# КИЗЧИЧИТ ИИЛ ЭРАЛЛОЗЛАТЬТАР ИЧИНЕИТИЗР **SGAGGUGPPP ИЗВЕСТИЯ** ВЖЕЖЕ АКАДЕМИИ НАУК АРМЯНСКОЙ ССР ВЖЕЖЕ

ՏԵԽՆԻԿԱԿԱՆ ԳԻՏՈՒԹՅՈՒՆՆԵՐԻ ՍԵՐԻԱ СЕРИЯ ТЕХНИЧЕСКИХ НАУК

#### **ԵՐԲԱԳՐԱԿԱՆ ԿՈԼԵԳԻԱ**

Ադոնց Հ. Տ., Ալերսևեսկի Վ. Վ., Գասպարյան Ա. Մ., նդիադար յոն Ի. Վ., Կասյան Մ. Վ., Նագարով Ա. Գ. (պատ. խմբադիր). Սիմոնով Մ. Ջ., Տեր-Ստեփանյան Գ. Ի., Փինաջյան Վ. Վ. (պատ. խմբագրի տեղակալ)։

### РЕДАКЦИОННАЯ КОЛЛЕГИЯ:

Адонц Г. Т., Алексеевский В. В., Гаспарян А. М., Егиазарое И. В., Касьян М. В., Назаров А. Г. (ответ. редактор), Пинаджан В. В. (зам. отв. редактора), Симонов М. З., Тер-Степанян Г. И.

# ՀԱՅԿԱԿԱՆ ՍԱՌ ԳԻՏՈՒԹՅՈՒՆՆԵՐԻ ԱԿԱԳԵՄԻԱՅԻ ՏԵԳԵԿԱԳԻԲ **ИЗВЕСТИЯ АКАДЕМИИ НАУК АРМЯНСКОЯ ССР**

Stathbubut shann utehn

No. 3. 1962 Серня технических наук

#### **ИНЖЕНЕРНАЯ СЕЙСМОЛОГНЯ**

## Э. Е. ХАЧИЯН

# РАСЧЕТ СООРУЖЕНИИ НА СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ ПО АКСЕЛЕРОГРАММАМ СИЛЬНЫХ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЙ

## Сообщение 1

Усовершенствование методов расчета сооружений на воздействие сейсмических сил способствует улучшению сейсмостойкого строительства. Переходу от статического расчета сооружений на сейсмостойкость к динамическому расчету, принятому в ряде стран, значительно способствовало определение сейсмических нагрузок по спектрам. Принципы снектрального расчета в СССР отражены в нормативных положениях СН-8-57. Однако расчет по спектральным кривым может быть принят только для очень простых сооружений. которые могут быть представлены как системы с одной степенью свободы. Между тем, объяснение некоторых характерных видов рязрушений зданий и сооружений, при сильных землятрясениях, возножно голько при представлении их как системы со многими степенями свободы, и при определении сейсмических сил с учетом высших форм колебаний.

Способы приближенного учета влияния высших форм колебаний по сцектральной кривой не всегда приводят к понемлемым результотам, так как отдельные составляющие сейсмической нагрузки достигают своих максимальных значений в различное время. Спектральная же кривая, как известно, дает только максимальное значение динамического коэффициента по данной форме колебания без учета фактора времени. С другой стороны, имеющиеся до настоящего времени в СССР спектральные кривые получены, в большинстве случаев, при слабых землетрясениях и взрывах при помощи приборов. которые не могут обеспечить необходимую точность. Приборы, когорые обеспечивают более высокую точность, применяемые в США, так называемые аналоги и интеграторы, дают также только максимальные значения динамического коэффициента, при этом они очень громоздки

В этой статье описывается методика определения сейсмических сил по вкселерограммам сильных землетрясений при помощи современных быстродействующих электронных вычислительных машин, и

приводятся результаты анализа воздействия на сооружения четырех землетрясений силою 7 и 8 баллов, зарегистрированных в Калифорнии\*.

Прежде чем приступить к изложению методики вычислительных работ рассмотрим задачу определения инерционных нагрузок, возникающих в сооружении при землетрясения. Начнем с самого простого случая системы с одной степенью свободы (рис. 1).

> Дифференциальное уравнение такой системы при колебаниях основания по произвольному закону у (/) будет:

$$m \frac{d^3 (y + y_0)}{dt^2} + e^{i\epsilon} k y = 0, \qquad (1)$$

где *m* — масса груза;

у — смещение груза;

k - коэффициент жесткости;

а — коэффициент внутрениего трения.

Общее решение уравнения (1) булет:

$$y = e^{-\frac{1}{2}p^{2}} (A \cos pt + B \sin pt) - \frac{1}{p} \int_{0}^{1} y_{0}(\xi) e^{-\frac{1}{2}p(t-\xi)} \sin p(t-\xi) d\xi$$
 (2)

()бычно в начальный момент землетрясения смещения и скорости сооружения равны нулю, поэтому при этих начальных условиях выражение (2) примет вид:

$$y = -\frac{1}{p} \int_{0}^{t} y_{0}(\xi) e^{-\frac{1}{2}p(\xi-1)} \sin p (t-\xi) d\xi,$$
(3)

где  $\rho = \int \frac{k}{m}$  круговая частота свободных колебаний. Сейсмическая нагрузка S (сила инерции при колебаниях) есть:

$$S = m \, \frac{d^2 \, (y + y_0)}{dt^2} \,. \tag{4}$$

Учитывая (1) можно написать:

$$S = -e^{ia}ky.$$
 (5)

Подставляя сюда (3) и учитывая, что

$$P^2 = \frac{k}{m}, \qquad T = \frac{2\pi}{p},$$

где Т — первод свободных колебаний системы, получим:

Вальность лемлятрясений, по акселерограммам которых были произведены вычисления, была определена С. В. Медведсвым [2].

$$S = me^{i\alpha} \left[ \frac{2\pi}{T} \int_{0}^{t} y_{0}^{*}(\xi) e^{-\frac{\alpha\pi}{T}(t-\xi)} \sin \frac{2\pi}{T} (t-\xi) d\xi \right].$$
(6)

Поскольку нас интересует лишь вещественная часть сейсмической нагрузки и ввиду лостаточной малости величины внутреннего трения  $\alpha$ , в уравнении (6) для компактности можно положить  $e'^* = 1$ . Коэффициент внутреннего трения  $\alpha$  связаи с логарифмическим декрементом затухания с соотношением  $\delta = \alpha \pi$ . Для обычных строительных конструкций с не превышает 0,6—0,7. поэтому наибольшая погрешность от принятия  $e'^*$  1 не будет превосходить  $1, 5-2^{\circ}/_{0}$ . так как  $\cos \alpha = \cos^{-2} = \cos 0,222 = 0.979$ .

Сейсмическая нагрузка при этом примет вид:

$$S = m \frac{2\pi}{T} \int_{0}^{t} y_{0}(t) e^{-\frac{\alpha t}{T}(t-1)} \sin \frac{2\pi}{T} (t-1) dt$$
 (7)

Если теперь примем обозначение:

$$\tau(T, *, t) = \frac{2\pi}{T} \int_{0}^{t} y_{*}(t) e^{-\frac{2\pi}{T}(t-0)} \sin \frac{2\pi}{T} (t-t) dt,$$
(8)

то для сейсмической нагрузки получим:

$$S = m \cdot (T, z, t). \tag{9}$$

Полученная формула показывает, что максимальное значение сейсмической нагрузки по времени совпадает с максимальным значечением величины  $\neg(T, \alpha, t)$ , что представляет собой ускорение маятинка с периодом T и декрементом затухания о. Поэтому, если инструментально определить максимальное значение коэффициента  $\neg(T, \alpha, t)$ , то сейсмическая нагрузка полностью определяется без предварительного знания закона движения почвы. Приведенное сейсмическое ускорение  $\neg(T, \alpha, t) = K_c g_F$ .

Для системы со многими степенями свободы сейсмическая илгрузка (поверечные силы, изгибающие моменты) имеют следующий общий вид [5]

$$m_{\mu} \sum_{l=1}^{n} \eta_{kl} \tau \left( T_{l}, x_{\mu}, t \right), \tag{10}$$

где п<sub>ы</sub> — зависит только от упругих характеристик здания, а : (*T<sub>P</sub>* f) означает (8) при фиксированном значении *T* и α. Прижеденное выражение (10) показывает. что для определения максимального значения сейсмической нагрузки в системе со многими степенями

อี



свободы, знание только максимального значения величины т (T, a, t)

педостаточно. Необходимо также знать изменение во времени величины  $< (T, \alpha, t)$ , что возможно при известном законе колебания почвы.

Результаты вычисления сейсмических сил по формуле (10) будут приведены во втором сообщения.

Ниже приводятся результаты исследования по вычислению величины т (T, a, t) для четырех землетрясений при различных значениях T и a.

Акселеротраммы землетрясений приведены на рис. 2 [2]. Основ-

ные характеристики землетрясений по данным С. М. Медведева привелены в табл. 1.

TabAuua
---------

	Величник наибольших ускорении грунта при землетрясениях												
Бадаь- пость	Дата землетрясения	Станция	Расстоя- пне от эпицент- ра в к.м	Период 11 сек	Ускоре- нис в g	Состан- ляющая							
7 8 8 7	3 . X . 1941 9 .111 . 1949 21 . X11 . 1951 12 . 1 . 1951	Ferndale Hollister Eureka Taft	24 22 7 42	0,38 0,32 0,40 0,20	0,078 0,120 0,225 0,067	1760 1721 1710 1770							

На акселерограммах (рис. 2) показаны участки, по которым были произведены вычисления. Вычисления проводились по следующей методике. Акселерограммы были увеличены примерно в 30-40 раз, при помощи эпидиаскопа, причем для удобства измерений увеличения производились на миллиметровой бумаге. Затем проводились срецинные линия, исходя из толщины линии акселерограммы на горизонтальном участке, и приступили к табулированию величии ускорений. Через каждые 2 мм оси акселерограммы измерялись ускорения. Число этих измерений соответственно было 225, 230, 240, 210 для акселерограмм 1-4. Соответствующие интервалы времени оказались 0.0266, 0.0235, 0.0222, 0.0162 сек.

По табулированным значениям  $y_0^*(t)$  Вычислительным центром АН Армянской ССР была составленя программа вычисления значений  $\tau(T, t)$  в соответствующих значениях  $t_i$ . Вычислительные работы проводились на электронной вычислительной машине. Таким образом, при заданном значения T и  $\alpha$  были получены соответственно 225, 230, 240, 210 значения  $\tau(T, \alpha, t)$ ). Максимальные значения  $\tau(T, \alpha, t)$  при различных 7 и « вместе с моментами времен, при которых получились максимумы для акселерограммы 2, приведены в табл, 2.

По максимальным значениям  $\tau(T, \alpha, t)$  были построены спектральные кривые  $\tau(T)$ , приведенные на рис. 3-6. Максимальные значения  $\tau$  для T > 1,0-1,5 сек. мало отличаются друг от друга, поэтому они на рисунках для наглядности не приводятся.

Во всех четырех случаях ники получались при значениях 0.2 < T < 0.5-0.6. Причем, при отсутствии затухания, т. с. при  $\delta = 0$ спектры имеют множество пиков, которые могут быть как положительными, так и отрицательными, как это видно из таблицы 2, где максимальные значения т приведены со своими знаками. Наибольшее значение спектров получилось при T=0.25-0.35. Причем для сильных землятрясений пики получились при больших значениях периода, T=0.35 для акселерограммы Ne 2, T=0.45 для акселерограммы Ne 3, а для слабых землетрясений при меньших значениях периода; T=0.25для акселерограммы Ne 4 и T=0.35 для акселерограммы Ne 1. Надо отметить, что чем сильнее землетрясение, тем больше инков.

