

ՀԱՅԿԱԿԱՆ ՍՍՌ-ԳԻՏՈՒԹՅՈՒՆՆԵՐԻ ԱՇԽԱՏԱԿԱՆ

ՏԵԴԵԿԱԳԻՐ ԻՅՎԵՏԻՅԱ

АКАДЕМИИ НАУК АРМЯНСКОЙ ССР

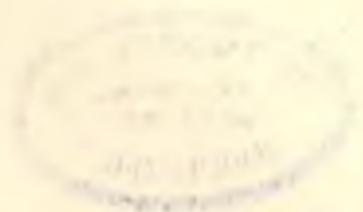
ՏԵԽՆԻԿԱԿԱՆ ԳԻՏՈՒԹՅՈՒՆՆԵՐԻ ՍԵՐԻԱ.
СЕРИЯ ТЕХНИЧЕСКИХ НАУК

ԿՄՐԱԳՐԱԿԱՆ ԿՈՒԵՑԻՍ

Աղոնց Ն. Տ., Ալեքսեևսկի Վ. Վ., Եղիազարյան Ի. Վ., Կասյան
Մ. Վ. (պատ. խմբագրիչ), Դադարով Ա. Գ., Սիմոնով Մ. Զ.,
Փինաջյան Վ. Վ. (պատ. խմբագրիչ տեղակալ)։

РЕДАКЦИОННАЯ КОЛЛЕГИЯ:

Абонд Г. Т., Алексеевский В. В., Егиазаров И. В., Касьян
М. В. (ответ. редактор), Назаров А. Г., Пинаджян В. В.
(зам. отв. редактора), Симонов М. З.



СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ СООРУЖЕНИЯ

Э. Е. ХАЧИЯН

РАСЧЕТ СООРУЖЕНИЙ НА СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ С УЧЕТОМ УПРУГО-ПЛАСТИЧЕСКИХ ДЕФОРМАЦИЙ

Методы расчета и проектирования сейсмостойких конструкций, основанные на их представлении как упругих систем, показывают, что возникающие в них инерционные силы при землетрясении достигают огромных значений. В настоящее время существует мнение, согласно которому нельзя требовать, чтобы ни один из элементов сооружения при землетрясении не был бы поврежден, так как это приводит к удорожанию строительства. Это приводит к такому проектированию, при котором допускаются повышенные напряжения в некоторых узлах и элементах конструкции, а иногда допускаются локальные разрушения, капитальный ремонт которых не требует больших затрат.

В отдельных узлах таких сооружений после землетрясения возникнут остаточные деформации, значения которых должны быть ограничены условием исключающим выход из строя основных несущих элементов. Принципиальная трудность упруго-пластической задачи теории сейсмостойкости заключается в отсутствии с одной стороны экспериментальных работ об истинных закономерностях динамического деформирования конструкций за пределами упругости, а с другой — адекватных сведений о характере колебания почвы при землетрясении.

Первые исследования, посвященные учету пластических деформаций в расчете сооружений на сейсмостойкость, были работы Р. Та-набаси [10] и Дж. Хаузнера [11]. Различным вопросам учета пластических деформаций при динамических воздействиях посвящены работы И. М. Рабиновича, А. А. Гвоздева, Н. И. Гольденבלата, С. С. Дарбиняна, Г. И. Карцивалдзе, Н. А. Николаенко, Т. И. Чачава и др. Большое внимание расчету упруго-пластических деформаций было уделено на Второй всемирной конференции по сейсмостойкому строительству [7].

В данной статье приводятся результаты изучения упруго-пластических колебаний системы с одной степенью свободы по акселерограммам четырех сильных землетрясений силой 7 и 8 баллов. Вычисления были выполнены при помощи электронных вычислительных машин. Получены значения максимальных перемещений, пластических и остаточных деформаций при зависимости восстанавливающей силы от перемещения по диаграмме Прандтля.

1. В связи с отсутствием методов прогнозирования будущих зем-

летрясений, будем считать, что, проектирование сооружения необходимо осуществить на основании имеющейся реальной акселерограммы прошлого землетрясения. При осуществлении проектирования в пределах упругих деформаций определяем сначала период свободных колебаний и декремент затухания, а затем по этим характеристикам определяем максимальное значение сейсмической нагрузки. Поперечные сечения отдельных элементов выбираем с таким расчетом, чтобы возникающие в них напряжения не превосходили предела упругости. В сооружении, спроектированном таким образом, после землетрясения не будут никаких повреждений и остаточных деформаций. Однако, при таком подходе к задаче, в силу значительности сейсмической нагрузки, поперечные размеры несущих элементов получаются очень большими, что приводит к значительной затрате материалов.

Теперь поставленную задачу решим, учитывая работу конструкции за пределом упругости. Обозначим максимальное значение сейсмической нагрузки, вычисленной по акселерограмме при упругих колебаниях через S_{max} . Допустим, что значение S_{max} достигается в момент времени t_{max} . Проектирование сооружения производим таким образом, чтобы при достижении сейсмической нагрузки в момент времени $t_1 < t_{max}$ значения γS_{max} , где $\gamma < 1$, в некоторых элементах и узлах напряжения достигли предела упругости. После момента $t > t_1$ в этих узлах начнутся пластические деформации, вследствие чего произойдет значительное увеличение диссипативной способности сооружения из-за необратимой потери энергии при пластических деформациях и значение сейсмической нагрузки больше не достигнет своего максимального значения S_{max} .

Таким образом часть максимальной кинетической энергии, сообщаемой землетрясением сооружению, будет идти на работу для образования пластических деформаций.

После землетрясения в сооружении возникнут некоторые остаточные деформации, значения которых существенным образом зависят от характера колебательного движения почвы, от периода свободных колебаний, а также от значения коэффициента γ . Задаваясь различными значениями γ , для данного значения периода свободных колебаний T и декремента затухания δ , получим максимальные значения остаточных деформаций для данного землетрясения.

В качестве расчетной схемы примем систему с одной степенью свободы. Будем считать, что материал конструкции подчиняется идеально-пластическому закону Прандтля (рис. 1).

В упругой стадии (0—1) восстанавливающая сила пропорциональна прогибу

$$R_1(y) = m \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 y_1, \quad (1)$$

и уравнение движения пишется в виде

$$y_1 + \frac{2\pi}{T} \dot{y}_1 + \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 y_1 = -y_0(t), \quad (2)$$

где y_1 — относительное перемещение массы; T — период свободных колебаний; α — коэффициент внутреннего трения; $y_0(t)$ — закон ускорения основания.

При упругих колебаниях для маленьких значений коэффициента внутреннего трения α , сейсмическая нагрузка пропорциональна прогибу, и выражается формулой

$$S = m \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 y_1. \quad (3)$$

Следовательно, как только y_1 достигнет значения $\gamma y_{1\max}$, сейсмическая нагрузка также достигнет значения γS_{\max} . Обозначим через t_1 момент времени, при котором y_1 достигнет значения $y_1(t_1) = \gamma y_{1\max}$. После момента t_1 начинается пластическое течение (1-2); восстанавливающая сила будет постоянной и равной

$$R_1(y) = m \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 y_1(t_1) \quad (4)$$

и уравнение движения переходит в

$$y_2'' + \frac{2\pi}{T} \alpha y_2' + \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 y_1(t_1) = -y_0''(t). \quad (5)$$

Уравнением (5) следует пользоваться при условии пока

$$y_2' \neq 0. \quad (6)$$

Обозначим через t_2 момент времени, при котором впервые нарушается условие (6). Значение y_2 в этот момент обозначим через $y_2^{\text{прек}}$. После момента времени t_2 начинается разгрузка (2-3). Восстанавливающая сила при этом будет иметь вид

$$R_2(y) = m \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 [y_2 - y_2^{\text{прек}} + y_1(t_1)]. \quad (7)$$

Уравнение движения системы на этом участке будет

$$y_3'' + \frac{2\pi}{T} \alpha y_3' + \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 [y_2 - y_2^{\text{прек}} + y_1(t_1)] = -y_0''(t). \quad (8)$$

Как только y_2 достигнет значения $y_2^{\text{прек}} - 2y_1(t_1)$ восстанавливающая сила R_2 снова достигнет предельного значения $m \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 y_1(t_1)$, но со знаком минус снова начнется пластическое течение, но в обратную сторону (3-4). Восстанавливающая сила будет постоянной и равной

$$R_4(y) = -m \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 y_1(t_1). \quad (9)$$

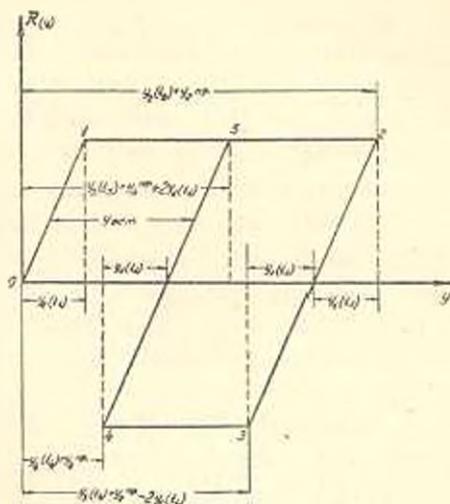


Рис. 1. Связь между восстанавливающей силой и перемещением.

а уравнение движения примет вид

$$y_4'' + \frac{2\pi}{T} ay_4' - \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 y_4(t_1) = -y_0''(t). \quad (10)$$

Уравнение (10) остается справедливой до тех пор, пока выполняется условие

$$y_4' \neq 0. \quad (11)$$

Допустим, что в момент $t = t_4$ впервые нарушается условие (11). Значение y_4 в этот момент обозначим через y_4^{max} . После момента времени t_4 движение будет аналогично движению в зоне (0—1), но с началом координат в точке $y_4^{\text{max}} + y_1(t_1)$. Восстанавливающая сила после момента t_4 будет

$$R_4(y) = m \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 [y_4 - y_4^{\text{max}} - y_1(t_1)]. \quad (12)$$

Уравнение движения на этом участке будет

$$y_4'' + \frac{2\pi}{T} ay_4' + \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 [y_4 - y_4^{\text{max}} - y_1(t_1)] = -y_0''(t). \quad (13)$$

Как только y_4 достигает значения $y_4^{\text{max}} + 2y_1(t_1)$ восстанавливающая сила снова достигнет $m \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 y_1(t_1)$ и начнется второй цикл пластических деформаций. После этого момента y_4 переходит в y_3 по уравнению (5). Потом y_3 снова переходит в y_2 , y_2 переходит в y_4 , y_4 в y_3 и снова y_3 переходит в y_2 , y_2 в y_3 согласно уравнениям (5), (8), (10) и (13) и вышеописанным условиям переходов. Этот процесс продолжается до полного прекращения действия функции $y_0''(t)$. Если в какой-нибудь промежуток времени окажется, что условия перехода не удовлетворяются, то вычисления до конца производятся по уравнению данной стадии.

2. Вычислительные работы были произведены Вычислительным центром АН Армянской ССР и Ереванского государственного университета, на электронной машине. В качестве закона ускорения основания были приняты четыре реальные акселерограммы сильных землетрясений [12].

Для экономии машинного времени дифференциальные уравнения (5), (8), (10) и (13) были интегрированы непосредственно численным методом. При этом, кроме вышеописанных условий переходов были приняты следующие начальные условия и условия сопряжения: при $t = 0$, $y_1 = y_2 = 0$; при $t = t_1$, $y_1 = y_2$, $v_1 = v_2$; при $t = t_2$, $y_2 = y_3$, $v_2 = v_3$; при $t = t_3$, $y_3 = y_4$, $v_3 = v_4$; при $t = t_4$, $y_4 = y_3$, $v_4 = v_3$. Шаги табулирования соответственно для акселерограмм № 1—4 равнялись 0,0266, 0,0235, 0,0222, 0,0162 сек. Интегрирование уравнений (5), (8), (10), (13) производилось известным методом Рунге-Кутты с переменным шагом вычисления и с учетом соответствующих логических условий перехода от одного уравнения к другому. Интенсивные участки на

акселерограммах, по которым были произведены вычисления для акселерограмм №№ 1—4 соответственно принимались равным 5,999; 5,411; 5,333 и 3,186 сек, максимальные значения ускорения соответственно были 93, 123, 242, 68 см/сек².

Так как в нашем распоряжении были максимальные значения перемещений при чисто упругих колебаниях для данного T , т. е. значения u_{\max} , которые нами были определены ранее [14], то в память машины были введены и эти значения, что намного сократило машинное время решения задачи. В противном случае пришлось бы сначала интегрировать уравнение (2) от начала до конца, найти u_{\max} , а потом найти момент времени t_1 , при котором $u_1(t_1) = \gamma u_{\max}$. При наличии же u_{\max} первое уравнение интегрировалось до тех пор пока впервые u_1 не достигнет значения γ . Программа была составлена таким образом, чтобы для облегчения обработки записывались только точки переходов. Для некоторых вариантов записывались все точки решения с шагом времени равном 0,0067 сек. Для периода свободных колебаний T были приняты значения от 0,1 сек до 0,6 сек с интервалами по 0,05 сек и далее 0,70, 0,80, 1,0, 1,2; 1,5, 2,0, 2,5 3,0 сек. Коэффициент внутреннего трения для периодов $0,1 < T < 1,0$ сек был принят равном $\alpha = 0,12$, что соответствует логарифмическому декременту затухания $\delta = 0,37$, и для периодов $1,0 < T \leq 3,0$ сек был принят $\alpha = 0,08$, что соответствует логарифмическому декременту затухания $\delta = 0,24$. Для коэффициента γ были приняты следующие значения 0,7, 0,5, 0,3.

3. При вычислениях записывались только точки переходов, причем записывались как моменты времени t_1 , так и соответствующие значения u_1 . Полученные значения для акс. № 1 при $\gamma = 0,5$ приведены в табл. 1. Так как после одного цикла u_1 переходит в u_2 , то в таблице после одного цикла следующие значения перемещений соответственно записаны в тех же графах, в каких записаны их значения при первом цикле. По таблице легко считать сколько циклов продолжалась упруго-пластическая деформация. Так, например, при $T = 0,50$ сек имели место 6 циклов упруго-пластических деформаций. Чем меньше значение γ , тем больше циклов. Последняя точка в графе данного T показывает, что после этого значения времени t условие перехода не удовлетворялось, и в системе протекли упругие колебания, но около нового начала координат, положение которого определяется величиной остаточной деформации. После этого момента значения перемещений не записывались. Однако ясно, что дальнейшие значения перемещений по абсолютной величине не могут быть больше, чем в момент последнего перехода. Упругие колебания с остаточной деформацией протекали или по уравнениям для u_1 или по уравнениям для u_2 . Для полного представления об изменении перемещения во времени для некоторых вариантов были получены все значения перемещений от начала до конца с интервалом времени 0,0067 сек. На рис. 2 показан такой график для акселерограммы № 1

Таблица 1

Значения перемещений для акселерограммы № 1 при $\gamma = 0.5$ (t — в сек. y — в см)

T	t_1 сек	y_1 см	t_2	y_2	t_3	y_3	t_4	y_4	t_5	y_5
0,10	0,54	0,015	0,58	0,025	0,70	-0,008	0,73	-0,008	1,16	0,025
			1,19	0,034	2,54	-0,004	2,60	-0,033	2,63	-0,00
			2,73	0,11	2,77	0,11	2,79	0,10	2,82	0,13
			2,84	0,15	2,88	0,11	2,98	0,04	3,02	0,07
			3,03	0,08	3,07	0,04	3,10	0,01	—	—
0,20	0,61	-0,14	0,72	-0,16	1,64	0,13	1,65	0,12	2,77	-0,16
			2,81	-0,22	3,06	0,06	3,08	0,09	—	—
			0,53	-0,26	0,63	0,22	0,66	0,28	0,76	-0,21
0,30	0,50	-0,24	0,81	-0,32	0,91	0,16	0,95	0,23	1,37	-0,25
			1,39	-0,26	2,70	0,24	2,77	0,49	2,93	0,01
			2,97	-0,03	—	—	—	—	—	—
0,40	0,97	0,24	1,00	0,26	1,91	-0,22	1,93	-0,23	2,07	0,25
			2,17	0,39	2,33	-0,09	2,40	-0,23	2,75	0,27
			2,82	0,32	2,96	-0,19	3,13	-0,70	3,37	-0,22
0,45			3,39	-0,21	3,59	-0,70	3,72	-1,07	3,89	-0,59
			3,96	-0,51	4,12	-0,99	4,17	-1,07	4,41	-0,59
			4,43	-0,58	4,67	-1,06	4,71	-1,08	—	—
0,50	0,99	0,32	1,02	0,35	1,87	-0,30	1,92	-0,35	2,09	-0,30
			2,18	0,46	2,35	-0,19	2,41	-0,31	2,75	0,34
			2,79	0,40	2,97	-0,25	3,13	-0,79	3,37	-0,14
			3,40	-0,10	3,61	-0,78	3,73	-1,19	3,93	-0,53
			3,90	-0,45	4,18	-1,10	4,23	-1,14	4,45	-0,49
0,60	1,56	-0,73	4,50	-0,45	4,70	-1,10	4,76	-1,19	5,51	-0,54
			5,53	-0,53	—	—	—	—	—	—
			1,97	-0,74	2,24	0,72	2,25	0,72	3,05	-0,78
			3,17	-1,37	3,43	0,09	3,49	0,21	3,69	-1,20
			3,77	-1,53	—	—	—	—	—	—
0,80	2,63	-0,46	2,65	-0,49	2,87	0,44	2,91	0,50	3,20	-0,44
			3,28	-0,78	3,52	0,16	3,57	0,24	—	—
			2,67	-0,70	3,51	0,04	3,61	0,29	—	—
1,00	2,58	-0,36	3,35	-1,11	—	—	—	—		
1,50	3,11	-0,55	3,37	-1,32	—	—	—	—		
2,00	3,11	-0,73	—	—	—	—	—	—		
2,50	3,12	-0,97	3,40	-1,80	5,01	0,14	5,19	0,23	—	
3,00	3,18	-1,14	3,43	-1,84	5,14	0,46	5,59	0,98	—	

при $T = 0,3$, $\gamma = 0,5$, с указанием момента начала и конца пластических деформаций, а также величины остальных деформаций. Пунктиром показана новая ось времени t , относительно которой протекали

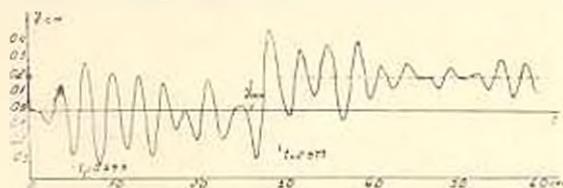


Рис. 2. График изменения перемещения во времени.

колебания после остаточной деформации. Имея значения точек переходов построены диаграммы „восстанавливающая сила—перемещение“. Такие диаграммы для акселерограммы №3 приведены на рис. 3. Пунктиром на диаграммах показаны возможные упругие колебания около нового начала координат, после остаточной деформации. Некоторые циклы, особенно при малых значениях T , почти совпадали друг с другом, поэтому в этих случаях на диаграммах указаны только точки переходов одного цикла. Для больших значений периода свободных колебаний T , даже при малых значениях γ имел максимум только один цикл упруго-пластических деформаций.

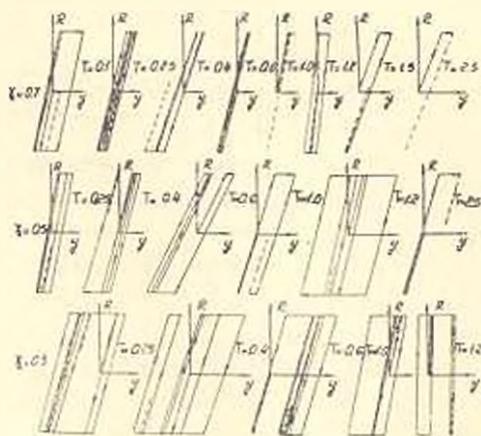


Рис. 3. Диаграммы „Восстанавливающая сила—перемещение“.

При больших значениях γ даже одного полного цикла упруго-пластических деформаций не получилось. Это обстоятельство, по-видимому, подтверждает высказанное нами ранее [12] утверждение, что воздействие землетрясения на гибкие сооружения подобно воздействию отдельного импульса (удара), так как известно, что при импульсивном нагружении, в силу затухания, после первой пластической деформации, восстанавливающая сила резко уменьшается и в системе пластические деформации обратного знака больше не появляются.

4. По записям перемещений определялись также значения полных максимальных перемещений (упругие + пластическое), приведенные в табл. 2. Спектры максимальных перемещений для акселерограмм № 1—4 приведены на рис. 4, где для сравнения пунктиром приведены спектры при упругих колебаниях. Из таблиц и спектров перемещений видно, что пластические деформации существенного влияния на максимальные перемещения системы не оказывают, особенно при

Таблица 2

Значения максимальных перемещений для акселерограмм № 1—4 (в сантиметрах)

Т в сек	Акселерограмма № 1				Акселерограмма № 2				Акселерограмма № 3				Акселерограмма № 4			
	$\gamma=0,7$	$\gamma=0,5$	$\gamma=0,3$	упругий расчет	$\gamma=0,7$	$\gamma=0,5$	$\gamma=0,3$	упругий расчет	$\gamma=0,7$	$\gamma=0,5$	$\gamma=0,3$	упругий расчет	$\gamma=0,7$	$\gamma=0,5$	$\gamma=0,3$	упругий расчет
0,10	0,08	0,15	0,13	-0,03	-0,05	0,08	-0,47	0,05	-0,09	-0,91	-0,75	0,07	0,11	0,18	-0,17	0,02
0,15	-0,14	0,13	-0,17	-0,09	-0,16	-0,19	-0,44	0,15	0,17	-0,20	1,90	-0,23	0,09	0,13	-0,19	-0,09
0,20	-0,23	-0,22	0,26	0,25	-0,27	-0,17	-0,33	0,24	0,63	-0,68	1,24	0,56	0,23	0,30	-0,24	-0,23
0,25	-0,38	-0,34	-0,11	-0,11	-0,44	-0,50	-0,54	0,35	1,16	1,11	1,25	-0,99	-0,30	-0,17	0,44	-0,33
0,30	-0,44	0,48	-0,35	-0,45	-0,86	0,63	-0,55	0,87	1,66	-3,13	1,27	1,60	-0,33	-0,27	0,22	0,32
0,35	0,55	0,43	0,47	0,63	-1,06	1,12	1,05	-1,32	2,37	1,99	2,89	-2,41	0,40	0,47	0,56	-0,46
0,40	-0,62	-0,29	0,64	0,54	-0,97	0,83	1,27	-1,11	3,91	-3,67	-2,94	2,56	-0,44	0,43	1,07	0,60
0,45	-0,41	-1,08	1,45	0,47	-1,37	-1,07	1,14	1,47	3,87	4,14	-2,86	3,97	0,48	0,44	0,42	0,55
0,50	-0,52	-1,19	1,37	0,63	-1,62	1,09	1,21	-1,74	4,18	3,41	-3,83	-4,27	0,52	0,55	0,40	-0,62
0,55	-1,05	-1,26	1,27	1,04	-1,60	1,24	1,23	-1,57	3,45	3,81	3,99	3,01	0,69	0,76	-0,42	-0,78
0,60	-1,49	-1,53	-0,97	1,46	1,65	1,61	-1,49	-1,60	5,31	5,04	6,60	-5,53	0,61	0,53	0,57	0,72
0,70	0,82	-0,79	-1,13	0,97	1,49	-1,88	-3,23	-1,45	4,98	-6,33	4,54	0,05	-0,71	0,64	0,55	0,80
0,80	-0,80	-0,78	-1,13	-0,80	2,19	1,76	-1,66	-2,06	4,02	3,40	4,83	-4,57	-0,95	0,71	0,77	-1,05
1,0	-0,68	-0,70	-0,63	0,65	2,66	-2,83	-2,52	2,81	3,44	3,91	-4,10	-3,87	-0,93	-1,16	-1,65	-0,990
1,2	-0,63	-0,64	-0,59	0,62	-2,16	-2,21	-1,53	2,34	3,61	4,99	13,28	2,96	-1,41	-1,56	-1,88	1,35
1,5	-1,04	-1,11	0,38	1,08	-2,09	-2,09	-1,46	2,51	8,55	7,67	7,12	-8,04	-1,70	-1,79	-2,42	1,71
2,0	-1,26	-1,32	0,79	1,31	-1,96	1,60	1,49	2,43	14,37	14,00	13,91	14,30	-1,90	-2,02	-3,40	1,82
2,5	-1,73	-1,80	-1,94	1,90	—	1,59	1,67	2,38	18,04	19,84	11,31	17,26	-2,01	-3,18	—	1,90
3,0	-1,80	-1,84	-1,92	2,28	-1,81	-1,85	1,33	2,05	18,59	15,68	-12,66	-18,48	-2,78	-3,19	—	2,74

значениях $0,1 < T < 1,2$ сек. Более значительное влияние пластические деформации оказывают при малых значениях γ , т. е. при сравнительно низких значениях предела упругости и для гибких систем. Максимальные значения перемещений с учетом пластических дефор-

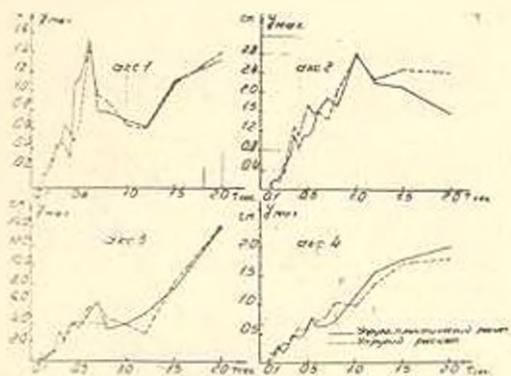


Рис. 4. Спектры максимальных перемещений.

маций, в некоторых случаях по абсолютной величине меньше своих значений, по сравнению с чисто упругими колебаниями.

Спектры максимальных ускорений с учетом пластических деформаций, по принятой нами методике расчета качественно не будет отличаться от аналогичных спектров при упругих колебаниях [12]. Разница будет только в том, что все координаты спектра уменьшатся в γ раз.

5. При расчете сооружений с учетом пластических деформаций основным критерием несущей способности конструкции является величина остаточной деформации. В отличие от статического действия сил, при котором пластические деформации могут образоваться только в одном направлении, при динамических воздействиях пластические деформации могут образоваться в двух противоположных направлениях. При этом, в принципе, может случиться, что при нагрузке образовавшаяся пластическая деформация после разгрузки может полностью исчезнуть и в системе остаточных деформаций не будет. Но система может оказаться не способной выдерживать первоначальные пластические деформации и выйти из строя до наступления разгрузки. Поэтому в динамических расчетах наряду с остаточной деформацией, по-видимому, необходимо определить также значения наибольших пластических деформаций, т. е. значения $u_1^{прел.} - u_1(t_1)$ и $u_2^{прел.} - u_2(t_2)$.

