

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие	5
Задание на курсовую работу	5
Состав курсовой работы и её оформление	5
Пояснения по выполнению разделов курсовой работы	7
1. Определение классификационных показателей грунтов основания и их расчётных сопротивлений R_o	8
2. Сбор нагрузок, действующих на сооружение и его основание. вычисление эпюры контактных напряжений по подошве сооружения.....	12
2.1. Сбор нагрузок, действующих на сооружение и его основание	12
2.2. Вычисление нагрузок.....	13
2.3. Расчёт эпюры контактных напряжений	27
2.4. Сравнение полученных значений контактных напряжений с характерными напряжениями кривой $s = f(p)$: $p_{нач.кр}$, R и R_u	27
3. Расчёт основания по первой группе предельных состояний (по прочности основания и устойчивости сооружения)	29
3.1. Плоский сдвиг	29
3.2. Глубинный сдвиг	31
3.3. Смешанный сдвиг	36
4. Расчёт основания по второй группе предельных состояний (расчёт по деформациям)	37
4.1. Определение конечной стабилизированной осадки	37
4.1.1. Подготовка расчётной схемы для вычисления осадки.....	37
4.1.2. Формула для расчёта осадки	39
4.1.3. Определение модулей деформации E_{si} и E_{pi}	41
4.2. Расчёт горизонтального смещения сооружения.....	62
Вопросы для самопроверки	50
Список рекомендуемой литературы.....	52
Приложение	53

ПРЕДИСЛОВИЕ

Курсовая работа состоит в оценке прочности и деформируемости грунтового основания, т.е. в определении устойчивости возводимого на нём гидротехнического сооружения, его осадки и горизонтального смещения.

Выполнение курсовой работы является важной самостоятельной работой студента в рамках изучения курсов «Механика грунтов» и «Основания и фундаменты».

Курсовая работа должна выполняться в постоянной увязке с усвоением теоретических положений указанных курсов. Только понимая теоретические основы расчётов, их роль и назначение в общей оценке работы основания гидротехнического сооружения, можно решать расчётные задачи курсовой работы. При выполнении курсовой работы совместно с прохождением теоретической части курсов отдельные её расчёты будут примерами практического приложения теории, помогающими лучше понять и усвоить принципиальные научные положения.

В методическом пособии даются пояснения к расчётам основания подпорного гидротехнического сооружения по двум предельным состояниям и примеры расчётов, приводятся ссылки на нормативные документы и другие литературные источники. Для выполнения курсовой работы студентам выдаются исходные данные о сооружении и основании. В приложении к пособию содержатся необходимые информационные и справочные данные. Ссылки на материалы задания и приложения (далее по тексту *Задание* и *Приложение*) в пособии выделены *курсивом*.

ЗАДАНИЕ НА КУРСОВУЮ РАБОТУ

Задание содержит сведения об инженерно-геологических условиях основания и данные о сооружении, в том числе:

Геологический разрез с указанием мощности грунтовых слоёв, схематически заданный инженерно-геологической колонкой. Цифры у подошвы слоёв указывают порядковый номер этого слоя по таблице, где приводятся данные о физико-механических свойствах каждого грунтового слоя для всех вариантов разрезов (*Задание, рис. 1, табл. 1 и 2*);

Схематические вертикальные разрезы по плотинам и зданиям ГЭС с данными о длине секции, её собственном весе, с эпюрой фильтрационного противодавления на подземный контур (*Задание, Схемы 1...10*).

Состав курсовой работы и её оформление

Выполнение курсовой работы предусматривает решение следующих задач:

I. Определение классификационных показателей грунтов основания и их расчётных сопротивлений R_0 ;

II. Сбор нагрузок, действующих на сооружение и его основание. Изображение схемы действующих нагрузок, их вычисление и составление таблицы нагрузок. Вычисление эпюры контактных напряжений по подошве сооружения, сравнение ординат эпюры контактных напряжений $c_{нач.}$, $p_{кр}$, R и p_u . Этот раздел включает:

а) Построение эпюр давления воды:

– взвешивающего и фильтрационного противодавления (последняя приведена в *Задании*), действующего на сооружение снизу;

– давления воды со стороны верхнего (над и под понуром) и нижнего бьефов.

б) Построение очертаний пригрузок водой и грунтом в пределах ширины сооружения:

– от воды в верхнем и нижнем бьефах;

– от грунта на верховой консольной части сооружения и от грунта между зубьями.

в) Построение эпюр интенсивности бокового давления грунта на сооружение (активного и пассивного) с учётом пригрузок на его поверхности в верхнем и нижнем бьефах.

г) Вычисление сил и их моментов относительно центральной вертикальной Z и горизонтальной Y осей, проходящих через точку O (середины ширины сооружения в контактной плоскости):

– от собственного веса сооружения,

– от пригрузок на сооружение, создаваемых водой и грунтом в пределах его ширины;

– от взвешивающего и фильтрационного противодавления воды;

– от давления воды с верховой и низовой сторон сооружения;

– от активного и пассивного давления грунта.

