

a)
$$p_x = \bar{p}_x q T/M^2;$$

Единичные давления \vec{p}_r при значениях $A = \Delta E_{\perp} I$

<u></u>														E						
1	0,00	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00
$\begin{array}{c} 0 \\ 0,1 \\ 0,2 \\ 0,3 \\ 0,4 \\ 0,5 \\ 0,6 \\ 0,7 \\ 0,8 \\ 0,9 \\ 1,0 \end{array}$	0,637 0,640 0,649 0,667 0,695 0,736 0,796 0,892 1,061 1,460 4,171	0,663 0,676 0,682 0,699 0,716 0,764 0,817 0,903 1,085 1,947 2,760	0,680 0,685 0,694 0,707 0,728 0,770 0,828 0,912 1,099 1,912 2,650	0,688 0,688 0,702 0,714 0,738 0,776 0,838 0,922 1,108 1,860 2,620	0,690 0,692 0,705 0,720 0,743 0,783 0,844 0,928 1,115 1,835 2,580	0,690 0,694 0,708 0,725 0,747 0,786 0,848 0,934 1,122 1,811 2,560	0,688 0,697 0,722 0,744 0,772 0,810 0,872 0,962 1,146 1,724 2,414	$\begin{array}{c} 0,684\\ 0,696\\ 0,728\\ 0,760\\ 0,788\\ 0,830\\ 0,894\\ 0,982\\ 1,166\\ 1,666\\ 2,296 \end{array}$	0,681 0,695 0,732 0,771 0,801 0,844 0,909 0,996 1,180 1,607 2,250	$\begin{array}{c} 0,678\\ 0,693\\ 0,734\\ 0,780\\ 0,812\\ 0,857\\ 0,920\\ 1,008\\ 1,132\\ 1,549\\ 2,232 \end{array}$	$\begin{array}{c} 0,674\\ 0,690\\ 0,735\\ 0,785\\ 0,820\\ 0,866\\ 0,929\\ 1,018\\ 1,198\\ 1,524\\ 2,196 \end{array}$	0,671 0,688 0,734 0,790 0,827 0,874 0,937 1,025 1,203 1,509 2,156	0,668 0,685 0,733 0,792 0,833 0,881 1,031 1,206 1,498 2,128	0,663 0,683 0,731 0,793 0,836 0,886 0,886 0,947 1,036 1,208 1,187 2,122	0,660 0,680 0,730 0,795 0,839 0,890 0,950 1,040 1,210 1,480 2,112	0,655 0,678 0,728 0,799 0,846 0,895 0,954 1,044 1,211 1,462 2,112	0,648 0,677 0,726 0,803 0,851 0,901 0,958 1,046 1,213 1,445 2,112	0,642 0,676 0,725 0,806 0,857 0,906 0,963 1,050 1,215 1,425 2,112	0,635 0,674 0,723 0,809 0,864 0,912 0,967 1,054 1,216 1,408 2,112	0,628 0,672 0,719 0,812 0,879 0,916 0,971 1,055 1,216 1,390 2,112

Момент в середине балки: а) $M = \overline{M}ql^2$; б) $M = \overline{M}Pl$

	la cal a cal		[1	1	· /					~i								
а б	0,136 0,116 0,308	0,111 0,306	[0, 109] 0, 305	0,108 0,304	0,107 0 0,303 0	,102 0 ,301 0	0,099 0,300	$0,095 \\ 0,298$	$0,092 \\ 0,296$	0,090 0,295	0,088 0,294	0,087 0,294	$0,087 \\ 0,294$	$\substack{0,086\\0,293}$	$\substack{0.086\\0.293}$	0,086 0,293	$^{0,085}_{0,292}$	$^{0,085}_{0,292}$	0.084 0,292

Таблица 11-20

• -

Рсактивные давления от пригрузки с учетом увеличения модуля деформации грунта основания с глубиной для абсолютно жесткитх балок

Схема пригрузки

Реактивные давления для абсолютно жесткой балки $p_{x} = \overline{p}_{x} q T_{I} M^{2},$



 E_0 — модуль деформации грунта на уровне подошвы фундамента в T/M^2 ;

∆ Е — изменение модуля деформации на единицу глубины в Т/м³.