Значение остаточной деформации определяем как расстояние между первоначальной упругой линией (0—1) и пунктирной линией на диаграммах (рис. 3) или как абсолютную разницу значений перемещений первой и последней точек в табл. 1. В табл. 3 приведены значения остаточных деформаций и наибольших пластических деформаций соответственно для акселерограмм № 1—№ 4. В гибких системах, для которых имеют место пластические деформации только в

Таблица 3

Значения наибольших пластических и остаточных деформаций для акселерограмм № 1—4 (в сантиметрах)

Т, сек	Акселерограмма № 1				Акселерограмма № 2				Акселерограмма № 3				Акселерограмма № 4			
	$\gamma=0,7$		$\gamma=0,5$		$\gamma=0,7$		$\gamma=0,5$		$\gamma=0,5$		$\gamma=0,3$		$\gamma=0,7$		$\gamma=0,3$	
	наибольшая пластическ. деформация	остаточная деформация														
0,1	0,06	0,02	0,15	0,02	0,01	0,01	0,05	0	0,48	0,78	1,36	0,62	0,08	0,00	0,20	0,0
0,15	0,10	0,07	0,11	0,03	0,03	0,05	0,04	0,11	0,38	0,07	1,56	0,34	0,03	0,03	0,16	0,10
0,20	0,04	0,04	0,08	0,05	0,09	0,09	0,05	0,02	0,40	0,24	1,04	0,00	0,06	0,05	0,16	0,06
0,25	0,05	0,08	0,20	0,09	0,19	0,10	0,23	0,19	0,60	0,14	0,78	0,14	0,06	0,00	0,41	0,05
0,30	0,12	0,11	0,25	0,21	0,16	0,11	0,25	0,01	0,79	1,28	1,40	0,46	0,06	0,10	0,17	0,06
0,35	0,12	0,02	0,20	0,03	0,23	0,04	0,39	0,40	1,15	0,27	2,30	0,03	0,06	0,06	0,28	0,42
0,40	0,19	0,19	—	—	0,20	0,17	0,22	0,03	2,36	1,15	3,61	1,54	0,12	0,15	0,50	0,95
0,45	0,10	0,07	0,51	0,84	0,34	0,32	0,44	0,18	2,21	1,03	2,66	1,18	0,10	0,08	0,26	0,03
0,50	0,10	0,04	0,54	0,20	0,37	0,03	0,19	0,19	1,64	0,85	3,66	0,57	0,11	0,06	0,32	0,10
0,55	0,36	0,09	0,47	0,88	0,44	0,32	0,70	0,07	3,37	0,93	2,58	0,75	0,18	0,14	0,22	0,08
0,60	0,27	0,46	0,59	0,80	0,71	0,45	0,57	0,64	2,76	1,53	2,07	0,29	0,11	0,02	0,43	0,08
0,70	0,16	0,05	0,38	0,19	0,50	0,30	0,75	0,94	3,50	3,27	1,82	1,68	0,13	0,13	0,50	0,19
0,80	0,17	0,08	0,34	0,22	0,79	0,73	1,17	0,70	0,91	0,28	2,62	1,90	0,21	0,21	0,46	0,27
1,0	0,21	0,16	0,33	0,07	0,63	0,63	1,34	1,34	1,92	1,07	2,86	0,02	0,23	0,11	1,36	0,62
1,2	0,17	0,13	0,31	0,13	0,51	0,47	1,11	0,74	6,72	0,52	17,76	9,77	0,16	0,46	1,46	1,46
1,5	0,27	0,27	0,56	0,56	0,27	0,31	0,76	0,46	4,94	1,55	8,43	1,35	0,48	0,48	1,53	1,88
2,0	0,26	0,26	0,53	0,59	0,25	0,25	0,47	0,10	7,75	5,82	13,65	9,62	0,61	0,61	2,85	2,85
2,5	0,39	0,39	0,83	0,73	—	—	0,76	0,33	10,98	11,18	10,75	4,77	0,63	0,63	—	—
3,0	0,13	0,17	0,60	0,16	0,39	0,31	0,81	0,23	8,45	6,43	8,34	1,30	0,85	0,85	—	—

одном направлении, значения остаточных деформаций и наибольших пластических деформаций совпадают, а для жестких систем с несколькими циклами упруго-пластических деформаций, значения наибольших пластических деформаций в большинстве случаев больше, чем значения остаточных деформаций. На рис. 5 приведены спектры наибольших пластических и остаточных деформаций, т. е. их зависимости от периода свободных колебаний. Как видно из табл. 3 и спек-

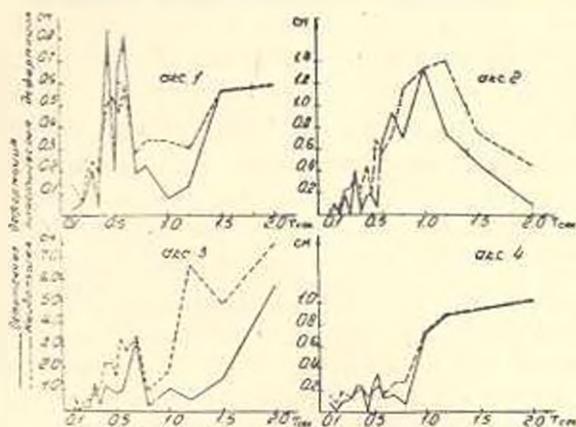


Рис. 5. Спектры наибольших пластических и остаточных деформаций.

тров значения остаточных деформаций, с увеличением периода свободных колебаний T растут. Остаточные и пластические деформации для жестких систем $0,1 < T < 0,6$ сек очень незначительны и составляют доли сантиметра. Это обстоятельство свидетельствует о том, что пластические свойства конструкции могут играть существенную роль особенно в жестких системах, так как в таких системах несмотря на очень раннее наступление предела упругости, остаточные деформации после землетрясения будут такими, которые в сооружении можно допускать без повреждений. Для малых значений T остаточные деформации мало зависят от акселерограмм. Наблюдается закономерность, согласно которой чем сильнее землетрясение, тем больше значения остаточных деформаций. С уменьшением значения γ остаточные и пластические деформации для $T > 0,5$ сек увеличиваются, а для $T < 0,5$ сек это не всегда имеет место. По характеру спектры остаточных деформаций при $\gamma = 0,7$ и $\gamma = 0,5$ мало отличаются друг от друга; заметные различия в спектрах получаются при $\gamma = 0,3$. Спектры остаточных деформаций по характеру очень сходны со спектрами максимальных перемещений [14]. Пиковые значения на спектрах получаются при значениях $0,5 < T < 1,0$ сек, тогда как на спектрах ускорений получались при $0,25 < T < 0,40$ сек. Для тех значений T , при которых на спектрах ускорений при упругих колебаниях получились пики, значения остаточных деформаций получились наименьшими. Это явление свидетельствует о большой роли пластических деформаций, так как за их счет пики на спектрах ускорений значительно сглаживаются без больших остаточных

деформаций в системе. Указанное явление, по-видимому, свидетельствует о том, что при определении ускорений в области упругих колебаний для этих значений периодов в системе имело место явление резонанса. В самом деле, при резонансе поведение системы в зоне нагрузки и первой пластической деформации, мало будет отличаться от поведения в зоне разгрузки и второй пластической деформации в обратном направлении. Поэтому, несмотря на большие пластические деформации при нагрузке и разгрузке в системе после одного цикла будут малые остаточные деформации. Большие остаточные и пластические деформации получаются в зоне изменения T от 0,7 до 1,2 сек. Для таких периодов, как показали исследования [13], ординаты спектров ускорений существенно снижаются, если учесть нелинейную зависимость между восстанавливающей силой и перемещением в упругой стадии.

В настоящей статье получен ответ на вопрос какие получаются остаточные и пластические деформации в системе если снижать значения максимальных ускорений. Другим, не менее важным обстоятельством является вопрос допустимы ли такие остаточные деформации или сооружение выйдет ли из строя при малейшей пластической деформации? Для жестких сооружений значения остаточных деформаций получились настолько незначительными, что, по-видимому, без большего риска на поставленный вопрос можно ответить положительно. Однако, всестороннее изучение этого вопроса нуждается также в экспериментальной проверке.

ЛИСМ

Поступило 28.IV 1964

Է. Ե. ԽԱՉՅԱՆ

ՎԱՌՈՒՑՎԱԾՔՆԵՐԻ ՍԵՅՄՄԱԿԱՅՈՒՆՈՒԹՅԱՆ ՀԱՇՎԱՐԿ
Ս.Ռ.ՊԵՂԱ-ՊԼԱՍՏԻԿ ԳԵՆՈՐՄԱՅԻՒՆԵՐԻ ՀԱՇՎԱՌՈՒՄՈՎ

Ա մ փ ո փ ո ս մ

Հոդվածում բերված է ուժեղ երկրաշարժների արևելյանողրամների հիման վրա կառուցվածքների սեյսմակայունության հաշվարկը՝ առաձգա-պլաստիկ դեֆորմացիաների հաշվառումով: Վերականգնող ուժի և տեղափոխությունների կապը դիցված է նի. 1-ը ուղղ տված Պրանգոլի դիագրամայի սրինաչափությունը: Տարբեր կոտայնրում շարժման (5), (8), (10) & (12) դիֆերենցիալ համարումները ինտեգրված են էլևտրոնային հաշի: մեքենայի պնուլվամը: Մասցված արդյունքները համեմատություն մեջ են գրված միայն առաձգական հաշվարկման ավալների հետ: Շուղ է տրված, որ պլաստիկ դեֆորմացիաները չնչին ազդեցություն են տնենում սխտեմի մոքսիմալ տեղափոխությունները վրա, իսկ մաքսիմալ արագացումները զգայիտրեն փոքրանում են: Ազրուսակ 5 բերված են սխտեմում առաջացած ամենամեծ պլաստիկ և մնացորդային դեֆորմացիաների արժեքները, սխտեմի ազատ ճոճման պարբերության և պլաստիկության դրժակլի տարբեր արժեքների

գնորոմ Խոսքիւմ արդունքները ցույց են տալիս, որ կոշտ կառուցվածքների համար պլաստիկ և մնացորդալին դեֆորմացիաների արժեքները համեմատաբար փոքր են, որոնք կառուցվածքը կարող են թուլատրել անոնց հակաճարտարարների: Առիտանների արդունքները ցույց են տալիս, որ պլաստիկ դեֆորմացիաների հաշիվառումով հաշիվարկումները կարող են բացահայտել կառուցվածքի կրողունակութան զգալի պաշարները:

Л И Т Е Р А Т У Р А

1. Гольденблат И. И., Быховский В. А. Некоторые вопросы расчета и конструирования сборных железобетонных конструкций для сейсмических районов. В сборнике «Вопросы расчета конструкций жилых и общественных зданий со сборными элементами». Госстройиздат, 1958.
2. Гольденблат И. И. Перспективы развития теории сейсмостойкости. В сборнике «Снижение стоимости и улучшение качества сейсмостойкого строительства». Госстройиздат, 1961.
3. Гольденблат И. И., Николаенко И. А. Расчет конструкции из действия сейсмических и импульсивных сил. Госстройиздат, 1961.
4. Дарвиния С. С. К вопросу колебания системы с одной степенью свободы с учетом упруго-пластических деформаций. «Известия АН Армянской ССР» (серия ТН), т. XII, № 1, 1959.
5. Захарев К. С. Задачи в области сейсмостойкого строительства промышленных зданий и сооружений. В сборнике «Снижение стоимости и улучшение качества сейсмостойкого строительства». Госстройиздат, 1961.
6. Карапетян Б. К., Назиров А. Г. Экспериментальные методы исследования в области инженерной сейсмологии и сейсмостойкости сооружений. В сборнике «Снижение стоимости и улучшение качества сейсмостойкого строительства». Госстройиздат, 1961.
7. Карцивадзе Г. Н., Медведев С. В., Налетяридзе Ш. Г. Сейсмостойкое строительство за рубежом. Госстройиздат, 1962.
8. Карцивадзе Г. Н. Вопросы динамического расчета сооружений за пределами упругости применительно к задаче сейсмостойкости. Тр. объединенной научной сессии институтов строительных материалов и сооружений Закавказских республик. Ереван, 1961.
9. Рабинович И. М. К динамическому расчету сооружений за пределом упругости. В сборнике «Исследование по динамике сооружений». Госстройиздат, 1947.
10. Танабаси Р. Исследование нелинейных колебаний сооружений, подверженных воздействию разрушительных землетрясений. В сборнике «Международная конференция по сейсмостойкому строительству». Госстройиздат, 1961.
11. Хаузнер Дж. Расчет сооружений на сейсмическое воздействие по предельному состоянию. Там же.
12. Хачин Э. Е. Расчет сооружений на сейсмостойкость по акселерограммам сильных землетрясений (Сообщение 1). «Известия АН Армянской ССР» (серия ТН), т. XV, № 3, 1962.
13. Хачин Э. Е. К изучению нелинейных колебаний сооружений при сильных землетрясениях. ДАН Армянской ССР, т. XXXVI, № 1, 1963.
14. Хачин Э. Е. Расчет сооружений на сейсмостойкость по акселерограммам сильных землетрясений (Сообщение 3). «Известия АН Армянской ССР» (серия ТН), т. XVII, № 1, 1964.
15. Чачва Т. И. Энергетический метод исследования упруго-пластических колебаний. Сообщения АН Грузинской ССР, т. XXX, № 6, 1963.

СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ СООРУЖЕНИИ

Т. А. КОМАНДРИНА

О РАСЧЕТЕ ЗДАНИЙ НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ
 С УЧЕТОМ ПРОСТРАНСТВЕННОЙ РАБОТЫ*

Как известно, сейсмические нагрузки, действующие на здание при землетрясениях, определяются по плоской расчетной схеме. При этом используется допущение об абсолютной жесткости перекрытий, как диафрагм.

Однако, как показали результаты испытаний перекрытий и расчеты, выполненные для реальных зданий [1], [2], принятие положения об абсолютной горизонтальной жесткости перекрытий, как диафрагм, не всегда является достаточно обоснованным. В статье предлагается новый метод расчета зданий каркасно-связевого типа на сейсмические воздействия, в котором пространственная работа учтена не только при распределении сейсмической нагрузки между вертикальными элементами здания (рамы и диафрагмы жесткости), но и при ее формировании.

На рис. 1 показана принятая расчетная схема здания. Основание сооружения можно считать несдвигающимся, но при этом в уровнях перекрытий должны быть приложены инерционные силы

$$J_k = -m_k y_0(t),$$

где m_k — массы k -го яруса сооружения, принятые сосредоточенными в уровне k -го перекрытия и приходящиеся на единицу его длины; $y_0(t)$ — ускорение почвы.

Для расчета этой пространственной системы воспользуемся методом расчленения В. К. Егупова [3]—[7].

1. Рассмотрим вспомогательную задачу на определение частот и форм свободных колебаний здания с учетом пространственной работы. Сложную пространственную конструкцию расчленим на ряд плоских систем, находящихся на упругих опорах (рис. 2). Перекрытия нахо-

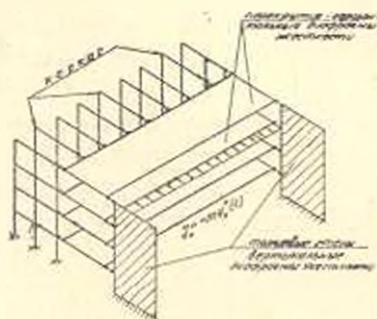


Рис. 1.

* Работа выполнена под руководством В. К. Егупова и доложена на научных конференциях ОНЦИ в 1961 г.



дятся на поддерживающем упругом основании и поддерживающих упругих опорах, учитывающих соответственно влияние рам и вертикальных диафрагмы жесткости. Рамы и диафрагмы жесткости находятся на толкающих упругих опорах, учитывающих влияние перекрытий.

Как показано в [3], условия совместности деформаций таких расчлененных и равночастотных систем будут удовлетворяться при условии равенства коэффициентов жесткости поддерживающих и толкающих опор и подобия форм главных свободных колебаний между всеми вертикальными элементами и всеми горизонтальными элементами здания*.

Коэффициенты жесткости \bar{k}_M расчлененных перекрытий определяются по следующим формулам:

$$\bar{k}_M = \gamma_k + \rho_k \bar{k}_k; \quad (1.1)$$

$$\gamma_k = \frac{\lambda^2}{l^2} E (\rho_k I_k - I_1); \quad (1.2)$$

$$\rho_k = \frac{\pi_2}{\pi_1}, \quad (1.3)$$

где l — половина длины здания; E — модуль упругости материала; J_1 и J_k — моменты инерции поперечного сечения перекрытий над 1-м и k -м этажами; λ — безразмерный параметр, определяемый из следующего частотного уравнения.

$$\lambda^2 \frac{A(\lambda)}{C(\lambda)} = \alpha_k \frac{l^3}{EI_k}, \quad (1.4)$$

где $\alpha_k = \alpha_1 \cdot \frac{J_k}{J_1}$ — коэффициент жесткости поддерживающих упругих опор, учитывающий влияние вертикальных диафрагм жесткости.

Формулы (1.1) и (1.2) получены из условия сохранения равночастотности всех расчлененных перекрытий. Коэффициенты жесткости C_k толкающих опор рам должны быть равны коэффициентам жесткости поддерживающих опор перекрытий.

Следовательно,

$$C_k = \alpha_k \bar{k}_k + \rho_k C_k, \quad (1.5)$$

где a — шаг рам.

Коэффициент жесткости C_1 , например для двухэтажного здания, определяется из уравнения (1.6), которое по сному физическому

* Строго говоря, эти условия подобия точно не удовлетворяются, а именно: соблюдено подобие форм для неодинаковых перекрытий и отсутствует для диафрагм жесткости и рам, которое, правда, проявляется лишь для малоэтажных зданий.

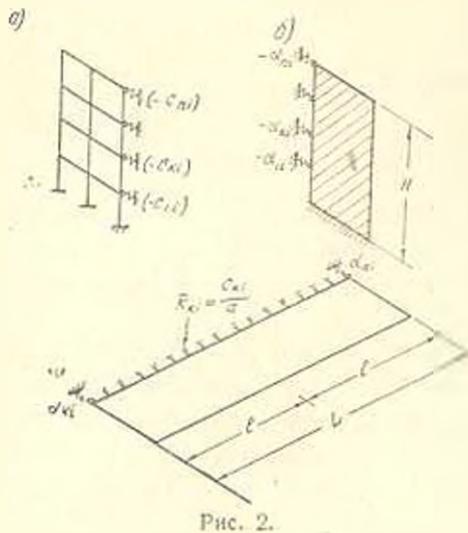


Рис. 2.

смыслу совпадает с частотным уравнением колебаний невесомой рамы с сосредоточенными массами

$$\begin{vmatrix} \delta_{11} C_1 - 1 & \delta_{12} (\alpha \gamma_k + \rho_k C_1) \\ \delta_{21} C_1 & \delta_{22} (\alpha \gamma_k + \rho_k C_1) - 1 \end{vmatrix} = 0, \quad (1.6)$$

где $\delta_{11}, \delta_{12} = \delta_{21}, \delta_{22}$ — перемещения поперечной рамы от единичных сил, определяемые по известным формулам [1]. Коэффициенты жесткости α_k толкающих опор вертикальных диафрагм определяется из следующего уравнения.

$$\begin{vmatrix} \delta_{11} \alpha_1 - 1 & \delta_{12} \frac{J_2}{J_1} \alpha_1 \\ \delta_{21} \alpha_1 & \delta_{22} \frac{J_2}{J_1} \alpha_1 - 1 \end{vmatrix} = 0. \quad (1.7)$$

Определив из уравнений (1.6) и (1.7) C_{1l} и α_{1l} , а из уравнения (1.4) λ_j , частоту свободных колебаний здания вычислим по формуле,

$$\omega_{lj}^2 = \frac{1}{m_1} \left(\frac{\lambda_j^4}{l^4} EJ_1 + k_{1l} \right), \quad (1.8)$$

где индексы l и j обозначают номера форм свободных колебаний рам и перекрытий здания.

Формы свободных колебаний рам $X_l(x_k)$ и перекрытий $v_l(y)$ определяются, как известно, по следующим формулам:

$$\begin{aligned} X_l(x_1) &= \frac{\delta_{1n}}{1 - C_{1l}(\delta_{11} - \delta_{1n})}; \\ X_l(x_2) &= \frac{\delta_{2n} + C_{1l}(\delta_{1n} - \delta_{2n}) X_l(x_1)}{1 - C_{2l}(\delta_{22} - \delta_{2n})}; \end{aligned} \quad (1.9)$$

$$\dots$$

$$X_l(x_k) = \frac{\delta_{kn} + \sum_{r=1}^{k-1} C_{rl}(\delta_{rn} - \delta_{kn}) X_l(x_r)}{1 - C_{kl}(\delta_{kk} - \delta_{kn})}$$

$$v_{lj}(y) = v_{lj}(0) [N_1(uy) + N_2(uy)];$$

.....

$$v_{ij}(y) = v_{ij}(y) \cdot \frac{X_l(x_k)}{X_l(x_1)};$$

$$N_1(ux) = S(ux) - \frac{\bar{a}_{1l}}{b_j^2} V(ux); \quad (1.10)$$

$$N_2(ux) = \left[\frac{\bar{a}_{1l}}{\lambda_j} U(ul) - V(ul) \right] \frac{T(ux)}{S(ul)},$$

где

$$u = \frac{\lambda_j}{l}; \quad \bar{a}_{1l} = \alpha_{1l} \frac{l^3}{EJ_1}.$$

2. Перейдем теперь к выводу формулы для определения сейсмических сил, действующих на здание. Инерционные силы $J_1 = -m_1 y_0(t)$,
 $\dots \dots \dots J_k = -m_k y_0(t)$ разобьем на вспомогательные нагрузки, допускающие расчленение здания на ряд плоских систем, находящихся на упругих опорах:

$$\begin{aligned} -m_1 y_0(t) &= r_1 m_1 \omega_{1j}^2 X_1(x_1) + r_2 m_1 \omega_{2j}^2 X_2(x_2) + \dots + r_n m_1 \omega_{nj}^2 X_n(x_n) \\ &\dots \dots \dots \\ -m_k y_0(t) &= r_1 m_k \omega_{1j}^2 X_1(x_k) + r_2 m_k \omega_{2j}^2 X_2(x_k) + \dots + r_n m_k \omega_{nj}^2 X_n(x_k), \\ &\dots \dots \dots \\ -m_n y_0(t) &= r_1 m_n \omega_{1j}^2 X_1(x_n) + r_2 m_n \omega_{2j}^2 X_2(x_n) + \dots + r_n m_n \omega_{nj}^2 X_n(x_n). \end{aligned} \quad (2.1)$$

В силу ортогональности форм свободных колебаний $X_i(x_k)$ поперечных рам, коэффициенты r_1, r_2, \dots, r_n могут быть определены по известной формуле

$$r_i = - \frac{y_0(t) \sum_{k=1}^n m_k X_i(x_k)}{\omega_{ij}^2 \sum_{k=1}^n m_k X_i(x_k)} \quad (i = 1, 2, 3, \dots). \quad (2.2)$$

Рассмотрим вынужденные колебания здания, нагруженного вспомогательными нагрузками $r_1 m_1 \omega_{1j}^2 X_1(x_1)$, $r_2 m_2 \omega_{2j}^2 X_2(x_2)$,
 $\dots \dots \dots r_n m_n \omega_{nj}^2 X_n(x_n)$. В этом случае расчленение здания на плоские элементы оказывается возможным потому, что вспомогательные нагрузки меняются от этажа к этажу в пропорции $m_1 X_1(x_1)$: $m_2 X_2(x_2)$: $m_3 X_3(x_3)$, благодаря чему перемещения расчлененных перекрытий будут меняться в точном соответствии с перемещениями рам при свободных колебаниях.

Дифференциальное уравнение вынужденных колебаний k -го расчлененного перекрытия записывается в виде

$$\begin{aligned} EJ_k \frac{\partial^4 v(y, t)}{\partial y^4} + EJ_k \varepsilon \frac{\partial^2 v(y, t)}{\partial y^2 \partial t} + \bar{k}_k v(y, t) = \\ = r_i m_k \omega_{ij}^2 X_i(x_k) - m_k \frac{\partial^2 v(y, t)}{\partial t^2}; \end{aligned} \quad (2.3)$$

$$EJ_k \frac{\partial^2 v(0, t)}{\partial y^2} = \alpha_k v(0, t);$$

$$EJ_k \frac{\partial^2 v(L, t)}{\partial y^2} = -\alpha_k v(L, t).$$

Решение системы уравнений (2.3) будем разыскивать в виде

$$v(y, t) = \sum_{j=1}^n f_j(t) v_j(y). \quad (2.4)$$

где $v_l(y)$ — функции амплитудных прогибов свободных колебаний рассматриваемой краевой задачи, удовлетворяющие следующей системе уравнений

$$\begin{aligned} EJ_k v_j^{IV}(y) + (\bar{k}_{kl} - m_k \omega_{lj}^2) v_l(y) &= 0; \\ EJ_k v_j^{III}(0) &= \alpha_l v_j(0); \\ EJ_k v_j^{III}(L) &= -\alpha_l v_j(L). \end{aligned} \quad (2.5)$$

Здесь $f_l(t)$ — функция, подлежащая определению.

Нагрузки $r_l m_k \omega_{lj}^2 X_l(x_k)$ представляем разложенными в ряд по тем же функциям

$$r_l m_k \omega_{lj}^2 X_l(x_k) = \sum_{j=1}^n q_l(t) v_l(y), \quad (2.6)$$

где

$$q_l(t) = -y_0^{II}(t) m_k \frac{X_l(x_k) \sum_{k=1}^n m_k X_k(x_k) \int_0^L v_l(y) dy}{\sum_{k=1}^n m_k X_k^2(x_k) \int_0^L v_l^2(y) dy}. \quad (2.7)$$

Подставляя в уравнения (2.3) ряды (2.4) и (2.6) и используя (2.5), для искомой функции $f_j(t)$ получим следующее уравнение:

$$\begin{aligned} m_k \ddot{f}_j(t) + (m_k \omega_{lj}^2 - k_{kl}) f_j(t) + m_k \omega_{lj}^2 f_l(t) = \\ = -y_0 m_l \frac{X_l(x_k) \sum_{k=1}^n m_k X_k(x_k) \int_0^L v_l(y) dy}{\sum_{k=1}^n m_k X_k^2(x_k) \int_0^L v_l^2(y) dy}. \end{aligned} \quad (2.8)$$

Уравнение (2.8) аналогично дифференциальному уравнению колебаний системы с одной степенью свободы при движении основания по закону $y_0(t)$. Решение уравнения (2.8) можно записать следующим образом [1]:

$$\begin{aligned} f_l(t) = a_0 (\varphi_0^+ + \varepsilon^-) \frac{e^{-\gamma t} \sin(\varpi_0 t + \delta_0) - C e^{-\frac{\gamma}{\omega_0} \omega_{lj} t} \sin(\omega_{lj} t + \delta_2)}{B \omega_{lj}^2} \cdot \\ \cdot \frac{X_l(x_k) \sum_{k=1}^n m_k X_k(x_k) \int_0^L v_l(y) dy}{\sum_{k=1}^n m_k X_k^2(x_k) \int_0^L v_l^2(y) dy}. \end{aligned} \quad (2.9)$$

Интенсивности сейсмической нагрузки k -го перекрытия, соответствующей ij -ой форме главных колебаний определяются по формуле

$$s_k(y) = m_k \omega_{ij}^2 v_j(y) f_j(t). \quad (2.10)$$

Подставляя в (2.10) выражение для $f_j(t)$ из (2.9), получим:

$$s_k = k_c \beta_{ij} \tau_{ki} \tau_j(y) q_k, \quad (2.11)$$

где $k_c = \frac{a_s (\tau_0^2 + \epsilon_0)}{g}$ — сейсмический коэффициент, определяемый по действующим нормам в зависимости от бальности землетрясения:

$$\beta_{ij} = \frac{e^{-\alpha t} \sin(\omega_0 t + \bar{\varphi}_0) - C e^{-\frac{\alpha}{\omega_{ij}} t} \sin(\omega_{ij} t + \bar{\varphi}_1)}{B}$$

— коэффициент динамичности, зависящий от периода свободных колебаний сооружения и определяемый, согласно действующим нормам, по экспериментальному графику для одномаятниковой системы;

$$\tau_{ki} = \frac{X_j(x_k) \sum_{k=1}^n q_k X_i(x_k)}{\sum_{k=1}^n q_k X_i^2(x_k)}$$

— коэффициент, зависящий от формы свободных колебаний $X_i(x_k)$ поперечных рам;

$$\tau_j(y) = \frac{v_j(y) \int_0^L v_i(y) dy}{\int_0^L v_j^2(y) dy}$$

— коэффициент, зависящий от формы свободных колебаний $v_i(y)$ перекрытий;

$q_k = m_k g$ — погонный вес k -го яруса сооружения.