С увеличением затухания спектры сильно сглаживаются, особенно при малых T. Однако, дальнейшее увелечение затухания мало влияет на ординаты спектра, так что, после  $\delta = 0,37-0,5$  спектральные ординаты почти не меняются. Поэтому не целесообразно добиваться большего затухания. Несмотря на различные законы колебания почвы, спектры полученных четырех землетрясений качественно мало отличаются друг от друга. Участок спектров в пределах 0,1 < 7 < 0,6 при затухания  $\delta = 0,37$  в более можно представить двумя наклонными прямыми, причем ординаты спектра по первой прямой увеличиваются, а по второй—убывают, аналогично стандартному спектру Био [1]. При очень больших затуханиях участок 0,1 < T < 0,5 можно представить прямой линией параллельной оси T. При T > 1,0 сек спектры более устойчивы и имеют явно прямолинейный характер. В этом участке спектра интервалы T можно увеличить. В общем спектры можно интерполировать отрезками прямых.

На рис. 7 построена зависимость максимальных значений т от декремента затухания для различных T соответственно для акселерограмм MeN 1—4. Эти зависимости показывают, что чем свльнее землетрясение, тем влияние затухания больше. Затухание больше имяет на максимальные значения тех T, при которых получаются пикв на спектрах. Для малых значений T влияние затухания больше и зависимость т<sup>изх</sup> от  $\delta$  можно интернолировать гиперболой.

Для больших значений *Т* влияние затухания уменьшается и зависимость т<sup>ин</sup> от 4 имеет явно прямолинейный характер с очень маленьким уклоном относительно оси 3. Таким образом, по-видимому можно считать, что большое внутренее трение в гибких сооружениях не будет приводить к существенным снижениям инерционных сил.

В принципе максимальные значения т при различных 7 н б должны получаться и различное время. На рис. 8 построены зависи-

_															Ţ	аблица 2
	2-6	0,00	==(	0_01	x=0.02		3-0	0,03	=-0	,04	x==0	,05	a 0	,06	a=0,08	
Cen.	Момент максим. Гасим	Max CM/CCK	Момент Максим. 1 л сек	XBN-	Момент максим. 1 в сек	NOO WO	Моменг максям. 1 п сек	.was	Moneilt Nakchm. L r cok	-NAX C.W/CeK <sup>2</sup>	Момент максим. 1 и еек	Nay New	Момент максим. 1 в сли		Момент максим. 1 в сек	Vax C. M (CPK
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
0,10 0,15 0,25 0,10 0,10 0,10 0,10 0,10 0,50 0,65 0,50 0,50 1,0 1,0 1,4 1,8 2,5 3,0	$\begin{array}{c} 5,176\\ 5,317\\ 4,376\\ 4,447\\ 2,160\\ 3,247\\ 4,870\\ 2,612\\ 3,223\\ 5,270\\ 4,329\\ 1,529\\ 1,576\\ 4,611\\ 5,388\\ 2,376\\ 5,223\\ 2,729\\ 2,964\\ 2,964\\ 2,964\\ \end{array}$	$\begin{array}{c} -723\\ 334\\ 535\\ -961\\ 767\\ 1062\\ 385\\ 454\\ -686\\ -369\\ -176\\ -369\\ -176\\ -157\\ 222\\ -173\\ 142\\ 77\\ 33\\ 28\\ 14\\ 11\end{array}$	$\begin{array}{c} 1,223\\ 1,553\\ 4,316\\ 4,326\\ 2,160\\ 3,247\\ 2,047\\ 2,141\\ 2,188\\ 5,294\\ 4,329\\ 1,529\\ 1,576\\ 2,964\\ 2,329\\ 2,376\\ 5,223\\ 2,682\\ 5,541\\ 2,964\\ 2,$	$\begin{array}{c} 503\\ 283\\ 414\\ 770\\ 692\\ 896\\ 355\\ 433\\ -635\\ -635\\ -320\\ -172\\ -153\\ 200\\ 172\\ 139\\ 73\\ 32\\ 27\\ 14\\ 9\end{array}$	$\begin{array}{c} 1,225\\ 1,553\\ 4,329\\ 4,329\\ 2,164\\ 1,788\\ 2,070\\ 2,117\\ 2,729\\ 5,270\\ 4,282\\ 1,553\\ 3,529\\ 2,964\\ 2,353\\ 3,529\\ 2,964\\ 2,368\\ 5,223\\ 2,682\\ 0,917\\ 2,964\\ 2,964\end{array}$	450 283 334 570 625 -865 344 400 220 -525 -315 -167 151 190 159 135 46 14 9	$\begin{array}{c} 1,223\\ 1,553\\ 2,376\\ 2,964\\ 1,717\\ 1,788\\ 2,070\\ 2,141\\ 3,223\\ 5,294\\ 4,329\\ 1,529\\ 1,576\\ 2,964\\ 2,329\\ 2,376\\ 5,223\\ 2,964\\ 2,$	$\begin{array}{r} 426\\ 272\\ 279\\ -495\\ -597\\ -763\\ 341\\ 398\\ 406\\ -491\\ -289\\ -164\\ -145\\ 177\\ 163\\ 133\\ 133\\ 133\\ 65\\ 31\\ 26\\ 15\\ -9\end{array}$	$\begin{array}{c} 1,223\\ 1,553\\ 2,376\\ 2,964\\ 1,717\\ 1,788\\ 2,870\\ 2,141\\ 2,706\\ 5,294\\ 4,282\\ 1,529\\ 1,576\\ 2,964\\ 2,329\\ 2,376\\ 5,223\\ 2,682\\ 2,917\\ 2,964\\ 2,961\\ \end{array}$	$\begin{array}{r} 300\\ 271\\ 265\\ -438\\ -525\\ -718\\ 333\\ 382\\ -436\\ -268\\ -169\\ 159\\ 169\\ 159\\ 130\\ 61\\ 30\\ 25\\ 15\\ 9\end{array}$	$\begin{array}{c} 1,223\\ 0,917\\ 1,529\\ 2,823\\ 1,717\\ 1,812\\ 2,047\\ 2,141\\ 2,706\\ 6,294\\ 2,305\\ 1,529\\ 1,553\\ 2,588\\ 2,329\\ 2,376\\ 5,223\\ 2,588\\ 2,329\\ 2,376\\ 5,223\\ 2,655\\ 2,917\\ 2,564\end{array}$	$\begin{array}{r} 360\\ 585\\ 270\\ 321\\ -525\\ -566\\ 324\\ 369\\ 365\\ -389\\ -250\\ -139\\ 162\\ 156\\ 127\\ 59\\ 30\\ 26\\ 15\\ 9\end{array}$	$\begin{array}{c} 1,223\\ 1,155\\ 1,553\\ 2,870\\ 1,717\\ 1,788\\ 2,047\\ 2,141\\ 2,706\\ 5,294\\ 4,305\\ 1,529\\ 1,553\\ 2,588\\ 2,306\\ 2,367\\ 5,233\\ 2,688\\ 2,306\\ 2,367\\ 5,233\\ 2,635\\ 2,964\\ 2,964\\ 2,964\\ \end{array}$	$\begin{array}{r} 334\\ 363\\ 258\\ 253\\ -496\\ -542\\ 316\\ 355\\ 348\\ -349\\ -234\\ -156\\ -156\\ -156\\ 152\\ 125\\ 56\\ 9\\ 25\\ 15\\ 9\end{array}$	$\begin{array}{c} 1,223\\ 0,917\\ 1,553\\ 2,870\\ 1,717\\ 1,788\\ 2,078\\ 2,117\\ 4,700\\ 2,882\\ 4,306\\ 1,529\\ 1,576\\ 2,588\\ 2,329\\ 2,376\\ 5,223\\ 2,635\\ 2,870\\ 2,964\\ 2,964\\ 2,964\\ \end{array}$	$\begin{array}{r} 294\\ 325\\ 252\\ 245\\ 444\\ 499\\ 298\\ 299\\ -319\\ 295\\ -207\\ -149\\ -129\\ -145\\ 144\\ 120\\ 51\\ 28\\ 24\\ 15\\ 9\end{array}$

-

7	α=0,10		a=0,12		a=0,14		a=0,16		α=0,18		a=0,20		a=0,25		a=0,30	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
	$\begin{array}{c} 1,223\\ 1,153\\ 1,553\\ 2,823\\ 1,576\\ 1,812\\ 1,859\\ 2,141\\ 2,470\\ 2,517\\ 3,435\\ 1,529\\ 2,917\\ 2,588\\ 2,329\\ 2,376\\ 2,376\\ 2,376\\ 2,376\\ 2,376\\ 2,964\\ 2,964\\ 2,964\\ \end{array}$	$\begin{array}{r} 263\\ 293\\ 246\\ 23\\ 411\\ -461\\ -286\\ 306\\ -296\\ -260\\ 189\\ -143\\ 114\\ 135\\ 138\\ 115\\ 49\\ 27\\ 24\\ 14\\ 9\end{array}$	$\begin{array}{c} 0,823\\ 1,153\\ 1,553\\ 2,870\\ 1,576\\ 1,812\\ 1,859\\ 2,141\\ 2,470\\ 2,517\\ 2,564\\ 1,529\\ 1,576\\ 2,588\\ 2,329\\ 2,376\\ 2,588\\ 2,329\\ 2,376\\ 2,400\\ 2,870\\ 2,964\\ 2,964\\ \end{array}$	$\begin{array}{r} 243\\ 267\\ 241\\ 229\\ 383\\ -426\\ -274\\ 286\\ -275\\ -205\\ -176\\ -132\\ 117\\ -127\\ 132\\ 111\\ 47\\ 273\\ 132\\ 111\\ 47\\ 273\\ 14\\ 9\end{array}$	$\begin{array}{c} 0,823\\ 1,153\\ 1,506\\ 2,635\\ 1,576\\ 1,812\\ 1,859\\ 2,141\\ 2,470\\ 2,517\\ 2,564\\ 1,576\\ 2,588\\ 2,329\\ 2,376\\ 2,400\\ 2,635\\ 2,870\\ 2,964\\ 2,964 \end{array}$	$\begin{array}{c} 231\\ 244\\ 236\\ 221\\ 395\\ -262\\ 267\\ -256\\ -230\\ -168\\ -133\\ -112\\ -119\\ 126\\ 107\\ 426\\ 202\\ 14\\ 9\end{array}$	$\begin{array}{c} 0.823\\ 1.153\\ 1.553\\ 2.870\\ 1.576\\ 1.712\\ 1.859\\ 2.141\\ 2.470\\ 2.517\\ 2.564\\ 2.894\\ 1.576\\ 2.588\\ 2.329\\ 2.376\\ 2.400\\ 2.635\\ 2.870\\ 2.964\\ 2.964\\ 2.964\end{array}$	$\begin{array}{r} 220\\ 225\\ 232\\ 214\\ 337\\ -368\\ -250\\ 251\\ -239\\ -217\\ -160\\ 118\\ -112\\ -119\\ 126\\ 107\\ 46\\ 26\\ 22\\ 14\\ -9\end{array}$	$\begin{array}{c} 0,823\\ 1,153\\ 1,553\\ 2,870\\ 1,576\\ 1,812\\ 1,859\\ 1,906\\ 2,470\\ 2,517\\ 2,564\\ 1,529\\ 1,576\\ 2,259\\ 2,376\\ 2,329\\ 2,376\\ 2,329\\ 2,400\\ 2,635\\ 2,810\\ 2,917\\ 2,964 \end{array}$	$\begin{array}{c} 211\\ 209\\ 227\\ 207\\ 318\\ -343\\ -238\\ 236\\ -224\\ -205\\ -153\\ -102\\ 107\\ 99\\ 96\\ 45\\ 24\\ 21\\ 14\\ 9\end{array}$	$\begin{array}{c} 0.823\\ 1.529\\ 1.553\\ 2.770\\ 1.576\\ 1.812\\ 1.859\\ 2.141\\ 2.470\\ 2.517\\ 2.564\\ 1.529\\ 2.541\\ 2.259\\ 2.329\\ 2.376\\ 2.376\\ 2.400\\ 2.477\\ 2.870\\ 2.917\\ 2.917\\ 2.917\end{array}$	$\begin{array}{c} 202\\ 198\\ 227\\ 201\\ 301\\ -321\\ -227\\ 222\\ 210\\ -194\\ -146\\ -119\\ 98\\ 104\\ 112\\ 97\\ 44\\ 24\\ 20\\ 14\\ 14\end{array}$	$\begin{array}{c} 0.541 \\ 1.529 \\ 1.552 \\ 2.870 \\ 1.576 \\ 1.623 \\ 1.670 \\ 2.141 \\ 2.188 \\ 2.517 \\ 2.517 \\ 2.517 \\ 2.517 \\ 1.529 \\ 2.541 \\ 2.376 \\ 2.376 \\ 2.376 \\ 2.376 \\ 2.376 \\ 2.447 \\ 2.870 \\ 2.917 \\ 2.964 \end{array}$	$\begin{array}{c} 185\\ 197\\ 212\\ 186\\ 266\\ 279\\ 204\\ 193\\ 183\\ -170\\ -134\\ -110\\ -93\\ 99\\ 89\\ 42\\ 23\\ 19\\ 13\\ 9\end{array}$	$\begin{array}{c} 0,541\\ 1,529\\ 1,553\\ 2,870\\ 1,576\\ 1,623\\ 1,647\\ 2,141\\ 2,188\\ 2,517\\ 2,517\\ 1,529\\ 2,541\\ 2,282\\ 2,376\\ 2,376\\ 2,376\\ 2,376\\ 2,376\\ 2,400\\ 2,447\\ 2,870\\ 2,917\\ 2,964 \end{array}$	$\begin{array}{c} 176\\191\\201\\173\\238\\250\\188\\170\\164\\-150\\-102\\-82\\82\\82\\41\\23\\19\\13\\13\\13\\9\end{array}$