д) Составление таблицы действующих нагрузок с вычислением в ней суммарной вертикальной силы P и суммарного момента M .

е) Расчёт эпюры контактных напряжений по формуле внецентренного сжатия.

ж) Вычисление расчётного сопротивления R , начальной критической нагрузки $P_{нач.кр}$ и предельной нагрузки R_u для верхнего слоя грунта инженерно-геологической колонки. Заключение о допустимости для грунта основания полученных значений контактных напряжений и их неравномерности, определяемых соотношениями $\sigma_{ср.дн.} \leq R$, $\sigma_{max} \leq 1,2R$; $\sigma_{max}/\sigma_{min} \leq 3$ для песчаного грунта; $\sigma_{max}/\sigma_{min} \leq 1,5$ для глинистого грунта.

Предложения по внесению изменений в конструкцию сооружения, а в крайнем случае — и в уровни воды у верховой и низовой граней сооружения, если необходима коррекция эпюры контактных напряжений при невыполнении условий предыдущего пункта.

III. Расчёт основания по первому предельному состоянию (по прочности основания и устойчивости сооружения).

а) Условие первого предельного состояния — формула (3) из [4]¹.

Цель расчёта по первому предельному состоянию; возможные схемы потери устойчивости сооружения: плоский, смешанный и глубинный сдвиги.

б) Плоский сдвиг

– Назначение расчётной плоскости сдвига;

– Вычисление расчётного значения предельного сопротивления при плоском сдвиге R_{pl} ;

– Вычисление расчётного значения сдвигающей силы F ;

– Проверка выполнения условия первого предельного состояния и заключение о её результатах.

Предложения об изменении конструкции сооружения, если разница в численных значениях левой и правой частей указанного условия (3) будет превышать 10%.

в) Глубинный сдвиг

– Построение очертания областей предельного состояния (призм выпирания) для углов отклонения δ_i от вертикали предполагаемой предельной нагрузки R_u , равных 0; 0,1φ₁; 0,3φ₁; 0,5φ₁; 0,7φ₁; 0,9φ₁. Вычисление собственного веса грунта P_1, P_2, P_3 в зонах I, II, III призм выпирания.

– Вычисление численных значений предельной нагрузки R_u по формулам (3) и (7) Приложения 7 из [4] при её отклонениях от вертикали на упомянутые углы δ_i . Как вариант — выполнение графического определения R_u при $\delta = 0,7\phi_1$.

– Разложение всех вычисленных по формуле (3) из [4] значений силы предельного сопротивления R_u на составляющие σ и τ_{lim} и построение графика предельной несущей способности основания $\tau_{lim} = f(\sigma)$.

– Оценка выполнения условия расчёта по первому предельному состоянию при глубинном сдвиге с использованием графика предельной несущей способности. Заключение о результатах оценки.

IV. Расчёт по второму предельному состоянию (расчёт основания по деформациям).

а) Условие второго предельного состояния — формула (32) из [4] и её расшифровка. Цель расчёта по второму предельному состоянию.

б) Расчёт осадки сооружения методом послойного суммирования:

– построение эпюр природных и дополнительных вертикальных сжимающих напряжений и подготовка расчётной схемы для вычисления осадки. Определение мощности сжимаемой толщи H_c ;

– определение модулей деформации грунтов инженерно-геологической колонки по результатам их компрессионных испытаний;

– корректировка компрессионных модулей деформации в соответствии с Приложением В [4];

– расчёт осадки и заключение о её допустимости.

в) Расчёт горизонтального смещения сооружения:

– формула (Н.1) [4, Приложение Н] и её расшифровка;

– определение глубины смещаемой толщи H_{dis} и модулей деформации смещаемых слоёв E_{dis} в пределах H_{dis} ;

– расчёт горизонтального смещения и заключение о его допустимости.

Курсовая работа представляется к защите в виде расчётно-пояснительной записки объёмом 25-30 страниц формата А4 с необходимыми чертежами и рисунками.

¹ В квадратных скобках указан номер ссылки на список рекомендованной литературы, приведённый в конце методического пособия.

В начале пояснительной записки помещается оглавление, а в конце — перечень использованной литературы.

Текст расчётно-пояснительной записки должен быть набран на компьютере или написан ручкой чётким почерком на одной стороне стандартного листа с указанием нумерации страниц. Слева следует оставить поля 3 см для брошюровки, а справа — поля 1,5 см для замечаний при проверке. Входящие в расчёт численные значения характеристик грунтов, сил, напряжений, перемещений приводятся с обязательным указанием их размерности.

В тексте обязательно давать ссылки на содержащиеся в нём рисунки и графики, с тем чтобы текст и иллюстрации читались вместе и представляли собой единое целое. Таблицы, графики, рисунки и расчётные схемы, приведённые в записке, должны быть выполнены в программе AutoCAD или аккуратно и чётко вычерчены.

Рисунки и графики должны быть снабжены подрисуночными подписями и в необходимых случаях иметь указание на масштаб.