Сейсмическая сила, действующая на здание в уровне k -го этажа определяется по формуле

$$S_k = \int_0^L s_k(y) dy = k_c \beta_{ij} \tau_{ki} q_k \int_0^L \tau_j(y) dy. \quad (2.12)$$

Итак, при учете пространственной работы здания формула для определения сейсмической нагрузки дополнена сомножителем

$\int_0^L \tau_j(y) dy$, который меняется от 0,81 (вертикальные диафрагмы аб-

солютно жесткие в своей плоскости) до 1,0 (перекрытия абсолютно жесткие в своей плоскости). Следует иметь ввиду также, что при учете пространственной работы здания увеличивается период свобод-

ных колебаний $T_{ij} = \frac{2\pi}{\omega_{ij}}$ а, следовательно, уменьшается динамический

коэффициент $\beta_i = \frac{0,9}{T_{ij}}$, входящий в формулу (2.12).

Перемещение здания на уровне k -го этажа определяется по формуле

$$w_k(y) = w_1 \frac{X_k(x_1)}{X_1(x_1)} \quad (2.13)$$

где

$$w_1(y) = \frac{k_1 R}{m_1 \omega_1^2} \beta_{ij} \tau_{ij} \tau_j(y).$$

Сейсмическая нагрузка, приходящаяся на одну вертикальную диафрагму S_{kz} и одну поперечную раму $s_{kp}(y)$, вычисляется по формулам

$$S_{kz} = a_1 w_k(0); \quad s_{kp} = C_{k1} w_k(y). \quad (2.14)$$

Очевидно нагрузка приходящаяся на все рамы будет равна:

$$S_{kp} = S_k - 2S_{kz}. \quad (2.15)$$

На рис. 3 приведены графики зависимости сейсмической силы

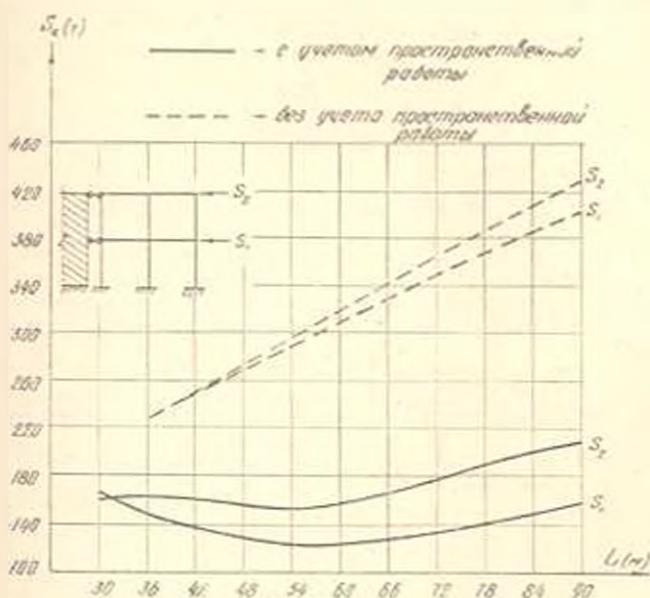


Рис. 3.

S_k от длины двухэтажного здания. Как видно из этих графиков при учете пространственной работы сейсмические нагрузки получаются в 2–3 раза меньшими, чем при определении их по плоской расчетной схеме.

Отметим, что изложенный в статье метод можно распространить и на здания с жесткой конструктивной схемой. Выведенная выше формула (2.12) для определения сейсмической нагрузки зданий рамно-массивного типа сохраняется в силе и в этом случае.

Пространственная работа зданий проявляется почти всегда, даже если оказывается приемлемой предпосылка о недеформируемости перекрытий. Дело в том, что центр жесткости и центр масс здания практически никогда не совпадают, и здание, помимо поступательного движения, совершает также вращательные движения (рис. 4).

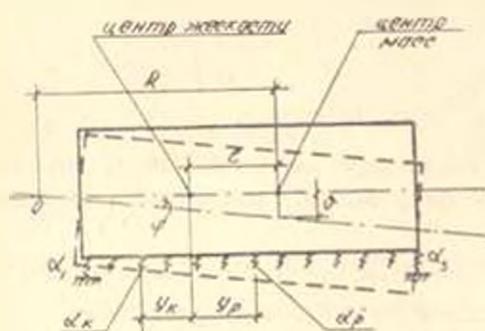


Рис. 4.

Сейсмическая сила, приложенная к k -му перекрытию в центре его масс, и сейсмический момент определяются в этом случае соответственно по формулам:

$$S_{k1j} = k_r \beta_{1j} \tau_{k1} \tau_{1j} Q_k; \quad (2.16)$$

$$M_{k1j} = k_r \beta_{1j} \tau_{k1} \tau_{1j} \theta_k,$$

где

$$\tau_{1j} = \frac{R^2}{R^2 + \frac{\theta_k}{M_k}};$$

$$\tau_j = \frac{R}{R^2 + \frac{\theta_k}{M_k}};$$

θ_k — момент инерции масс относительно центра тяжести k -го перекрытия;

θ_k, φ_k — поступательные перемещения центра масс и угол поворота k -го перекрытия при свободных колебаниях;

$R = \frac{r_{12}}{m\omega^2 - r_{11}}$ — радиус вращения перекрытия вокруг центра главных колебаний.

Коэффициенты жесткости $r_{11}, r_{12} = r_{21}$ и r_{22} определяются по следующим формулам

$$r_{11} = \sum_{j=1}^n z_j;$$

$$r_{12} = r_{21} = - \left[\sum_{k=1}^{p_1} z_k (y_k + e) - \sum_{p=p_1}^l z_p (y_p - e) \right];$$

$$r_{22} = \sum_{k=1}^{p_1} z_k (y_k + e)^2 - \sum_{p=p_1}^l z_p (y_p - e)^2. \quad (2.17)$$

Динамический коэффициент β вычисляется по частоте, определяемой из частотного уравнения:

$$(r_{11} - M\omega^2)(r_{22} - \theta\omega^2) - r_{12}^2 = 0.$$

S. M. ԿՈՍՏՅՈՒՆՅԱՆ

ՇՆՆՔԻ ՏԱՐԱԾԱԿԱՆ ԱՇԽԱՏԱՆԵՐԻ ՀԱՆՉՎԱՌՈՒՄԸ
ՍԵՅՍՄԵՐԿ ԱԶԻԵՑՈՒԹՅԱՆ ՀԱՆՉՎԱՐԿԻ ՄԱՍԻՆ

Ա մ փ ո փ ու ռ ը

Հողի ամուտ տուգարիված է կարիքաա-կապույին տիպի շենքի սեյսմիկ ազդեցության հաշվարկի նոր մեթոդ, որակի շենքի տարածական աշխատանքը հաշվի է առնված ոչ միայն նրա ուղղաձիգ էլեմենտների (շրջանակներ և կոշտաթվան դիաֆրագմաներ) միջև սեյսմիկ բևեռվածքի բաշխման, այլև վերջինիս կապմամբուման մասնակի:

Հիմնատակի առաջընթաց տեղափոխումների հաշվին առաջացող իներցիոն բևեռվածքը արոճվում է ուսանդակ բևեռվածքների, որոնք թույլ են տալիս շենքը բաժանելու առանցիկան հենարաններ ունեցող պահոց և շարժող հարթ սխառնների:

Իսկոն են բերված շենքի տեղափոխումների և սեյսմիկ ուժերի որոշման բանաձևերը: Յուրաքանչյուր համար լսված է շենքի հաճախության և ազատ առանձնակների ձևերի որոշման խնդիրը նրա տարածական աշխատանքի հաշվամամբ:

Л И Т Е Р А Т У Р А

1. Корчицкий Н. Л., Поляков С. В. и др. Основы проектирования зданий в сейсмических районах, Госстройиздат, 1961.
2. Айзенберг Я. М. Распределение сейсмической нагрузки между стенами бескаркасных зданий. Журн. «Строительная механика и расчет сооружений», № 3, 1960.
3. Езулов В. К. Вибрация и устойчивость балочных перекрытий, Известия АН СССР, ОТН, № 10, 1954.
4. Езулов В. К. Пространственная устойчивость сложных стержневых конструкций типа перекрытий и рамных каркасов, Известия АН СССР, ОТН, № 7, 1926.
5. Езулов В. К. Расчет демпфирования местной вибрации днища машинного отделения судна, журн. «Судостроение», № 3, 1957.
6. Езулов В. К. К вопросу устойчивости, вибрации и прочности некоторых пространственных конструкций, Труды Дальневосточного политехнического института, вып. 45, 1956.
7. Езулов В. К. Расчет на прочность, устойчивость и колебания ортогональных пластины и пластинчатых систем методом строительной механики стержневых систем. Одесса, 1963.

Л. Б. ВУНЯТЯН

ВЛИЯНИЕ БОЛЬШИХ ВОЗДУШНЫХ ВКЛЮЧЕНИЙ НА РАБОТУ НАПОРНЫХ ВОДОВОДОВ

Как показывает опыт эксплуатации напорных водоводов, часто, вследствие неправильной эксплуатации или в результате неправильного проектирования, вместе с водой в них транспортируется некоторое количество воздуха. Условия проникновения воздуха в напорные водоводы многообразны и зависят от типа сооружения и характера его работы. Попадание и дальнейшее транспортирование воздушных масс в напорные водоводы в ряде случаев их эксплуатации может вызывать уменьшение пропускной способности водовода, толчки давления и в некоторых случаях аварии [1]. Автором статьи исследования по этому вопросу были предприняты в связи с наблюдавшимися ненормальными явлениями на дюкере Котайкской оросительной системы.

Оросительная система вводилась в эксплуатацию частями, по мере готовности. В первый период при пропуске через дюкер расходов до $1,2 \text{ м}^3/\text{сек}$ нарушений эксплуатации оросительной системы не было. В последующем, при увеличении расхода до $1,5 \text{ м}^3/\text{сек}$, было обнаружено, что из горловины шахты периодически выбрасывается фонтан воды (рис. 1). Это обстоятельство нарушало нормальную эксплуатацию дюкера, а изливавшаяся через горловину шахты вода грозила размывом полотну железной дороги. Визуально в шахте наблюдалось следующее явление. Горизонт воды в шахте в течение 7—10 минут начинал постепенно подниматься и достигал не-



Рис. 1

которого стабильного положения. Далее через каждые 2—3 минуты наблюдались подъем и опускание горизонта воды в шахте. Со временем высота подъема воды в шахте увеличивалась.

Примерно за 5—7 минут до выброса горизонт воды в шахте поднимался настолько, что создавал подпор в подводящем канале. При опускании горизонта, вода с большой силой устремлялась в шахту. После 6—7-кратного повторения колебаний воды в шахте, происходил выброс воды из горловины в виде фонтана. В момент выброса вода в дюкере двигалась в обратном направлении и выходное сечение дюкера обнажалось. В последующем описанное явление повторялось.

Анализ явления привел к выводу, что причиной образования фонтанов является воздух, захватываемый падающей струей и увлекаемый потоком в глубь шахты. При расходах, меньших $1,5 \text{ м}^3/\text{сек}$, захваченный в шахту воздух останавливается на некотором уровне. В этом случае происходит постоянное замещение ранее завлеченного воздуха новыми порциями, т. е. происходит естественная деаэрация. При расходе $1,5 \text{ м}^3/\text{сек}$ и выше происходит транзитное влечение воздушных пузырьков, которые, достигнув дна шахты, попадают в тоннель, выделяются из потока и скапливаются у верхней шельги тоннеля, образуя постепенно увеличивающийся в объеме воздушный мешок. Увеличение объема пузырей приводит к тому, что их подъемная сила превышает гидродинамическую силу и воздушный мешок вырывается в ствол шахты, занимая большую часть его сечения и начинает двигаться вверх, сильно сокращая пропускную способность. Горизонт в шахте постепенно повышается и поднимает воду в подводящем канале. Объем движущейся воздушной массы в результате понижения давления нарастает и к моменту прорыва воздуха в атмосферу достигает значительной величины. Однако не это является причиной образования фонтана воды. В момент прорыва воздушного мешка в атмосферу в потоке образуется воздушная полость, в которой давление равно атмосферному. В эту полость врывается заторможенный поток из подводящего канала, вследствие чего получается явление, аналогичное разбитой волне при ее соударении со стенкой.

Качественно описанное явление полностью подтвердилось на модели дюкера в масштабе 1 : 20, построенной в гидротехнической лаборатории Арм. НИИГХМ.

Ниже автором делается попытка определить теоретически расход воздуха, увлекаемого и транспортируемого потоком, и его накопление в отдельные мешки в зависимости от определенных факторов.

Механизм захвата воздуха падающей струей представляется в следующем виде. Падающая струя, в месте проникновения ее в водное пространство, создает вокруг себя кольцевой валец, вращающийся в направлении скорости струи. В месте проникновения струи в водное пространство образуется подобие роторного насоса, в резуль-

тате воздух защемляется в точке A (рис. 2) по периметру струи и увлекается в глубь потока.

Опытами установлено, что воздух, захваченный потоком, дробится на отдельные пузырьки диаметром 5—7 мм [2].

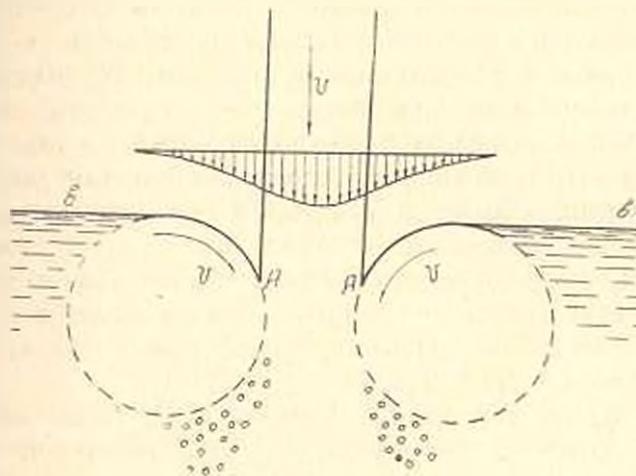


Рис. 2.

При некоторой средней скорости потока в вертикальной трубе, независимо от высоты падения струи и других факторов, воздух, захваченный при образовании скачка, целиком уносится потоком. При скоростях, меньших этой, воздух целиком выделяется из потока, т. е. происходит естественная деаэрация. Средняя скорость потока, при которой происходит сквозное влечение пузырьков воздуха, называется критической скоростью влечения. Критическая скорость влечения по опытам Маркенэ [2] для трубы диаметром 150 мм равна 13 см/сек. Отметим, что полученную опытную зависимость Маркенэ не считал возможным распространить на другие диаметры трубы. Покажем, что данные в отношении критической скорости влечения, полученные на модели, могут быть сопоставлены с натурой с использованием масштабного коэффициента.

При моделировании по Фруду

$$v_k = \sqrt{\lambda} v_{k0} \quad (1)$$

где v_k — критическая скорость влечения на модели; λ — масштабный коэффициент; v_{k0} — критическая скорость влечения в натуре.

Диаметр шахты Котайского дюкера равен $D=1800$ мм, поэтому, приняв данные Маркенэ за модельные, получим

$$\lambda = \frac{1800}{150} = 12.$$

Подставляя это значение в (1), получим,

$$v_k = 45 \text{ см/сек.}$$

чему соответствует расход воды

$$Q = \frac{\pi D^2}{4} v_n = 1,15 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

При длительной работе шахты с расходом $1,2 \text{ м}^3/\text{сек}$ явление выброса из шахты не наблюдалось, поэтому скорость в шахте была меньше критической. Однако следует отметить, что измерение расхода в подводящем канале проводилось по рейке при значительных скоростях воды и волнистой поверхности потока, поэтому неизбежны были погрешности в измерении расхода. По опытным данным Маркене при скоростях, близких к критической, при небольшом изменении скорости глубина проникновения пузырьков в глубь потока резко возрастает. В натуре точно установить с какого именно расхода начинается явление выброса из шахты, не представлялось возможным, поэтому без большой погрешности, с нашей точки зрения, можно принять его близким к $1,3 \text{ м}^3/\text{сек}$.

Полученная по формуле (1) критическая скорость влечения для Котайкского дюкера достаточно близка к натурной, поэтому для определения критической скорости можно воспользоваться формулой (1), представив ее в следующем виде:

$$v_{кр} = \sqrt{\frac{D}{0,15}} \cdot 0,13 = 0,335 \sqrt{D} \quad (2)$$

где D — в метрах, а $v_{кр}$ — в $\text{м}/\text{сек}$.

Если принять, что начало транзитного влечения для Котайкского дюкера начинается с расхода $Q = 1,3 \text{ м}^3/\text{сек}$, то критическая скорость будет равна:

$$v_{кр} = \frac{4 \cdot 1,3}{\pi \cdot 1,8^2} = 0,51 \text{ м}/\text{сек.}$$

Принимая критическое значение скорости средним между подсчитанным по критерию Фруда и $0,51 \text{ м}/\text{сек}$, получим.

$$v_{кр} = \frac{0,45 + 0,51}{2} = 0,48 \text{ м}/\text{сек.}$$

тогда (2) примет вид:

$$v_{кр} = 0,360 \sqrt{D} \quad (3)$$

Для того, чтобы деаэрация происходила в пределах ствола шахты необходимо, чтобы скорость воды в ней v_m была бы меньше критической, т. е.

$$v_m < v_{кр} \quad (4)$$

или

$$Q = \frac{\pi D^2}{4} v_m < \frac{\pi D^2}{4} v_{кр} = 0,280 D^2, \quad (5)$$

откуда

$$D > 1,66 \cdot Q^{0,5}, \quad (6)$$

При достаточной высоте шахты, когда гашение энергии падающего в шахту потока происходит не достигая дна шахты, назначение диаметра шахты по условию (6) обеспечит деаэрацию потока в стволе шахты и явление выброса не будет иметь места.

Опытами АрмНИИГиМ [2] на модели дюкера и опытами других авторов [3] установлено, что при скоростях воды больше критической в шахте наступает режим транзитного влечения всех захваченных пузырьков, скорость смеси получается равномерной с равномерным распределением пузырьков по объему. Преобладающий диаметр пузырьков равен 5—7 мм. Эти размеры сохраняются независимо от скорости потока. В опытах ТНИСГЭИ [3] скорости воды достигали 3,5 м/сек.

Исходя из изложенного, нам представляется возможным расход завлеченного в поток воздуха определить по формуле:

$$Q_a = Pd (v - v_{кр}), \quad (7)$$

где d — толщина воздушной пленки; P — периметр падающей струи; v — скорость падающей струи; $v_{кр}$ — критическая скорость транзитного влечения воздушных пузырьков.

Принимая толщину воздушной пленки равной среднему диаметру пузырьков, наблюдаемых в установившемся потоке смеси, т. е. $d = 6$ мм, выражение (7) можно переписать в виде:

$$Q = 0,006P (v - v_{кр}). \quad (8)$$

Примем, что падающая струя имеет круглую форму, тогда можно написать, что

$$P = \sqrt{\frac{4\pi Q}{v}}. \quad (9)$$

Здесь Q — расход воды в м³/сек; $v = \sqrt{2gH_n}$; скорость падения струи; H_n — высота падения струи. (10)

Вследствие сопротивлений аэрации, скорость падения с некоторого значения H_n , можно принимать постоянной. Подставляя (9) в (8), получим:

$$Q_a = 0,0213 \sqrt{\frac{Q}{v}} (v - v_{кр}). \quad (11)$$

Высота падения потока при разных расходах для дюкера может быть определена по формуле:

$$H_n = H_0 - 0,161Q^2. \quad (12)$$

При внедрении пузырьков в глубь потока их объем будет уменьшаться в зависимости от давления, поэтому объемный расход воздуха будет уменьшаться. Примем, что процесс изотермический, тогда

$$p_0 Q_a = p_x Q_{ax} = \text{const}. \quad (13)$$

Учитывая, что $p_x = p_0 \cdot \gamma H_x$, где H_x — высота столба воды, из (13) можно написать:

$$Q_{21} = \frac{Q_2}{1 + \frac{\gamma H}{p_0}} \quad (14)$$

Значения H и Q_{21} , вычисленные по формулам (11) и (13), показывают, что скорость движения воды в шахте, начиная со значения $Q = 1,5 \text{ м}^3/\text{сек}$, больше критической скорости влечения, поэтому, начиная с этого расхода происходит транзитное влечение воздуха.

Средняя скорость движения воздушных пузырьков в шахте составляет:

$$v_{\text{ср}} = v_{\text{ш}} - v_{\text{кр}} \quad (15)$$

Время, которое необходимо для того, чтобы пузырьки достигли дна шахты, считая от начала процесса, будет:

$$T = \frac{H}{v_{\text{ш}} - v_{\text{кр}}}, \quad (16)$$

где H — высота шахты.

Средний объемный расход воздуха по всей высоте шахты определяется из интеграла

$$Q_{\text{ср}} = \frac{1}{H} \int_0^H Q_{21} dH = \frac{p_0}{\gamma H} Q_2 \ln \left(1 + \frac{\gamma H}{p_0} \right). \quad (17)$$

Таким образом за время продвижения пузырьков до дна шахты в нем накопится объем воздуха, равный:

$$W = Q_{\text{ср}} T = \frac{p_0}{\gamma} \cdot \frac{Q_2 \ln \left(1 + \frac{\gamma H}{p_0} \right)}{v_{\text{ш}} - v_{\text{кр}}}, \quad (18)$$

из-за чего горизонт в шахте поднимается на величину:

$$\Delta H = \frac{W}{\Omega}, \quad (19)$$

где Ω — площадь сечения шахты.

Коэффициент аэрации в шахте вычисляется по формуле

$$k_2 = \frac{\Delta H}{H + \Delta H}. \quad (20)$$

Теперь перейдем к рассмотрению вопроса накопления воздушного мешка в тоннеле у примыкания с вертикальной шахтой, определению его объема, дополнительных потерь, создаваемых им в системе и условию прорыва его в шахту и движению по стволу шахты.

Для простоты будем принимать сечение воздушного включения по всей его длине постоянным, тогда длина воздушного включения будет:

$$l = \frac{W}{\omega}, \quad (21)$$

где W — объем воздушного включения; ω — площадь его сечения.

Рассмотрим движение воздушного включения в наклонной трубе при наличии в трубопроводе течения воды со скоростью v_0 (рис. 3). Под воздушным мешком, движущимся со скоростью v_1 , скорость течения воды пусть будет v_2 . При движении воздушного мешка со

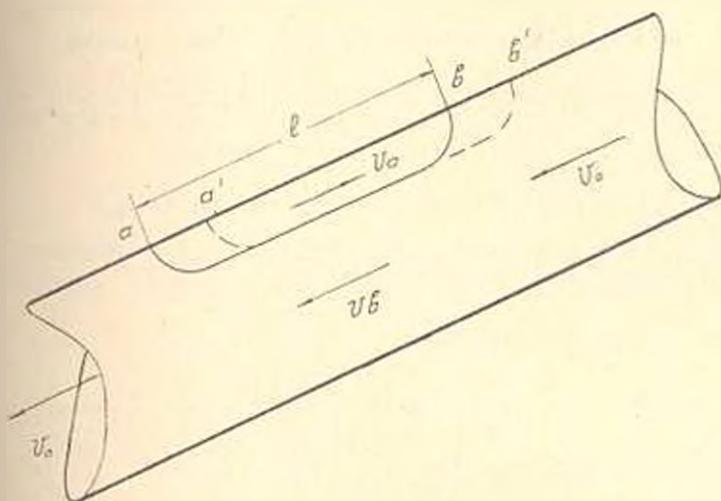


Рис. 3.

скоростью v_1 за ним освободится объем, равный $\omega v_1 \Delta t$. Этот объем должен дополниться объемом воды, вытесненным из верхнего участка трубы оголовком пузыря. Уравнение баланса будет:

$$\omega v_1 + \Omega v_0 = (\Omega - \omega) v_2 \quad (22)$$

откуда

$$v_2 = \frac{\omega v_1 + \Omega v_0}{\Omega - \omega} \quad (23)$$

Перемещение воздушного включения будем рассматривать как явление обтекания со скоростью v_b . Для больших воздушных включений преобладающее значение имеют силы взвешивания $\gamma W l$ и сопротивления обтеканию

$$k \gamma \omega \frac{v_b^2}{2g}$$

Приравняв их, получим:

$$k \omega \frac{v_b^2}{2g} = W l, \quad (24)$$

где k — коэффициент обтекания воздушного мешка; l — уклон водовода.

Наличие воздушного включения вызовет в водоводе дополнительное сопротивление, равное

$$h_w = k \frac{v_b^2}{2g} + \frac{lv^2}{C^2 R} \quad (25)$$

где C -- коэффициент Шези, принимаемый нами по Маннингу; R -- гидравлический радиус потока под пузырем.

В дальнейшем рассмотрим следующие два самостоятельных случая.

1. Случай неподвижного воздушного мешка

В рассматриваемом случае необходимо положить $v_2 = 0$, тогда (23) примет вид $v_1 = \frac{Q}{\Omega - \omega}$, где Q расход водовода.

В силу (24) и (21), (25) можно представить в виде:

$$h_w = \frac{Wl}{\omega} + \frac{Wv_1^2}{\omega C^2 R} \quad (26)$$

Подставляя в (26) значения:

$$C = \frac{1}{n} R^{1/3}, \quad R = \frac{\Omega - \omega}{\gamma}$$

и v_1 по формуле (23), получим

$$h_w = Wl \left[\frac{1}{\omega} + \frac{n^2 \varphi^{1/3} (\omega v_1 + \Omega v_2)}{i \omega (\Omega - \omega)^{5/3}} \right] \quad (27)$$

Имея в виду, что

$$\chi = \frac{\pi D \tau}{360} \quad \text{и обозначив } \omega = \Omega \eta, \quad \text{где } \eta \text{ -- величина, меньшая единицы}$$

и являющаяся функцией от φ , где φ центральный угол, опирающийся на хорду раздела фаз, получим:

$$h_w = \frac{Wl}{\Omega} \left[\frac{1}{\eta} + \frac{n^2 Q^2}{i \Omega^2 (0,25D)^{5/3}} \cdot \frac{\left(\frac{\varphi}{360}\right)^{1/3}}{\eta(1-\eta)^{5/3}} \right] \quad (28)$$

Здесь

$$Q = \omega v_1 \quad (29)$$

Из-за подвижности границы раздела между воздухом и водой, можно допустить, что воздушное включение будет принимать такую форму, при которой потери h_w будут иметь минимальное значение. Как видно из (28), относительное сечение η , при котором h_w будет минимум при неподвижном воздушном мешке, зависит от шероховатости трубы, его диаметра, уклона и расхода воды, проходящего под воздушным включением.