Продолжение таблицы 2





мости момента, при которых получаются максимумы от *T* при различных с для акселерограммы 2, подтверждающие вышесказанное. Приведенные зависимости показывают, что для *T* 1.0 сек трудно



Рис. 7.

найти какую-нибудь закономерность. Причем затухание тоже может сушественно влиять на моменты времени, при которых получаются макси-

мумы. Для T > 1,0 сек максимумы при различных пернодах и затуханиях получаются почти одновременно.

В табл. 3, для сравнения с расчетными значениями сейсмических коэффициентов по СН-8-57, приведены значения произведения

 $K_cg$  и максимальные эначения  $-(T, \alpha, t)$  для различных периодов. Причем значения -max для 0,1 < T < 0.60 амписаны при  $\delta = 0.37$ , для 0.6 < T < 3.0 — при  $\delta = 0.25$ ; значения  $\beta$  в соответствии с CH—8—57 для вериодов T > 1.5 умножены на 1.6.

Приведенные в табл. З дянные показывают сильное расхождение расчетных значений сейсмических сил по CH—8—57 и по обработкам вкселерограмм, особенно для сооружений, период которых изменяется и пределах 0.1 < T < 1.0. Для гибких сооружений T > 1.0 расхождеине не так велико. Исключение составляет землетрясение от 21.XII— 1951 г., при котором вообще получились очень большие ускорения. Эго. видимо, надо объяснить очень близким эпицентральным расстояинем. Запись землетрясения от 21.XII—1954 года производилась на расстояние 7 км от его эпицентра, кроме того была обработана та состявляющая ускорения, направление которой почти сонпадало с направлением на эпицентр (Г10).



Э. Е. Хачиян

Таблица 3

r	Значение	с произведе.	ння	Значение змах T, a, l) по результатам							
	по 2 С1	Н—8—57 р	С <i>місск</i> <sup>2</sup>	обработки акселерограмм в см. сек							
B <i>CBK</i> .	7	8	9	Аксел. № 1	Аксел. № 2	Аксел. № 3	Аксел. № 3				
	баллон	баллов	6аллоя	3.Х 1949	9.111-1949	21. XII 1954	12.1—1951				
$\begin{array}{c} 0, 10\\ 0, 15\\ 0, 25\\ 0, 30\\ 0, 35\\ 0, 40\\ 0, 55\\ 0, 60\\ 0, 55\\ 0, 60\\ 0, 65\\ 0, 70\\ 0, 65\\ 0, 70\\ 0, 85\\ 0, 90\\ 1, 0\\ 1, 2\\ 1, 4\\ 1, 6\\ 1, 8\\ 2, 0\\ 2, 5\\ 3, 0\\ \end{array}$	73.5 73,5 73,5 73,5 62.9 55.1 49 44.1 39,9 36,7 33,8 11.3 29,4 27,7 24,9 22 18,3 15,6 23,5 23,5 23,5 23,5	147 147 147 147 125,9 110.2 98 88.2 79.8 73.5 67.6 62.7 98.8 54.8 54.8 54.8 54.8 54.8 54.8 54.8 5	294 294 294 294 294 294 252 220.4 196 176.4 159.6 147 135.2 125.4 117.6 109.6 102.8 98 88.2 73.4 62.4 94 94 94 94 94	142 156 254 275 205 203 146 91 100 136 160 126 84 71 61 49 38 29 17 20 17 15 15 14 12 20	243 267 241 229 383 4:6 274 286 275 245 176 149 129 144 145 143 144 145 143 144 51 51 38 28 28 24 51 51 51 51 51 51 51 51 51 51 51 51 51	377 405 560 625 704 777 730 775 674 510 606 721 543 391 279 212 201 141 81 121 154 164 164 141 109 81	$\begin{array}{c} 88\\ 155\\ 227\\ 211\\ 140\\ 149\\ 98\\ 108\\ 98\\ 102\\ 79\\ 62\\ 71\\ 78\\ 74\\ 60\\ 53\\ 43\\ 37\\ 32\\ 27\\ 22\\ 18\\ 12\\ 12\\ 12\\ \end{array}$				

Таблица 4

№ акселс- рограмм	Максимальн. ускорсние на акселеро- грамме у <sup>мах</sup>	Момент максим. ускор. на акселеро- грамм н сек t,	Максимальное значение (, , , , , ) в <i>с.м./сек</i>	Момент, при котором получается /	Динамический корффициент 
1	93	2,639	274 при 7=0.25 3=0,37	2,719	$\frac{274}{93} = 2.9$
2	123	1.416	426 ирн 7 ≕0,35 3 _0,37	1,811	$\frac{426}{123} - 3.5$
3	242	2,066	770 прн 7 ~ 0,35 3=0,37	2,155	$\frac{770}{242} = 3,2$
4	68	1,853	лри <sup>220</sup> 4-0,20 4-0,37	1,886	$\frac{221}{68} = 3.2$

В табл. 4 приведены данные, характеризующие динамические коэффициенты землетрясений. Эти данные показывают, что значения максимальных ускорений на акселерограммих в сооружении увеличиваются в среднем в 3,2 раза. Поэтому в ряде случаев, для оценки максимального эффекта землетрясения на сооружение можно макси-

мальное значение ускорения акселерограммы утроить и принисать к сооружению. При этом максимальные значения ускорений в сооружениях возникают непосредствению после того, когда в акселерограммах достигаются максимальные ускорения грунта.

На рис. 9—12 приведены графики изменения = (T. a. t) во времени при фиксированном значении T и a. Общее свойство этих графиков

DUT Nº T-08 8-02 06 8 Рис. 9. Ряс. 10.

заключается в том, что, несмотря на хаотичность законов колебання ускорения грунта  $y_0(t)$ , после интегрирования графики изменения  $\tau(t)$  имеют определенный колебательный характер. Примечательно то обстоятельство, что все графики  $\tau(t)$  при фиксированном значении T имеют период, равный T.

Некоторые графики при 0.2 < T < 0.6 сек имеют явно гармонический характер, особенно при тех значениях *T*, пря которых получаются наибольшие значения т. Это обстоятельство гонорит о том, что при землетрясениях в колебательном процессе сооружения главную роль играют свободные колебания. При больших значениях *T*, г. е. для гибких сооружений, видно несущественное наложение на свободные колебания вынужденных колебаний высокой частоты грунта. Заметим, что аналогичные кривые  $\tau(T, \alpha, t)$  в ряде случаев можно получить, считая, что в основании сооружения имеет

место или сейсмический удар или сейсмический толчок. Тогда = (T. a. l) по (8) соответственно принимает вид [4]:

$$\tau(T, -\tau) = \frac{2\pi}{T} v e^{-T} \sin \frac{2\pi}{T}$$
  
$$\tau(T, -\tau) = \frac{4y_0}{T} \left[ 1 - e^{-T} \left( \frac{\alpha}{2} \sin \frac{2\pi}{T} - \cos \frac{2\pi}{T} t \right) \right]$$

Это говорит о том. что иногда расчет сооружении на сейсмостойкость качественно можно свести к расчету на удар и толчок с



определенными параметрами удара и толчка. Этот вопрос нами будет освещен дополнительно после янализа воздействия землетрясения на системы со многими степенями свободы.

Автор вырэжает глубокую благодярность академику АН Армянской ССР А. Г. Назарову за ценные указания и советы, а также коллективу Вычислительного центра Академии за проведенные вычислительные работы.

Армянский НИИ строиматериадов и сооружений

Поступило 2. VIII 1961

#### եր և հեննեններ

## ՈՒԺԵՂ ԵՐԿՐԱՇԱԲԺԵՐԻ ԱԿՍԵԼԵՐՈԳՐԱՄԱՆԵՐԻ ՀԻՄԱՆ ՎՐԱ ԿԱՌՈՒՑՎԱԾՔՆԵՐԻ ՍԵՅՍՄՈԿԱՅՈՒՆՈՒԹՅԱՆ ՀԱՇՎԱՐԿ

Հաղորդում 1

Ամփոփում

Հոդվածում թերվում է ուժեղ երկրաշարժերի ակսելերոդրամուների հիման վրա կառուցված ըներում առաջացող սելամիկ ուժերի որոշմուն մենոդ օգտադործելով ժամանակակից էլեկարոնային հաշվիչ մերենաները։ Հաշվարկումները կատարվել են Հայկական ՍՍԴ ԳԱ Հաշվողակուն կենտրոնում։ Կաոուցված բում առաջացող ընդված արագացումը որոշվում է (8) բանաձեռվ։ Չորս տարբեր երկրաշարժերի համար (նկ. 2) (8) բանաձեռվ ստացված են Հ(1 սպեկարալ կորերը ներջին շվոնան դործակցի տարբեր արժեջների համար, որոնք ընթված են 3–6 նկարներում։ Կառուցված բում առաջացող՝ թերված մաբոիմալ արադացումների կապը մարման լողարիխմական դեկրեմենտի հետ բերված է Եկ. 7։

Հոդվածում ստացված են մամանակի ընխադրում բերված արագայումների փոփոխության կորհրը (նկ. 9—12)։ Ակսելերոդրամաների ծիման վրա ստացված բերված արագացունների և CH-8—57 թերված արադությունների համեմատության համար կազմված է 3-րդ աղյուսակ. որը ցույց է տալիս, որ այդ մեծությունների միջև կան էական տարբերություններ, առանձնապես կառուցվածըների սեփական ատասնումների փորը պարբերությունների համար։

### ЛИГЕРАТУРА

- Назаров А. Г. Метол инженерного анализа сейсмических сил. Изд. АН Армянской ССі<sup>2</sup>, 1959.
- Medsedes C. В. Ускорения колебания грунта при сильных землетрясениях. Труды Института физики Земли АН СССР № 10 (177). Вопросы инженерной сейсмологии. Вып. 3. Изд. АН СССР. М., 1960.
- Нормы и правила строительства и сейсямческих районах (СП-8-57). Госстройнадат, М., 1957.
- Хачиян Э. Е. Колебание бруса под действием сейемических удара и толчка с учетом рассеяния энергии. "Павестия АН Армянской ССР" (серия ТН). т. Х. № 6, 1957.
- Хачиян Э. Е. К интерпретации сейсмического спектра и учету влижния высших форм колебаний. "Известия АН Армянской ССР" (серия ТН) 1. XII, № 3. 1959.