На титульном листе записки указывается: университет, факультет, кафедра, наименование работы, курс, группа, фамилия и инициалы студента, шифр задания и дата сдачи работы на проверку. Пример оформления титульного листа см. Приложение.

Пояснения по выполнению разделов курсовой работы

Прежде чем приступить к выполнению курсовой работы, необходимо ознакомиться с материалами *Задания*, составом работы и ясно себе представить цель и объём работы.

1. ОПРЕДЕЛЕНИЕ КЛАССИФИКАЦИОННЫХ ПОКАЗАТЕЛЕЙ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЯ И ИХ РАСЧЁТНЫХ СОПРОТИВЛЕНИЙ R_0

ГОСТ 25100-2011 «Грунты. Классификация» включает шесть таксономических единиц, выделяемых по группам признаков: класс, группа, подгруппа, тип, вид, разновидность.

Все грунты, данные о которых приводятся в заданиях на курсовую работу, имеют одни и те же класс (природные дисперсные грунты), группу (связные или несвязные), подгруппу (осадочные), тип (минеральные). Они различаются только по *видам* — песчаные или глинистые, и по *разновидностям*.

Вид определяется по числу пластичности $I_p = w_L - w_p$ (I_p , w_L и w_p могут выражаться либо в долях единицы, либо в процентах). Если I_p оказывается меньше 0,01 в долях единицы (1%), грунт следует считать песчаным, если больше — *глинистым*. Когда в *Задании* отсутствуют значения характеристик пластичности — влажности на границе текучести w_L и влажности на границе раскатывания w_p (они не могут быть определены для песчаного грунта, так как он не является пластичным), I_p следует принимать равным нулю и считать грунт песчаным.

Разновидности для песчаных грунтов выделяются:

– по гранулометрическому составу² — *гравелистый, крупный, средней крупности, мелкий, пылеватый* (Приложение, табл. 1);

– по плотности сложения, определяемой по коэффициенту пористости e — *плотный, средней плотности, рыхлый* (Приложение, табл. 2);

– по коэффициенту (или степени) водонасыщения s_r — *маловлажный, влажный, насыщенный водой* (Приложение, табл. 3).

Разновидности для глинистых грунтов:

– определяющие их названия выделяются по численному значению числа пластичности I_p — *супесь, суглинок, глина* (Приложение, табл. 5);

– определяющие консистенцию — по показателю текучести $I_L = \frac{w - w_p}{w_L - w_p}$: *супесь – твёрдая, пластичная, текучая; суглинок и глина — твёрдые, полутвёрдые, тугопластичные, мягкопластичные, текучепластичные, текучие* (Приложение, табл. 6).

Классификационные показатели грунтов позволяют провести качественную оценку грунтов — определить, какой грунт лучше, какой хуже (глина твёрдая лучше глины пластичной и т.д.). Они же дают возможность найти их расчётные сопротивления R_0 , кПа, по СП 22.13330.2016 [7] (Приложение, табл. 4 и 7). И тогда качественная оценка дополняется количественной (насколько хуже, насколько лучше). Кроме того, используя классификационные показатели, находят по табл. 1, 2, 3 Приложения 1 того же СП численные значения **нормативных** деформационных и прочностных характеристик — модуля общей деформации E , кПа, угла внутреннего трения φ , град, и удельного сцепления c , кПа.

Все расчёты оснований должны выполняться с использованием расчётных значений характеристик грунтов. Нормативные и расчётные значения характеристик устанавливаются на основе статистической обработки результатов испытаний по методике, изложенной в ГОСТ 20522. При этом учитывается доверительная вероятность α , которая принимается в вычислениях характеристик, используемых в расчётах по первой группе предельных состояний — 0,95, по второй группе — 0,85. Учитывается также коэффициент надёжности по грунту γ_g , зависящий от изменчивости опытных значений характеристик и от числа их определений. В результате этого характеристики γ , φ , c имеют разные численные значения в зависимости от принимаемых в расчёт α и γ_g , поэтому расчётные значения γ , φ , c для расчётов по первой группе предельных состояний обозначаются γ_I , φ_I , c_I , по второй — γ_{II} , φ_{II} , c_{II} . Нормативные и расчётные значения модуля деформации E принимаются одинаковыми.

Характеристики, которые приводятся в Задании на курсовую работу, условно считаются расчётными и одинаковыми для расчётов по обоим предельным состояниям ($\gamma = \gamma_I = \gamma_{II}$, $\varphi = \varphi_I = \varphi_{II}$, $c = c_I = c_{II}$).

Порядок определения классификационных показателей в работе следующий. По шифру геологической части *Задания* (номер инженерно-геологической колонки и вариант напластования грунтов)

² Гранулометрический состав — процентное содержание по массе частиц различной крупности в навеске грунта, использованной для его определения.

находят номера грунтовых слоёв, для которых должны быть определены их классификационные показатели и расчётные сопротивления R_0 . Необходимые для этого исходные данные представлены в *Задании (рис. 1, табл. 1)*.

Как используются эти данные для определения классификационных показателей и расчётного сопротивления R_0 , показано в Примере 1.1.