Y	1						Еди	пичные	давл	ния р	х при	значен	иях Л	$L = \frac{\Delta E}{E_0}$	- <i>l</i>	,				
l	0,00	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00
0 0,1 0,2 0,3 0,4 0,5 0,6 0,7 0,8 0,9 1,0	$\begin{array}{c} 0,194\\ 0,197\\ 0,206\\ 0,205\\ 0,191\\ 0,162\\ 0,129\\ 0,077\\ -0,024\\ -0,179\\ -2,156\end{array}$	$\begin{array}{c} 0,196\\ 0,197\\ 0,189\\ 0,184\\ 0,171\\ 0,170\\ 0,126\\ 0,071\\ -0,023\\0,170\\ -1,986\end{array}$	$\begin{array}{c} 0,192\\ 0,193\\ 0,179\\ 0,173\\ 0,160\\ 0,141\\ 0,122\\ 0,066\\ -0,023\\ -0,166\\ -1,882\end{array}$	0,185 0,186 0,172 0,166 0,152 0,135 0,135 0,135 0,148 0,061 0,022 0,162	$\begin{array}{c} 0,180\\ 0,181\\ 0,165\\ 0,161\\ 0,146\\ 0,130\\ 0,114\\ 0,056\\ -0,022\\ -0,159\\ -1,724\end{array}$	0,175 0,176 0,161 0,140 0,124 0,140 0,051 -0,021 -0,136 -1,657	$\begin{array}{c} 0,150\\ 0,152\\ 0,140\\ 0,134\\ 0,120\\ 0,093\\ 0,093\\ 0,032\\ -0,020\\ -0,144\\ -1,380\end{array}$	$\begin{array}{c} 0,129\\ 0,131\\ 0,124\\ 0,116\\ 0,109\\ 0,093\\ 0,078\\ 0,023\\ -0,019\\0,136\\ -1,167\end{array}$	0,111 0,112 0,110 0,104 0,0081 -0,067 0,016 0,018 0,018 0,130 0,995	$\begin{array}{c} 0,098\\ 0,099\\ 0,098\\ 0,093\\ 0,002\\ 0,073\\ 0,059\\ 0,012\\ -0,018\\ -0,126\\ -0,1862\\ \end{array}$	0,089 0,090 0,087 0,084 0,084 0,067 0,054 0,008 -0,018 -0,018 -0,755	0,080 0,080 0,079 0,077 0,062 -0,049 0,005 -0,018 -0,122 -0,658	$\begin{array}{c} 0,072\\ 0,072\\ 0,072\\ 0,071\\ 0,071\\ 0,057\\ 0,046\\ 0,003\\ -0,018\\ -0,121\\ -0,578\end{array}$	0,068 0,066 0,066 0,066 0,052 0,043 0,002 - 0,018 0,120 0,518	$\begin{array}{c} 0,063\\ 0,062\\ 0,061\\ 0,061\\ 0,061\\ 0,061\\ 0,047\\ 0,039\\ 0,001\\ -0,018\\ -0,119\\ -0,453\\ \end{array}$	$\begin{array}{c} 0,056\\ 0,054\\ 0,054\\ 0,054\\ 0,054\\ 0,054\\ 0,042\\ 0,034\\ 0,001\\ -0,017\\ -0,016\\ -0,376\end{array}$	$\begin{array}{c} 0,050\\ 0,049\\ 0,049\\ 0,049\\ 0,049\\ 0,038\\ 0,030\\ 0,001\\ -0,017\\ -0,017\\ -0,114\\ -0,318\end{array}$	$\begin{array}{c} 0,045\\ 0,045\\ 0,045\\ 0,045\\ 0,045\\ 0,034\\ 0,027\\ 0,000\\ -0,016\\ -0,112\\ -0,271\\ \end{array}$	$\begin{array}{c} 0,041\\ 0,041\\ 0,041\\ 0,041\\ 0,041\\ 0,031\\ 0,023\\ 0,000\\ -0,015\\ -0,109\\ -0,229\\ \end{array}$	0,036 0,036 0,036 0,036 0,036 0,027 0,019 0,000 0,015 0,107 0,172

Момент в середние балки $M_0 = \overline{M}_0 q l^2$ (т.м.)

													/ m							
														1	1		1		1	
Mo	-0,082	-0,072	0,059	0,066	-0,054	0,062	-0,054	0,016	-0,039	0,033	0,026	-0,022	0,021	0,021	-0,020	0,019	-0,018	-0,017	-0,017	0,017

Реактивные давления от пригрузки с учетом увеличения модуля деформации грунта основания с глубиной для абсолютно жестких балок

Реактивные давления для абсолютно жесткой балки

$$p_x = \overline{p_x} q T/m^2;$$

 $p_x = \overline{p_x} q T/m^2;$
 $b = 2l$ $b =$

-- изменение модуля деформации на едини глубины в T/м³.