Sljuthunut арыптр интри № 3, 1962 Серия технических лаук

**ГИДРАВЛИКА** 

## Б. Л. БУНИАТЯН

# НЕУСТАНОВИВШЕЕСЯ ДВИЖЕНИЕ ВОДЫ В НАГНЕТАТЕЛЬНЫХ ТРУБОПРОВОДАХ ЦЕНТРОБЕЖНЫХ НАСОСОВ

В последнее время в связи с проектированием и строительством большого числа оросительных насосных станций с длинными нагнетательными трубопроводами. возник вопрос детального изучения неустановившегося движения жидкости в них. По протеканию гидромеханических переходных процессов в насосных установках, их можно разделить на насосные агрегаты с малой маховой массой, и насосные агрегаты с большой маховой массой. В первом случае, при мгновенном прекращении электроэнергии, згрегат практически мгновенно останавливается, а во втором, изменение числа его оборотов происходит сравнительно медленно-по времени и находится в зависимости от характеристики насоса. При быстрых остановках агрегата в нагнетательном трубопроводе возникает неустановившийся режим движения, выражающийся изменением во времени давления и скорости движения воды.

В практике эксплуатации насосов не исключена возможность игновенной остановки агрегатов с большой маховой массой из-за поломки или изнашинания отдельных его частей. В связи с этим независимо от такого разделения агрегаты должны быть рассчитаны на случай мгновенной их остановки.

Сущность рассмотренной задачи сводится к определению закона изменения давления и скорости течения воды по времени при мгновенной остановке насоса или закрытии задвижки за насосом. Попытки решения этой задачи предпринимались рядом исследователей [1—5]. Анализ физической сущности явления показывает, что предложенные методы нуждаются в пересмотре и уточнения.

Для пояснения сказанного приведем краткий анализ наиболее распространенных методов расчета [3]. Известно, что при мгновенном закрытия задвижки, установленной в конце трубопровода, скорость набегающего на нее потока — с мгновенно становится равной нулю при этом происходит увеличение напора на величниу [3]:

2 Han, TH Ne 3

где *а*—скорость распространения возмущения. В нагнетательных трубопроводах насосных агрегатов движение потока, напрявленного от насоса—задвижки к трубе, происходит под действием разности рабочего  $y_p$  и статического— $y_0$  напора, т. е.  $h_r = y_p - y_0$  (рис. 1). В этой связи в указанных методах расчетов полагают, что при мгновенной остановке насоса скорость отходящего потока— $v_0$  в случае —  $< y_0$ 



агрегата.

мгновенно становится равной нулю. чему соответствует понижение напора на величину

$$\Delta y = -\frac{d \mathcal{U}_0}{g}$$

В случае  $\frac{av}{s} > y_0$ , когда в трубе появляется вакуум  $z_b$ , мгновенно произойдет уменьшение скорости на величину

$$\Delta v_1 = -\frac{a}{g} (y_0 - z_0).$$

которая останется постоянной до конца первой фазы. В последующем остаточная скорость  $v = v_0 - \Delta v_1$  гасится пофазно на величину

$$\Delta v_i = \frac{a}{g} z_b$$

где z<sub>b</sub> < y<sub>a</sub> — атмосферное давление.

Отток воды от задвижки насоса со скоростью  $v = v_0 - \Delta v_1$  вызывает у задвижки разрыв сплошности потока с образонанием пространства, заполненного воздухом и водяными парами. При последующем заполнении разрыва сплошности потока понышение давления будет

$$\Delta y_g = \frac{av_g}{g} + 2y_g,$$

Как видно из этих методов расчета, изменение скорости течения потока зависит от статического напора, и при прочих равных условиях чем больше у<sub>0</sub>, тем больше Δу. На этом же принципе построено решение с использованием графического метода Бержерона [2].

Такой прием расчета не соответствует действительности, так как колонна воды, находящаяся под рабочим давлением  $p_p$  и имеющая инерцию, не может мгновенно потерять всю скорость и будет еще двигаться со скоростью переменной во времени. С. Н. Рождественский [6] правильно описывает процесс течения колонн, полагая, что при мгновенной остановке насоса колонна воды некоторое время продолжает еще двигаться по прежнему направлению, а затем с возрастающей скоростью начинает двигаться обратно, однако он решает задачу только для обратного движения. Закон изменения во времени и как при прямом. так и при обратиом течении, выводится в двиной статье.

Пренебрегая влиянием колонны воды во всасывающей трубе на явления, протекающие в нагнетательном трубопроводе из-за малости ллины первой по сравнению со второй. и выделив двумя перпендикулярными к оси трубы плоскостами бесконечно малый элемент трубы dx (рис. 1), процесс движения воды, заключенной в этом элементарном объеме, можно описать уравнением неустановнашегося движения

$$\frac{1}{g}\left(\frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial v}{\partial x}\frac{dx}{dt}\right) = -\frac{1}{\gamma}\frac{\partial P}{\partial x}$$
(1)

где P и v текущие давления и скорость потока, x-координаты оси, изправленной вдоль трубы, t-премя и t-объемный вес воды.

Так как неустановнашайся режим возбужден изменением давления в конце трубопрокода и вода имеет некоторую упругость с, то за время dt правая грань элемента переместится на величину з. а леная грань на величину

$$=+\frac{\partial z}{\partial x}dx,$$

следовательно, суммарное относительное перемещение или деформация сжатия колони будет

$$= \frac{\partial z}{\partial x}$$
. (2)

По закону Гука

$$\Delta P = \epsilon \ell = \epsilon \frac{ds}{dx} \tag{3}$$

В силу (2) в (3), уравнение (1) можно представить в следующем вяде

$$\frac{\partial v}{\partial t} - \frac{\partial v}{\partial x} \frac{dx}{dt} = -a^2 \frac{\partial^2 z}{\partial x^2} \,. \tag{4}$$

где

$$a = \sqrt{\frac{z}{p}}.$$
 (5)

Из (4) следует, что деформация сжатия воды по длине трубопровода с жесткими стенками распространяется со скоростью звука. При учете упругих деформаций стенок трубопровода формула (5) примет вид [7]:

$$r = \frac{1435}{\sqrt{1 + \frac{s}{E} \frac{D}{\delta}}}.$$
 (6)

где д-толшина стенок трубы.

Следовательно независимо от того, жесткий трубопровод или упругий, если в нем неустановившийся режим создан импульсом

давлення, по его длине существуют некоторые градиенты  $\frac{\partial P}{\partial x} dx$  и  $\frac{\partial v}{\partial x} dx$ . В силу этого возникают волны давления гидравлического удара, для определения которого необходимо знать закон изменения скорости потока в конце трубопровода, без учета волновых явлений. Рассмотрим случай когда = 0. В зафиксированном сечении трубопровода, находящемся на расстоянии x = l от напорной камеры, скорость движения потока  $v = v_x$  есть функция только времени t, т. е. Поэтому, умножая (1) на dl и интегрируя в пределах от x l.  $P = P_x$  до x = 0,  $v_0 = 0$ ,  $P = P_0$ , и учитывая, что в начальный момент, когда u = 0, имеем  $v_x = 0$  получим:

$$z_0 + \frac{P_0}{\gamma} - \frac{P_1}{\gamma} = -\frac{v_0^2}{2g}(\zeta + 1) = -h_T.$$
 (7)

или в силу принятых обозначений

$$\frac{1}{2} \frac{dv_x}{dt} = \frac{v_0^2 + v_x^2}{2} (\zeta + 1). \tag{8}$$

где - коэффициент совротивления системы.

После интегрирования (8) находим:

$$v_x = v_0 \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{t}{T}\right). \tag{9}$$

**TA**e

$$T = \frac{2l}{(l+1)v_0} \,, \tag{10}$$

нли с учетом (7)

$$T = \frac{Iv_{\phi}}{gk_{r}}$$
 (11)

Формула (9) выражает закон изменения скорости движения колонны воды по времени в створе x, без учета волновых явлений в трубопроводе, т. е. при неустановившемся движении несжимаемой жилкости. Нетрудно заметить, что как при установившемся, гак и при неустановившемся режимах движение колонны воды осуществляется под напором  $y_p - y_0 = h_T$ , т. е. процесс протекания неустановившегося движения не зависит от статического навора и является функнией  $h_T$ .

Следовательно, величина у<sub>0</sub> не может быть решающим фактором гидравлического удара, как это полаглют в [1 5]. В соответствии с уравнением (4) при изменениях скорости течения в трубопроводе возникают волны давления, значения которых могут быть определены по теории гидравлического удара [7] с применением (9), как граничного условия.

Согласно этой теории в течение времени первой фазы и в створе х существует одна прямая волна, которая спижает напор на величину

$$y_1 - y_0 = -\frac{a}{g} (v_0 - v_{y_0}).$$
 (12)

Но истечении первой фазы ра, когда отраженная из напорного бассейна волна доходит до створа X, там возникает некоторая Скорость, направленная против течения.

Эта скорость соответствует обратной волне и в конце второй фазы примет значение равное

$$\Delta v_{e} = v_{e} - v_{e} = \Delta v_{e}$$

Следовательно, в конце второй и последующих фаз скорость течения будет:

$$v_{s} = -\Delta v_{v_{1}},$$

$$v_{s} - \Delta v_{x_{1}} - \Delta v_{x_{1}}.$$
(13)

В соответствии с этим изменение давления будет:

$$\Delta y_2 = \frac{a}{\pi} (v_2 - v_3) - \Delta y_3,$$

$$\Delta y_3 = \frac{a}{\pi} (v_3 - v_3) - \Delta y_2.$$
(14)

Обычно при расчете гидравлического удара потерями напора пренебрегают в виду их малости по сравнению с  $\Delta y$ , но в тех случаях, когда они соизмеримы, их можно учесть следующим образом. Зная  $\tau(t)$ , можно вычислить уменьшение потери по формуле

$$h_{\Psi} = \zeta \frac{v_0^2 - v_1^2}{2g}$$

В соответствии с этим в любой момент времени приращение напора будет:

$$-(\Delta y - h_{a}), \qquad (15)$$

При первом цикле неустановившегося движения в зависимости от гидравлических и геометрических характеристик трубопровода могут быть два случая, а именно:

$$\frac{av_x}{g} > (y_0 + h_w) \quad u \quad \frac{av_1}{g} < (y_0 + h_w).$$

Б. Л. Буннатян

На конкретных примерах покажем ход расчета в случае

$$\frac{av_{\star}}{g} > (y_0 + h_{\alpha}).$$

На экспериментальной установке Института подных проблем АН Армянской ССР для трубопровода I = 26.7 м,  $h_T = 1,88$  м,  $\zeta = 290$ ;  $\frac{\sigma}{g} = 121$ ;  $v_0 = 0,357$  м/сек,  $y_0 = 0.65$  м;  $\mu = 0.045$  сек. неустановившийся режим создавался путем закрытия задвижки за насосом с  $T_{\chi} = 0.03$  сек. По формуле (10) находим T = 0.515. подставляем в



Рис. 2. Сопоставление расчетных и экспериментальных кривых давления в случае отрыва колонны воды.