Обозначим значение скобки в правой части выражения (28) через

$$f_{\text{min}}(\eta) = \frac{1}{\eta} + A \frac{\left(\frac{\varphi}{360}\right)^{1/3}}{\eta(1-\eta)^{5/3}} \quad (30)$$

где

$$A = \frac{n^2 Q^2}{i \Omega (0,25D)^{5/3}} \quad (31)$$

выражение (28) можно переписать в следующем виде:

$$h_{\alpha} = \frac{W\tau}{\Omega} f_{\text{мин.}}(\tau). \quad (32)$$

Так как значение $\tau < 1$, поэтому $f_{\text{мин.}}(\tau)$ — всегда больше единицы.

Г. А. Гигиберия [3] предлагает для дополнительной потери в воловоде при наличии воздушного включения следующую формулу:

$$\Delta h_{\alpha} = \frac{W\tau}{\Omega}. \quad (33)$$

Сравнивая формулы (32) и (33) видим, что потери, вычисленные по Гигиберия, меньше фактических. Задав различные значения

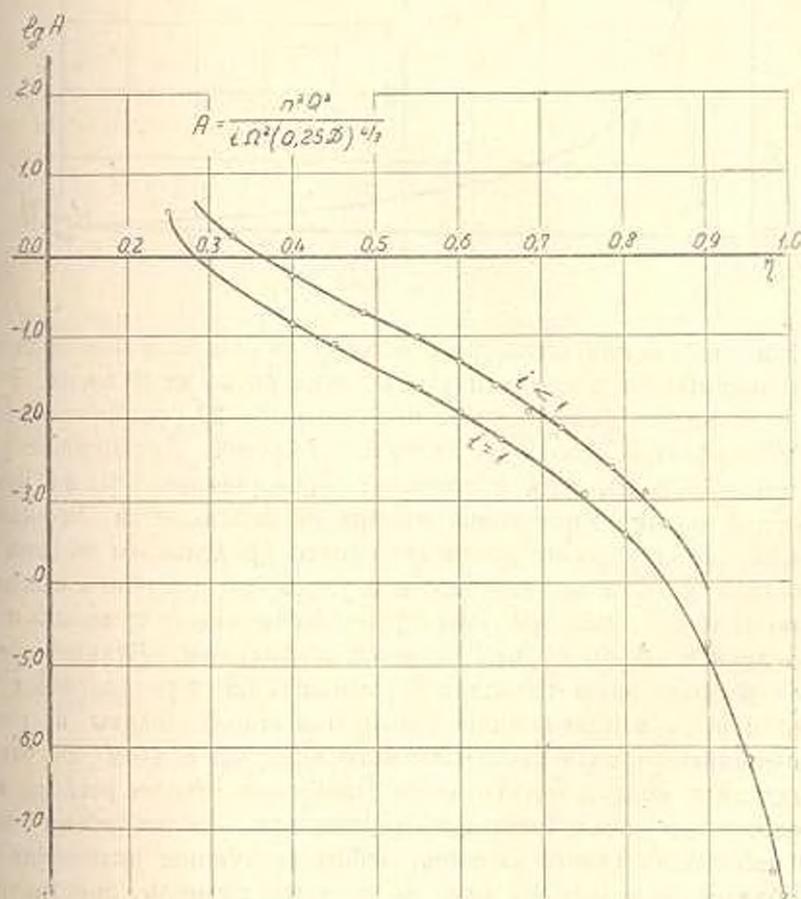


Рис. 4.

ми A по формуле (30) графически определены значения $f_{\text{мин.}}(\tau)$ и соответствующие им значения τ . На рис. 4 приведена зависимость $\tau = \tau(\lg A)$, которая дает возможность по заданному значению A определить значение τ . По полученному из рис. 4 значению τ по (рис. 5) можно определить значение $f_{\text{мин.}}(\tau)$. Из рис. 5, видно, что $f_{\text{мин.}}(\tau)$

может быть во много раз больше единицы, поэтому потери, создаваемые воздушным включением, могут превышать величины, подсчитанные по формуле (33).

Опыты автора на прозрачной модели дюкера показывают следующее. При расходе воды 1,15 л/сек в шахте наступает транзитное влечение воздушных пузырьков, которые выделяются сразу же при повороте в нижнюю ветвь дюкера и скапливаются у стыка с шахтой.

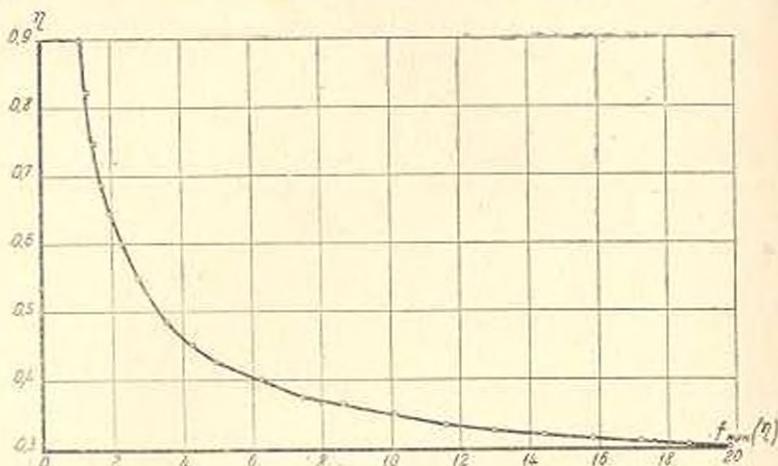


Рис. 5.

При достижении некоторого объема, образовавшийся воздушный пузырь вырывается в ствол шахты и движется по нему вверх. Это явление повторяется непрерывно с периодом 15—20 сек. Явление всплывания наблюдается вплоть до расхода 1,7 л/сек. Дальнейшее увеличение расхода воды, хотя и приводит к увеличению объема воздушного мешка, однако всплывания пузыря не наблюдается. По-видимому в этом случае пузырь не достигает своего предельного объема из-за отрыва воздуха от хвостовой части и уноса его потоком к выходному сечению. В этом случае наступает равновесие между притоком и оттоком воздуха и объем пузыря остается стабильным. Дальнейшее увеличение расхода воды приводит к уменьшению перепада между горизонтами воды в подводящем канале и в стволе шахты, а поэтому к уменьшению расхода захватываемого воздуха. В этом случае приток воздуха к воздушному пузырю становится меньше расхода из него, поэтому его объем начинает сокращаться. За все время опытов мы не наблюдали такого явления, чтобы воздушное включение большого объема сносилось бы вниз по течению целиком, оно значительно сокращается и только в конце небольшой объем воздушных включений сносится потоком вниз по течению.

Предельное значение объема воздушного мешка, превышение которого приводит к всплыванию его против течения воды, будем называть объемом остановки включения при данной скорости течения воды в трубопроводе.

Для вертикальной трубы выражения (30), (31) и (32) соответственно примут вид:

$$f_{\text{мин.}}(\eta) = \frac{1}{\eta} + \frac{A}{\eta(1-\eta)^{1/2}} \quad (34)$$

$$A = \frac{n^2 Q^2}{\Omega^2 (0,25D)^{1/2}} \quad (35)$$

$$h_{\text{ост.}} = \frac{W}{\Omega} f_{\text{мин.}}(\eta) \quad (36)$$

Определив значение η по рис. 4, объем остановки включения можно определить на основании формулы (24):

$$W_0 = \frac{k_0}{i} \cdot \frac{Q_0^2}{2g} \quad (37)$$

В формуле (37) неясным остается вопрос величины коэффициента k . Будем считать, что он складывается из двух коэффициентов: коэффициента на внезапное сужение в начале воздушного меника и на внезапное расширение в его конце.

Данные Вейсбаха по коэффициентам при внезапном сужении дают возможность представить его в виде формулы:

$$\zeta_{\text{суж.}} = 0,5 (0,1 + \eta) \quad (38)$$

Коэффициент потерь при внезапном расширении по Борда выражается формулой

$$\zeta_{\text{расш.}} = \eta^2 \quad (39)$$

Для наклонных труб коэффициент сопротивления k можно принять равным

$$k_n = 0,05 - \eta^2 \quad (40)$$

Для вертикальных труб рекомендуется коэффициент потерь принять равным

$$k_v = 0,5 (0,1 + \eta) + \eta^2 \quad (41)$$

В силу (40) для наклонного трубопровода получим объем остановки включения равным

$$W_{\text{ост.}} = \frac{(0,05 + \eta^2) \eta}{(1 - \eta)^2} \cdot \frac{Q_0^2}{2g\Omega i} \quad (42)$$

Найдем по (42) объем остановки включения для нижней ветви Котайкского дюкера, у которого диаметр нижней ветви $D = 1,6$ м, площадь сечения $\Omega = 2$ м², уклон $l = 0,0025$, коэффициент шероховатости металлической облицовки $n = 0,012$.

По этим данным согласно (31):

$$A = 0,049Q^2 \quad (43)$$

Задаваясь различными значениями Q , по (43) определяем соответствующие значения A и $\lg A$, а по рис. 4 значения η . Этими дан-

ными по формуле (42) вычисляем объемы остановок воздушного включения при разных расходах.

Расчеты показывают, что сечение воздушного мешка по мере увеличения расхода уменьшается, при этом вначале с большей интенсивностью. С увеличением расхода сечение воздушного мешка асимптотически приближается к постоянной величине, равной $\tau = 0,3$. В этом случае рост объема остановки воздушного включения происходит за счет его длины.

Как отмечалось выше, с увеличением расхода, от воздушного мешка в его хвостовой части отрываются пузырьки воздуха и уносятся потоком. Расход воздуха, отрываемого от воздушного мешка и уносимого потоком, можно определить по эмпирической формуле Калинского и Робертсона [4],

$$Q_2 = 0,0066 (Fr - 1)^{0,7} Q_b, \quad (14)$$

где $Fr = \frac{v^3}{gR}$ — число Фруда, отнесенное к гидравлическому радиусу под воздушным мешком; Q_b — расход воды; $v = \frac{Q_b}{\Omega(1-\tau)^2}$ — скорость воды под воздушным мешком; R — гидравлический радиус потока под воздушным мешком.

Подсчеты по формуле (44) показывают, что унос воздуха из воздушного мешка для Котайкского дюзера начинается с расхода $2,5 \text{ м}^3/\text{сек}$. С увеличением расхода интенсивность уносимого воздуха возрастает. При расходе воды $Q = 4,6 \text{ м}^3/\text{сек}$ приток и отток воздуха к пузырю уравниваются, поэтому увеличение его объема не будет иметь места, а при больших расходах приток к пузырю меньше оттока из него, поэтому объем его будет уменьшаться и он рассосется. Дополнительные потери напора благодаря воздушному мешку, подсчитанные по формуле Гигиберия, получаются от 3 до 13 раз меньше, чем по нашей формуле.

С увеличением уклона уменьшается значение A и, как видно из графика рис. 4, увеличивается значение τ . Из рис. 5 видно, что при увеличении τ уменьшается значение $f_{\text{мин}}(\tau)$, поэтому при больших уклонах водовода разница между потерями, подсчитанными по нашей формуле и по формуле Гигиберия, будет уже не столь велика. Для примера рассмотрим водовод, имеющий параметры, аналогичные нижней ветви дюзера, кроме уклона, который в этом случае примем равным $i = 0,25$. В этом случае (43) примет вид:

$$A = 0,00049Q^2.$$

Для $Q = 2,0 \text{ м}^3/\text{сек}$, $A = 0,00196$ и $\lg A = -2,708$, чему по графику рис. 4 соответствует значение $\tau = 0,795$.

Объем остановки включения по формуле (41) будет равен

$$W_0 = 5,3 \text{ м}^3.$$

Значение $f_{\text{max}}(\tau)$ по рис. 3 будет равно $f_{\text{max}}(\tau) = 1,4$ и потери по нашей формуле будут:

$$h_{\text{с}} = \frac{5,3 \cdot 0,25}{2} \cdot 1,4 = 0,92 \text{ м.}$$

а по формуле Гигиберия [3].

$$h_{\text{с}} = \frac{5,3 \cdot 0,25}{2} = 0,66 \text{ м.}$$

Из приведенного примера видно, что с увеличением уклона в сто раз объем остановки включения уменьшается только в $\frac{20,9}{5,3} = 3,95$

раз, а потери возрастают в $\frac{0,925}{0,09} = 102$ раза. Потери, подсчитанные по нашей формуле, в первом случае превышают потери по формуле Гигиберия в 3 раза, а при увеличении уклона в 100 раз разница уже составляет 1,4 раза.

Рассмотрим теперь как будут влиять на объем остановки и на потери увеличение диаметра водовода. Положим, что диаметр водовода увеличен с 1,6 м до 2,25 м, чему соответствует увеличение площади сечения в 2 раза. В этом случае

$$A = 0,00865Q^2,$$

и при $Q = 2,0 \text{ м}^3/\text{сек}$, $A = 0,0346$, $\lg A = -1,462$, чему по рис. 4 соответствует $\tau = 0,63$.

Объем остановки включения

$$W_0 = \frac{(0,05 + 0,63^2) \cdot 0,63}{(1 - 0,63)^2} \cdot \frac{2^2}{19,62 \cdot 4 \cdot 0,0025} = 51,2 \text{ м}^3.$$

По рис. 5 $f_{\text{max}}(\tau) = 2$. Потери напора составят:

$$h_{\text{с}} = \frac{51,2 \cdot 0,0025}{4} \cdot 2 = 0,064 \text{ м.}$$

Из приведенного расчета видно, что увеличение площади сечения водовода в 2 раза при прочих равных условиях приводит к увеличению объема в 2,45 раза, при этом потери уменьшаются в 1,4 раза.

Как видно из приведенных примеров, влияние увеличения сечения водовода более существенно, чем влияние увеличения уклона.

2. Случай перемешающегося воздушного мешка

В рассмотренный выше случай даст возможность определить предельный объем воздушного мешка, при котором он находится в неподвижном состоянии. Небольшое превышение этого объема должно привести к перемещению воздушного мешка, поэтому нужно считать, что объем перемешающегося воздушного мешка известен. В этом

случае, определив из (24) значение η и подставив его в (25), получим:

$$h_w = \frac{Wl}{\Omega} \left[\frac{1}{\eta} + \frac{B \left(\frac{\varphi}{360} \right)^{1.5}}{\eta^2 (1-\eta)^2 k} \right], \quad (45)$$

где

$$B = \frac{2gn^2 W}{\Omega \left(\frac{D}{4} \right)^{1.5}}. \quad (46)$$

Таким образом в (45) переменным является только выражение, взятое в фигурные скобки, поэтому значение минимума h_w зависит от минимума этого выражения.

Для вертикальной трубы (45) примет вид

$$h_{wb} = \frac{W}{\Omega} \left\{ \frac{1}{\eta} + \frac{B}{\eta^2 (1-\eta)^2 k} \right\}. \quad (47)$$

Задавая различные значения для B , графически определяем η , соответствующие минимальным значениям h_w по (45) и (47), при этом для наклонной трубы принят коэффициент потерь при обтекании, как и в случае неподвижного пузыря,

$$k = 0,05 + \eta^2,$$

а для вертикальной трубы

$$k = 0,5 (0,1 + \eta) + \eta^2.$$

Результаты проведенных расчетов приводятся на графике (рис. 6).

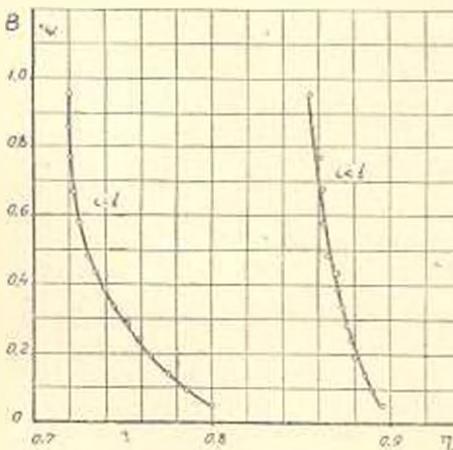


Рис. 6.

По рис. 6 по заданному значению B определяется значение η , при котором h_w становится минимальным. Далее по (24) определяется v_b , а по (22) скорость движения пузыря v_n .

Ниже подсчитана скорость всплывания воздушного пузыря по стволу шахты Котайкского дюзера. Диаметр ствола шахты $D = 1,8$ м, площадь его сечения $\Omega = 2,55$ м², коэффициент шероховатости бетонной стенки $n = 0,017$. Для рассматриваемого случая.

$$B = \frac{2gn^2 W}{\Omega \left(\frac{D}{4} \right)^{1.5}} = 0,00645 W.$$

Как видно из рис. 6, изменение сечения воздушного пузыря в зависимости от его объема незначительное. Для вертикальной трубы оно изменяется в пределах от $0,8\Omega$ до $0,72\Omega$, причем верхний пре-

дел соответствует меньшему объему; для наклонной трубы изменяется в пределах от 0,9Ω до 0,875Ω. Подсчеты показывают, что с увеличением объема воздушного пузыря его скорость возрастает, хотя и незначительно, а далее становится постоянной.

При экспериментах наблюдалось, что во время движения пузыря по стволу шахты имеет место отрыв обтекающим потоком части воздуха из объема пузыря, который в виде малых пузырьков опускается ниже хвостовой части, а затем опять присоединяется к общему объему. Это явление уменьшает скорость перемещения воздушного пузыря. Наличие воздушного пузыря в стволе шахты вызывает значительные потери, в результате вода в шахте быстро поднимается и начинает подпирать поток в канале. В результате увеличения потерь пропускная способность дюкера уменьшается и горизонт воды у выходного сечения начинает падать. В момент прорыва оголовка воздушного мешка в атмосферу его хвостовая часть находится еще достаточно глубоко в шахте. В этом случае между выходным сечением дюкера и горизонтом воды в шахте создается значительный перепад, в результате чего в дюкере происходит обратное течение воды и горизонт воды в выходной ветви сильно понижается. С прорывом воздуха в атмосферу в шахте образуется полость, в которой давление равно атмосферному, куда устремляется вода из подводящего канала. На некоторой глубине движущиеся навстречу два потока сталкиваются, в результате создается явление прямого гидравлического удара и значительного выброса воды из шахты в виде фонтана. Гидравлический удар несколько смягчается наличием заземленного воздуха между колоннами воды.

Приведенный нами анализ явления захвата воздуха в напорные водоводы и поведение больших воздушных мешков в них конечно не охватывает всего многообразия явления и не претендует на большую точность, однако полученные качественные и количественные результаты достаточно хорошо согласуются с наблюдениями в натуре и на модели дюкера.

АриНИИГАМ

Поступило 15.1.1964

Հ. Բ. ԲԻՆՅԱԼՅԱՆ

ՕՒՍՅՈՒՄ ՄԵՑ ԳԱՐՈՒՆԱԿՈՒԹՅՈՒՆՆԵՐԻ ԱԶԳՅՈՒԹՅՈՒՆԸ
ՃՆՇՈՒՄԱՅԻՆ ԶՐԱՏԱՐՆԵՐԻ ԱՇԽԱՏԱՆԻՐ ԳՐԱ

Ա մ փ ո փ ո ռ մ

Հոդվածում քննարկվում են Կոտայքի ջրանցքի գրավերի աղբյուրի մասում առաջացող հիդրավիզիոնային անախորժ երևույթների առաջադրման պատճառները և միջոցառումները նրանց դեմ: Այդ գրավերի բարորատոր մոզերի և Սարկենևի փորձերի սպառնների միջոցով հիմնավորվում է, որ այդ ներձման երևույթը կարելի է մղել, բարելավել ըստ մրտազի և այդ հիման վրա:

ստանալ օդի առավելա համար հասանքի կրիտիկական արագությունը Այլ հզորակալով ուսումնասիրված է ներթափանցիկ օդի բաժնակալի ճարտքը և արված են հաշվային բանաձևեր:

Քննարկվում է նաև օդի առկայության պատճառով ջրասարներում հիդրավիկական զիջայրությունների մեծացման ճարտքը և հենվելով մինիմալ կոշտասների հրապիեղի դրա արվում են հաշվային բանաձևեր:

Л И Т Е Р А Т У Р А

1. *Бунянян Н. Б.* К вопросу о причине аварии аккерон. Тр АрмНИИЧМ, т. 1, Ереван, 1952.
2. *Чантшвиди А. Г.* Исследование некоторых схем подпитывания напорных дериваций ГЭС. Известия ТНКСГЭИ, т. 12 (46), Госэнергоиздат, 1960.
3. *Гизиберия Г. М.* Исследования динамики воздушных включений в напорных гидротехнических сооружениях (автореферат). Тбилиси, 1956.
4. *Martins N.* Laboratorio Nacional de Engenharia Civil—Portugal International association for hydraulic Research, 8 th Congress-Nontreal August 24 - 29, 1959.

Г. А. АМБАРЦУМЯН

НЕКОТОРЫЕ НОВЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПО СКВОЗНЫМ ШПОРАМ С ГИДРАВЛИЧЕСКИМ БАРЬЕРОМ*

1. Существующие берегозащитные сооружения из-за неэффективной работы, дороговизны, неиндустриальных методов заготовки элементов сооружения и установки на место, не получили широкого признания и повсеместного применения. Радикальным средством предотвращения размыва берегов и русел рек, наряду с обеспечением полноценного использования стока водотока, является регулирование стока с помощью водохранилища. Однако по технико-экономическим соображениям не всегда целесообразно регулировать сток естественных водотоков с помощью водохранилищ. В связи с этим является актуальным вопрос разработки экономичных и эффективно работающих берегозащитных сооружений.

Критический анализ работы эксплуатируемых берегозащитных сооружений, а также результаты теоретических и лабораторных исследований показали, что основная причина неудачной работы существующих берегозащитных сооружений заключается в том, что при их разработке не полностью учитывается взаимосвязь и специфичность структуры потока у сооружения [1].

Исходя из принципа принудительного искусственного приспособления структуры потока к работе сооружения, автором была разработана новая схема берегозащитного-береговосстановительного сооружения-сквозная шпора с гидравлическим барьером (СШГБ). Эта схема сооружения из-за ряда преимуществ, по сравнению с существующими берегозащитными-береговосстановительными сооружениями (например продолжные стенки, глухие поперечные шпоры, сквозные поперечные сооружения, предложенные С. Т. Алтунинюм [2], Н. И. Херхеулидзе [3] и др.) с каждым годом получает все большее применение.

Отметим следующие основные преимущества СШГБ:

а) В связи с малым гидравлическим стеснением русла сквозной шпорой скорости течения в застроенной части русла возрастают не сильно, вследствие чего глубина размыва основания сооружения получается небольшой.

* Авторское свидетельство № 136248, выданное Г. А. Амбарцумяну, Р. М. Хачатрян, Р. С. Мартиняну и А. К. Кашыкемяну.

б) В связи с использованием отбивающего действия струй, вытекающих из косо расположенных галерей сквозной шпору, активная зона действия сквозной шпору, в отношении защиты берега от размыва, по сравнению с другими поперечными берегозащитными сооружениями увеличивается в 2—3 раза.

в) Вследствие увеличения длины защищаемого участка берега одной шпору и уменьшения объема каждой шпору, расход материала и рабочей силы на укрепление берега, по сравнению с глухими и обычными сквозными шпорами уменьшается 2,5—3,5 раза.

г) Разработанная схема СШГБ из-за сравнительно небольшого давления на грунт допускает его осуществление с фундаментом и без



Рис. 1.

него. Поэтому СШГБ возможно возвести как в песчаных, так в сильно податливых илистых руслах.

д) СШГБ в зависимости от местных условий и общего объема работ, могут быть осуществлены из камня, бетона, железобетона, габионов, ряжей с песчано-булыжным заполнением, свай с подвешенными плитами; сборными из стандартных элементов, изготовленных заводским способом.

е) Заготовку элементов СШГБ и монтаж на месте возможно осуществить индустриальными методами.

За последние годы сквозные шпору с гидравлическим барьером, выполненные из габионов с каменным заполнением, были возведены на различных участках рек Аракс и Ахурян Армянской ССР, реки

Шпигри Грузинской ССР (рис. 1). В настоящее время по проекту Армдромпроекта СШГБ на габионно-тюфячном основании, из железобетонных сборных элементов, возводятся на реке Тоуз.

Наглядным примером эффективности работы СШГБ по сравнению с глухими шпорами является опыт их применения на размываемом участке берега реки Аракс выше села Маркяра, застроенный сперва короткими глухими, а далее удлиненными глухими и наконец в последующем сквозными шпорами с гидравлическим барьером. На указанном участке, река до 1952 года протекала почти в прямолинейном русле с обрывистым правым берегом и пологим левым. В паводок, благодаря очертанию русла вышерасположенных участков и специфике геологии рассматриваемого участка, происходил размыв берега. За последние годы интенсивность размыва берега сильно возросла, посе-вы и прибрежные сооружения сносились наводком. В результате прохождения последнего паводка на участке длиной 680 м река Аракс врезалась в поля на глубину 70 м. Русло приняло дугообразную форму с длиной хорды 650 м. Для предотвращения дальнейшего размыва берега, увеличения руслового острова и искривления русла, по проекту предусматривалось на размываемом участке возвести шесть сквозных шпор с гидравлическим барьером длиной каждой 13—17 м, в том числе 10—12 м глухая-корневая часть ступенчатого поперечного сечения, а 3—5 м сквозная часть, состоящая из сквозных галерей шириною 1,5 м и глухих, косо расположенных в плане бычков толщиной в 1 м. Расстояние между шпорами было назначено от 130 до 140 м. СШГБ осуществлялось на габионном основании. Тело шпоры складывалось из отдельных габионов размерами $1,0 \times 1,0 \times 0,5$ м³, заполняемых булыжным и рваным камнем. Однако в 1959 году до прохождения весеннего паводка удалось возвести лишь глухие корневые части пяти СШГБ длиной в 10 м. Шестая шпора, в силу изменившихся условий, была заменена глухой продольной стеной длиной 14 м, конечная часть которой, прорезываясь в русло, удачно отбивала поток от берега, обеспечивая защиту берега от размыва.

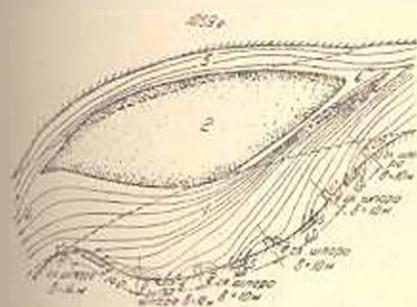


Рис. 2.

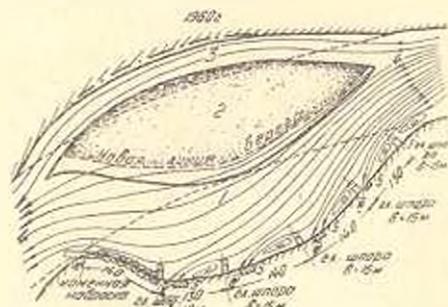


Рис. 3.

Результаты первого года работы корневых глухих частей СШГБ, как видно из рис. 2, были очень неудачными. В следующем, 1960 го-

ду СШГБ до начала подъема воды позвести не удалось. При прохождении паводка для защиты берега пришлось удлинить глухую корневую часть этих шпор на 4—5 м, доведя их длины до 15—16 м.