<u>_x</u>							Един	ичные	давлен	ня р _л	при з	начени	ях А =	Δ E E ₀	l	<u></u>				
1	0,00	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00
0,1 0,2 0,3 0,4 0,5 0,6 0,7 0,8 0,9 1,0	$\begin{array}{c} 0,249\\ 0,252\\ 0,255\\ 0,254\\ 0,234\\ 0,198\\ 0,150\\ 0,082\\ -0,024\\ -0,0257\\ -2,573\end{array}$	0,237 0,238 0,236 0,228 0,212 0,181 0,142 0,075 0,023 0,250 2,315	$\begin{array}{c} 0,224\\ 0,225\\ 0,223\\ 0,204\\ 0,192\\ 0,169\\ 0,135\\ 0,069\\ -0,022\\ -0,249\\ -2,116\end{array}$	0,216 0,217 0,215 0,190 0,176 0,159 0,127 0,064 0,022 0,248 1,972	0,204 0,205 0,200 0,180 0,166 0,151 0,122 0,060 -0,021 -0,245 -1,840	$\begin{array}{c} 0,197\\ 0,198\\ 0,192\\ 0,171\\ 0,158\\ 0,144\\ 0,117\\ 0,057\\ -0,020\\ -0,240\\ -1,750\end{array}$	0,162 0,163 0,157 0,144 0,134 0,117 0,095 0,042 0,018 0,220 1,389	0,138 0,132 0,120 0,132 0,098 0,078 0,035 -0,016 -0,210 -1,126	0,118 0,112 0,111 0,097 0,085 0,066 0,030 -0,015 -0,200 -0,926	0,104 0,100 0,098 0,085 0,074 0,055 0,027 -0,014 -0,195 -0,772	0,094 0,093 0,088 0,087 0,075 0,075 0,067 0,046 0,025 0,013 0,190 0,651	0,085 0,083 0,080 0,079 0,067 0,061 0,039 0,022 0,0133 0,180 0,561	$\begin{array}{c} 0,077\\ 0,076\\ 0,074\\ 0,073\\ 0,061\\ 0,056\\ 0,034\\ 0,020\\ -0,013\\ -0,175\\ -0,479\\ \end{array}$	0,071 0,069 0,068 0,068 0,057 0,052 0,032 0,018 0,012 0,170 0,435	$ \begin{array}{c} 0,067\\ 0,065\\ 0,064\\ 0,064\\ 0,054\\ 0,029\\ 0,029\\ 0,017\\ -0,012\\ -0,160\\ -0,407\\ \end{array} $	$ \begin{bmatrix} 0,059\\ 0,058\\ 0,058\\ 0,058\\ 0,050\\ 0,045\\ 0,027\\ 0,014\\ -0,012\\ -0,158\\ -0,341 \end{bmatrix} $	$\left \begin{array}{c} 0,053\\ 0,052\\ 0,052\\ 0,052\\ 0,046\\ 0,041\\ 0,024\\ -0,012\\ -0,012\\ -0,140\\ -0,307\end{array}\right $	$ \begin{vmatrix} 0,049\\ 0,048\\ 0,048\\ 0,046\\ 0,042\\ 0,036\\ 0,022\\ 0,010\\ -0,012\\ -0,120\\ -0,293\\ \end{vmatrix} $	$ \begin{vmatrix} 0,044 \\ 0,043 \\ 0,042 \\ 0,041 \\ 0,038 \\ 0,032 \\ 0,021 \\ 0,010 \\ -0,012 \\ -0,110 \\ -0,254 \end{vmatrix} $	0,040 0,038 0,036 0,035 0,035 0,035 0,035 0,016 0,016 -0,012 0,100 0,216

Момент в середние балки $M_0 = \overline{M}_0 q l^2$ (тм)

M ₀ -0,101	~0,088	0,083	—0,079	-0,076	-0,070	0,058	-0,049	0,042	-0,037	-0,033	-0,029	-0,026	-0,025	0,023	-0,021	-0,019	-0,018	0,015	-0,013
-----------------------	--------	-------	--------	--------	--------	-------	--------	-------	--------	--------	--------	--------	--------	-------	--------	--------	--------	-------	--------

Таблица П-22

ж.