(9) в задаваясь значеннями t, получим кривую  $v_x(t)$ . Изменение напора определяется с помощью формул (12), (14) в (15). Результаты расчетов нанесены на рис. 2. Как видно. вакуум  $z_b = -6.9$  м постоянев для всех фаз.

Из рис. 2 видно, что и момент времени  $t_0 = 0,012 \, cek$ , когда скорость лвижения колонны  $0,34 \, m/cek$ , имеем  $y_p = 0$  (рис. 2). Следовательно, с этого момента колонна воды от задвижки отрывается

и двигается вверх до конца премени I<sub>A</sub> = 0.166 сек, проходя путь S. Пользуясь кривой v по формуле

$$S_1 = v_H (t_A - t_0) \pm \frac{m (t_A - t_0)^2}{2}$$
 (16)

няходим S, = 0.028 м. где т-уклон кривой v.

Необходимо отметить, что на практике миноненного закрытия насоса осуществить невозможно. Для этого гребуется время 0.02-0.03 секунды [5].

В виду малости этого времени по сравнению с  $t_A$  при расчетах по определению v влиянием  $T_S$  можно пренебречь. Этого нельзя слелать при определении  $S_1$ , ибо за премя  $T_S$  в трубопровод поступит некоторый объем воды и заполнит трубу на участке длиной  $\Delta S_1$ , составляющей заметную долю пути  $S_1$ .

Зная пачальную скорость  $v_{\mu}$  и  $T_{s} - t_{0}$ , паходим

$$\Delta S_1 = \frac{\sigma_H (T_s - f_0)}{2} = 0,0071 . u.$$

Следовательно,  $S = S_1 = \Delta S_1 = 0.021 \ \text{м}.$ 

Таким образом, в конце времени и нижняя грань колонны отошла от задвижки на расстояние S = 0,021 м, а изпор на этой грани составит  $y_d = z_b + y_0 = 7,55$  м.

В этот момент в трубопроводе начиется обратное движение, с начальным напором у<sub>д</sub>. Для такого движения дифференциальное уравнение (1) аналогично с ·8) примет вид:

$$\frac{l}{g}\frac{du_{x}}{dt} + \frac{u_{x}^{2}}{2g}(t+1) - y_{x} = 0,$$
(17)

где и. - скорость обратного движения воды.

Представим, что в нижнем конце трубопровода задвижки или насоса нет. и поток имеет свободный выход под постоянным напором, тогда по окончании неустановившегося движения в трубопроводе наступит новый установившийся режим, при котором  $\frac{du}{dt} = 0$ , а скорость движения колонны будет  $u_0$ : следовательно, из уравнения (17) волучим:

$$\frac{u_0}{2g}(\zeta + 1) = y_A.$$
 (18)

Подставляя (18) в (17), после интегрирования и преобразований получим:

$$u_{z} - u_{z} = \frac{e^{T_{T}}}{e^{T_{T}}} + 1$$
(19)

где

$$T_{T} = \frac{1}{(\zeta + 1) u_{0}}$$
 (20)

нли с учетом (18)

$$T_{T} = \frac{lu_{0}}{2gy_{A}}$$
(21)

Таким образом, неустановившееся движение воды в пагнетательных трубопроводах насосных установок состоит из двух циклов.

В первом шикле продолжительностью времени  $t_A$  скорость движения воды от насоса к напорной камере, согласно формуле (9) затухает, а во втором цикле, пачиная с момента времени  $t_A$  скорость движения колонны приобретает обратное направление и возрастает согласно формуле (19).

Для обратного движения при  $y_A = 7,55 \ \varkappa$  по формуле (18) определяется  $u_0 = 1,4 \ \varkappa$  сек. На основании (19) и (21) находим  $T_7 = 0,25$ , и кривую  $u_3$ , показанную на рис. 2. При помощи этой кривой и фор-

мулы (16) находим время — 0.055 сек, при котором колонна возвращается и замыкается с задвижкой. В этот момент существующая отрицательная волна-  $y_A$ , мгновенно отражаясь, удваивается и дает повышение напора  $y_A = 7.55$  м нал статическим. По кривой  $u_c$ , когда в конце  $t_s = 0.055$  сек имеем  $u_c = 0.27$  м сек, получим  $\Delta y_s = 32,65$  м, следовательно, суммарное повышение напора над статическим будет  $\Delta y = 40.2$ 

Поскольку за все время в воде имеется отрицательное давление, то  $\Delta y_s$  примет свое максимальное значение только в конце времени . На рис. 2 кривая у<sup>3</sup> представляет экспериментальную запись изменения напора по времени. Из этои кривой пидно, что время замыкания колонны с задвижкой по опыту = 0,051 сек, а максимальный напор у<sup>3</sup> = 37,0 м.

Расмотрим случай:  $\frac{dw}{ds} < (y_0 + h_w)$ . На экспериментальной уста-



Рис. 3. Солоставление расчетных и экспериментальных кривых канления в случае отсутствия отрыва колонии воды.

новке ВОДІ'ЭО были проведены опыты по мгновенной остановке насоса, питаюшего трубопровод  $l = 569 \text{ м}, v_0 = 1.2 \text{ м/сек:}$  $y_0 = 28,0.\text{м}; h_T = 7,8.\text{м}; l = 106; p = 1,45 \text{ сек:}$ 

$$\frac{a}{g} = 80,4$$
 [5].

При этих данных T = 8.8 соответствующие кривые  $v_x$ , v и  $y^{\rho}$ , нанесены на рвс. 3. В момент  $t_A = 3.7$  сек имеем  $\Delta y_A = -20.0$  м, чему соответствует скорость  $\Delta v_A = 0.25$  м/сек.

По истечении времени  $t_A$  колонна воды пол напором  $\Delta y_A = -20,0$  м начиет двигаться вниз. При этих данных находим  $u_0 = 1.24$  м/сек,  $T_T = 2.15$  и кривую и.

Так как здесь отрыва нет, то в конце момента времени  $t_A + \frac{b}{2}$ .

где имеем  $u_s = 0,735 \ \text{м/сек}$ , повышение напора над статическим будет  $\Delta y_s = 80.4 \cdot 0.735 = 59,0 \ \text{м}$ , следовательно, суммарное повышение напора будет 79,0 м. Общий напор по расчету  $y^{\mu} = 99,0 \ \text{м}$ , а по эксперименту  $y^{\mu} = 97,0 \ \text{м}$ . Соноставление опытных и расчетных данных подтверждают правильность рекомендуемого метода расчетов.

Институт водных проблем АН Армянской ССР

Поступило 9 Н1 1962

#### Ու Է. ՌՈՒՆԻ**ԱԹ**ՑԱՆ

# ՋՐԻ ՉՀԱՍՏԱՏՎԱԾ ՇԱԻԺՈՒՄԸ ԿԵՆՏՐՈՆԱԽՈՒՅՍ ՊՈՄՊԵՐԻ ՄՂՄԱՆ ԽՈՂՈՎԱԿՆԵՐՈՒՄ

Ամփոփում

Հոդվածում ընհարկվում է ջրի չհաստատված շարժման երևույթը պոմպերի մղման խողովակներում. նրանց ակնթարթույին կանդնեցման դեպրում։ Այս խնդրի լուծումը հանդիցվում է ջրի շարժման արագության և ճնշման թատ մամանակի առաջացած փոփոխությունների որոշմանը։ Գոյություն ունեցոզ [1-5] հաշվման մեխոդների վերլուծությունից պարզվում է, որ նրանր չեն արտահայտում երևույթի իրական բնույթը և չեն կարող ապահովել բավարար ճշաություն։ Այսպես, օրինակ, ընդունում են, որ ջրի շարժման արադությունն ու ճնշման փոփոխությունները կախված են ստատիկ ճնշումից, մինչդեռ նրանք խողովակի երկու ծայրնթում եղած ճնշման տարրերության հետևանը են, և չհաստատված շարժման երևույթը կախված չն ստատիկ ճընյումից։

Բացի այդ շիշյալ մենեղներում ընդունված է, որ շարժվող ջրի այունը ակննարներին կանգնում և եննարկվում է առաձդական տատանումների, այնինլ նա որոշ ժամանակ դեռ շարունակում է մարող արադունյամբ շարժվել նախկին ուղղունյամբ և ապա սկսում է շարժվել դեպի հա։

են ելով դինամիկալի հիմնական հավատարումից, հոդվածում լուտարանվում են հրևուլինների կինեմ ատիկական մի բանի առանձնահատկություններ, որոնջ վերաբերվում են ջրի պան հետ ու առաջ շարժվելան, և նրանց հետևանթով առաջացած հանուն փոփոխություններին։

Հիշյալ մավասարման վերլուծությունից պարդվում է, որ խողովակաշարով ասող չրի մաստատված շարժման դեպթում, նրա վրա կիրտոած որոշ արտաթին ուժերի արադ մեռացումը առաջացնում է խողովակի մեջ եղած ջրի շարժման արադության ըստ ժամանակի նվադում, որը արտամայտվում է (9) բանաձևով։

Ալη չնաստատված շարժմանը կուզորդում են ջրի սյան առաձղական տատանումներ, որոնը իրենց ներքին առաջացնում են շարժման արադության լրացուցիչ փոփոխություններ։ Ալդ փոփոխությունները գանելու նամար ճոդվածում առաջարկվում է (9) բանաձնի և ճիդրավլիկական ճարվածի ճավասարումները նամատեղ լուծման մեքիոլ, որը ճնարավորություն է տալիս որոշնյու ջրի սյան շարժման իրական արադության ու ճնշման փոփոխությունները բատ մամանակի, նրա անցած ճանապարճը, ինչպես նաև ջրի սյան ճետադարձ շարժումն ու նրան ճաջորդող ճնշման առավելապույն թարձրացումը։

Առաջարկվող մեթոդով կատարած Տաշվումներից ստացված արդյունբները բավարար Տշտությանը համընկնում են փորձնական արդյունբներին, որով և ապացուցվում է մշակած տեսության Տիշտ և ընդունելի լինելը.

#### литература

- М. А. Мостиков, А. А. Бликиров, Расчеты гидравлического удара, Госэнергонидат, М., 1952.
- I Bergeron. Un coup de belier en hydraulique au coup de faundre en électricite 1950.

 Указання по защите водоводов от гидравлического удара. ВОДГЭО АС и А СССР М., 1961.

 М. А. Мостков. Общин численный метол расчета гидравлического удара в приложении к водопроволным сетям. Тр. ТБИИЖТа, т. XIV, 1947.

- Д. Н. Смирнов. Исследования гидранлического удара и напорных водоводах насосных станций. Сб. Тр. ВОДГЭО. 1954.
- 6. Задачник по гидравлике, Пол ред. И. И. Кукалевского М., 1960.
- 7. И В. Егиаларов. Гидроэлектрические силовые установки. ч. III, М., 1937.

# ՀԱՅԿԱԿԱՆ ՍՍՌ ԳԻՏՈՒԹՅՈՒՆՆԵՐԻ ԱԿԱԳԵՄԻՍՅԻ ՏԵՂԵԿԱԳԻՐ НЗВЕСТНЯ АКАДЕМИИ НАУК АРМЯНСКОЙ ССР

Տեխնիկական գիտութ, սեշիա

XV, № 3, 1962 Серия технических наук

ГИДРОТЕХНИКА

## J. F. HETPOCSH

# момент нь дродинамического давления НА ВОДОСЛИВНУЮ ПЛОТИНУ

Задачей данной работы является определение величины момента унаводнизмического давления воды на тело водосливной плотины при переливе воды через нее. В работе рассматривается случай, при котором в нижнем быефе сооружения изблюдается донный режим. В основу исследования положено уравнение моментов количествя движения, составленное для отсекоя 0-0-1-1 (рис. 1). При составле-

нии уравнения моментов количества движения сделаны следующие допушения:

Данжение потока установившееся; силы трения на стенках в пределах 🚈 отсека 0-0-1-1 малы н поэтому нми можно пренебречь; в траничных ссчениях, взятых перед водосливом и за прыжком, звижение является медленно изменяющныся, я следовательно, распреде-



ление гидродинямического давления в указанных сечениях полчиняется гидростатическому закону и направление средних скоростей совпадает с Направлением течения.