Пример 1.1. Определение классификационных показателей грунтов площадки строительства и их расчётных сопротивлений R_0

Исходная информация о физико-механических характеристиках грунтов (по шифру геологической части задания) приведена в табл. 1.1.

Таблица 1.1

Физико-механические характеристики грунтов (к примеру 1.1)

№ слоя (по рис. 1 Задания)	Мощность слоя, м	Размер частиц, мм								Природная влажность, %	Пределы пластичности, %			Удельный вес частиц γ_s , кН/м ³	Удельный вес грунта γ , кН/м ³	Угол внутреннего трения φ_i , град	Удельное сцепление C_u , кПа	Коэффициент фильтрации $K_{фп}$, см/с
		Гранулометрический состав, %									W	W_L	W_p					
		>2,00	2,00–0,50	0,50–0,25	0,25–0,1	0,10–0,05	0,05–0,01	0,01–0,005	<0,005									
1	18	—	22,0	40,0	33,7	2,5	1,4	0,4	—	0,222	—	—	27,0	20,6	37	—	10 ⁻³	
2	12	0,0	0,6	0,5	2,0	10,0	25,0	19,0	42,9	0,337	0,480	0,305	27,3	19,2	23	120	10 ⁻¹⁰	

Анализируя исходные данные, получаем:

1-й слой. Вид — *песчаный грунт*, непластичный, так как характеристики пластичности w_p и w_L отсутствуют

1) Разновидность по гранулометрическому составу (Приложение, табл. 1): песок средней крупности, так как содержание частиц крупнее 0,25 мм > 50%: 22+40 = 62,0% .

2) Разновидность по плотности сложения, определяемая по коэффициенту пористости (Приложение, табл. 2):

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma} (1 + w) - 1 = \frac{27}{20,6} (1 + 0,222) - 1 = 0,60$$

$$(0,55 < 0,6 < 0,70),$$

следовательно, грунт — *песок средней плотности*.

3) Разновидность по степени водонасыщения (Приложение, табл. 3):

$$S_R = \frac{\gamma_s \cdot w}{\gamma_w \cdot e} = \frac{27,0 \cdot 0,222}{10 \cdot 0,6} = 0,999$$

$$(0,8 < 0,999 < 1,0),$$

следовательно, грунт — *песок, насыщенный водой*.

4) *Расчётное сопротивление песка средней крупности средней плотности независимо от степени водонасыщения, $R_0 = 400$ кПа* (Приложение, табл. 4).

2-й слой. Вид — *глинистый грунт*, так как число пластичности

$$I_p = w_L - w_p = 0,48 - 0,305 > 0,1.$$

1) Разновидность по числу пластичности (Приложение, табл. 5):

$$I_p = w_L - w_p = 0,48 - 0,305 = 0,175 > 0,17 — \text{глина}$$

2) Разновидность по показателю текучести (Приложение, табл.6)

$$I_L = \frac{w - w_p}{I_p} = \frac{33,7 - 30,5}{17,5} = 0,183 \text{ — полутвёрдая.}$$

3) Для определения R_0 необходимо знать также коэффициент пористости:

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma} \cdot (1 + w) - 1 = \frac{27,3}{19,2} \cdot (1 + 0,337) - 1 = 0,90.$$

Расчётное сопротивление R_0 находим для значения $e = 0,9$ интерполяцией сначала по коэффициенту пористости e между $e = 0,8$ и $e = 1,1$ при $I_L = 0$ и при $I_L = 1$, затем — интерполяцией по показателю текучести I_L между $I_L = 0$ и $I_L = 1$ для значения $I_L = 0,183$ при $e = 0,9$. Исходные данные для интерполяции целесообразно выписать из таблицы значений расчётных сопротивлений R_0 при $I_L = 0$ и $I_L = 1$ для $e = 0,8 - 300$ и 200 соответственно и при $e = 1,1 - 250$ и 100 (Прил., табл. 7) и расположить в удобном и наглядном порядке.

Интерполяция по e при $I_L = 0$:

изменение $\Delta e = 1,1 - 0,8 = 0,3$ соответствует изменению $\Delta R_0 = 300 - 250 = 50$;

изменение $\Delta e = 0,9 - 0,8 = 0,1$ соответствует изменению $\Delta R_0 = x$:

$$x = \frac{0,1 \cdot 50}{0,3} = 16,7; R_0 = 300 - 16,7 = 283,3 \text{ кПа.}$$

	$I_L = 0$	0,183	$I_L = 1$
$e_1 = 0,8$	$R_{0(1,0)} 300$		$R_{0(1,1)} 200$
$e = 0,9$	283,3	262	166,7
$e_2 = 1,1$	$R_{0(2,0)} 250$		$R_{0(2,1)} 100$

Рис. 1.1. Исходные данные и результаты интерполяции R_0

Интерполяция по e при $I_L = 1$:

$\Delta e = 0,3 - \Delta R_0 = 100$ кПа;

$\Delta e = 0,1 - \Delta R_0 = x$;

$$x = \frac{0,1 \cdot 100}{0,3} = 33,3;$$

$R_0 = 200 - 33,3 = 166,7$ кПа.