Реактивные давления от пригрузки с учетом увеличения модуля деформации грунта основания с глубиной для абсолютно жестких балок

Реактивные давления для абсолютно жесткой балки



 $p_X = \overline{p}_X q T/M^2;$

 E_0 — модуль деформации грунта на уровие подошвы фундамента в T/M^2 ; ΔE — изменение модуля деформации на единицу глубины

в T/M^3 .

<u>x</u> l	Единичные давления \overline{p}_{x} при значениях $A = \frac{\Delta E}{E}$ <i>l</i>																			
	0,00	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00
0 0,1 0,2 0,3 0,4 0,5 0,6 0,7 0,8 0,9 1,0	$\begin{array}{c} 0,130\\ 0,129\\ 0,128\\ 0,126\\ 0,122\\ 0,114\\ 0,102\\ 0,078\\ 0,027\\ -0,125\\ -1,568\end{array}$	0,128 0,128 0,120 0,118 0,114 0,105 0,095 0,060 0,024 0,123 1,410	0,126 0,126 0,115 0,115 0,111 0,099 0,090 0,046 0,021 0,120 1,332	0,123 0,123 0,111 0,107 0,095 0,085 0,042 0,019 -0,119 -1,273	0,120 0,120 0,098 0,104 0,092 0,080 0,038 0,018 0,117 1,186	$\begin{array}{c} 0,118\\ 0,118\\ 0,107\\ 0,095\\ 0,102\\ 0,089\\ 0,077\\ 0,035\\ 0,017\\ -0,116\\ -1,166\end{array}$	0,104 0,098 0,093 0,090 0,075 0,063 0,029 0,013 0,110 1,004	0,092 0,092 0,089 0,085 0,080 0,065 0,053 0,025 0,010 0,107 0,876	0,081 0,081 0,081 0,077 0,070 0,057 0,045 0,021 0,009 	0,072 0,072 0,069 0,063 0,050 0,040 0,017 -0,007 -0,100 -0,652	0,064 0,064 0,063 0,057 0,046 0,036 0,014 0,006 	0,058 0,058 0,058 0,057 0,052 0,042 0,033 0,042 0,033 0,010 0,005 -0,095 -0,498	0,053 0,053 0,052 0,047 0,039 0,031 0,007 0,004 0,092 0,441	$\begin{array}{c} 0,049\\ 0,049\\ 0,049\\ 0,048\\ 0,043\\ 0,037\\ 0,029\\ 0,006\\ 0,003\\ -0,090\\ -0,397\\ \end{array}$	$\begin{array}{c} 0,045\\ 0,045\\ 0,045\\ 0,044\\ 0,040\\ 0,035\\ 0,027\\ 0,005\\ 0,002\\ -0,088\\ -0,355\\ \end{array}$	$\begin{array}{c} 0,040\\ 0,040\\ 0,039\\ 0,036\\ 0,032\\ 0,024\\ 0,004\\ 0,002\\ -0,084\\ -0,306\end{array}$	0,036 0,036 0,036 0,032 0,029 0,022 0,003 0,002 0,080 0,268	$\begin{array}{c} 0,033\\ 0,033\\ 0,033\\ 0,033\\ 0,029\\ 0,028\\ 0,028\\ 0,021\\ 0,002\\ 0,001\\0,077\\0,239\\ \end{array}$	$\begin{array}{c} 0,029\\ 0,029\\ 0,029\\ 0,027\\ 0,025\\ 0,019\\ 0,002\\ 0,001\\ -0,074\\ -0,203\\ \end{array}$	0,026 0,026 0,026 0,024 0,023 0,016 0,001 0,000 0,070 0,170

Момент в середние балки $M_0 = \overline{M}_0 q l^2$ (тм)

\overline{M}_{0}	-0,055	0,054	-0,052	0,051	-0,049	0,047	-0,042	-0,037	0,033	0,030	-0,028	0,026	-0,025	-0,023	-0,022	-0,020	0,017	-0,014	-0,012	-0,01
-								Ì	1]	l			ļ						