Дно до и после водосливного профиля имеет уклон *i* = 0; гидролинамическое давление на дне верхнего бьефа распределяется равном рно и соответствует глубине воды в верхнем бьефе, в сечении, где имеет место медленно изменяющееся движение: при игличии дояното режима в нижнем бъефе, кривая распределения осредненного вавления по дну в области прыжка совпадает с профилем своболной поверхности прыжка.

Применяя теорему моментов количества движения получим

$$\frac{dK_x}{d\tau} = M_x,$$

где  $K_z$  главный момент количества движения системы относительно оси z, проходящей через точку "O" (рис. 1):  $M_z$  — главный момент внешних сил относительно этой оси.

Момент количества движения массы жидкости, поступившей в отсек 0 0—1—1 через живое сечение  $\omega_0$  (сечение 0 -0), в промежуток времени d- относительно оси z булет:

$$K_0 = \frac{\gamma}{g} \left[ \int_{\omega_0} u_0^2 y d\omega \right] d\tau = \frac{\gamma}{g} \int_0^{H+p'} u_0^2 y dy \left] d\tau, \tag{1}$$

где ү - вес елиницы объема жидкости:

g — ускорение силы тяжести:

*и<sub>о</sub> — локальная* скорость;

у — высота точки над дном, где скорость и<sub>щ</sub>;

H — напор на водосливе;

р' — высота водосливной степки в верхнем бьефе, равная разности отметок водосливного отверстия и дна верхнего бьефа.

В выражении (I) скорость  $u_0$  является функцией от координат точки  $u_0 = f(y)$ .

Покязательная формула распределения в потоке осредненных скоростей достаточно хорошо отвечает наблюдениям и реяльных условиях [1]

$$u = u \left( \frac{1}{\bar{u}} \right)$$
 (2)

где а -- опытный коэффилиент;

высота бугорков шероховатости.

Для среднея скорости V<sub>0</sub> в сечении 0-0 имеем

$$V_0 = \frac{\int_{0}^{H_+ p'} u_0 dy}{(H + p')} = \frac{7}{8} a \left(\frac{H + p'}{2}\right)^{1/2}.$$

Откуда

$$a = \frac{8}{7} V_0 \left(\frac{\delta}{H + p'}\right)^0,$$

и. следовательно.

$$u_0 = \frac{8}{7} V_0 \left( \frac{y}{H + p'} \right)^{v_0}$$

Подставляя значения и<sub>о</sub> в (1), получим

Ширина водотока принята равной единице.

Момент гидродинамического давления на водосливную плотину

$$K_0 = \frac{1}{g} \left| \int_{0}^{\pi} u y dy \right| d\tau = \frac{1}{7} \frac{1}{g} q^{\dagger} d\tau, \qquad (3)$$

гле  $q = V_0 (H + p') -$ удельный расход.

Аналогично определяем момент количества движения массы жилкости, вытекшей из отсека 0-0-1-1 через живое сечение од:

$$K_{x} = \frac{1}{g} \left[ \int_{0}^{t} u(p^{*} - p + y) \, dy \, \middle| \, d\tau = \frac{4}{7} \frac{1}{g} q^{*} \left( 1 + \frac{16}{9} \frac{p^{*} - p}{t} \right) d\tau, \quad (4)$$

где р — высота водосливной степки в нижнем бьефе, равная разности огметок низшей точки водосливного отверстия и диа нижнего бьефа; / — глубина воды в нижнем бьефе.

Приращение dK: момента количества движения за промежуток времени dr будет:

$$dK_{-} = K_{1} - K_{0} = \frac{64}{63} \frac{1}{g} \frac{p^{*} - p}{l} q^{2} dz;$$

отсюда найдем:

$$\frac{dK_z}{d_{\tau}} = \frac{64}{63} \frac{p' - p}{r} q^2.$$
(5)

Главный момент относительно оси г внешних сил. приложенных к риссматриваемому объему жидкости. будет

$$\mathcal{M}_{s} = m_{s} - m_{s} + m_{0} - m_{1} - m_{s} - \mathcal{M}.$$
(6)

Моменты ундродинамических давлений сечений 0—0 и 1—1 относятельно оси z соответственно будут

$$m_2^2 = -\frac{3}{6} (H + p')^3,$$

R

$$m_{*}^{'''} = \frac{\gamma t^{3}}{6} \left[ 1 + \frac{3(p' - p)}{t} \right]$$
(7)

Момент от веса отсека 0-0-1-1 будет

$$m'_{1} = -G_{1}r_{1} + G_{2}r_{3} + G_{3}r_{3}.$$
(8)

где G<sub>1</sub> — вес жидкости, находящейся между сечениями 0—0 и *л*-*а*, совмещающейся с вертикальной напорной гранью водослива:

a = вес жидкости, находящейся между сечениями <math>a = a и b = b, причем b = b находится в начале водобоя:

 $G_{11}$  вес жидкости, находящейся между сечениями b-b н 1-1:  $r_{11}$   $r_{...}$   $r_{3}$  — соответственно плечи весов  $G_{1}$ ,  $G_{2}$ ,  $G_{3}$ .

Момент сил реакций гидродинамического давления ноды на дно водводящего и отнодящего русла соответственно будет:

Л.	Γ Π	етр	осяц
----	-----	-----	------

$$m_{0z} = R_0 r_0 ,$$

$$m_{1z} = R_1 r_1^2,$$
(9)

где  $r_0$  и  $r'_1$  — соответственно плечи сил  $R_0$  и  $R_1$ .

Момент *M* реакции тела плотины *P* огносительно оси г равен по величине и противоположен по знаку искомому моменту гидродинамического давления на водосливную плотину.

Таким образом, главные момент внешних сил булет

$$\mathcal{M}_{z} = -\frac{7}{6} \left[ (H + p') - t^{4} \left( 1 + 3 \frac{p' - p}{t} \right) \right] - G_{1} r_{1} + G_{2} r_{2} + G_{3} r_{3} + R_{0} r_{0} - R_{1} r_{1}^{2} - \mathcal{M}.$$
(10)

Согласно геореме моментов количества движения получим

$$\frac{64}{63} \frac{1}{g} \frac{p'-p}{t} q^2 = \frac{1}{6} \left[ (H+p')^2 - t^2 \left(1+3\frac{p'-p}{t}\right) \right] - G_1 r_1 + G_2 r_2 + G_3 r_3 + R_0 r_0 - R_1 r_1 - M.$$
(11)

Согласно принятым допущениям

$$G_3 r_3 - R_1 r_1' = 0. (12)$$

Способ определения G<sub>2</sub> и r<sub>2</sub> приводится в работе [2]\*. На оснонании опытных данных

$$R_0 r_0 - G_1 r_1 = \tau_1 \gamma H^3, \tag{13}$$

где  $\eta = 0.115$  при  $0.11 \le \frac{H}{p^*} = 0.56$ и  $\eta = 0.043$  при  $0.56 < \frac{H}{p^*} \le 1.46$ .

Так как  $\frac{64}{63}$  ≈ 1,0 с учетом зависимостей (12) и (13), формуля (11) перепишется так

$$M = \frac{\gamma}{6} \left[ (H_{\gamma}, p')^{3} - t^{3} \left( 1 + 3 \frac{p' - p}{t} \right) \right] + G_{2}r_{2} + \gamma_{1}\gamma H^{3} - \frac{\gamma}{g} \frac{p' - p}{t} q^{*}.$$
(14)

Когда p = p' формула (14) принимает следующий вид

$$\mathcal{M} = -\frac{\tilde{i}}{6} \left[ (H + p')^{3} - t^{3} \right] + G_{2}r_{3} + \eta \eta H^{3}.$$
(15)

Экспериментальные исследования проводились для случая сопряжения бьефов, при котором в нижнем бьефе сооружения наблюдался

H

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup> Для определення веса жидкости G<sub>3</sub>, необходимо определить профиль свободной поверхности в пределах волосливного профиля; это приволится в работе [2]. Имея указанный профиль можно определить как G<sub>4</sub>, так и г<sub>2</sub>.

донный режим<sup>\*</sup>. Опыты проводились на моделях водосливных плотин, очерченных по приведенным координатам Кригера-Офицерова. Модели отличались друг от друга высотой и величиной профилирующего напора ( $H_{nob} = 10$  и 12 см).

Сопоставление опытных значений момента гидродинамического давления воды, действующего на тело водосливной плотины со значениями, вычисленными по схемам I, II и III [2] показало значительную в ряде случав разницу между ними. Из этих данных некоторые приводятся в следующей габлице.

	Ba	численных и	опытных	всянчин	моментон			
		<b>гидродинам</b>	нческого ;	авления	воды			
Исходные	параметры:	H=7,95 CM;	q = 488.4	CM-ICER;	p = 30,04	с.и;	p = 24,76	C.M.
			H = 0.26					
			0,20					

	-MUO OTH-	По пераот ной схо	й расчез- зме [2]	110 яторо нов схи	и расчет- еме [2]	По трстье нои схеме	й расчет- расч. [2]	По формуле (14)		
1. C.N	A4 (no ry), 20	<b>Л1.</b> гсм	отклоне- ние в %	М, гсм	отклоне- ние и °/	М. гем	отклоне- нис в •/"	М, гом	отклоне- ине в 1/6	
14,3	1,1469	8304		14870	29	9336	-19	11185	-2,9	
15.0	12656	8304	34	15229	20	10790	- 15	12329	-2,8	
15.7	13526	8304	- 39	15606	15	11771	- 13	13347	-1,3	
16,4	13974	8304		15955	14	12468	-11	13764	-1,4	
17,1	14804	8304	-44	16310	10	13247	-10	14408	-2,7	
					1					

Значения *М*, вычисленные по схеме 1, во всех случаях получились меньше, чем опытные значения (рис. 2).

Особенно это заметно при больших отношениях H/p' и больших степенях затопления прыжка в инжием бьефс. Например, при напоре  $H = 12,00 \ cm$  (отношение H/p' = 0.40) и большой степени затопления прыжка в нижнем бьефе ( $t = 24.04 \ cm$ ) имеется отклонение вычисленного значения M от опытного на  $-52 \ 9/a$ .



Значения М. вычисленные по схеме II, во всех случаях оказались больше, чем опытные значения (рис. 2).

Экспериментальная часть работы выполнена автором в Ленинградском Политехническом институте им. М. И. Калинина.

Особенно большое расхождение наблюдалось при малых отношениях *Hip'* и малых степенях затопления прыжка в нижнем бьефе. Например, в рассматриваемых случаях при напоре *H* = 7,95 *с.ч.* 

(H'p' = 0.26) в глубине t = 14.28 с.и вмеется отклонение вычисленного значения . И от спытного на 29 %.

Значения M, вычисленные по схеме III, во всех случаях получились меньшими, чем опытные значения (рис. 2). Особенно большое расхождение наблюдается при больших соотношениях H p' и малых степенях затопления прыжка в нижнем бьефе. Так. при напоре  $H = 12,00 \ cm$  (H p' = 0.40) п глубине в инжнем бьефе  $t = 20,03 \ cm$  имеется отклонение вычисленного значения M от опытного на  $29^{\circ}i_{0}$ . Значения M, вычисленные по предлагаемой зависимости (14), хорошо согласуются с опытными данными. Согласно рис. 2 отклонение не превышает  $5^{\circ}i_{0}$ .