Интерполяция по I_L при $e = 0,9$:

$\Delta I_L = 1 - 0 = 1 - \Delta R_0 = 283,3 - 166,7 = 116,6$ кПа;

$\Delta I_L = 0,183 - \Delta R_0 = x$;

$$x = \frac{0,183 \cdot 116,6}{1} = 21,34; R_0 = 283,3 - 21,34 \approx 262 \text{ кПа.}$$

Схема интерполяции показана на рис. 1.1.

Для получения того же результата можно воспользоваться интерполяционной формулой

$$R_{0(e,I_L)} = \frac{e_2 - e}{e_2 - e_1} \left[(1 - I_L) R_{0(1,0)} + I_L R_{0(1,1)} \right] + \frac{e - e_1}{e_2 - e_1} \left[(1 - I_L) R_{0(2,0)} + I_L R_{0(2,1)} \right] =$$

$$= \frac{1,1 - 0,9}{1,1 - 0,8} \left[(1 - 0,183) 300 + 0,183 \cdot 200 \right] + \frac{0,9 - 0,8}{1,1 - 0,8} \left[(1 - 0,183) 250 + 0,183 \cdot 100 \right] = 262 \text{ кПа.}$$

Итак, расчётное сопротивление глины полутвёрдой с коэффициентом пористости $e = 0,9$, $I_L = 0,183$ равно $R_0 = 262$ кПа.

Результаты определения классификационных показателей и расчётных сопротивлений R_0 всех грунтов инженерно-геологической колонки приводятся в пояснительной записке в виде рис. 1.2.



Рис. 1.2. Инженерно-геологические условия основания сооружения

Ранее уже указывалось, что классификационные показатели и расчётное сопротивление R_0 используются для качественной и количественной оценки грунтов основания. Расположение грунтовых слоёв в инженерно-геологическом разрезе, для которых такая оценка проведена, играет также важную роль. Так, наличие слабого слоя (или слоёв) под несущим слоем снижает общую оценку основания и требует особого внимания к проектированию в таких условиях. Всё указанное диктует необходимость определения классификационных показателей и расчётного сопротивления R_0 в курсовой работе.

В промышленном и гражданском строительстве у расчётного сопротивления есть ещё другое применение, кроме рассмотренного. В СП [7] этому применению посвящено Приложение 3. Там, в частности, указано, что R_0 используется:

- для **предварительного** определения размеров площади подошвы фундаментов;
- для **окончательного** определения площади подошвы фундаментов сооружений III уровня ответственности в определённых инженерно-геологических условиях, оговорённых в Приложении.

Приведённые в СП значения R_0 (Приложение, табл. 4 и 7) относятся к фундаментам, имеющим ширину $b_0 = 1,0$ м и глубину заложения $d_0 = 2,0$ м, и дана формула, позволяющая пересчитать R_0 для других значений ширины b и глубины заложения d .

2. СБОР НАГРУЗОК, ДЕЙСТВУЮЩИХ НА СООРУЖЕНИЕ И ЕГО ОСНОВАНИЕ. ВЫЧИСЛЕНИЕ ЭПЮРЫ КОНТАКТНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ ПО ПОДОШВЕ СООРУЖЕНИЯ

2.1. Сбор нагрузок, действующих на сооружение и его основание

Расчёты оснований гидротехнических сооружений согласно СП 23.13330.2011 должны проводиться по двум группам предельных состояний:

а) по первой группе предельных состояний — проверяющие работу основания по предельной его несущей способности (по прочности и устойчивости);

б) по второй группе предельных состояний — оценивающие допустимость для сооружения осадок и горизонтальных смещений, определяемых расчётом.

Для расчётов по предельным состояниям необходимо знать характер и величины нагрузок, передающихся от сооружения на основание.

Нагрузки определяют для расчётного поперечного сечения сооружения и его основания. Такие сечения представлены в заданиях на курсовую работу в виде схематических вертикальных разрезов сооружений (*Задание, схемы 1–10*) и инженерно-геологических колонок (*Задание, рис. 1*).

Поскольку основание гидротехнического сооружения находится под водой, слагающие его грунты будут также во взвешенном водой состоянии. Удельный вес $\gamma_{sb}, \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$, таких грунтов определяется по формуле

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e_0}, \quad (2.1)$$

где e_0 — начальный коэффициент пористости; γ_w — удельный вес воды, равный $9,81 \approx 10 \text{ кН/м}^3$.

Контактная поверхность сооружения с основанием формируется в курсовой работе следующим образом. Верх колонки совмещается с подошвой наиболее заглублённого зуба (отм. 0,00). За пределами ширины этого зуба толщина верхнего слоя грунта увеличивается до нижних отметок всех других элементов подземного контура сооружения.