Результаты второго года эксплуатации этих удлиненных глухих шпор приводятся на рис. 3. Зона действия шпор в межшпорном пространстве увеличилась и дошла до 40—50 м. В 1961 году паводки были небольшими-кратковременными и новых больших размывов не было отмечено. По прогнозу, паводки 1962 года должны были быть многоводными и в связи с этим опасный участок был своевременно застроен согласно новому проекту. Расстояния между шпорами были оставлены прежние. Фактическая глухая корневая часть шпоры из-за сильного занесения сократилась, дойдя до 10—12 м. Они были отремонтированы и удлинены. Результаты эффективной работы СШГБ, в отношении защиты размываемого участка берега, и выпрямления русла в плане за счет размыва руслового острова и заиления застроенной части, приводятся на рис. 4.

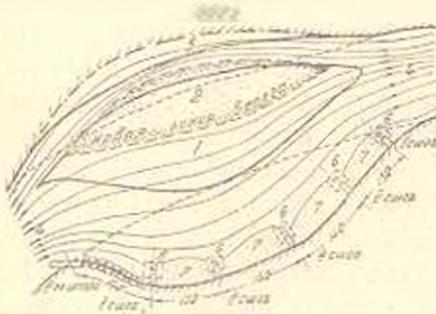


Рис. 4.

В результате работы СШГБ размыв берега полностью прекратился. Межшпорное пространство

до отметки гребня шпоры, залилось. Урез островного берега отошел в сторону, русло частично выпрямилось, восстановил старое положение.

2. Вопрос правильного определения расстояния между шпорами имеет практическое значение. Для решения поставленной задачи прием следующие допущения, схематизирующие процесс и механизм растекания и гашения энергии:

а) Растекание потока, огибающего голову шпоры описывается прямой линией;

б) Угол между осью шпоры и осями сквозных галерей по конструктивным соображениям и на основании исследований автора принимается в пределах 30—45° [4];

в) Поток, подходя к голове шпоры, при его обтекании растекается под углом β и сохраняя это направление доходит до точки его пересечения с направлением оси последней сквозной галереи, находящейся на расстоянии ml_p от головы шпоры. Начиная от этой точки поток отклоняясь на угол β , направляется дальше до пересечения с берегом (рис. 5);

г) Величина угла растекания β принимается постоянной в данный момент, а вообще, как было установлено в [1], в виде функциональной зависимости $\beta = f(Z, h\delta)$;

д) С целью упрощения расчета рассматривается прямолинейный участок берега реки, с тем, чтобы в последующем можно было ввести необходимые уточнения для криволинейных русел.

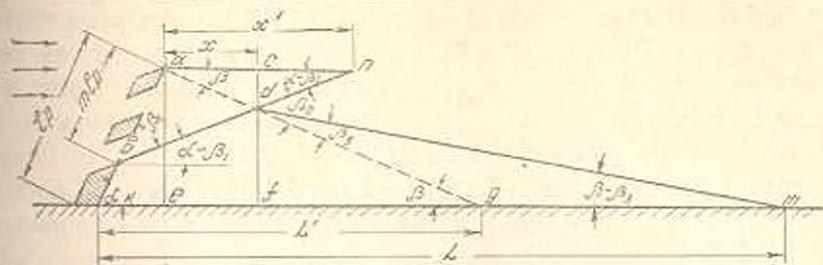


Рис. 5.

Допустим, что шпора установлена по направлению течения под углом α (рис. 5). Предельная зона распространения действия СШГБ, т. е. расстояние между шпорами по берегу определится отдаленностью точки пересечения крайней струи с берегом. Согласно расчетной схеме

$$L = OE + Ef + fm. \quad (1)$$

Подставив значения OE , Ef и fm в уравнение (1) после некоторых преобразований получим:

$$L = l_p \left\{ \cos \alpha + \frac{\sin \alpha}{\operatorname{tg} (\beta - \beta_1)} + \frac{m \sin \beta_1}{\cos (\alpha - \beta_1) [\operatorname{tg} \beta + \operatorname{tg} (\alpha - \beta_1)]} \right\} \cdot \left[1 - \frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} (\beta - \beta_1)} \right] \quad (2)$$

Ниже, в табл. 1 приводятся расстояния между шпорами рассчитанные по зависимости (2) и некоторые фактические лабораторные и натурные данные.

Таблица 1

α°	β_1	m	β	$\beta - \beta_1$	$L = S_{\text{шп}}$	$L_{\text{ф}}$	$L_{\text{нб}}$
90°	40°	0,45	22	15°	2,5 l_p	4,0 l_p	2,9 l_p
		0,50		14°	3,9 l_p		4,1 l_p
		0,55		13°	4,0 l_p		4,0 l_p
		0,60		12°	4,3 l_p	4,4 l_p	
		0,65		11°	4,6 l_p	4,7 l_p	
		0,70		10°	5,0 l_p	4,9 l_p	
		0,75		9°	5,4 l_p	5,6 l_p	
		0,80		8°	6,0 l_p	6,2 l_p	
		0,85		7°	6,6 l_p	6,4 l_p	
		0,90		6°	7,5 l_p	6,8 l_p	
		0,95		5°	8,7 l_p	9,0 l_p	8,9 l_p

Необходимо заметить, что если по реке в наводок несутся крупноразмерные плавающие тела (например вырванные с корнями деревья и кусты) для недопущения преждевременного засорения галерей до занесения межшпорного пространства, необходимо либо ширину галерей выбрать такой, чтобы безболезненно пропустить эти тела, или перед галереями предусмотреть ограждения отклоняющие плавающие тела к голове шпоры, где они подхватываются несущимся потоком и уносятся дальше по руслу.

3. Обследование результатов работы СШГБ в натуре, в частности у села Маркара, Пшатаван на берегу реки Аракс и в других местах, выявило на первый взгляд довольно странное явление. Кое-где русло было занесено не только в линию соединяющих головы шпор, но и на значительном удалении от этой линии в глубь русла. В частности у села Маркара в результате 4—5 летней работы СШГБ не только был полностью прекращен размыв берега, но и межшпорное пространство было полностью занесено наносами толщиной 1,5—2,5 м, т. е. до бровки русла и все шпоры оказались покрытыми мощным слоем наносов.

Помимо этого по результатам двух-трехлетней эксплуатации было установлено, что осаждение наносов происходит за линией, соединяющей головы шпор в глубь русла на 10—15 метров. Для выяснения причины такого явления нами в лабораторных и натуральных условиях была детально обследована структура потока у СШГБ.

Первый период работы СШГБ когда сооружение только что было возведено (до постройки СШГБ имел место интенсивный размыв русла и берега) один берег имел вогнутую форму. При подходе потока к створу застройки возведенного на вогнутом участке берега, из-за кривизны русла в плане, свободная поверхность приобретает поперечный уклон. У берега уровень выше, чем у стрежня, что вызывает поперечное движение донных токов. Наличие СШГБ и особенно глухой корневой части шпоры в зоне пазухи вызывает дальнейшее

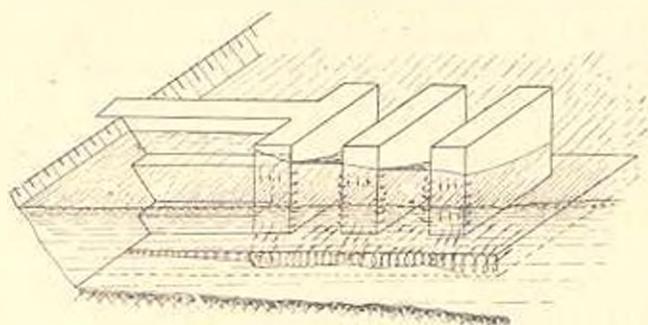


Рис. 6.

повышение уровня воды. В связи с этим по длине основания шпоры и напорным поверхностям шпоры возникают токи вдоль основания и спускающиеся по поверхности этих стен (рис. 6). Эти токи зачастую приобретают циркуляционный характер и в виде отдельной винтообразной струи протекают от корня шпоры к голове. Винтообразный поток по пути своего следования, в зонах бычков, где к нему присоединяются струи, спускающиеся по напорной поверхности бычков, усиливается. При прохождении зон сквозных галерей, винтообразный поток частично участвует в питании истечения из галерей и в связи с этим затухает. В результате сказанного, в СШГБ, в отличие от глухих шпор, донный винтообразный поток по длине шпоры не интенсифицируется.

фиксируется. Этим надо объяснить малые размеры размыва перед сквозной шпорой по сравнению с глухими. Обойдя головную часть шпоры, эти струи на определенном расстоянии от головы выходят на свободную поверхность потока и с поверхностным течением уносятся вниз.

В первый период работы сооружения, большую часть по наружному контуру основания возникает замкнутая вымочка небольших размеров из-за уноса сравнительно мелких наносов. Поверхность этой вымочки как бы подвергается естественной отмошке. За СНГБ в этот период наблюдается совершенно иная картина. Мощные струи, вытекающие из сквозных галерей шпоры, из-за косога направления галерей отходят от размываемого участка вогнутого берега и сталкиваются с потоком, огибающим голову шпоры. В результате столкновения, полог, огибающий голову шпоры, меняет свое направление, отволится от размываемого участка берега и точка столкновения с берегом—расстояние между шпорами—фактически удлиняется. Здесь в зоне столкновения этих двух потоков происходит интенсивный обмен количествами движения, что сопровождается интенсивным гашением энергии потока. Струи, вытекающие из галерей, из-за наличия фундаментной плиты и ее возвышенности над руслом, располагаются выше донных струй, насыщенных наносами, огибающих голову шпоры.

Из-за зонального расположения этих струй, они не сталкиваются в донной зоне друг с другом и протекают дальше без каких-либо существенных изменений (рис. 7). Донные струи, преодолев эту возможную зону столкновения, выходят в межшпорное пространство, где поднимаются по береговому склону русла. По мере подъема, по береговому склону, согласно гидравлической крупности частиц, донные наносы оседают и вдоль берега, в межшпорном пространстве возникает песчано-гравелистая гряда параллельно берегу, которая, разрастаясь со временем сносится с берегом. В результате сказанного прекращается дальнейший размыв берега, и происходит восстановление ранее размывтого берега за счет осаждающихся наносов.

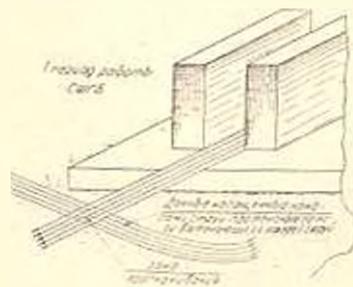


Рис. 7.

В лабораторных условиях и в натуре можно наглядно проследить за этим процессом. В период невысоких вод, из-за уменьшения скоростей течения и глубин потока, размывающая и транспортирующая способность потока резко уменьшается. В этот период, и в частности в период убывания уровня воды и отхода уреза воды в глубь русла, вымочки вокруг шпор засыпаются, поверхность русла и межшпорного пространства планируются за счет осевших наносов, а общая средняя отметка межшпорного пространства повышается.

Неоднократное повторение указанного процесса на различных участках русла в разных реках, одновременно приводит к подъему отметки русла перед и за галереями сквозной шпоры. В результате склизанного шпора и в первую очередь его фундаментная плита оказываются погруженными в грунт, отметка русла и дна галерей, в отличие от первого периода, выравнивается, порог перед входом в сквозную галерею и уступ у конца галереи исчезают. Наступает второй период работы СШГБ. Структура потока перед шпорой не подвергается существенным изменениям. При этой ситуации отметки шп

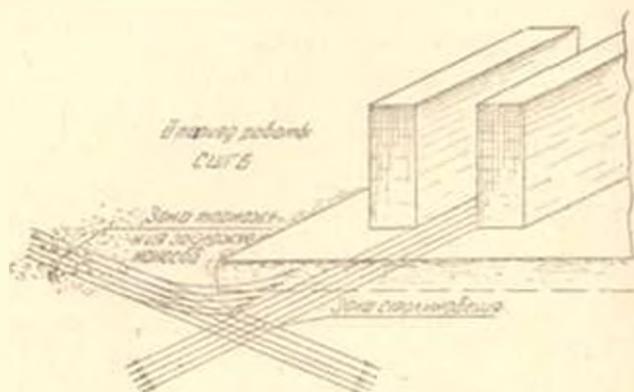


Рис. 8.

за струй, вытекающих из сквозных галерей и донного насмещивания наносами потока, огнибающего голову шпоры, почти не отличается. В связи с этим струи, вытекающие из галерей, в отличие от первого периода, сталкиваются со струями, огнибающими голову шпоры, затормаживают движение донных наносов и они оседают впереди линии соединяющей оголовки шпор (рис. 8).

Институт водных проблем и гидротехники МВХ
Армянской ССР

Поступило 10.VI.1992

Գ Ա ՆԱԲԵՐԱԳՈՒՄՆԱԿ

ՀԻՒՐԱՎՈՒԹՅԱՆ ԳԻՄԱԳԱՏՈՎ, ՄԻՋԱՆՅՈՎ ԵՐԿՐԻՆԻ ՄԻ ԿՈՆԻ
ՆՈՐ ՈՒՍՈՒՄՆԱՍԻՐՈՒԹՅՈՒՆՆԵՐԻ ՄԱՍԻՆ

Ա մ փ ո փ ո ս մ

Լեփոպաշտպան կառուցվածքների աշխատանքի դաշտում են ու բարդորտոր տատանախրոմիչունների և նրանց ջննադատական վերլուծման միջոցով արվում են այդ կառուցվածքների անբավարար աշխատանքի պատճառները: Դրանցից առավել կարևորը համարվում է այն հանգամանքը, որ նրանց մշտական մամուռակ, հատուկ ջնն դրողից զերտի հոսանքի կազմախրոմ և ափապաշտպան կառուցվածքի աշխատանքի ընտրվի համապատասխանություն ստեղծելու հարցով:

Նոր մշակված ամապաշտպան կառուցվածքը, որն սժտված է հայտնի ամապաշտպան կառուցվածքների նկատմամբ մի շարք ստավկաթյունների, իրենից ներկայացնում է ավելի գործող կառուցվածք: Այն համապատասխան ձևով նախատեսված, հոսանքի կազմությունը կառուցվածքի մոտակայքում ապահովում է շիջվելիս աշխատանքի և հոսանքի կազմության անհրաժեշտ համապատասխանությունը: Տվյալ ղեկքում ալը համապատասխանությունը կարծաճարովի նրանով, որ նախ՝ հոսանքի մի մասը ձեռք բերելով ուղղություն սղողող ամբից ղեկի դիմացի ամբը, մանրերակային սղողող շիջվելին կարտամի ամբից: Մյուս կողմից հասակային ջրաբերությունը հարուստ հոսանքի շերտերին հնարավորություն է տալիս թափանցելու միջխթանային տարածությունն ու թողնելով ալնանից հասակային ջրաբերությունը ոչ միայն կհանվի ամբի սղողումն, այլև այն կվերականգնվի նստող ջրաբերությունների հաշիւ:

Աշխատանքում արված է ղեկի ամբի մեկ դժային մետրի ամբայման համար ծախսող շինանյութի քանակը՝ խուլ խթաններով և միջնացիկ հիդրավիկ դիմապատով ամբացնելիս: Յուրջ է արված վերջինիս բացահայտ Կենտանկանությունը:

Օդադրոթվելով արտադրության մեջ իրենց լիությունը արդարացրած միջանցիկ հիդրավիկ դիմապատով խթանների (ՍՀԻԿ) աշխատանքի նորագույն տվյալները, ստացվել են միջխթանային տարածության որոշման նոր քանակներ, որոնց պնտիվումը որոշված միջխթանային տարածության մեծությունը հաստատվում է լարարատոր և գաշտային վատտացի տվյալներով:

Միջանցիկ հիդրավիկ դիմապատով խթանների աշխատանքի շուրջ տասը տարվա փորձը, մասնավորապես Արաքս ղեկի ամբերի (Մարդարա և Փշատական գյուղերի հատվածները), Ինդուրի ղեկի (Կակի և Սրասնտիա գյուղերի) ամբերի հատվածները ցույց տվեցին, որ ՍՀԻԿ-ը ոչ միայն կանխում են ամբի ողողումը, այլև ազմակույելով միջխթանային տարածությունը, վերականգնում են նախկինում ուղղված ամբը և 4-5 տարվա աշխատանքից հետո սկսվում է հատակային ջրաբերությունների նստեցումը՝ խթանների գլխաները միացնող գծից ղեկի ղեկի հունի կենտրոնը:

Հողվածում, բացահայտելով հոսանքի կազմությունը ՍՀԻԿ-ի աշխատանքի երկու մասնակաշրջանների համար, արվում է վերև նշված, ստացվել հալացից տարրերի թվացող, երևալի բացատրությունը:

Л И Т Е Р А Т У Р А

1. Амбарцумян Г. А. Новые схемы подосбрсных сооружений для мелиоративного строительства. «Нопое в ирригации». Материалы Всесоюзного совещания в ВДНХ, 1962.
2. Алауник С. Г. Регулирование русел. Сельхозиздат, 1962.
3. Херцелуидзе И. И. Применение сборных железобетонных тетраэдров для регулируемых сооружений. Тр. IV Всесоюзной конференции по бетону и железобетонным конструкциям. Часть I, М., 1949.
4. Амбарцумян Г. А. О некоторых вопросах гидравлического расчета СШБ. Известия АН Армянской ССР, серия т. ТН, XIII, № 4, 1960.

ЭНЕРГЕТИКА

Г. А. БУРНАЧЯН, С. М. САРКИСЯН

ВЫБОР ОПТИМАЛЬНОГО РЕЖИМА РАБОТЫ НАСОСНО-АККУМУЛИРУЮЩЕЙ ГЭС В ЭНЕРГЕТИЧЕСКОЙ СИСТЕМЕ

Существующие методы установления режима работы насосно-аккумуляторных гидроэлектростанций (НА—ГЭС) с суточным циклом регулирования исходят из предположения, что НА—ГЭС при разряде отсекает пиковую часть графика нагрузки системы по прямой линии, в соответствии с заданной мощностью, а в течение остальной части суток работают по ровному графику. По отсеченной части графика нагрузки определяется энергия разряда (\mathcal{E}_p). Энергия заряда (\mathcal{E}_z) определяется по выражению $\mathcal{E}_z = \mathcal{E}_p / \eta_{\text{ц}}$, где $\eta_{\text{ц}}$ — к.п.д. цикла аккумулярования, которая берется ориентировочно по данным существующих установок. По величине энергии заряда, заполняя провал графика нагрузки, устанавливают зону работы НА—ГЭС в насосном режиме, которую ограничивают сверху прямой линией. Такой подход установления режима работы НА—ГЭС является негочным так как при этом не учитываются изменения к.п.д. НА—ГЭС при разных значениях мощностей.

В статье предлагается метод выбора наиболее выгодного режима работы насосно-аккумуляторной гидроэлектростанции исходя из ее энергетических характеристик как в насосном, так и в турбинном режимах.

Построение энергетических характеристик НА—ГЭС, т. е. расходной характеристики и характеристики относительных приростов, в турбинном режиме осуществляется также как и для обычных гидроэлектростанций [1] (рис. 1). Эти же характеристики НА—ГЭС в насосном режиме построены следующим образом. Расходная характеристика НА—ГЭС в насосном режиме, т. е. зависимость подачи воды от подведенной мощности — $Q = F(N_n)$ строится по данным испытания агрегата НА—ГЭС или по универсальным характеристикам.

Подведенная мощность $N_n = N_{\text{н}} \cdot \eta_{\text{д}} \cdot \eta_{\text{т}}$, где $N_{\text{н}}$ — мощность на валу насоса; $\eta_{\text{д}}$ — к.п.д. двигатель-генератора; $\eta_{\text{т}}$ — к.п.д. трансформатора.

Потерянная мощность ($\Delta N'$) во всех элементах установки при насосном цикле работы, т. е. в трансформаторе, двигатель-генераторе, насосе и трубопроводе определяется по выражению

$$\Delta N' = N_n - N_{\text{н}}$$

где $\Lambda = 9,81QH$ — потенциальная мощность поднятой воды; H — напор НА — ГЭС.

По значениям ΔN и N_n строится кривая $\Delta N = f(N_n)$, дифференциал которого дает зависимость $\frac{\partial \Delta N}{\partial N_n} = f(N_n)$. Это выражение исполь-

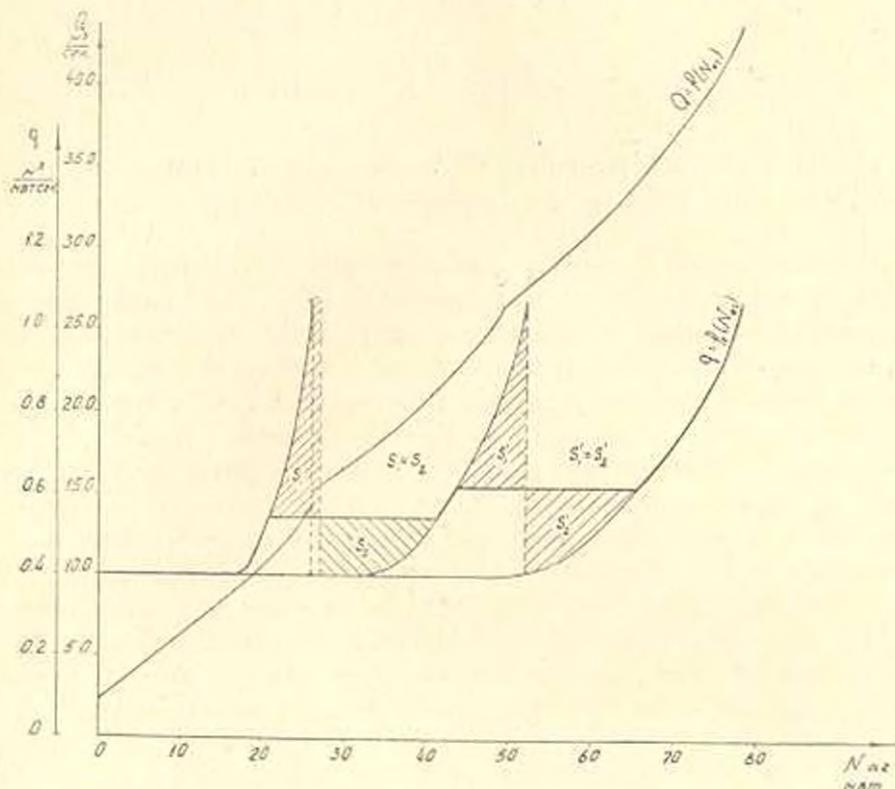


Рис. 1.

зуется для построения характеристики относительного прироста НА — ГЭС в насосном режиме. Взамен формулы (3—8), приведенной в [1] для характеристики относительного прироста насоса получается следующее выражение

$$i = \frac{\partial Q}{\partial N_n} = \frac{102}{H} \left(1 - \frac{\partial \Delta N}{\partial N} \right) \quad (1)$$

Имея кривые $Q = F(N_n)$, $q = f_2(N_n)$ для одного насоса строится суммарная расходная характеристика и характеристика относительного прироста всех агрегатов НА — ГЭС в насосном режиме (рис. 2).

По энергетическим характеристикам НА — ГЭС в турбинном и насосном режимах определяется наивыгоднейший режим работы НА — ГЭС, исходя из критерия минимума расхода топлива по системе. Вывод условия наивыгоднейшего режима работы всех электростанций системы при наличии НА — ГЭС произведен по методу неопределенных множителей Лагранжа. При наличии в системе n тепловых станций, m гид-

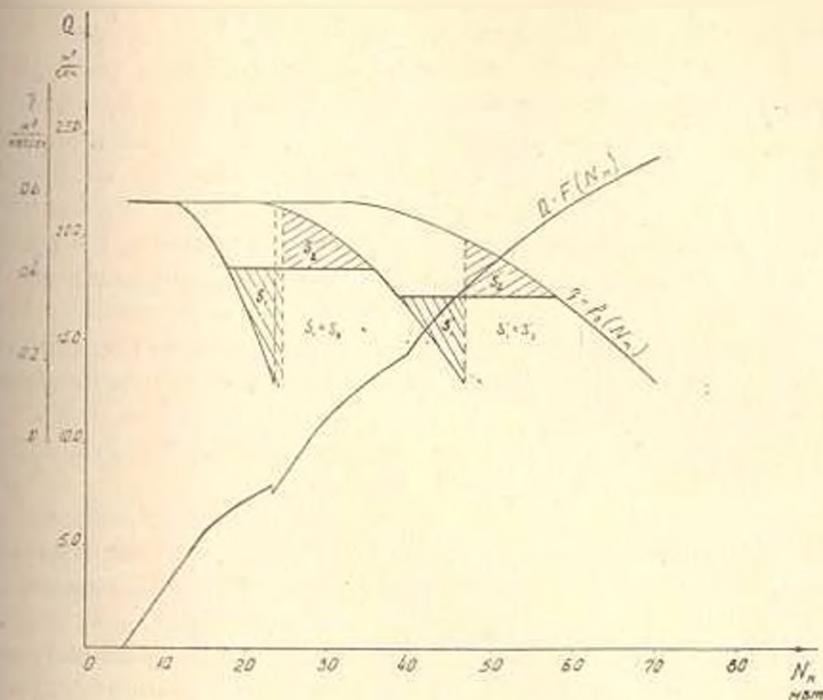


Рис. 2.

станций, включая и НА—ГЭС в цикле разряда, с заданным суммарным расходом воды на каждой из них в течение всего цикла регулирования и НА—ГЭС в цикле заряда, суммарный расход топлива на тепловых станциях в j -ый час будет

$$B_j = \sum_{i=1}^n B_{ij}, \quad (2)$$

где B_{ij} —расход топлива на i -ой теплостанции в j -ый час и определяется из расходной характеристики $B = f(\sum N_{it})$.

Расход топлива для суточного периода будет

$$B = \sum_{j=1}^{24} B_j = \sum_{j=1}^{24} \sum_{i=1}^n B_{ij}. \quad (3)$$

Задача невыгоднейшего распределения нагрузки заключается в выхождении такого режима системы, которому соответствует минимум расхода топлива при соблюдении нижеследующих условий.

1. Баланс мощностей для каждого часа j

$$\varphi_j = \sum_{i=1}^n N_{ij} + \sum_{a=1}^m N_{aj} - P_j - N_{nl} = 0, \quad (4)$$

где $j=1, 2, 3, \dots, 24$; N_{ij} —нагрузка i -ой теплостанции в j -ый час; N_{aj} —нагрузка a -ой гидростанции в j -ый час; P_j —потребная нагруз-

ка в j -ый час по графику нагрузки: N_{nj} — нагрузка НА—ГЭС в j -ый час, соответствующая насосному режиму работы.

2. Каждая из гидроэлектростанций, включая и НА—ГЭС в цикле разряда, должна израсходовать заданное количество воды.

$$\varphi_a = \sum_j Q_{aj} - W_a = 0, \quad (5)$$

где W_a — заданный расход воды на a -ой гидроэлектростанции, T — продолжительность рассматриваемого периода, Q_{aj} — часовой расход воды на a -ой гидроэлектростанции.

3. Насосно-аккумулирующая гидроэлектростанция в течение цикла заряда должна подать определенное количество воды, ограниченное объемом верхнего бассейна,

$$\varphi_k = \sum_j Q_{kj} - W_k = 0, \quad (6)$$

где W_k — заданный объем воды на НА—ГЭС, Q_{kj} — часовая подача воды $j=1, 2, 3, \dots, k$; k — число часов работы НА—ГЭС в цикле заряда.

Минимум суммарного расхода топлива, которому соответствует оптимальный режим системы, с учетом приведенных выше ограничивающих условий, определяется по следующей функции Лагранжа.

$$S = \sum_{j=1}^{24} \sum_{i=1}^n B_{ij} + \sum_{i=1}^{24} \lambda_j \varphi_j + \sum_{a=1}^m \lambda_a \varphi_a + \lambda_k \varphi_k, \quad (7)$$

где $\lambda_j, \lambda_a, \lambda_k$ — множители Лагранжа.