приложение пі



Графики для определения изгибающих моментов в середине абсолютно жесткой балки

приложение и

Графики для определения изгибающих моментов в середине балки



оглавление

Глава І. Нагрузки, действующие на гидротехнические сооружения	
1. Общие положения	5
2 Гидростатическое, гидродинамическое и фильтрационное давление	
воды	7
3. Давление волн	9
4. Давление льда и наносов	11
5. Давление «навала» на подпорные стенки	14
6. Сейсмические силы	33
7. Температурные и усалочные воздействия	35
Глава II. Расчет осадок гидротехнических сооружений	
на сжимаемых грунтах	
8. Общие положения	38
9. Напряжения от собственного веса грунта. Толщина сжимаемого и	
разуплотненного слоев в основании	39
10. Напряжения в основании от сооружения	42
11. Характеристика сжимаемости грунта	55
12. Определение ожидаемой полной ссадки сооружения	58
13. Продолжительность осадки сооружения	61
fin	
Глава III. Расчет фундаментных плит и конструкций	
на упругом основании	
14 Decileration events Functions is Notorial previous	67
15. Применение таблиц зад респоль бахон не извидение зановение	00
16. Транеформирование одновы ресутирные держит основания .	/1
включений в грунте основания	100
17. Реактивные давления пол краями фундаментов с учетом плостико	100
ских деформаций в грунтах	107
18. Давление грунта на зубъя в подошвах гидротехнических сооруже	
ний	108

.

19.	Рекомендуемые способы определения поперечных сил и изгибаю-	
	щих моментов	111
20.	Расчет анкерных понуров и горизоптальных смещений комплексных	
	сооружений (метод И. К. Самарина)	114
21.	Коэффициент постели и модуль деформации основания	126

Глава IV. Расчеты устойчивости и прочности бетонных плотин

22.	Основные типы конструкций плотин	136
23.	Расчеты устойчивости плотин	141
24.	Расчет устойчивости водобоя	146
25.	Расчет прочности секций в поперечном направлении	149
26.	Расчет в продольном направлении секций плотин с высоким водо-	
	сливом	160
27.	Расчет в продольном направлении секций плотин с низким порогом	164
28.	Расчет бычков, полубычков и устоев	167
29,	Расчет анкерного понура	171

Глава V. Расчеты прочности подводной части зданий гидроэлектростанций

30.	Конструкции зданий гидроэлектростанций и особенности их стати-	
	ческого расчета	175
31.	Расчетные случаи и нагрузки для зданий гидроэлектростанций .	184
32.	Расчеты элементов здания гидроэлектростанций на местные на-	
	грузки	187,
33.	Расчет здания гидроэлектростанции совмещенного типа на общую	
	прочность в направлении поперек потока	198
34.	Особенности расчета общей прочности обычных (несовмещенных) зданий гидроэлектростанций	221
35.	Расчет здания гидроэлектростанции на общую прочность в направ-	
	лении вдоль потока	222

Глава VI. Расчеты устойчивости и прочности шлюзов

36.	Типы судоходных шлюзов и их основчые части	226
37.	Фильтрационные схемы и нагрузки	230
38.	Расчетные случан работы шлюзов, уровин воды и высотные отмет-	940
3 9.	Судовые нагрузки	243
40.	Давление грунта на конструкции шлюзов	248
41.	Типы стен и днищ камер	252
42.	Расчет железобетонных стен камер	255
43.	Расчет неразгезных динщ камер	262
44.	Расчет разрезных дниц камер	270
45.	Расчет временно разрезных днищ камер	274
46.	Типы шлюзных голов	278
47.	Расчет голов на устойчивость	282
48.	Расчет прочности устоев гозов	284
49.	Расчет диниц голов	287

Глава VII. Расчеты устойчивости и прочности подпорных стенок и устоев

50. Общие данные, расчетные случаи и сочетания нагрузок	301
51. Расчеты активного и пассивного давлений групта на подпорные	:
стенки и устои	307
52. Расчеты устойчивости	. 325
53. Расчеты прочности бетонных подпорных стенок	. 346
54. Расчеты прочилсти железобетонных подпогных стенок	. 356
55. Расчеты прочности железобетонных устоев	. 370
Глава VIII. Некоторые расчеты бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений	
56. Общие положения	: 378
57. Расчет малоармированных элементов конструкций	. 379
58. Расчет железобетонных элементов на действие изгибающего момен та и продольной силы	. 388
59. Расчет трещиностойкости железобетонных элементов без предва рительного напряжения бетона	. 389
60. Расчет трещиностойкости элементов с предварительным напряже нием	- . 391
61. Расчет раскрытия трещип	. 393
62. Расчет трещинообразования в элементах конструкций, содержащи	۲ 409
предварительно напряженные железоветопные оруски	. 402
пытожения	. 406