Сооружения, предлагаемые для курсовой работы, — плотины или здания ГЭС (*Задание, схемы 1–10*) — имеют большую длину L , превышающую их ширину B в 10 раз и более, т.е. у них отношение $L/B \geq 10$. Поэтому нагрузка, передаваемая на основание от таких сооружений, является полосовой, и основание в таком случае работает в условиях плоской задачи (плоская деформация). Расчёты действующих на сооружение нагрузок и напряжённо-деформированного состояния (НДС) основания в этих условиях ведутся для 1 пог. м длины сооружения.

Нагрузки, действующие на сооружение и передающиеся от сооружения на его основание, объединяют в две группы — вертикальные и горизонтальные (рис. 2.1).

Вертикальные силы (в пределах ширины сооружения B):

G — собственный вес 1 пог. м секции сооружения;

G_w^h — вес пригрузки сооружения водой в верхнем бьефе;

G_w^t — вес пригрузки сооружения водой в нижнем бьефе;

$G_{гр}^h$ — вес пригрузки грунтом на верховой консольной части сооружения (если такая пригрузка на анкерном понуре предусмотрена проектом);

$G_{жб}^h$ — вес железобетонных плит, прикрывающих грунтовую пригрузку понура;

$G_{гр}^{мз}$ — вес грунта под сооружением (между зубьями);

$W_{взв}$ — сила взвешивающего противодействия воды;

$W_{ф}$ — сила фильтрационного противодействия воды.

Горизонтальные силы:

$T_{w,н}^h$ — сила гидростатического давления воды со стороны верхнего бьефа над гидроизоляцией понура;

$T_{w,п}^h$ — сила гидростатического давления воды со стороны верхнего бьефа под гидроизоляцией понура;

$T_{ф,п}^h$ — сила фильтрационного давления со стороны верхнего бьефа под понуром;

T_w^t — сила гидростатического давления воды со стороны нижнего бьефа;

E_{0w}^h — сила активного давления (распор) грунта со стороны верхнего бьефа;

$E_{рw}^t$ — сила пассивного давления (отпор) грунта со стороны нижнего бьефа.

Результаты сбора нагрузок заносятся в табл. 2.1.

Собранные действующие на сооружение нагрузки приводятся к равнодействующей вертикальной силе P и суммарному моменту M , что позволяет вычислить по формуле (2.2) внецентренного сжатия эпюру контактных напряжений под подошвой сооружения. В дальнейшем эта эпюра используется как нагрузка, приложенная от сооружения на грунт в расчётах основания по предельным состояниям. Эти вопросы будут подробно рассмотрены далее в разд. 3 и 4.

2.2. Вычисление нагрузок

Вертикальные силы

1. Собственный вес сооружения G

Плотины и здания ГЭС в выдаваемых заданиях разрезаны по длине L по быкам температурно-осадочными швами на однопролётные секции равной длины. Длина секции $L_{\text{сек}}$ и её собственный вес Q без учёта взвешивания водой указаны в *Задании*. Сила G , кН/м на 1 пог. м = кН, от собственного веса сооружения на 1 пог. м его длины составит $G = Q/L_{\text{сек}}$. В *Задании* также указано место приложения этой силы (в центре тяжести), что позволяет определить плечо её приложения l относительно вертикальной центральной оси Z , проходящей через середину ширины B сооружения (точка O на рис. 2.1), вычислить соответствующий момент M , определить направление его действия (« \leftarrow » или « \rightarrow ») и занести значения G , l и M в таблицу нагрузок (табл. 2.1).

2. Пригрузки в пределах ширины сооружения B

Пригрузки водой G_w^h , грунтом $G_{\text{гр}}^h$ и железобетонными плитами $G_{\text{ж.б.}}^h$ на выдвинутой в верхний бьеф консольной фундаментной части сооружения приложены не по всей длине секции $L_{\text{сек}}$, а по её участку $L_{\text{сек}} - b_6$ — пространству между двумя полубыками (b_6 — ширина быка, в данном случае ширина двух полубыков).

Для того чтобы получить численное значение веса пригрузки на 1 пог. м длины секции, необходимо сначала определить собственный вес пригрузки $Q_{\text{приг}}$, а затем рассредоточить его по всей длине секции $L_{\text{сек}}$. Для этого:

а) вычисляется площадь A вертикального сечения тела пригрузки (воды, железобетонных плит и грунта, прикрытого сверху от размыва этими плитами, если пригрузка грунтом анкерного понура предусмотрена в проекте);

б) подсчитывается вес пригрузки, кН, равный

$$Q_{\text{приг}} = A \cdot (L_{\text{сек}} - b_6) \cdot \gamma,$$

где $\gamma = \gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$ — удельный вес воды при расчёте пригрузки от воды;

$\gamma = \gamma_{\text{сб.ж.б.}}$ — средний удельный вес железобетонного покрытия во взвешенном состоянии (составляет около 14 кН/м^3);

$\gamma = \gamma_{\text{сб.гр}}$ — средний удельный вес грунта пригрузки во взвешенном состоянии (принимается $12,5 \text{ кН/м}^3$ для крупнообломочного грунта, $10 \dots 11 \text{ кН/м}^3$ для песчаного и для глинистого грунтов);

в) вычисляется вес, кН, пригрузки на 1 пог. м длины секции

$$G_{\text{приг}} = \frac{Q_{\text{приг}}}{L_{\text{сек}}}.$$

Аналогично вычисляется пригрузка водой в нижнем бьефе на концевом участке водослива плотины или над отсасывающей трубой ГЭС.