Минимум функции Лагранжа определяется приравнением нулю частных производных от S по независимым переменным,

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial S}{\partial N_{ij}} &= \frac{\partial B_{ij}}{\partial N_{ij}} + \lambda_j = 0; \\ \frac{\partial S}{\partial N_{ai}} &= \lambda_j + \lambda_a \frac{\partial Q_{aj}}{\partial N_{ai}} = 0; \\ \frac{\partial S}{\partial N_{kj}} &= -\lambda_j + \lambda_k \frac{\partial Q_{kj}}{\partial N_{kj}} = 0. \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

где $j=1, 2, 3, \dots, 24$; $i=1, 2, 3, \dots, n$; $a=1, 2, 3, \dots, m$;

Из системы уравнений (8), находим условие экстремума:

$$b_{ij} = \lambda_a \varphi_{aj} = -\lambda_j \varphi_{kj}, \quad (9)$$

где $b_{ij} = \frac{\partial B_{ij}}{\partial N_{ij}}$ — относительный прирост i -ой теплостанции в j -ый час;

$\varphi_{aj} = \frac{\partial Q_{aj}}{\partial N_{ai}}$ — относительный прирост a -ой гидроэлектростанции в j -ый час;

$q_{nj} = \frac{\partial Q_{nj}}{\partial N_{nj}}$ — относительный прирост НА—ГЭС в насосном режиме в j -ый час.

Таким образом режим системы является невыгоднейшим, если удовлетворяется условие (9), иначе говоря в каждом часу относительные приросты тепловых станций должны быть одинаковыми и равными относительным приростам гидростанций и НА—ГЭС умноженными соответственно на коэффициенты λ_n и $-\lambda_n$. Величины λ_n и $-\lambda_n$ в течение всего цикла регулирования остаются постоянными и определяются соответственно соблюдая указанные выше условия 2 и 3, методом подбора или последовательных приближений.

Выведенное условие (9), невыгоднейшего распределения суммарной нагрузки между электростанциями энергосистемы при наличии НА—ГЭС, отличается от существующих условий невыгоднейшего распределения нагрузки при отсутствии НА—ГЭС [1, 2] только наличием дополнительного члена $-\lambda_n \frac{\partial Q_{nj}}{\partial N_{nj}}$, который определяет оптимальный режим работы НА—ГЭС в цикле заряда. Для определения оптимального режима работы

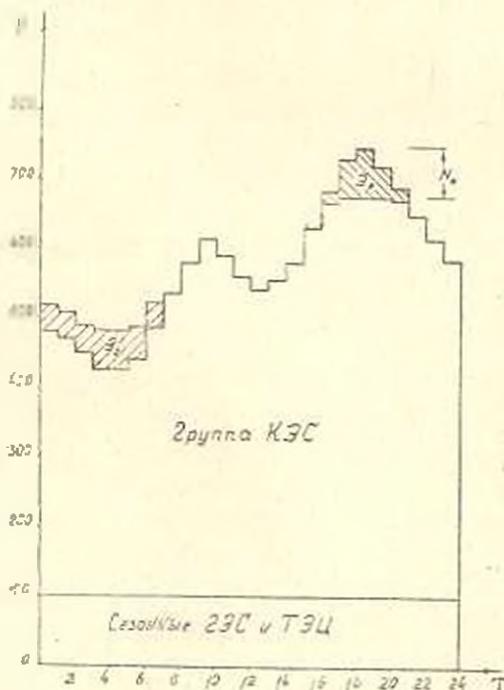


Рис. 3.

НА—ГЭС, согласно условию (9) рассмотрим энергетическую систему, состоящую из группы теплостанций, оборудованных агрегатами ПВК—150, ВК—100, АК—50 и НА—ГЭС, с графиком нагрузки показанном на рис. 3. Объем воды в цикле разряда и заряда $W_n = 41 \cdot 10^4 \text{ м}^3$. Суммарная расходная характеристика и характеристика относительно прироста группы тепловых станций приведена на рис. 4. По данным рис. 4 заполнены первые два столбца таблицы 1.

Умножая все значения характеристики относительных приростов НА—ГЭС в насосном режиме (рис. 2) на одно из возможных значений $-\lambda_n$, получаем новую характеристику $-\lambda_n q_n = f(\lambda_n)$.

Далее, соответственно каждому значению b (табл. 1), определяются такие значения N_n , при котором удовлетворяется условие (9) т. е. $b = -\lambda_n q_n$. По разности значений столбцов 2 и 3 табл. 1 заполняется столбец 4, табл. 1.

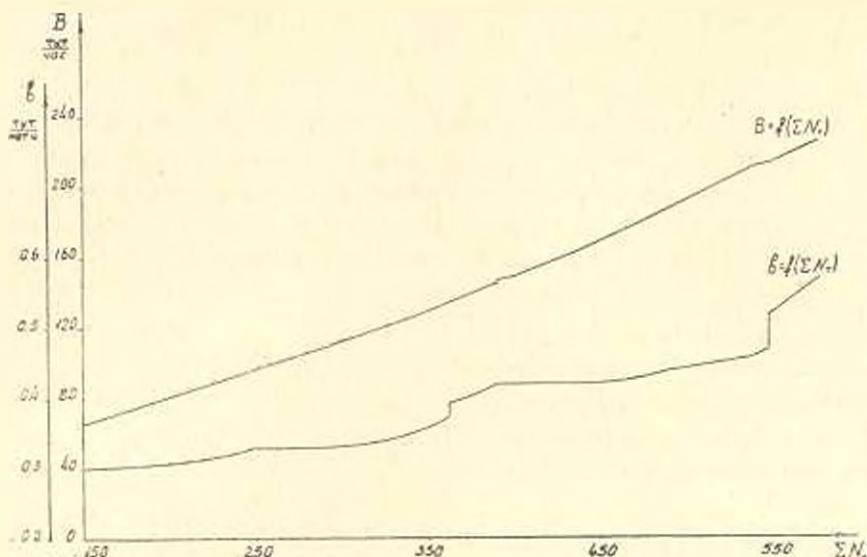


Рис. 4.

Таблица 1

Таблица 2

B $\frac{\Sigma N_T}{\text{мвт. ч.}}$	ΣN_T мвт	$\alpha = 1,14$	
		N_n мвт	$P_c = \Sigma N_c - N_n$
0,300	150	63,5	86,5
0,310	205	63,0	142
...
0,400	372	59,0	313
0,410	382	58,0	324
0,420	389	39,0	350
0,122	390—443	38,0	352—405
0,130	468	37,0	431
...
0,570	574	15,0	559

Σ	P_c мвт	N_n мвт	ΣN_T мвт	B г. у. т
1	380	38,0	418	156
2	370	38,0	406	153
3	350	39,0	389	145
4	325	57,0	382	142
5	325	57,0	382	142
6	340	46,0	386	144
7	385	38,0	423	158

$$P_c^* = P_c - 100; \sum_{j=1}^7 \sum_{i=1}^n B_i = 1040 \text{ г. у. т.}$$

Пользуясь табл. 1, при определенном значении потребной нагрузки P_c^* можно определить значения мощности НА ГЭС в насосном режиме N_n и мощности группы теплостанций ΣN_T . Например, при $P_c^* = 350$ мвт по соответствующей строке табл. 1 находим: $N_n = 39$ мвт $\Sigma N_T = 389$ мвт.

По значениям P_c из графика нагрузки (рис. 3), определяются значения N_n и ΣN_T для всех часов цикла заряда НА ГЭС и по полученным значениям N_n , пользуясь расходной характеристикой (рис. 2) подсчитывается величина объема воды поданной в верхний бассейн, т. е. $W = \sum_{j=1}^h Q_{nj} \cdot 3600$. Полученное значение W сопоставляется с заданным W_n .

Если это количество воды W больше (или меньше) заданного W_0 , то коэффициент λ_n соответственно уменьшается (увеличивается) до получения необходимой сходимости. Наиболее выгодный режим работы группы теплостанций и НА—ГЭС в насосном режиме для заданного $W_n = 410000 \text{ м}^3$ получается при $\lambda_n = 1,14$ (табл. 2).

Наиболее выгодный режим работы теплостанций и НА—ГЭС в турбинном режиме определяется так же как для совместно работающих теплостанций и теплостанций [1].

Оптимальный режим работы НА—ГЭС в обоих режимах приведен на рис. 3.

Расход топлива для выбранного режима работы НА—ГЭС в цикле заряда, подсчитанный по расходной характеристике группы тепловых станций (рис. 4), приведен в табл. 2 и равен 1040 т, а расход топлива при отсутствии НА—ГЭС за тот же интервал времени равен 921 т. Дополнительный расход топлива идущий на заряд НА—ГЭС равен $1040 - 921 = 119$ т. Расход топлива на тепловых станциях в часы разряда НА—ГЭС равен 1132 т. Суммарный расход топлива на тепловых станциях в периоды заряда и разряда НА—ГЭС, соответственно выбранному режиму равен 2172 т.

Если же режим работы НА—ГЭС принять согласно существующим методам, т. е. выравниванием соответствующих зон графика нагрузки прямыми линиями, то получим, что в насосном цикле $\Sigma N = 400 \text{ мвт}$, а в турбинном — $\Sigma N = 572,5 \text{ мвт}$. В этом случае суммарный расход топлива на тепловых станциях во время заряда и разряда равен 2181 т. Разность суммарного расхода топлива по предлагаемой и существующей методикам составляет $2181 - 2172 = 9$ т, что составляет $-7,5\%$ от дополнительного расхода топлива идущего на заряд НА—ГЭС.

ЕРИИ

Поступило 3.II. 1964

Հ. Ա. ՈՒՐԱՆՅԱՆ, Ս. Գ. ՍԱՐԿՅԱՆ

ԷՆԵՐԳԵՏԻԿ ԱՌՍՏԱՄՈՒԹՎ ԱՇԽԱՏՈՂ ՓՈՄԳԱ-ԿՈՒՏԱԿԻԶ
ՀԻՐՐՈՒԿՅԱՆ ԹՊՏԻՄԱԿ ԻՆՏԵՐՆ ԸՆԹՐՈՒԹՅՈՒՆԸ

Ս. մ. փ. ո. փ. ո. մ.

ՊՎ-ՀԷԿ-ի աշխատանքային սեփմի որոշման գոյություն ունեցող մեթոդների թերությունն այն է, որ ՊՎ-ՀԷԿ-ի օգտակար գործողության գործառնությունը սեփմեկրում հաստատուն է փրցվում, ուղիղ զծով առանձնացնելով բնոի գրաֆիկի համապատասխան մասերը:

Այս աշխատանքում բերված է ՊՎ-ՀԷԿ-ի էներգետիկ բնութագրերի կառուցման եղանակ (Նկ. 1, 2) և կադրանմի անորոշ գործակիցների մեթոդով զուրս է բերված էներգոսխտեմի բնոի սպտիմալ բաշխման պայմանը (3), նաղի առնելով ՊՎ-ՀԷԿ-ի սակայությունը:

Այդ համասարման միջոցով էներգոսխտեմի բնոի գրաֆիկը (Նկ. 3) պտիմալ ձևով բաշխվում է սխտեմում աշխատող «ՈՆ» ջերմակայանների:

«Մ» հիդրոկայանների և սլամպա-կուտակող կայանի միջև, որի ղեկավարում վանկիբի գլուխարային մարտը սխառեմի քերմակաչաններում գառնում է միեմար, հիդրոկայաններում և սլամպա-կուտակիչ կայանում մախսելյոյ որոշակի քանակությամբ ջուր:

Ինսի գրաֆիկի բաշխումն ըստ աշխատանքում յերված մեթոդի, գոյություն ունեցող մեթոդների համեմատությամբ, տալիս է 9 տոննա վանկիբի տնտեսում, որը կազմում է ՊԿ-ՀԷԿ-ի յիցրավորման համար անհրաժեշտ վանկիբի 7,5 տոկոսը:

Л И Т Е Р А Т У Р А

1. *Гуркиштейн В. М.* Наиболее эффективные режимы работы гидростанций в энергетических системах. Госэнергоиздат, 1959.
2. *Маркович Н. М.* Режимы энергетических систем. Госэнергоиздат, 1963.
3. *Кароль Л. А.* Условия и возможности перспективного развития насосного аккумулярования. Сб. тр. Высокоманевренные электростанции и насосное аккумулярование, ЭНИН АН СССР, 1959.

ЭНЕРГЕТИКА

Э. С. ПОГОСБЕКОВ

К ВОПРОСУ ВЫРАВНИВАНИЯ МНОГОЛЕТНИХ КОЛЕБАНИЙ
 ГИДРОЭЛЕКТРОЭНЕРГИИ ТЕПЛОВЫМИ ЭЛЕКТРОСТАНЦИЯМИ

Выравнивание многолетней неравномерности выработки электроэнергии гидроэлектростанций в энергосистемах в значительной степени возлагается на тепловые электростанции. В целом разрешение этой задачи, частью которой является определение резервируемого и среднесуточного объемов топлива, потребляемого тепловыми электростанциями, упирается в необходимость знания закономерностей, характеризующих многолетние колебания выравнивающей (дефицитной) энергии. Зная эту закономерность, можно определить среднесуточную величину выравнивающей (дефицитной) энергии и максимальный суммарный объем ее за наиболее неблагоприятную группировку сезонов друг за другом лет из всего многолетнего ряда. Найденные значения энергии и будут представлять в эквиваленте объемы потребления и резервирования топлива [7].

К изучению закономерностей многолетнего колебания выравнивающей энергии можно подойти с позиций математической статистики, используя методы, применяемые в гидрологии и водохозяйственных расчетах к изучению и описанию стоковых процессов и регулированию его [4, 5, 6]. Величины годовых выработок гидроэлектроэнергии в многолетии, как известно, в основном подчинены случайному характеру протекания речного стока, причем стоку значительно измененному, трансформированному. Так как само перерегулирование стока в многолетнем разрезе целиком подчинено целям, в свою очередь зависящим от природных условий, то и саму выработку гидроэлектроэнергии, по-видимому, можно считать случайным процессом, характеризуемым определенными параметрами гидроэнергетических объектов.

Соображения о случайности многолетнего процесса выработки гидроэлектроэнергии были проверены методами математической статистики по конкретным гидроэнергетическим объектам, в свое время примененными в гидрологических исследованиях при изучении речного стока [2, 3].

Анализу подверглись многолетние ряды дефицитной электроэнергии 21 гидроэлектростанции по проектным материалам Армянского, Тбилисского, Бакинского и Среднеазиатского отделений Гидро-

проекта. Расчетами были определены корреляционные зависимости между годовыми величинами дефицитной энергии за смежные годы и степень приближения указанных многолетних рядов к нормальному распределению, как к распределению в среднем наиболее характерному для случайных непрерывных величин. Корреляция между смежными годами по большинству объектов оказалась практически отсутствующей и ее величины находятся от $r = 0,006$ до $0,170-0,180$ с четырехкратной ошибкой ($4E$) превышающей в несколько раз коэффициент корреляции (табл. 1). Лишь в четырех случаях коэффициент корреляции превышает эти значения, заключаясь между $0,330$ и $0,480$, и только по одному объекту (Бзиби ГЭС) этот коэффициент существенно велик ($0,601 \pm 0,356$).

С целью более достоверного суждения о степени коррелированности в многолетних рядах дефицитной энергии гидроэлектростанций был подсчитан средневзвешенный коэффициент корреляции по объединенному (удлиненному) ряду из 16 ГЭС без многолетнего регулирования (табл. 1). Полученный результат подтверждает соображения

Таблица 1

Значения коррелированности за смежные годы по многолетним рядам вырабатываемой энергии ГЭС

Наименование объектов	Число лет ряда	Значения коррелированности $k \pm 4E$	
Шамбская ГЭС	31	0,1109	$\pm 0,4832$
Шнохская ГЭС	24	0,0216	$\pm 0,5580$
Спандарянская ГЭС	31	-0,1350	$\pm 0,4804$
ЗаГЭС	27	-0,0120	$\pm 0,5256$
Чигалеви ГЭС	27	0,0758	$\pm 0,5228$
Ортачала ГЭС	27	0,0059	$\pm 0,5256$
Гатев ГЭС	21	-0,2188	$\pm 0,5328$
Бзби ГЭС	24	0,6013	$\pm 0,3564$
Жипали ГЭС	26	0,3366	$\pm 0,4762$
Степанаванская ГЭС	21	0,1572	$\pm 0,5448$
Намакхани ГЭС	24	0,1843	$\pm 0,5396$
Ладжанури ГЭС	26	0,0065	$\pm 0,5360$
Бжуа ГЭС	27	0,0709	$\pm 0,5228$
АпГЭС	27	0,0599	$\pm 0,5236$
Рион ГЭС	27	0,1717	$\pm 0,5096$
Сухум ГЭС	27	0,4356	$\pm 0,4260$
Ипгури ГЭС	24	0,3700	$\pm 0,4800$
Нурекская ГЭС	29	-0,0152	$\pm 0,5064$
Шамзорская ГЭС	28	-0,0328	$\pm 0,5148$
Мингечаурская ГЭС	28	0,1452	$\pm 0,5048$
Актавфинская ГЭС	20	0,4727	$\pm 0,4764$
Объединенный ряд, составленный из объектов от № 1 до № 16 вкл. .	423	0,1140	$\pm 1,2880$

о возможности суждения о многолетних рядах дефицитной энергии гидроэлектростанций, как о рядах практически не коррелированных. Надо отметить, что из четырех объектов с многолетним регулированием только по одному коэффициент корреляции достиг величины $0,47$ в то время как по остальным—значения коррелированности весьма малы (меньше $0,15$).

Степень приближения анализируемых рядов к нормальному распределению по отдельным объектам в первую очередь определяется

по критерию Z_3 по процентам отклонения варьирующей величины в обе стороны от своего среднеарифметического значения ($x_0 \pm 3\sigma$, $x_0 \pm 2\sigma$, $x_0 \pm \sigma$). Результаты подсчета по 21 объекту приведены в табл. 2. Как видно, полученные проценты отклонений практически удовлетворительно отвечают теоретическим значениям. Указанные ха-

Таблица 2

Проценты отклонений годовых величин от среднегодовых значений в многолетних рядах выравниваемой энергии ГЭС

Наименование объектов	Число лет ряда -n-	Процент отклонения в границах:		
		$k = 3\sigma$	$k = 2\sigma$	$k = \sigma$
Шлисская ГЭС	31	96,8	90,3	80,6
Шинская ГЭС	24	100,0	95,9	70,8
Сондранская ГЭС	31	100,0	93,5	77,4
Сурская ГЭС	27	100,0	92,6	81,5
Сыктывинская ГЭС	27	100,0	96,3	74,0
Суржская ГЭС	27	100,0	96,3	63,0
Суровская ГЭС	24	100,0	95,9	62,5
Сыктывинская ГЭС	21	100,0	95,9	75,0
Жинвальская ГЭС	26	100,0	92,3	77,0
Шинская ГЭС	24	100,0	95,9	62,5
Намаханская ГЭС	24	100,0	95,9	79,2
Суржская ГЭС	26	100,0	96,2	65,4
Бжудская ГЭС	27	100,0	96,3	74,0
Алфская ГЭС	27	100,0	100,0	66,7
Смопская ГЭС	27	100,0	100,0	66,7
Судумская ГЭС	27	100,0	100,0	63,0
Китуринская ГЭС	23	100,0	95,9	70,8
Нарекская ГЭС	29	100,0	93,0	69,0
Вамкорская ГЭС	28	100,0	96,5	75,0
Минтечаурская ГЭС	28	100,0	92,9	67,8
Алфская ГЭС	20	100,0	95,0	65,0
Объединенный ряд, составленный из объектов от № 1 до № 16 вкл.	423	100,0	93,6	70,6
Теоретический ряд нормального распределения	—	99,7	95,45	68,3

актеристики были получены и для объединенного 423-летнего ряда, представляющего хорошее соответствие осредненных величин теоретическим.

Оценивая результаты исследования рядов по двум признакам (коэффициенту коррелированности и критерию Z_3), можно заключить, что многолетние ряды дефицитной энергии ГЭС представляются, по всей видимости, случайными величинами, не связанными между собой функциональной зависимостью.

Для получения дополнительных данных о характере распределения рассматриваемых рядов, был определен коэффициент асимметрии S_3 , рассчитанный по объединенному 423-летнему ряду. Естественно, что по указанному коэффициенту, полученному по объединенному ряду, можно судить лишь о возможной степени асимметрии в рассматриваемых рядах, о среднем вещном коэффициенте асимметрии. Коэффициент асимметрии по объединенному ряду составил $S_3 = 0,133$ со

среднеквадратической ошибкой $\varepsilon_c = 0,119$. Как видно, величина самого коэффициента весьма невелика и, если учесть, что нулевое значение коэффициента находится в пределах двухкратной его ошибки, распределение можно считать нормальным.

Попытка дальнейшего более обстоятельного исследования по объединенному ряду была проделана путем приведения этого ряда к дискретному вариационному ряду, по которому были определены основные характеристики этого распределения и проведена проверка на соответствие дискретного вариационного ряда нормальному распределению. Результаты вновь подтвердили достаточную близость исследуемого распределения к нормальному:

а) по критерию Ястремского:

$$\frac{\sum (f - f')^2}{f'q'} = 5,53 < 3 \sqrt{2l + 40} = 16,53;$$

б) по приближенному равенству между значениями средней арифметической, медианы и моды:

$$(x - 1,037) - (M_c = 1,037) \approx (M_n = 0,981);$$

в) по соотношению между средним квадратическим и средним линейным отклонениями распределения, равному приближенно

$$\frac{s}{r} = 1,247 \approx 1,23;$$

г) по небольшой величине коэффициента асимметрии и его ошибке, изменяющей знак коэффициента:

$$C_s = \varepsilon_s = 0,111 \approx 0,122,$$

где f — эмпирические частоты интервалов дискретного ряда; f' — теоретические частоты; q' — вероятность неповторения интервала; l — число интервалов дискретного ряда; $\theta = 0,6$.

Следует обратить внимание на то, что коэффициент асимметрии, полученный первым и вторым способами, различается на удвоенное значение их среднеквадратической ошибки и в среднем дает нулевое значение.

В итоге, задавшись нормальным распределением, которое, очевидно, является характерным для многолетних рядов дефицитной энергии, в спрямляющих координатах Хазена были построены кривые обеспеченности по всем объектам и в целом по объединенному ряду (составленному из 16 объектов нерегулируемых в многолетнем разрезе гидроэлектростанций). Построения показали, что по большинству объектов эмпирические обеспеченности, найденные по известной формуле

$$\frac{m - 0,3}{n + 0,4} = P_{100}^{(1)}$$

достаточно удовлетворительно следуют теоретическим кривым обеспеченности.

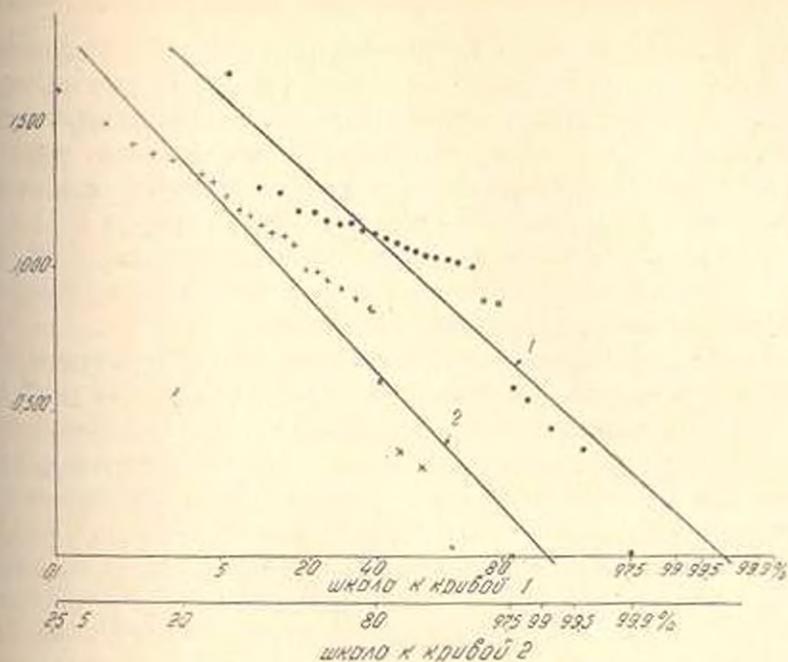


Рис. 1 1—Кривая обеспеченности дефицитной энергии по Читахеви ГЭС; коэффициент вариации многолетнего ряда $C_v=0,361$; 2—Кривая обеспеченности дефицитной энергии по Живзали ГЭС; коэффициент вариации многолетнего ряда $C_v=0,426$.

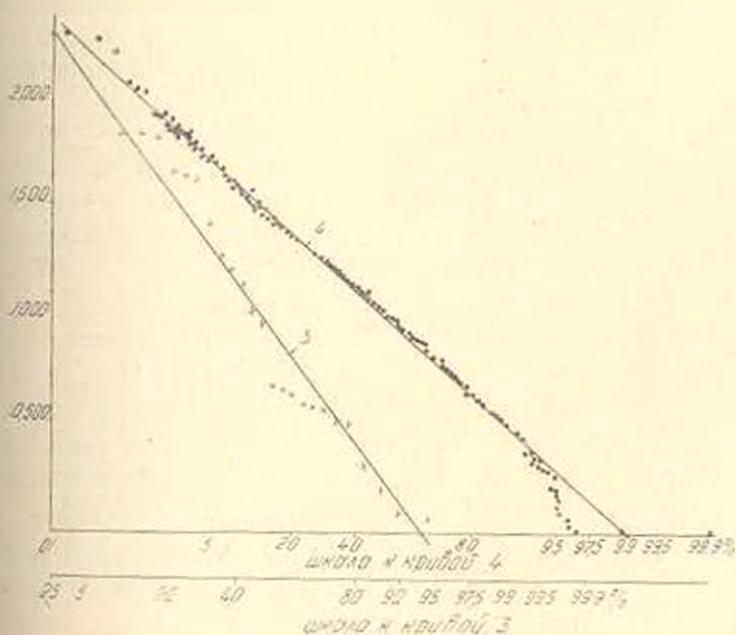


Рис. 2 3—Кривая обеспеченности дефицитной энергии по Сухуми ГЭС; коэффициент вариации многолетнего ряда $C_v=0,666$; 4—Кривая обеспеченности дефицитной энергии по объединенному 423-летнему ряду; коэффициент вариации $C_v=0,383$.

По четырем объектам (Читахеви ГЭС, ЗаГЭС, Шнохская ГЭС, Жинвали ГЭС) наблюдаются некоторые аномалии, что, по всей вероятности, может быть следствием недостаточной продолжительности исследуемых рядов и заметного влияния этого фактора в указанных случаях. На рис. 1 и 2 приведены в качестве примера графики обеспеченности по Читахеви ГЭС, Жинвали ГЭС и Сухуми ГЭС, как объектам соответственно с наиболее неблагоприятным, относительно неблагоприятным и сравнительно хорошим графическим соответствием эмпирических значений теоретическим кривым.

Построение графика обеспеченности по объединенному ряду (рис. 2), где все точки эмпирической обеспеченности по всем 16 объектам весьма хорошо отражают теоретическую кривую обеспечения нормального распределения, наглядно свидетельствует и подтверждает предыдущие результаты о "нормальности" распределения многолетних рядов дефицитной энергии ГЭС.