Ерепанский государственный университет Поступило 30 Х1 1961

### L. S. ADSPHURULE

#### детептичните алания напьта бъеватате анганст т

## Ամփոփում

Հոդվածում սրոշվում է հիդրոզինամիկ հնչման մոմենտը ջրքիափային պատվարի վրա, երբ ջուրը արտահեղվում է պատվարի վրայով։ Գիտվում է բյեֆերի կցորգման գլյն դեպրը, երբ ներբին բյեֆում նկատվում է հատակային սեժիմ.

անդիրը լուծնլու հիմըում գրված է շարժման քանակի մոմենաի հավասարումը։

Հողվածում բերվում են փոթձի միջոցով որորված միդրոդինամիկ ճնչման մոմննաի մեծուկյունները, որոնք Համեմատվում են՝ ինչպես գոյուկյուն ունեցող սխեմաննթի, այնպես էլ հեղինակի կողմից ստացված բանաձներով Հաշված Համապատասխան արժերների հետ։

Այդ Տամեմատությունները ցույց են տալիս անթավարոր Տամապատաս խանություն դոյություն ունեցող հաչվային սիննայով հաչված մեծությունների և փորձի միջեւ

Միաժամանակ կատարված Հետադոտունյան արդյունքի չնորհիվ ճնարավոր է դառնում երաչխավորելու (14) և (15) ֆորմուլաների օգտագործումը ջրնավային պատվարի վրա հիդրոդինամիկ մոմենտի մեծունյան որոշմաս Համար։

#### ЛИТЕРАТУРА

1. И. Н. Леви, Цинамика русловых потоков. Госэпергоналат, 1948.

 Л. Г. Петросян, К вопросу о гидродинамическом давления на водосливную плотипу, Жури. "Гидротехническое строительство", № 1, 1962.

# 2ЦЗЧЦЧЦЪ ВИЛ ЧРЗПРОЗПРОЗОРО ЦЧЦРОГРЦЭР ВОДОЧЦРР ИЗВЕСТИЯ АКАДЕМИИ НАУК АРМЯНСКОЯ ССР

Տեխն, գիտութ, սեշիա

XV. № 3. 1962 Серня технических наук

ЭЛЕКТРОТЕХНИКА

## ю. М. ШАХНАЗАРЯН

# АКТИВНАЯ И РЕАКТИВНАЯ МОЩНОСТИ У ШИН ПРИЕМНОЙ СИСТЕМЫ ПРИ АСИНХРОННОМ ХОДЕ СТАНЦИЙ ЭЛЕКТРИЧЕСКОЙ СИСТЕМЫ

При использовании асинхронного хода работы станции в электрической системе, в целях повышения результирующей устойчивостя, важно знать активную и реактивную мощности у шин приемной системы при установившемся се асинхронном ходе (рис. 1).

Потребление реактивной мощности, вылавшей из синхронизма станцией, имеет весьма существенное значение, так как заметное се потребление вызывает уменьшение напряжения на шинах станции,

генераторы которой работают асинхронно, а также напряжение в приемной системе, что в свою очередь может привести к нарушению устойчивости других станций системы, а также к нарушению работы потребителей.



Рис. 1. Рассматриваемая схема передачи.

Для ответа на поставленную задачу были выведены формулы активной и реактивной мощностей у шин приемной системы при установившемся асинхронном ходе станции, связанной с системой через сеть произнольной сложности с промежуточными нагрузками.

При выводе формул принимались следующие допущения:

 Принимается эквивалентная машина симмстричной, причем для явнополюсной машины используется известный прием замены явнополюсной машины эквивалентной неявнополюсной.

2. Параметры машины, линии связи и нагрузки не зависят от скольжения.

 Используется известный "принцип наложения мощностей", когда постоянная времени обмотки возбуждения намного больше постоянной времени успоконтельной обмотки T<sub>id</sub> >> T<sub>M</sub>. При выводе формул применялись уравнения Горева-Парка.

Работа является частью общего комплекса исследования по результирующей устойчивости, прополимых в Московском энергетическом институте под руководством В. А. Веннкова. 3. Иап. ТН. № 3

Скольжение считается положительным при скорости ротора ниже синхронной.

Реактивная мощность положительна, если она отдается в сеть-



Рис. 2. Векторная диаграмма э. д. с. двух свихронных мании. На рис. 2 изображена векторная диаграмма э. д. с. в случае двух синхронных машин. Принимая за ось отсчета углов полеречную ось второй машины и заменяя вторую машину шинами неизменного напряжения, можем написать выражение тока в конце передачи (рис. 1). При этом рассматриваем первую машину как явнополюсную с продольно-поперечными успоконтельными контурами на роторе.

$$(1) \begin{vmatrix} I_{d_{3}} = -\frac{U}{Z_{m}}\cos\alpha_{22} + \frac{E_{q_{1}}}{Z_{m}}\sin(a + \alpha_{12}) + \frac{E_{q_{1}}}{Z_{12}}\cos(b + \alpha_{12}) - \frac{-\frac{A_{d} - A_{d}}{Z_{m}}}{-\frac{A_{d} - A_{d}}{Z_{m}}} \begin{vmatrix} E_{a_{1}}\cos\alpha_{1} + \frac{E_{a_{1}}}{Z_{m}}\sin\alpha_{1} - \frac{U}{Z_{m}}\cos(b + \alpha_{22}) \end{vmatrix} \\ -\frac{-\frac{A_{d} - A_{d}}{Z_{m}}}{+\frac{A_{d}}{Z_{m}}\cos\alpha_{1}}} \begin{vmatrix} E_{a_{1}}\cos\alpha_{1} + \frac{E_{a_{1}}}{Z_{m}}\sin\alpha_{1}} - \frac{U}{Z_{m}}\cos(b + \alpha_{22}) \end{vmatrix} \\ \times \cos(b + \alpha_{12}) + \frac{E_{a_{1}}}{Z_{12}}\sin(b + \alpha_{12}) - \frac{E_{a_{1}}}{Z_{m}}\cos(b + \alpha_{12}) + \frac{E_{a_{1}}}{Z_{12}}\sin(b + \alpha_{12}) - \frac{E_{a_{1}}}{Z_{m}}\cos(b + \alpha_{12}) + \frac{E_{a_{1}}}{Z_{12}}\sin\alpha_{1}} - \frac{U}{Z_{12}}\cos(b - \alpha_{12}) \end{vmatrix} \\ = \frac{E_{a_{1}}}{E_{a_{1}}}\cos\alpha_{1}} \begin{vmatrix} E_{a_{1}}\cos\alpha_{1} + \frac{E_{q_{1}}}{Z_{11}}\sin\alpha_{1}} - \frac{U}{Z_{12}}\cos(b - \alpha_{12}) \end{vmatrix} \\ \times \sin(b + \alpha_{12}) \end{vmatrix}$$

В силу того, что E = 0 E = 0 при представлении второй машины шинами неизменного напряжения, активная и реактивная мощности у шин определяется [1] из уравнений:

$$P_s = UI_{sc}$$
(2)

$$Q_{\mu} = U I_{\mu} \tag{3}$$

Рассмотрим эти мощности.

Подставляя значение тока из (1) в (2) и (3), после преобразования получим

$$P_{u} = -\frac{U^{a}}{Z_{aa}} \sin a_{22} - \frac{UE_{q_{1}}}{Z_{1a}} \cos \left(5 + a_{12}\right) + \frac{UE_{q_{2}}}{Z_{1a}} \cos \left(5 + a_{12}\right)$$

$$+\frac{1}{1+\frac{x_{a}-x_{a}}{Z_{1}}\cos\alpha_{11}} \int \sin(\alpha+\alpha_{12}) + \frac{1}{1+\frac{x_{a}-x_{a}}{Z_{1}}\cos\alpha_{11}} + \frac{1}{Z_{12}^{2}} \int \frac{x_{d}-x_{a}}{1+\frac{x_{d}-x_{a}}{Z_{11}}\cos\alpha_{11}} \cos(\beta-\alpha_{12})\sin(\beta+\alpha_{12}) + \frac{1}{1+\frac{x_{d}-x_{a}}{Z_{11}}\cos\alpha_{11}} \int \frac{1}{Z_{12}} \int \frac{1}$$

При относительном перемещении ротора составляющие э. д. с. получают приросты.

$$E_{d} = E_{dR-\infty} + \Delta E_{dR}$$

$$E_{q} = \Delta E_{1q},$$

$$E_{dR-\infty} = E_{dc} + \Delta E_{d}.$$
(6)

где Еде--- -- э. д. с. мащины при отсутствии успоковтельной обмотки в продольной оси;

 $E_{\mu}$  — э. д. с. соответствующая установившемуся току возбуждения;  $\Delta E_{\mu} \Delta E_{\mu} \Delta E_{1q}$  — приросты э. д. с. из-за токов, наводимых в обмотке возбуждения и в успоконтельных обмотках вследствие относительного перемещения ротора.

В случае яннополюсной машины с успоконтельными обмотками эти э. д. с. определяются для составляющей фиктивной э. д. с. [2 и 3].

$$E_{0} = \frac{E_{1}}{1 + \frac{x_{d} - x_{d}}{Z_{11}} \cos z_{11}}; \quad sE_{1Qd} = \frac{E_{1d}}{1 + \frac{x_{d} - x_{d}}{Z_{11}} \cos z_{11}}; \quad (7)$$

$$E_{1d} = E_{1d}$$

Подставляя (6) и (7) в уравнения мощностей (4) и (5), получим:

(8) 
$$\int P_{1} = -\frac{U^{2}}{Z_{12}} \sin \alpha_{22} + \frac{E_{22}U}{Z_{12} \left(1 + \frac{x_{4} - x_{5}}{Z_{13}} \cos \alpha_{11}\right)} \sin \left(\delta + \alpha_{12}\right) - \frac{E_{22}U}{Z_{12} \left(1 + \frac{x_{4} - x_{5}}{Z_{13}} \cos \alpha_{11}\right)}$$

(8)  

$$\begin{array}{c|c}
-\frac{U_{1}E_{IQq}}{Z_{12}}\cos(6+a_{12}) + \frac{U_{2}Qd}{Z_{12}}\sin(6+a_{12}) + \\
+\frac{U_{1}E_{IQd}}{Z_{12}}\sin(6+a_{12}) + \frac{U_{2}}{Z_{12}^{2}}\frac{x_{d}-x_{q}}{1+\frac{x_{d}-x_{q}}{Z_{11}}} \times \\
\times\cos(6-a_{12})\cos(6+a_{12}) \\
\times\cos(6-a_{12})\cos(6+a_{12}) + \\
\frac{U_{1}E_{Q}}{Z_{12}}\cos(6+a_{12}) + \\
+\frac{U_{2}E_{Q}}{Z_{12}}\sin(6+a_{12}) + \frac{U_{2}E_{Q}}{Z_{12}}\cos(6+a_{12}) + \\
+\frac{U_{2}E_{Q}}{Z_{12}}\cos(6+a_{12}) + \\
+\frac{U_{2}E_{Q}}{Z_{12$$