В. П. Лихачев, С. В. Лузан, А. В. Михайлов,

И. Е. Петров, И. К. Самарин, В. И. Станкевич, И. Н. Щербина

Методы расчета устойчивости и прочности гидротехнических сооружений (под ред. М. М. Гришина)

> Стройиздат Москва, Третьяковский проезд, д. 1

* * *

Редактор издательства Н. А. Быстровская Технический редактор Т. М. Кан Коррскторы О. В. Стигнеева, Л. П. Атавина

Сдано в набор 17/I—1966 г. Подписано к печати 24/IX—1966 г. Т-13140. Бумага 60×901/₁₆ д. л. 13,75 бум. л. 27,5 печ. л. (уч.-изд. 28,31 л.).

Тираж 4000 экз. Изд. № АVI-9692. Зак. № 30. Цена 1 р. 88 х.

Подольская типография Главполиграфпрома Комитета по нечати при Совете Министров СССР г. Подольск, ул. Кирова, 25.

Стра-ница Строка Напсчатано Следует читать 22 $(1 + \mu_2^2)$ $(1 - y_2^2)$ Формула (1.27) $\sigma_{nz} = \frac{\mu_0}{1 - \mu_0} \sigma'_{nz};$ $\sigma_{\pi x} = \frac{\gamma_0}{1 - \gamma_0} \sigma_{\pi z};$ 40 Формула (II.4) $\sigma_{x} = \overline{\sigma}_{x} p; \quad \overline{\sigma}_{x} = -\frac{bzx}{x^{2} + z^{2}}$ 45 2-я снизу $\sigma_x = \overline{\sigma}_x \, p + \overline{\sigma}_x =$ $-\frac{bz}{x^2-z^2}$ 46 2-и 5-я снизу $-\frac{bz}{r^2+z^2}$ $-\frac{bzx}{r^2+z^2}$. 47 1-и 2-я снизу 57 |14-и 15-я отклонения ε_к от средних вели- отклонения ε_к и ε_н от средних сверху величин ε_{к0} й е_{н0}. чин ε_{н0}. $Q^{\Phi} = I_{\Pi} DW_{\mathsf{p}};$ $Q^{\Phi} := \alpha I_{11} DW_{n};$ 91 Формула (III.31) $U_{\rm p} = U_{\rm e};$ $U_{\rm B} = 0;$ 119 17-я снизу $_{0} = \frac{\left(e^{\alpha_{\Pi}l} + e^{-\alpha_{\Pi}l}\right)}{2\lambda H \left(1 + 2n\right) \hat{v}} Q;$ $\left| \tau_0 = \frac{E_{0,1}}{E_0} \cdot \frac{\left(e^{\alpha_{\Pi} l} + e^{-\alpha_{\Pi} l}\right)}{2\lambda H \left(1 + \gamma_0\right)\delta} \right| Q;$ 120 Формула (III.97) $\left(e^{\alpha_{\Pi} l} - e^{-\alpha l}\right)$ $\left(e^{\alpha_{\rm II} l} - e^{-\alpha_{\rm II} l}\right)$ 121 Формула (III.101) $\hat{c}_{41} = 0, 0.5$]. 219 6-я свер- $\delta_{41} = 0.0065$ +xv $l = -\frac{4}{3} h_y > 2b_y$ $l=\frac{2}{3} h_{\rm y} > 2b_{\rm y}$ 259 Формула (VI.10) $\frac{h_{\rm B}-h_{\rm H}}{2}$ $\frac{h_{\rm B}+h_{\rm H}}{2}$ 269 Формула (VI.12) $q_{nn} = 0,5 H$ 269 1-я снизу $q_{\rm RD} = 0.5 \gamma H$ $0,5b(b_1, b_2, -2b_3)$ $0,5 b (b_1 - b_2 - 2 b_3)$ 297 4-я сверxy 339 Формула $(u^2 - r^2 \sin \varphi)$ $(u^2 - r^2 \sin^2 \varphi)$ (VII.41) 344 18-я сниполучим выражение получим выражение при зy ε == б й б == 0 $\left(\sqrt{1+\frac{4\,M_{\rm a}\,\sigma_{\rm T}\,b\,\mu}{0.95\,KN^2}}\mp 1\right)$ $\left(\sqrt{1+\frac{M_{\rm a}\,\sigma_{\rm T}\,b\,\mu}{0,95\,KN^2}}\mp 1\right)$ 360 Формула (VII.70)

Зак. 30