При исследованиях по стоковым рядам рек Г. Н. Бровкачем [1] утверждалось, что "...если функции $F_1(x)$, $F_2(x)$, ..., $F_k(x)$ объединяемых рядов были выбраны верно, то степень соответствия между теоретической и эмпирической кривыми распределения для ряда, полученного в результате объединения, будет лучше, чем для каждого из этих рядов, взятых порознь". Таким образом, кривые обе-

Таблица 3
Степень приближения кривой обеспеченности нормального распределения к эмпирическим значениям обеспеченности

Наименование объектов	Среднеквадратическое отклонение эмпирических точек	
	от нормальных кривой обеспеченности	от интерполируемой параболы третьей степени
Читахеви ГЭС	0,1034	0,1120
ЗаГЭС	0,0817	0,0552
Шнохская ГЭС	0,0808	0,0536
Жинвали ГЭС	0,0793	0,0420
Аничаур ГЭС	0,0697	0,0367
Ортачала ГЭС	0,0696	0,0683
Шамбская ГЭС	0,0668	0,0653
Актафшская ГЭС	0,0634	0,0631
Сухуми ГЭС	0,0597	0,0193
Бжуа ГЭС	0,0569	0,0464
Татавская ГЭС	0,0343	0,0297

печенности нормального распределения, с соответствующим каждому случаю коэффициентом вариации, представляют собой функции, к которым следуют эмпирические точки обеспеченности многолетних рядов дефицитной энергии выработки гидроэлектростанций.

Степень соответствия теоретической кривой обеспеченности нормального распределения эмпирическим была проверена также способом наименьших квадратов.

В табл. 3 приведены среднеквадратические отклонения по объектам с аномальным расположением эмпирических точек и для сравнения — с удовлетворительным и хорошим расположением последних. Результаты сопоставления по объектам, имеющим больший разброс точек от нормальной кривой (согласно графическим изображениям), с объектами с меньшим разбросом точек показали небольшое расхождение в оценках по параболической интерполируемой функции: так, по объекту с наиболее неблагоприятным графическим результатом (Читахевн ГЭС) параболическое интерполирование дает то же приближение к эмпирическим точкам, что и нормальная кривая обеспеченности; по трем другим объектам с неблагоприятным графическим соответствием (Зап'ЭС, Шнохская ГЭС и Жинвали ГЭС) параболическое интерполирование улучшает соответствие, по сравнению с нормальной кривой, не более чем в два раза, в то время как среди объектов с хорошим графическим соответствием встречаются такие, по которым параболическое интерполирование дает более близкое соответствие.

Зная кривую обеспеченности дефицитной энергии и корреляцию между смежными годами рассчитываемого ряда, можно методом моделирования ряда по теоретическим кривым обеспеченности, предложенным в 1960 г. Г. Г. Сванидзе [8], построить многолетний календарный график дефицитной энергии любой продолжительности. Этот график позволит определить необходимые величины среднемноголетней и аккумулирующей энергии любой обеспеченности. Последние представляют собой и эквиваленте требующиеся объемы многолетнего аккумулирования и среднесноголетнего потребления топлива (например, газа) тепловыми электростанциями, ведущими многолетнее регулирование.

Несколько слов о способе построения теоретической кривой обеспеченности дефицитной энергии. Если построение вести в спрямляющих координатах Хазена, то кривая обеспеченности нормального распределения, как известно, представляется прямой, которую можно построить по двум точкам. Одна точка определяется самим свойством кривой обеспеченности нормального распределения, заключающееся в том, что ордината точки 50%-ой обеспеченности соответствует среднесноголетнему значению данного ряда. Вторая точка определяется по многолетнему ряду выравнивающей энергии $\bar{E}_{gt} = \bar{E}_{max} - E_t$ (\bar{E}_{gt} — годовая величина выравнивающей энергии, \bar{E}_{max} — максимальная годовая выработка за многолетие и E_t — выработанная энергия каждого года), через среднесноголетнюю величину \bar{E}_g и среднеквадратическое отклонение σ того же ряда по выражению:

$$F(t) = \frac{2}{\sqrt{2\pi}} \int_0^t e^{-\frac{u^2}{2}} dt,$$

$$\text{где } t = \frac{\bar{E}_g - \bar{E}_t}{\sigma}.$$

Если вторую точку принимать равной отклонению от среднемесячного значения \bar{E}_m на величину $\pm z$, то обеспеченность ее выразится величиной: при $+z \dots 15,9\%$ и при $-z \dots 84,1\%$.

Зная наперед по проектным материалам многолетний ряд выработанной энергии $E_{\text{вы}}$, можно построить теоретическую кривую обеспеченности дефицитной энергии, имея в виду, что многолетний ряд дефицитной энергии является дополняющим к многолетнему ряду выработанной энергии до величины наибольшей годовой выработки $E_{\text{макс}}$ и, что их среднеквадратические отклонения $\pm z$ равны друг другу.

Армения

Получено 23.IV 1964

Է. Ս. ՍՈՍԵԲԵՈՎ

ՃԵՐՄԱՆԻՆ ԷԼԵՏՐՈՒԱԶԱՆՆԵՐԻ ՄԵՋՈՅՈՎ ՀԻՄՐՈՒՄԵՆՏԱԿԱՆՈՒՄՅԱՆ
ԲԱԾՄԱՆՈՒՄԻ ՏՈՒՄԱՐՆԵՐԻ ՀԱՎԱԲԱՐՅՄԱՆ ՀԱՐՅԻ ՎԵՐԱՅԵՐՅԱԼ

Ա մ փ ո ս լ մ

Հողմածի հեղինակի կողմից փորձ է կատարվում գտնելու հիդրոէլեկտրակայաններում արտադրվող էլեկտրաէներգիայի տարեկան արժեքների թաղմամբ տատանումների փնտազրական օրինաչափությունը, ինչպես համասարեցնող (գեֆիցիտ) էլեկտրաէներգիայի չափը: Իրտարված օրեկանների համար որոշված են թաղմամբ շարքում հարեան տարիների համար համասարեցնող էներգիայի կորիստներն գործակիցները, որոնք օրեկանների մեծ մասի մոտ թափանցին փոքր են դուրս եկել: Իրոված է նաև, որ հիդրոէլեկտրաէներգիայի թաղմամբ շարքերը թաղմամբ են կանոնավոր օրենքով: Հեղինակի կողմից կառուցված են գեֆիցիտային հիդրոէլեկտրաէներգիայի ապահովման նորմալ թաղմամբ տեսական կորերը:

Л И Т Е Р А Т У Р А

1. Брыкович Г. И. О кривых распределения вероятностей, применяемых в гидрологии. Тр. первого совещания по регулированию речного стока. Изд АН СССР, М.—Л., 1945.
2. Ефимович П. А. Вопросы водохозяйственных расчетов и гидрологии. М.—Л., 1936.
3. Зайков Б. Д., Величков С. Ю. Норма годового стока, погрешность ее и приведение коротких рядов к длительному периоду. «Исследования рек СССР», вып. VIII, ГГН, Л., 1935.
4. Крицкий С. И., Менкель М. Ф. Гидрологические основы речной гидротехники. 1950.
5. Крицкий С. И., Менкель М. Ф. Водохозяйственные расчеты. М., 1952.
6. Никитин С. Н. Основы гидроэнергетических расчетов. М.—Л., 1959.
7. Оселян А. М. Техноикономические расчеты и энергетике. Ереван, 1962.
8. Сванидзе Г. Г. Методика стохастического моделирования гидрологических рядов и некоторые вопросы многолетнего регулирования речного стока. «Труды института энергетике АН ГССР», т. XIV, Тбилиси, 1961.

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Г. М. КАНЕЦЯН

СТАТИЧЕСКАЯ И УСТАЛОСТНАЯ ПРОЧНОСТЬ
 СТРУНОБЕТОННЫХ БАЛОК*

Сообщение 4

В [1] была описана технология изготовления длиномерных струнобетонных балок из легкого бетона на природных заполнителях и приведены результаты их испытаний под кратковременной и длительной статической нагрузкой. В данном сообщении приводятся результаты испытания на усталость серии струнобетонных балок из легкого бетона прочностью на сжатие 350–400 кг/см² на природных заполнителях, армированных высокопрочной проволокой периодического профиля диаметром 4 мм (ГОСТ 8480–57). Испытанию были подвергнуты 11 балок длиной 270 см, сечением 18×27 см (рис. 1), из коих

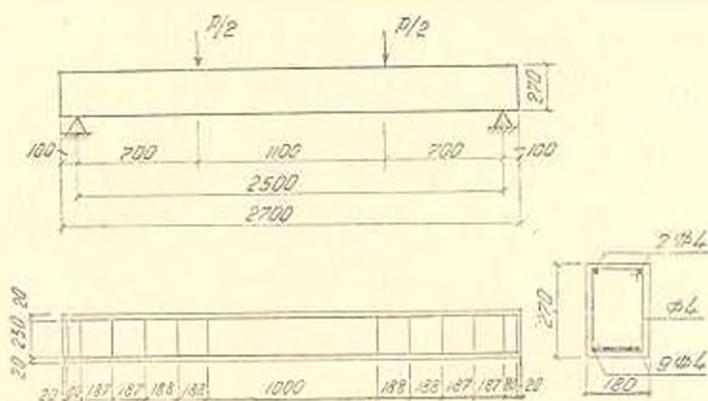


Рис. 1.

4 балки на литоидно-пемзовом щебне и кварцевом песке, 3 балки на чисто литоидно-пемзовом заполнителе, 4 балки на перлите в естественном-вспученном состоянии. Балки были спроектированы так, чтобы их разрушение под статической нагрузкой происходило от разрыва арматуры в растянутой зоне. Контролируемое напряжение арматуры балок было принято равным $\sigma_0 = 0,75 R_s = 120 \text{ кг/мм}^2$.

Геометрические характеристики балок: высота сечения $h = 27 \text{ см}$; рабочая высота сечения $h_0 = 25 \text{ см}$; ширина сечения $b = 18 \text{ см}$; площадь

* Научный руководитель проблемы проф. В. Б. Пинаджян.

сечения арматуры нижней зоны $F_{a1} = 9\Phi 4 = 113,4 \text{ см}^2$; верхней зоны $F_{a2} = 2\Phi 4 = 25,2 \text{ см}^2$; площадь приведенного поперечного сечения балки $F_{\text{пр}} = 499 \text{ см}^2$; статический момент приведенного сечения относительно нижней грани балки $S_{\text{пр}} = 6600 \text{ см}^3$; расстояние от центра тяжести приведенного сечения до нижней грани балки $y_{\text{пр}} = 13,1 \text{ см}$; момент инерции приведенного сечения относительно центра тяжести сечения $I_{\text{пр}} = 41200 \text{ см}^4$; расстояние центра тяжести всей продольной арматуры до нижней грани балки $y_a = 6,2 \text{ см}$; эксцентриситет приложения продольной силы при обжатии бетона $e = 6,9 \text{ см}$; модуль упругости проволоки при растяжении $E_s = 18000 \text{ кг/см}^2$; минимальный предел прочности проволоки на разрыв $R_s^1 = 160 \text{ кг/см}^2$.

Балки проектировались согласно [2], при этом потери предварительного напряжения арматуры были приняты равными с учетом экспериментальных данных [1]:

а) от усадки бетона

$$\sigma_y = \varepsilon_y E_s = 70 \cdot 10^{-5} \times 1800000 = 1260 \text{ кг/см}^2;$$

б) от ползучести бетона при средней интенсивности напряжения в бетоне 53 кг/см^2 .

$$\sigma_{\text{пл}} = C \varepsilon_0 E_s = 50 \cdot 10^{-7} \times 53 \times 1800000 = 475 \text{ кг/см}^2,$$

в) от релаксации напряжений высокопрочной проволоки

$$\sigma_p = (0,27 \varepsilon_s / R_s^1 - 0,1) \sigma_0 = (0,27 \cdot 0,75 - 0,1) 12000 = 1240 \text{ кг/см}^2.$$

Суммарные потери напряжений,

$$\sigma_n = \sigma_y + \sigma_{\text{пл}} + \sigma_p = 2975 \text{ кг/см}^2.$$

Расчетный изгибающий момент трещиностойкости струнобетонных балок при статическом нагружении, вычисленный в соответствии с [2] оказался равным $M_{\text{т}} = 2,41 \text{ тм}$; расчетный разрушающий изгибающий момент при статическом нагружении — $M_p = 1,35 \text{ тм}$.

Струнобетонные балки, а также контрольные бетонные кубики и призмы изготавливались в металлических формах на стенде экспериментально-производственной базы АИСМ. Испытание струнобетонных балок на изгиб производилось по схеме, показанной на рис. 1 на 50-тонном гидравлическом прессе ГРМ-1 с пульсатором (рис. 2). Деформационные характеристики бетонных призм при сжатии и образцов высокопрочной проволоки при растяжении определялись испытанием образцов на 100-тонном прецизионном гидравлическом прессе „Рейли“, при этом деформации в бетоне измерялись с точностью до 1—2 мкнессурамн, а арматуры с точностью до 1 мкнессурамн. Модуль деформации бетона при сжимающем напряжении $0,2 R_{\text{пр}}$ оказался равным $E_c = 1900 \text{ кг/см}^2$.

Методика исследований балок здесь не описывается, так как она принята была такой же как и при исследовании струнобетонных балок из тяжелого бетона [3]. Результаты испытания трех балок под статической нагрузкой, доведенных до разрушения, представлены в

табл. 1. С целью фиксации возможного сдвига арматуры по отношению к бетону, по торцам балок были установлены тензометры. Судя по показаниям приборов вплоть до разрушения балок явление про-

Таблица 1

Результаты статического испытания струбетонных балок длиной 2,70 м из легких бетонов на природных заполнителях

Номера балок*	Кубиковая прочность бетона при испытании балок $K_{2/5} \text{ кг/см}^2$	$M_{р}$ — расчетный момент трещиноустойчивости (т.м)	$M_{ф}$ — фактический момент трещиноустойчивости (т.м)	$M_{р}$ — расчетный разрушающий момент (т.м)	$M_{ф}$ — фактический разрушающий момент (т.м)	f — прогибы и среднее пролета при $0,5M_{р}$ (мм)	f/l
ПК-1	392	2,44	2,45	4,35	4,39	3,8	1,660
ПЛ-1	361	2,44	2,45	4,35	4,41	5,7	1,440
П-1	415	2,44	2,45	4,35	4,38	3,6	1,695

* ПК — бетон на ленточно-пемзовом щебне и кварцевом песке; ПЛ — бетон на ленточно-пемзовом щебне и песке; П — бетон на перлитовом щебне и песке в естественно-вспученном состоянии; l — пролет балки.

скальзывания арматуры в бетоне не наблюдается. Статическое разрушение балок произошло от разрыва арматуры, расположенной в

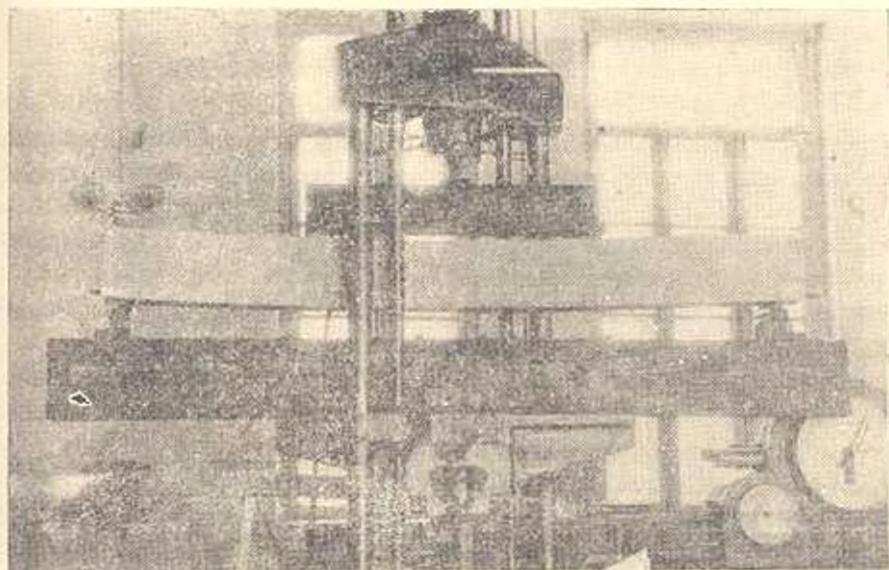


Рис. 2.

растянутой зоне балки, при этом фактические и расчетные разрушающие моменты по величине оказались очень близки друг к другу.

Под многократно-повторной нагрузкой были испытаны 8 балок на базе 2 м.м циклов нагружения с частотой 6,7 герц.

С целью выявления изменения жесткости балок от действия пульсирующей нагрузки после каждых 250000 циклов нагружения производились статические промежуточные испытания балок с соответствующим измерением прогибов. Основные результаты испытания балок под пульсирующей нагрузкой представлены в табл. 2.

На рис. 3, 4 и 5 показаны зависимости стрел прогибов трех струнотетонных балок от величины нагрузки и числа циклов их нагружения. Как видно из этих графиков в результате действия пуль-

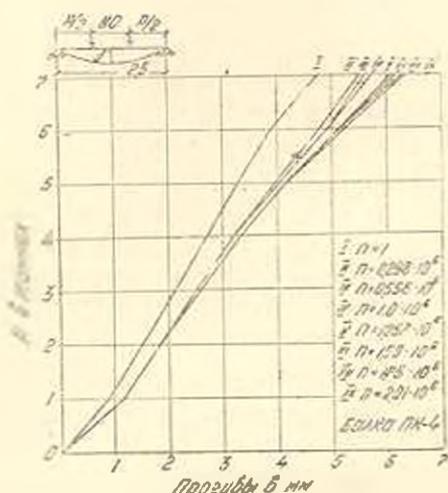


Рис. 3.

сирующей нагрузки изгибная жесткость балок заметно уменьшилась. В основном это является следствием нарушения сцепления между арматурой и бетоном на участках балок, в которых возникали трещины.

При многократно повторной нагрузке в шести балках из восьми, где максимальный изгибающий момент не превышал расчетного изгибающего момента трещиностойкости M_T , база в 2 млн циклов — была пройдена.

Согласно программе испытаний в остальных двух балках (балки П-1 и П-2) максимальный изгибающий момент превышал величину M_T на 10%. Одна из этих балок (балка П-2) разрушилась при 1,037 млн циклов нагружения вследствие усталостного разрыва арматуры. Так же как и в опытах со струнотетонными балками из тяжелого бетона [3] наблюдалось не мгновенное, а постепенное разрушение балки П-2. А именно, приблизительно при 1 млн циклов нагружения наблюдался разрыв одной проволоки в нижней растянутой зоне балки. Затем после нескольких десятков тысяч циклов нагружения наблюдался постепенный разрыв остальных проволок. Одновременно имело место интенсивное развитие трещин и возрастание прогиба балки.

Таблица 2

Результаты испытания струннобетонных балок длиной 2,7 м из легких бетонов на природных заполнителях под пульсирующей нагрузкой

Номера балок ¹	Кубиковая прочность бетона при испытании балок (кг/см ²)	Наибольшие моменты при пульсирующей нагрузке (т.м)		M _{min} /M _{max}	Напряжения в струнах при пульсирующей нагрузке (кг/см ²)		r = $\sigma_{min}/\sigma_{max}$	M _р — расчетный разрушающий момент при статической нагрузке (т.м)	M _ф — фактический разрушающий момент (т.м)	M _ф /M _р	Число циклов нагружения n	Прогибы балок в середине пролета при 0,5M _р (м.м)		f _{ср}	f _{срII}	Причина прекращения испытания
		M _{min}	M _{max}		σ _{min}	σ _{max}						в начале испытания f _н	в конце испытания f _к			
ПК-2	360	1,05	2,15	0,43	101	107	0,94	4,35	4,11	0,94	2330000	4,25	5,40	1,580	1,464	Пройдена база
ПК-3	395	1,05	2,45	0,43	101	107	0,94	4,35	4,65	1,08	2110000	3,49	4,24	1,718	1,580	То же
ПК-4	358	1,05	2,45	0,43	101	107	0,94	4,35	4,61	1,01	2010000	4,10	5,30	1,610	1,475	То же
ПЛ-3	384	1,05	2,45	0,43	101	107	0,91	4,35	4,62	1,06	2010000	5,62	6,63	1,450	1,377	То же
ПЛ-1	330	1,02	2,10	0,49	99	106	0,93	4,35	4,30	0,99	1000000	6,50	7,30	1,390	1,340	испытание приостановлено из-за дефекта пульсатора
П-1	355	1,05	2,80	0,37	101	109	0,92	4,35	4,20	0,96	2130000	3,90	4,90	1,640	1,510	Пройдена база
П-2	402	1,05	2,80	0,37	101	109	0,92	4,35	2,80	0,64	1037000	3,40	4,10	1,735	1,610	Разрыв арматуры
П-3	412	1,05	2,45	0,43	101	107	0,91	4,35	4,83	1,10	2500000	3,40	4,80	1,735	1,520	Пройдена база

¹ См. примечание к табл. 1.

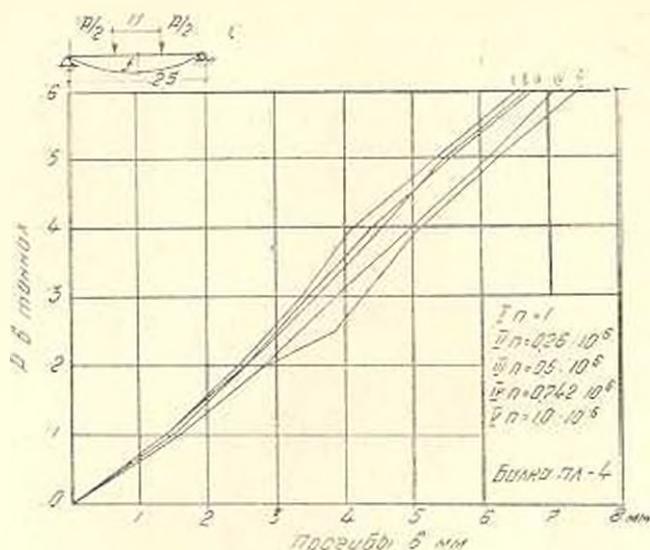


Рис. 4.

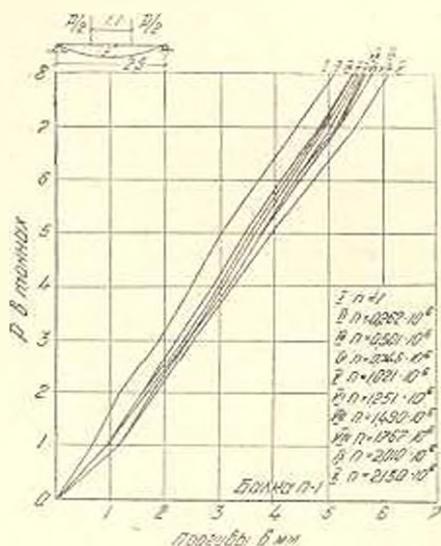


Рис. 5.

Жесткость испытанных струнобетонных балок после 2 млн циклов нагружения уменьшилась в среднем на 22% по сравнению с их жесткостью при однократном статическом нагружении. Несмотря на это относительный прогиб балок после 2 млн циклов нагружения оказался меньше относительного прогиба допускаемого действующими нормативными положениями по мостам [4].

По проведенным экспериментальным исследованиям можно прийти к заключению, что несущая способность предварительно напряженных балок из легкого бетона, армированных высокопрочной проволокой после 2 млн циклов нагружения, при соблюдении условий

$M_{\text{max}} < M_c$ и $\rho > 0,9$ оказалась одинаковой с несущей способностью таких же балок при однократном статическом нагружении.

Армянский НИИ

строительных материалов и сооружений

Поступило 30.XII 1963.

2. Խ. ԿԱՆԿՑԱՆ

ԼՈՐՈՒՄՏՈՆԵ ՉԵՐԱՆԵՐԻ ՍՏԱՏԻԿԱԿԱՆ ԵՎ ՀՈԳՆԱԾԱՅԻՆ ԱՍՐՈՒԹՅՈՒՆԸ

Հաղորդում 4

Ե. մ. փ. ո. փ. ո. մ.

Հողվածուժ բերված է բնական լցիչներով 350—400 կգ/սմ³ սեղմման ամրություն ունեցող և 4 մմ տրամագծով բարձրամուր լարով ամրանափոփած թևթև բետոնե հեծանների հոգնամային փորձարկման արդյունքները (մեխոլը նկարագրված է [3] հոդվածում)։

Փորձարկված ութը հեծաններից վեցը, սրանցում մաքսիմում ծող մոմենտը չի գերազանցել ճաքակալուժուժյան մոմենտին, դիմացիկ ևն 2 միլիոն ցիկլ բեռնափորման։ Հեծանների ծաման կոշտությունը 2 մլն. ցիկլ բեռնափորումից հետո, համեմատած նրանց միապատիկ ստատիկ բեռնափորման ժամանակ ունեցած կոշտության հետ, պակասել է մոտ 22 տոկոսով և առաջացած ճկվածքը չի գերազանցել կամուրջների համար նորմաներով թույլատրվող ճկվածքից (4)։

Հողվածում ցույց է տրվում թույլակի կրկնօր բեռնափորման ենթարկվող լարաբետոնե կոնստրուկցիաներում բնական լցիչներից պատրաստված բարձրամուր բետոնների կիրառման հնարավորությունը։

Л И Т Е Р А Т У Р А

1. Канцяян Г. М. Статическая и усталостная прочность струнобетонных балок, сообщение 3. Известия АН Армянской ССР, т. XVII, вып. 2, 1964.
2. Строительные нормы и правила, часть II, раздел В, глава 1. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. М., 1962.
3. Пикаджян В. В., Аветисян Р. С. Статическая и усталостная прочность струнобетонных балок, сообщение 1. Известия АН Армянской ССР, т. XV, вып. 3, 1962.
4. Технические условия проектирования железобетонных, автодорожных и городских мостов и труб (СН 200—62). Трансжелдориздат, 1962.

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

А. В. АКОНЯН, В. А. КАРАШЕТЯН

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ ЖЕСТКОСТИ
ТУФОЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК ПРИ ДЛИТЕЛЬНОМ
ДЕЙСТВИИ НАГРУЗКИ

В Армянском научно-исследовательском институте стройматериалов и сооружений в период 1962—63 гг. проводились работы по изучению жесткости изгибаемых туфожелезобетонных балок под длительной нагрузкой. Исследованию были подвергнуты 12 туфожелезобетонных балок, из коих шесть балок при кратковременном нагружении и шесть балок при длительно действующей нагрузке. Для сравнения в качестве эталона при длительной нагрузке были также испытаны две железобетонные балки на обычном (тяжелом) заполнителе. Все балки длиной 280 см имели прямоугольное сечение 10×16 см² с односторонней продольной арматурой. Процент армирования туфожелезобетонных балок составлял $\mu = 0,48\%$; $\mu = 1,16\%$ и $\mu = 2,28\%$, а балок эталонов из тяжелого железобетона на базальтовом щебне $\mu = 1,16\%$. В балках с высоким процентом армирования ($\mu = 2,28\%$), где могло быть разрушение от касательных напряжений вне зоны чистого изгиба была установлена добавочная арматура. Балки были армированы круглой гладкой стальной арматурой марки ст. 3 (класса А—1) для $\mu = 0,48\%$ — 2Ф6,4 ($\sigma_t = 2950$ кг/см²), для $\mu = 1,16\%$ — 2Ф10 ($\sigma_t = 3170$ кг/см²), для $\mu = 2,28\%$ — 2Ф14 ($\sigma_t = 3190$ кг/см²). Одновременно с балками были изготовлены контрольные бетонные кубы, восьмерки и призмы. Бетон готовился ручным способом, а укладка его производилась с помощью вибратора. Вызревание бетона до 28-дневного возраста происходило во влажных опилках. Далее до 60-дневного возраста образцы хранились в сухом состоянии при относительной влажности воздуха помещения 54—65%.