Создаваемая пригрузкой сила $G_{\text{приг}}$ считается приложенной в центре тяжести площади вертикального сечения тела пригрузки. Если площадь сечения тела пригрузки A имеет сложное очертание, она разбивается на отдельные фрагменты: треугольники, прямоугольники, трапеции с площадями A_i , для которых известно расположение их центров тяжести. Определяются собственные веса, кН, фрагментов пригрузки

$$Q_i = A_i \cdot (L_{\text{сек}} - b_6) \cdot \gamma,$$

а затем пригрузка, кН, от их суммы на 1 пог. м длины секции

$$G_{\text{приг}} = \frac{Q_i}{L_{\text{сек}}},$$

где γ — удельный вес элемента пригрузки (воды, грунта, железобетона) в пределах i -го фрагмента.

Положение сил G_i в центрах тяжести фрагментов позволяет определить их плечи l_i (расстояния до центральной вертикальной оси Z сооружения, проходящей через точку), моменты M_i и их знаки (направления действия).

Суммарные силы: $G_w^h = \sum G_{wi}^h$, $G_{\text{гр}}^h = \sum G_{\text{гри}}^h$, $G_{\text{жб}}^h = \sum G_{\text{жби}}^h$ и моменты $M_w^h = \sum M_{wi}^h$, $M_{\text{гр}}^h = \sum M_{\text{гри}}^h$, $M_{\text{жб}}^h = \sum M_{\text{жби}}^h$, а также их плечи l заносятся в таблицу сбора нагрузок (табл. 2.1).

3. Сила взвешивающего противодействия воды $W_{\text{взв}}$

Определяется она в условиях, когда уровни воды в верхнем и нижнем бьефах предполагаются одинаковыми. Нижняя часть гидротехнического сооружения, включая понур, погружена под уровень нижнего бьефа. Эта часть всегда находится частично в воде, частично — в водонасыщенном грунте, что в отношении силового воздействия воды на подземный контур сооружения однозначно: в любой точке подземного контура действует гидростатическое давление p_{wi} , вызывающее взвешивание сооружения и равное

$$p_{wi} = \rho_w \cdot g \cdot h_i = \gamma_w \cdot h_i,$$

где ρ_w — плотность воды;

γ_w — удельный вес воды;

g — ускорение свободного падения;

h_i — глубина погружения i -й точки подземного контура под уровнем нижнего бьефа.

На вертикальных верховой и низовой гранях сооружения при одинаковых уровнях воды гидростатические давления направлены навстречу друг другу, не нарушая условия равновесия в горизонтальном направлении и не участвуя во взвешивании сооружения. Взвешивающее давление, действующее на подошву сооружения, направлено вверх, поэтому его называют противодействием. Создаваемая им сила уменьшает собственный вес сооружения, или «взвешивает» его (согласно закону Архимеда).

Взвешивающее противодействие, действующее на понур, не передаётся на сооружение, так как железобетонный понур связан с сооружением шарнирно, а глиняный практически не связан. Поэтому при определении взвешивающего противодействия на само сооружение давление на понур не учитывается.

Для того чтобы определить взвешивающую силу $W_{\text{взв}}$, необходимо построить эпюру взвешивающего противодействия воды (рис. 2.1, б). Как следует из изложенного, эпюра взвешивающего противодействия воды принимает вид зеркального отражения подземного контура сооружения от уровня нижнего бьефа с ординатами $p_{wi} = \gamma_w \cdot h_i$, кН/м².

Эпюра взвешивающего противодействия имеет сложное очертание, поэтому она разбивается на отдельные фрагменты с площадями A_i , кН/м² · м, у которых известно положение центров тяжести (прямоугольники, треугольники, трапеции). Вычисляются силы $W_{\text{взв}i}$, т.е. собственные веса фрагментов, по формуле $W_{\text{взв}i} = A_i \cdot 1$ пог.м. Определяются плечи l_i весов фрагментов как расстояния от центров тяжести фрагментов до вертикальной оси Z , проходящей через точку O , находящуюся на середине ширины B сооружения.

Далее определяются моменты $M_{\text{взв}i}$. Подсчитываются равнодействующая этих сил — взвешивающая сила $W_{\text{взв}} = \sum W_{\text{взв}i}$, её суммарный момент $M_{\text{взв}} = \sum M_{\text{взв}i}$ и плечо приложения силы $l = M_{\text{взв}}/W_{\text{взв}}$. Равнодействующая $W_{\text{взв}}$, $M_{\text{взв}}$ и l заносятся в табл. 2.1.