Длительным испытаниям балок предшествовали кратковременные испытания. Испытание балок под кратковременной и длительной нагрузками производилось с помощью рычажных установок.

Основные результаты кратковременных испытаний туфожелезобетонных балок представлены в табл. 1. Прогобы балок измерялись мессурами с точностью до 0,01 мм. По длине балки в зоне чистого изгиба, с помощью рычажных тензометров с базой 2 см, с точностью до 1 микрон, определялись деформации крайних волокон бетона. Балки под кратковременной нагрузкой доводились до разрушения.

На основании данных, приведенных в табл. 1 можно утверждать,

что расхождение между результатами опыта в формулах СНиП [1] при кратковременном нагружении не превышали $\pm 8\%$.

Таблица 1

Результаты испытания туфо железобетонных балок расчетным пролетом

$l_p = 2,4$ м под кратковременной нагрузкой

Серия балок	Процент армирования μ	$M_{пр}$ (кг·м)		$M_{раз}$ (кг·м)		$f_{ср}$ —прогиб при $0,5M_{раз}$ (мм)	$f_{ср}/l_p$
		по опыту	по СНиП [1]	по опыту	по СНиП [1]		
I _к —I	0,48	92	90	276	250	4,0	$\frac{1}{600}$
		88	90	276	250	3,2	$\frac{1}{750}$
I _к —II	1,16	92	90	600	618	4,7	$\frac{1}{510}$
		88	90	600	618	4,9	$\frac{1}{490}$
I _к —III	2,28	102	90	1040	1110	7,7	$\frac{1}{312}$
		88	90	1030	1110	6,9	$\frac{1}{348}$

Длительные испытания балок производились под нагрузкой $0,65 M_{раз}$, которая для балок с малым процентом армирования ($\mu = 0,48\%$) была равна 180 кгм; при $\mu = 1,16\%$ —400 кгм; при $\mu = 2,28\%$ —740 кгм; для балок на тяжелом бетоне—413 кгм. Разрушающая нагрузка $M_{раз}$ определялась по результатам кратковременных испытаний (табл. 1). Под каждой рычажной установкой испытывались две балки (близнецы). Нагрузка прикладывалась ступенями, равными $0,1 M_{раз}$, двумя равными сосредоточенными силами в третьях пролета. Все испытания были начаты в 60-дневном возрасте бетона, при этом прочность на сжатие туфобетона была равна в среднем 270 кг/см^2 , а на растяжение $15,5 \text{ кг/см}^2$; для тяжелого бетона соответственно 315 кг/см^2 и 19 кг/см^2 . Модуль упругости туфобетона испытанных на сжатие призм оказался равным 180000 кг/см^2 , а тяжелого бетона— 280000 кг/см^2 . Прогибы измерялись в трех местах по длине балки, под грузами и в середине пролета, с помощью переносных индикаторов с ценой деления $0,01 \text{ мм}$. Эгими же приборами измерялась возможная осадка опор. Деформация растянутой арматуры и деформация сжатой зоны бетона измерялась стационарными индикаторами на базе 40 см с ценой деления $0,01 \text{ мм}$, а также переносными индикаторами на базе 20 см с ценой деления $0,001 \text{ мм}$. Отсчеты по приборам брались во время приложения нагрузки, через каждые 15 мин ; после приложения нагрузки через 30 мин . Затем ежедневно, а в дальнейшем с еще большими интервалами. При снятии отсчетов по приборам велись наблюдения за температурой и относительной влажностью воздуха помещения, а также за

появлении новых и раскрытием старых трещин. Температура в помещении в период длительных испытаний колебалась в пределах от 23 до 26С; относительная влажность воздуха в пределах 54—65%.

Усадочные деформации туфобетона исследовались на армированных и неармированных призмах. Деформации ползучести туфобетона изучались при центральном сжатии призм при интенсивности напряжения 10 кг/см². Кривые длительной деформации сжатой зоны бетона и растянутой арматуры туфожелезобетонных балок приводятся на рис. 1 и 2.

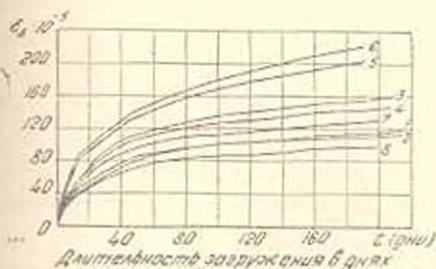


Рис. 1. Относительные деформации бетона в сжатой зоне под длительной нагрузкой. Кривые 1 и 2 относятся к балке I₂—I; кривые 3 и 4—балке I₂—II; кривые 5 и 6 балке I₂—III, кривые 7 и 8—балке II₂—II.

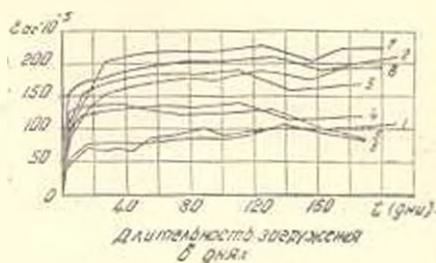


Рис. 2. Относительные деформации растянутой арматуры балок под длительной нагрузкой. Пояснения к кривым даны из рис. 1.

Деформации бетона в сжатой зоне балок за 205 суток увеличились почти в 2,5 раза, а в арматуре—от 1,1 до 1,4 раза. В неармированных призмах, испытанных на сжатие, относительная деформация ползучести за 205 суток составила 0,21 мм/мм, а в армированных призмах—0,11 мм/мм.

Усадка бетона за 205 суток в неармированных туфобетонных призмах составила 0,35 мм/мм, а в армированных—0,20 мм/мм.

На рис. 3 приводятся кривые прогиба балок в середине пролета при различных процентах армирования. Как видно из кривых нарастание прогибов в начальный период испытания протекает интенсивно, а затем их рост плавно затухает. После 80-дневной выдержки под нагрузкой кривые прогибов идут в дальнейшем параллельно друг другу. Чем больше процент армирования балок, тем меньше возрастание прогибов. В табл. 2 приводятся экспериментальные величины прогибов, в середине пролета балок, под кратковременной и длительной нагрузками.

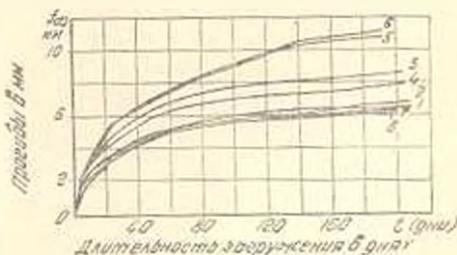


Рис. 3. Прогибы балок под длительной нагрузкой. Пояснения к кривым даны на рис. 1.

Таблица 2

Экспериментальные величины прогибов балок под кратковременной и длительной (205 суток) нагрузкой

Серия балок	Бетон	Процент армирования балок μ	Прогиб от кратковременной нагрузки (мм)	Прогиб от длительной нагрузки (мм)	Полный прогиб (мм)
I_2-I	На гудфоновом заполнителе	0,48	6,00	6,80	12,8
I_2-II		1,16	8,60	8,90	17,5
I_2-III		2,28	10,50	11,0	21,5
II_2-II	Обычный	1,16	7,6	6,3	13,9

Данные, приведенные в табл. 2 показывают, что за 205 суток нагружения балок их прогиб по сравнению с кратковременным прогибом почти удвоился. Рост прогибов во времени в основном следует объяснить увеличением ползучести сжатой зоны бетона, что отмечается и в [2—5].

Следуя [4], путем экстраполяции опытных данных, полученных при загрузении балок в течение 205 суток, были вычислены величины предельных прогибов балок. Эти величины приведены во второй и пятой строке табл. 3. В этой же таблице приведены величины про-

Таблица 3

Сопоставление расчетных и экспериментальных результатов

Серия железобетонных балок	I_2-I	I_2-II	I_2-III	II_2-II
Процент армирования балок μ	0,48	1,16	2,28	1,16
Предельные прогибы балок от ползучести бетона, полученные при экстраполяции экспериментальных данных (мм)	8,5	10,8	13,0	8,3
Прогибы балок в мм от ползучести бетона, вычисленные по формуле СНиП [1]	7,8	9,8	17,1	6,3
То же, но с учетом экспериментальных характеристик бетона, полученных авторами	8,5	10,7	12,3	8,2
f_n — предельные полные прогибы балок при экстраполяции экспериментальных данных (мм)	14,5	19,4	23,5	15,8
Предельные полные прогибы балок вычисленные по СНиП [1]	13,2	19,1	29,3	13,9
То же, но с учетом экспериментальных характеристик бетона, полученных авторами	11,5	19,4	23,5	15,8
$\eta = f_n/f_0$	2,42	2,26	2,24	2,10

гибов балок, вычисленные по формулам СНиП [1] с соответствующими нормативными характеристиками μ также величины прогибов балок, вычисленные по тем же формулам СНиП, но с учетом экспери-

ментальных характеристик бетона, полученных авторами для изученных ими бетонов. Отношения экспериментальных величин полных прогибов балок при длительном их нагружении к прогибам балок при кратковременном нагружении приводятся в последней строке табл. 3. Это отношение оказалось равным 2,24—2,42 для туфожелезобетонных балок и 2,1 для балки из тяжелого бетона.

Анализ данных, приведенных в табл. 3 показывает, что расчетные формулы Строительных норм и правил по проектированию бетонных и железобетонных конструкций [1] дают результаты довольно близкие к экспериментальным, в особенности при учете действительных характеристик бетона.

АИСМ

Поступило 13.II.64.

2. 4. ՀԱՎՈՐՑԱԿ, Վ. Ա. ԿԱՐԱՊԵՏՅԱՆ

ՓՈՐՁԱՐԿՈՒԹՆԵՐԻ ՄԻՋՈՑՈՎ ԵՐԿԱԹՅՈՒՆԱՐԵՏՈՆՆ ԷՆԾԱՆՆԵՐԻ ԿՈՇՏՈՒԹՅԱՆ ՌԻՍՈՒՄԵԱՍԻՐԻԹՅՈՒՆԸ ԲԵՌԻ ԵՐԿԱՐԱՏԵՎ ԱՋԻՆՑՈՒԹՅՈՒՆԻՑ

Ա մ փ ո փ ո մ

Հայաստանի Շինանյութերի և կառուցվածքների գիտա-հետազոտական ինստիտուտում 1962—1963 թվականների ընթացքում աշխատանքներ են տարվել բո՛ր կարճատև և երկարատև ազդեցությունից երկաթտուֆաբետոնե հեծանների կոշտությունը ուսումնասիրելու ուղղությամբ:

Փորձարկման են ենթարկվել 12 հեծաններ. 6 հեծաններ փորձարկվել են մինչև ջալքայում կարճատև ազդող բևեից և ճիշտ այդ հեծաններից 6 հատ տեղադրվել են երկարատև փորձարկման: Համեմատության համար երկարատև ազդող բևեից փորձարկման են տեղադրվել նաև երկու սովորական՝ ծանր բետոնե հեծաններ: Օգտագործվել է Արարատի դրոմարանի $e600$ մարկայի գեմենտ: Հեծանների երկարությունն է 2,8 մ, հաշվալին թռիչքը՝ 2,4 մ, կտրվածքը՝ 16×10 սմ: Ամրանափոխումը եղել է փոքր $\mu = 0,48\%$, միջին $\mu = 1,16\%$ և մեծ $\mu = 2,28\%$ բետոնի խորանարդային ամրությունը բետոնյա պահին տուֆաբետոնի համար $R_b = 270$ կգ/սմ², իսկ սովորական ծանր բետոնինը՝ $R_b = 315$ կգ/սմ², սկզբնական առաձգականության մոդուլը առաջին դեպքում 180000 կգ/սմ², իսկ երկրորդ դեպքում՝ 280000 կգ/սմ²: Որպես ամրան սցառադրվել է կլոր հարթ պողպատ: Ամրանափորումը բոլոր հեծաններում միակողմանի է, կտրվածքը՝ ուղղանկյուն: Եվ կարճատև և երկարատև փորձարկումները կատարվել են լծակների միջոցով: Երկարատև փորձարկումներում, միատանակ մի լծակային սխեմայում փորձարկվել են 2-ական հեծաններ — երկփորյակներ: Ճկվածքները, սեղմված բետոնի և ձգված ամրանի դեֆորմացիաների չափումները կատարվել են մշտական և շարժական ինդիկատորների, ինչպես նաև լծակային տենդամետրերի միջոցով: Բերված են բետոնի ֆիզիկա-մեխանիկական բնութագրերը, որոնք որոշվել են բետոնե խորանարդների, պրիզմաների, սլաբակների և հեծանների փորձարկումների միջոցով: Հեծանների երկարատև փորձարկման ընթացքում օդի ջերմաստիճանը կայմել է $24 \pm 2^\circ$, իսկ հարաձեռական խոնավությունը՝ $59\% = 5\%$: Միատամանակ փորձարկումներ են կատարվել:

տարվել նաև սողքի և կծկման դեֆորմացիաների արժեքները ստանալու համար: Իհրված են երկարատև փորձարկման (միջին հաշվով 20.5 օրվա) ընթացքում հալունաբերված բոլոր դեֆորմացիաների արժեքները, կատարված են անալիզ և համեմատություններ:

Л И Т Е Р А Т У Р А

1. СНиП II—В. 1—62 — Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. Госстройиздат. М., 1962.
2. *Немировский Я. М.* Жесткость изгибаемых железобетонных элементов и раскрытие трещин в них. Сборник статей «Исследования обычных и предварительно напряженных железобетонных конструкций» ЦНИПС, Стройиздат, 1949.
3. *Улицкий М. М., Чжан Чжун-Яо, Голадва А. Б.* Расчет железобетонных конструкций с учетом вязительных процессов. Киев, 1961.
4. *Фигаровский В. В.* Увеличение прогибов железобетонных балок при длительном действии нагрузки. Журн. «Бетон и железобетон», № 11, 1962.
5. *Власов А. С.* Экспериментальные исследования жесткости керамзитожелезобетонных балок при длительном действии нагрузки. «Известия АН АрмССР» (серия ТН), XVI, № 5, 1963.

А. Т. ОГАНЕСЯН

ПРИБОР ДЛЯ ИЗМЕРЕНИЯ ОСТАТОЧНОГО НАПРЯЖЕНИЯ
 В ЭЛЕКТРИЧЕСКИХ КОНДЕНСАТОРАХ

Для многих типов конденсаторов с твердым неоднородным диэлектриком, характерно наличие абсорбции заряда. Это явление наблюдается при зарядке конденсатора постоянным напряжением и проявляется, с одной стороны, в виде замедления спада зарядного тока, а с другой стороны, в виде проявления остаточного заряда на обкладках конденсатора, который после его зарядки подвергался кратковременному замыканию на малое сопротивление [1].

Накопление объемных зарядов в диэлектрике, или абсорбцию заряда, обычно характеризуют коэффициентом диэлектрической абсорбции $K_{д.а.}$, под которым понимают процентное отношение величины остаточного напряжения на конденсаторе $U_{ост.}$ к зарядному $U_{зар.}$. В литературе [2, 3, 4] описываются некоторые методы определения коэффициента абсорбции. Учитывая их достоинства и недостатки, был разработан и изготовлен прибор для измерения остаточного напряжения

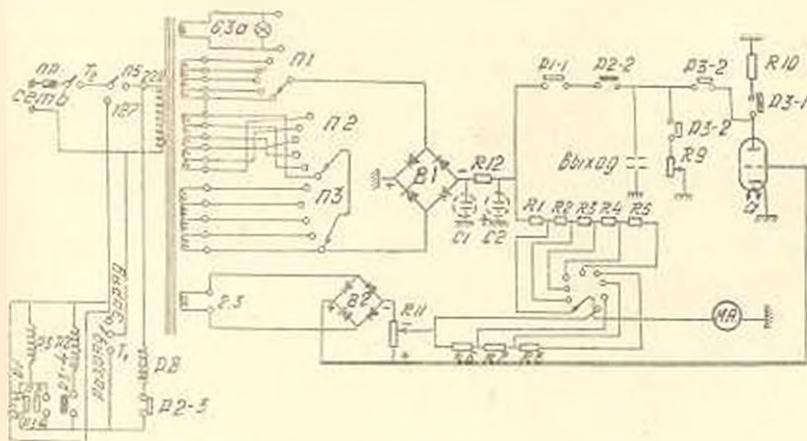


Рис. 1. Принципиальная электрическая схема прибора.

в электрических конденсаторах. По характеру работы отдельных узлов, принципиальная электрическая схема прибора (рис. 1) разделена на блок питания, блок переключения и блок измерения.

1. Блок питания состоит из трансформатора питания, блока переключателей, основного выпрямителя, выпрямителя напряжения смещения управляющей сетки электронной лампы.

Трансформатор питания предназначен для обеспечения питания прибора соответствующим электрическим напряжением. Трансформатор, в зависимости от положения переключателя П5, может быть подключен к электрической сети напряжением в 220 или 127 в.

Блок переключателей (П1, П2, П3) предназначен для подачи электрического напряжения переменного тока частотой 50 герц к основному выпрямителю В1. В зависимости от положения переключателей на выпрямитель может быть подано напряжение от 0—300 в со ступенями по 2 в. Все три переключателя однотипные и имеют шесть положений: одно нулевое и пять рабочих. При изменении положения переключателей на одну ступень, напряжение соответственно изменяется: на П1—50 в, на П2—10 в и на П3—2 в.

Основной выпрямитель выпрямляет напряжение переменного тока на постоянное для зарядки испытуемых конденсаторов. Выпрямитель собран по мостовой схеме.

Выпрямитель смещения (В2) питает выпрямленным постоянным током потенциометр смещения управляющей сетки электронной лампы. При включении выключателя Т2 напряжение питающей сети через переключатель ПР подается на трансформатор, зажигается сигнальная лампа, сигнализирующая включенное состояние прибора. От сетевой обмотки напряжение 220 в или 127 в подается в блок переключения для питания обмоток реле. В зависимости от положения переключателей П1, П2, П3, напряжение требуемой величины выпрямляется и через фильтр подается в блок переключения для заряда испытуемого конденсатора и в блок измерения остаточного напряжения.

2. Блок переключения предназначен для включения конденсатора в режимы: заряда, разряда и измерения остаточного напряжения. При переводе переключателя из среднего положения (отключенное) в положение заряд (верхнее) включается реле и замыкает свой нормально разомкнутый контакт в цепи питания испытуемой емкости и последняя через нормально замкнутый контакт начинает заряжаться. После требуемого времени заряда, переключатель переводится в положение разряд (нижнее). Разрядное время регулируется прибором в пределах 0,5—9 сек. При этом обесточивается реле и своим контактом Р1—1 размыкает цепь заряда, включается реле Р2 через нормально замкнутый контакт Р3—4. Реле Р2 своими контактами Р2—2 включает цепь разряда испытуемой емкости, а Р2—3 включает реле времени РВ. Реле времени РВ после установленного времени задержки замыкает свой контакт РВ и включает реле Р3. Последний включаясь своими контактами Р3—3—4 самоблокируется, Р3—4 включает цепь питания реле Р2 (а последний включает реле времени РВ). Р3—1 отсоединяет анод электронной лампы от земли (R10) и Р3—2 подключает испытуемую емкость к аноду электронной лампы.

После окончания измерения остаточного напряжения испытуемой емкости, переключатель Т—1 переводится в среднее положение. При этом отключается реле Р3 и схема возвращается в исходное состоя-

ние. С целью устранения возможного подключения на землю источника питания, при задержке отсоединения контакта P1—1 реле P1, в цепь заряда испытуемой емкости включен нормально замкнутый контакт P2—1 реле P2.

3. Блок измерения (рис. 2) предназначен для измерения напряжения заряда испытуемого конденсатора и напряжения восстановления после разряда конденсатора. Переключатель П4 имеет девять положений: из них пять положений использованы для расширения пределов измерения напряжения заряда и четыре положения для расширения пределов измерения напряжения восстановления. Измеряемое напряжение заряда подведено к первым пяти контактам переключателя через добавочные сопротивления R1, R2, R3, R4, R5, что соответствует пределам измерения 15 в, 30 в, 60 в, 150 в, 200 в. Остальные четыре

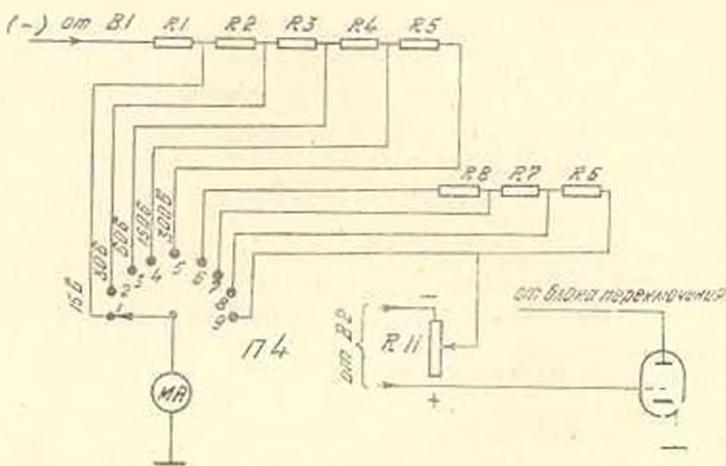


Рис. 2. Блок измерения.

контакта переключателя непосредственно и через сопротивления R6, R7 и R8 соединены к цепи управляющей сети электронной лампы 6Н8С. Таким образом, при установке переключателя в какое-либо положение, микроамперметр через добавочное сопротивление подключается к цепи измерения напряжения заряда или к цепи измерения тока управляющей сетки. С целью исключения влияния измерительной цепи на величину измеряемого напряжения восстановления конденсатора, использован триод (одна половина электронной лампы 6Н8С).

При свободном контакте анода лампы, потенциал на нем в момент предшествующей подачи восстанавливающегося напряжения может быть отличным от нуля и тем самым оказать некоторое влияние на результаты измерения. Во избежание этого, до подачи измеряемого напряжения восстановления, анод триода заземлен через нормально замкнутый контакт P3—1 реле P3 и сопротивление R10. При измерении напряжения восстановления анод триода отключается от земли и подключается к цепи измеряемого напряжения. Так как на анод

лампы подается измеряемое напряжение отрицательной полярности, то через анод ток не проходит и под воздействием отрицательного электрического поля ток в сеточной цепи электронной лампы уменьшается. Уменьшение сеточного тока пропорционально величине восстанавливающегося напряжения на обкладках испытуемой емкости. Таким образом, можно измерить величину $U_{ост}$ и время, в течение которого заканчивается процесс восстановления напряжения.

На управляющую сетку триода подается положительное смещение, что необходимо для расширения пределов измерения. Это напряжение снимается с переменного сопротивления R_{11} , что позволяет измерение величины последнего. Изменение напряжения смещения управляющей сетки необходимо для установления нулевого положения амперметра при расширении предела измерения. Таким образом, при разработке прибора были учтены те особенности, которые необходимы для исследования абсорбции зарядов в электрических конденсаторах. Прибор дает возможность при зарядных напряжениях от 2 до 300 вольт и времени разряда от 0,5—9 сек измерить остаточное напряжение в пределах от 2—150 вольт.

Л И Т Е Р А Т У Р А

1. Ренне В. Т. Электрические конденсаторы, Госэнергоиздат, 1959.
2. Искрасов М. М. Изв. ВУЗов, Электромеханика, 1960, 8.
3. Ренне В. Т., Протопова Т. И., Артемова В. Ф. Вопросы радиоэлектроники, сер. 3, 1960, 9.
4. Чеснова М. К. Вопросы радиоэлектроники, сер. 3, 1962, 4.

Ր Ո Վ Ա Ն Գ Ա Կ Ո Ւ Ք Յ Ո Ւ Ն

էջ

Կառուցվածքների սեյսմալոգյուղագրություն

է. Յ. Խոսյիյան, հասցիվածքների սեյսմալոգյուղագրության հաշվարկ՝ առանցքապլանտիկ դեֆորմացիաների հաշվառումով	11
Տ. Ա. Կոմանդրինու, Շենքի տարածական աշխատանքի հաշվառմամբ սեյսմիկ ազդեցության հաշվարկի մասին	17

Հիդրոսեյսմիկա

Ա. Ռ. Բուհյուբյան , Օղաշին մեծ սլարունահույթյունների ազդեցությունը ճեշումային ջրատարների աշխատանքի վրա	37
Գ. Ա. Համբարձումյան, Հիդրոլոգիկ գիմապաստով միջանցիկ խթանի մի քանի նոր ուսումնասիրությունների մասին	43

Էներգետիկա

Հ. Ա. Բուռնայան, Ս. Ս. Սարգսյան, Էներգետիկ սխեմայում աշխատող պամպակուտակիչ հիդրոէլեկտրակայանի օպտիմալ ուժի մի ընտրությունը	55
Է. Ս. Պողոսյան, Ջերմային էլեկտրակայանների միջոցով հիդրոէլեկտրաէներգիայի բազմամյա տատանումների հավասարեցման հարցի վերաբերյալ	61

Շինարարական կոնստրուկցիաներ

Հ. Ս. Կանեցյան, Կարարևուհի հեծանների ստատիկական և հոշնածային ամբուսթյունը	69
Հ. Վ. Հակոբյան, Վ. Ա. Կարապետյան, Փոքրարկումների միջոցով կրկաթուղու ֆարեանն հեծանների կոշտության ուսումնասիրությունը բետի կրկարտուկ ազդեցությունից	77 ✓

Գիթակամ ճորեր

Ա. Տ. Հովհաննիսյան, Էլեկտրական կոնդենսատորներում մնացորդային լարվածությունը շահելու սարք	83
--	----

СО Д Е Р Ж А Н И Е

	Стр
Сейсмостойкость сооружений	
<i>Э. Е. Хачиян.</i> Расчет сооружений на сейсмостойкость с учетом упруго-пластических деформаций	3
<i>Т. А. Командрина.</i> О расчете зданий на сейсмические воздействия с учетом пространственной работы	17
Гидротехника	
Л. Б. Бунятян Влияние близиных воздушных включений на работу напорных водоводов	27
<i>Г. А. Амбарцумян.</i> Некоторые новые исследования по склоным шпорам с гидравлическим барьером	13
Энергетика	
<i>Г. А. Бурнакян, С. М. Саркисян.</i> Выбор оптимального режима работы насосно-аккумулирующей ГЭС в энергетической системе	53
<i>Э. С. Погосбеков.</i> К вопросу выравнивания многолетних колебаний гидровлектроэнергии тепловыми электростанциями	61
Строительные конструкции	
<i>Г. М. Канцян.</i> Статическая и усталостная прочность струбетонных балок (сообщение 4)	69
<i>А. В. Акопян, В. А. Карапетян.</i> Экспериментальное исследование жесткости туфожелезобетонных балок при длительном действии нагрузки	77
Научные заметки	
<i>А. Т. Оганесян.</i> Прибор для измерения остаточного напряжения в электрических конденсаторах	83