4. Сила фильтрационного противодействия воды $W_{\text{ф}}$

В отличие от взвешивающей силы, для определения которой было необходимо построить эпюру взвешивающего противодействия, эпюра фильтрационного противодействия представлена в *Задачии* (схемы 1–10). По мере заполнения водохранилища до отметки нормального подпорного уровня (НПУ) создаётся напор воды на сооружение, максимальная величина которого H_0 , м, равна разности отметок верхнего и нижнего бьефов. Под действием напора в грунтах основания возникают фильтрационный поток и создаваемое им фильтрационное давление $p_{wi} = \gamma_w \cdot h_{\text{фи}}$, где $h_{\text{фи}}$ — фильтрацион-

ный напор в i -й точке подземного контура (ордината эпюры фильтрационного противодействия в i -й точке подземного контура).

Для определения максимального значения силы фильтрационного противодействия, действующей вертикально на сооружение, используется та часть эпюры в *Задании*, которая расположена непосредственно под сооружением, в пределах его ширины B . Те части эпюр взвешивающего и фильтрационного противодействия, которые расположены по длине понура, будут использованы в дальнейшем. Порядок определения фильтрационной силы при наличии эпюры фильтрационного противодействия такой же, как и взвешивающей (см. предыдущий пункт пояснений).

Горизонтальные силы

1. Силы давления воды со стороны верхнего бьефа: $T_{w,n}^h$, $T_{w,p}^h$, $T_{ф,п}^h$

Эпюра *интенсивности гидростатического давления воды над понуром*, необходимая для вычисления силы $T_{w,n}^h$, представляет собой треугольник с вершиной на отметке НПУ. Нижняя (максимальная) ордината — основание треугольника — находится на отметке верхней границы водонепроницаемой преграды конструкции понура (верх гидроизоляции в железобетонных понурах, верхняя поверхность глины у глиняных понуров).

Максимальная ордината эпюры гидростатического давления воды над понуром $p_{wh} = \gamma_w \cdot h$, кН/м², где h — глубина погружения верхней поверхности водонепроницаемой преграды понура от отметки НПУ.

Сила $T_{w,n}^h$, создаваемая гидростатическим давлением воды, считается приложенной в центре тяжести треугольной эпюры. Её численное значение $\left[\frac{\text{кН}}{\text{м}^3} \cdot \text{м}^3 = \text{кН} \right]$ равно площади эпюры интенсивности давления:

$$T_{w,n}^h = \frac{\gamma_w \cdot h^2}{2} \cdot 1 \text{ пог. м.}$$

Плечо приложения силы $T_{w,n}^h$ — разность отметок центра тяжести треугольной эпюры и расчётной плоскости сдвига (см. далее рис. 3.2 и 3.3), проходящей через точку O^3 .

Давление воды под понуром имеет различную природу. Оно подразделяется на гидростатическое и фильтрационное, представляется соответствующими эпюрами, имеющими трапециевидную форму (рис. 2.1,а).

Эпюры используются для определения силы *гидростатического давления* $T_{w,п}^h$ и силы *фильтрационного давления* $T_{ф,п}^h$.

а) Эпюра гидростатического давления, используемая для определения силы $T_{w,п}^h$, представляет собой нижнюю трапециевидную часть, отсечённую водонепроницаемой преградой понура от треугольной эпюры давления воды (с пунктирной гипотенузой), полученной при отсутствии напора на сооружение (в верхнем и нижнем бьефах одинаковые отметки УНБ, см. рис. 2.1).

Сила, кН, гидростатического давления под понуром

$$T_{w,п}^h = \frac{\gamma_w (h_2 + h_3)}{2} \cdot (h_2 - h_3) \cdot 1 \text{ пог. м.}$$

Верхняя, треугольная часть эпюры, оставшаяся над понуром, по мере подъёма воды в водохранилище увеличивается, и при отметке НПУ достигает полного и окончательного размера треугольной эпюры, о которой речь шла ранее.

б) Эпюра фильтрационного давления воды под понуром имеет форму перевернутой трапеции. Она строится в увязке с эпюрой *фильтрационного противодействия* (см. *Задание*), которая имеет различное очертание в зависимости от напора H_o , от очертания подземного контура, от типа понура (железобетонный или глиняный) и от его длины.

В случае железобетонного понура очертание эпюры горизонтального фильтрационного давления под понуром показано на рис. 2.1, а (слева от пунктирной гипотенузы). Поскольку на вертикальной грани верхового зуба (вертикаль $a-b$) потеря напора увеличивается примерно вдвое по сравнению с потерями на горизонтальных путях фильтрации, это вызывает скачок в эпюре фильтрационного

³ При вычислении момента сил $T_{w,n}^h$, $T_{w,п}^h$, $T_{ф,п}^h$ следует учитывать, что точка O может менять своё положение по высоте в зависимости от того, какой будет вероятная плоскость сдвига сооружения: горизонтальной или наклонной (см. далее рис. 3.2).

Конец ознакомительного фрагмента.

Приобрести книгу можно

в интернет-магазине

«Электронный универс»

e-Univers.ru