В этих ураннениях члены с приростами э. д. с. после раскрытия этих приростов представляют собой асинхронную мощность, обусловленную относительным перемещением ротора генератора. Приросты э. д. с. являются операторными выражениями и для их раскрытия во аременной форме необходимо применение интеграла Дюамеля [2 и 3] При постоянстве относительной скорости вращения генератора эти уравнения асинхронной мощности могут быть проянтегрированы. После интегрирования и некоторых преобразований, получим:

$$P_{n} = \frac{F_{n}U}{Z_{n}\left(1 + \frac{x_{a} - x_{a}}{Z_{n}}\cos z_{n}\right)} \sin (o - a_{n}2) + \frac{U^{2}}{2} \left\{ \frac{1 - \frac{x_{a} - x_{a}}{Z_{n}}\cos z_{n}}{\sum_{i=1}^{n}\left(1 - \frac{x_{a} - x_{a}}{Z_{n}}\cos z_{n}\right)} \sin 2a_{n}2 - \frac{2\sin z_{22}}{Z_{n}} + \frac{1 - \frac{x_{a} - x_{a}}{Z_{n}}\cos z_{n}}{\sum_{i=1}^{n}\left(1 + \frac{x_{a} - \frac{x_{a}}{Z_{n}}\cos z_{n}}{\sum_{i=1}^{n}\cos z_{n}}\right)} \sin 2a - \frac{1 - \frac{x_{a} - x_{a}}{Z_{n}}\cos z_{n}}{\sum_{i=1}^{n}\left(1 - \frac{x_{a} - x_{a}}{Z_{n}}\cos z_{n}\right)\left(1 + \frac{x_{a} - x_{a}}{Z_{n}}\cos z_{n}\right)} \times \frac{1 - \frac{x_{a} - x_{a}}{Z_{n}}\cos z_{n}}{\sum_{i=1}^{n}\left(1 - \frac{x_{a} - x_{a}}{Z_{n}}\cos z_{n}\right)\left(1 + \frac{x_{a} - x_{a}}{Z_{n}}\cos z_{n}\right)} + \frac{1 - (sT_{i})^{2}}{\sum_{i=1}^{n}\left(\cos 2a_{n} + sT_{i}\sin 2a_{n}\right)} + \frac{1 - (sT_{i})^{2}}{\sum_{i=1}^{n}\cos 2a_{n}} + \frac{1 - \frac{1}{2}\sum_{i=1}^{n}\cos 2a_{n}}{\sum_{i=1}^{n}\cos 2a_{n}} + \frac{1 - \frac{1}{2}\sum_{i=1}^{n}\cos 2a_{n$$

36

(10)

$$(10) \begin{vmatrix} = \sqrt{1 + (sT_d)^2} \sin\left(2b - \arctan\left(\frac{1}{sT_d}\right)\right) - \frac{x_a^2 - x_d^2}{Z_{10}^2 \left(1 - \frac{x_a^2 - x_d}{Z_{11}} \cos 2a_{11}\right) \left(1 - \frac{x_a^2 - x_d}{Z_{11}} \cos 2a_{11}\right)} \times \frac{sT_d^2}{1 + (sT_d)^2} \left| \cos 2a_{12} + sT_a \sin 2a_{13} + \frac{sT_a^2}{1 + (sT_d)^2} \right| \left| \cos 2x_{12} + sT_a^2 \sin 2a_{13} + \frac{sT_a^2 - x_d^2}{Z_{12}^2 \left(1 - \frac{x_d - x_d}{Z_{11}} \cos 2a_{11}\right)} + \frac{sT_a^2}{1 + (sT_d)^2} \right| \left| \cos 2x_{12} + sT_a^2 \sin 2a_{12} + \sqrt{1 + (sT_d)^2} \sin\left(2b - \arctan\left(\frac{1}{sT_d}\right)\right) \right| \right|, \\ = \frac{x_d - x_d^2}{Z_{12}^2 \left(1 - \frac{x_d - x_d}{Z_{11}} \cos 2a_{11}\right)} + \frac{sT_a^2}{1 + (sT_d)^2} \left| \cos 2x_{12} - \frac{x_d - x_d}{Z_{12}^2 \left(1 + \frac{x_d - x_d}{Z_{11}} \cos 2a_{11}\right)} \cos\left(2b - \arctan\left(\frac{1}{sT_d}\right)\right) \right| \right|, \\ = \frac{x_d - x_d}{Z_{12}^2 \left(1 + \frac{x_d - x_d}{Z_{11}} \cos 2a_{11}\right)} \cos\left(2b - \arctan\left(\frac{1}{sT_d}\right)\right) = \frac{x_d - x_d}{Z_{12}^2 \left(1 + \frac{x_d - x_d}{Z_{11}} \cos 2a_{11}\right)} + \frac{x_d - x_d}{Z_{12}^2 \left(1 - \frac{x_d - x_d}{Z_{11}} \cos 2a_{11}\right)} \cos\left(2b - \arctan\left(\frac{1}{sT_d}\right)\right) + \frac{sT_d}{Z_{12}^2 \left(1 - \frac{x_d - x_d}{Z_{11}} \cos 2a_{11}\right)} + \frac{x_d - x_d}{Z_{12}^2 \left(1 - \frac{x_d - x_d}{Z_{11}} \cos 2a_{11}\right)} \left(1 + \frac{x_d - x_d}{Z_{11}} \cos 2a_{11}\right) + \frac{sT_d}{Z_{12}^2 \left(1 - \frac{x_d - x_d}{Z_{11}} \cos 2a_{11}\right)} + \frac{sT_d}{Z_{12}^2 \left(1 - \frac{x_d - x_d}{Z_{11}} \cos 2a_{11}\right)} + \frac{sT_d}{Z_{12}^2 \left(1 - \frac{x_d - x_d}{Z_{11}} \cos 2a_{11}\right)} + \frac{sT_d}{Z_{12}^2 \left(1 - \frac{x_d - x_d}{Z_{11}} \cos 2a_{11}\right)} + \frac{sT_d}{Z_{12}^2 \left(1 - \frac{x_d - x_d}{Z_{11}} \cos 2a_{11}\right)} + \frac{sT_d}{Z_{12}^2 \left(1 - \frac{x_d - x_d}{Z_{11}} \cos 2a_{11}\right)} + \frac{sT_d}{Z_{12}^2 \left(1 - \frac{x_d - x_d}{Z_{11}} \cos 2a_{11}\right)} + \frac{sT_d}{Z_{12}^2 \left(1 - \frac{x_d - x_d}{Z_{11}} \cos 2a_{11}\right)} + \frac{sT_d}{Z_{12}^2 \left(1 - \frac{x_d - x_d}{Z_{11}} \cos 2a_{11}\right)} + \frac{sT_d}{Z_{12}^2 \left(1 - \frac{x_d - x_d}{Z_{11}} \cos 2a_{11}\right)} + \frac{sT_d}{Z_{12}^2 \left(1 - \frac{x_d - x_d}{Z_{11}} \cos 2a_{11}\right)} + \frac{sT_d}{Z_{12}^2 \left(1 - \frac{x_d - x_d}{Z_{11}} \cos 2a_{11}\right)} + \frac{sT_d}{Z_{12}^2 \left(1 - \frac{x_d - x_d}{Z_{11}} \cos 2a_{11}\right)} + \frac{sT_d}{Z_{12}^2 \left(1 - \frac{x_d - x_d}{Z_{11}} \cos 2a_{11}\right)} + \frac{sT_d}{Z_{12}^2 \left(1 - \frac{x_d - x_d}{Z_{11}} \cos 2a_{11}\right)} + \frac{sT_d}{Z_{12}^2 \left(1 - \frac{x_d - x_d}{Z_{11}} \cos 2a_{11}\right)} + \frac{sT_d}{Z_{12}^2 \left(1 - \frac{x$$

(11) 
$$+ \frac{x_q - x_q}{Z_{12}^2 \left(1 - \frac{x_q - x_q}{Z_{11}} \cos z_{11}\right)} \cdot \frac{1}{1 - (sT_q')^2} \left| sT' \cos 2z_{12} - \frac{sT'}{Z_{12}} \cos (2\delta - \arccos \frac{1}{sT_q'}) \right|$$

где

$$T_{x} = T_{d0} \frac{1 - \frac{x_{q} - x_{d}}{Z_{11}} \cos \alpha_{11}}{1 + \frac{x_{d} - x_{q}}{Z_{11}} \cos \alpha_{11}}; \qquad T_{d} = T_{d0} \frac{1 - \frac{x_{q} - x_{d}}{Z_{11}} \cos \alpha_{11}}{1 - \frac{x_{q} - x_{d}}{Z_{11}} \cos \alpha_{11}};$$
$$T_{q} = T_{q0}^{*} \left(1 - \frac{x_{q} - x_{q}^{*}}{Z_{11}} \cos \alpha_{11}\right).$$

В уравнениях при s < 0 следует брать верхние из указанных знаков при s > 0—пижние.

В случае турбогенератора он должен быть учтен в расчетной схеме продольным синхронным реактивным сопротивлением. Уравнения (10) и (11) выведены в предположении, что отсчет времени произнодится с момента изменения установившегося режима генератора. Причем затухающиеся члены, появляющиеся в уравнениях из-за предположения мгновенного появления конечного скольжения, практически не оказывающие никакого влияния на среднее значение асинхронной мощности в установившемся асинхронном режиме, в формулах опущены.

Здесь все углы вида arctg  $\frac{1}{5T}$  находятся в 1 и II квадратах.

$$a = b_0 - st$$
.

При связи генераторов с мошной системой через дальную линию электропередачи величины этих мощностей снижаются. В формуле реактивной мощности знак минус перед скобкой свидетельствует о потреблении реактивной мощности из системы.

Из этих формул путем постяновки  $\alpha_{11} = \alpha_{22} = 0$ ,  $Z_{11} = Z_{12} = x_q$  нетрудно получить общензвестные формулы активной и реактивной мощности синхронной машины, работающей на шины неизменного напряжения [4 и 5].

Приведенные формулы дают количественную оценку активной и реактивной мощностей у шин приемной системы, когда параметры передачи, включая все его элементы, мало изменяются при изменении скольжения, и когда активное сопротивление как линии, так и промежуточных нагрузок мадо. Для примера подсчитаны асинхронные характеристики активной и реактивной мощностей для схемы передачи, приведенной на рис. 3.

Результаты расчета, выполненные по формулам (10 и 11), приведены на рис. 4.

Следует заметить, что при аснихронном ходе эквивалентного генератора станции (рис. 3) из системы используются как реактивная, так



Рис. 3. Расчетная схема передачи. Параметры эквивалентного

генератора:  $x_d = 6,95$  ом.  $x_q = 3.82$  ом.  $x_d = 2,08$  ом  $x_d = 0,784$  ом  $x_q = 0,648$  ом  $T_{-0} = 5,6$  сек.  $T_{d0} = 0,12$  сек. 0,213 сек.  $K_{\text{трансф}} = 1.86$   $P_{-0} = 10$   $U_{6ab} = 820$  s.



Рис. 4. Средняе аснихронные мощности у ины приемной системы рассматриваемой схомы передачи.

и активная мощности. При этом потери в активном сопротивлении передачи оказываются больше выдаваемой аснихронной мощности.

Московский энергетический институт

Поступияо 26.111 1962

#### ոոь, п. օսչեսջսբցան

# ԱԿՏԻՎ ԵՎ ՌԵԱԿՏԻՎ ՀՋՈՐՈՒԹՅՈՒՆՆԵՐԸ՝ ԸՆԴՈՒՆՈՂ ՍԻՍՏԵՄԻ ՇԻՆԱՅԻ ՎՐԱ, ԷԼԵԿՏԲԱԿԱՆ ՍԻՍՏԵՄԻ ԿԱՅԱՆԻ ԱՍԻՆԽՐՈՆ ՔԱՅԼԻ ԴԵՊՔՈՒՄ

Ամփոփում

Կայունության մեծացման նպատակով, էլիկտրական սիստեմի կալանդ աշխատանըի ասինքարոն թայլի օգտադործման ժամանակ, կարևոր է իմանալ ակտիվ և ռևակտիվ հղորությունները՝ ընդունող սիստեմի շինայի վրա, կալանի կայունացած ասինիսրոն բայլի դևպքում (նկ. 1)։ ζωկան նշանակունկուն ունի սինկսրոնիղմից դուրս ընկած կալանի ռևակտիվ հղարունկան սպառումը, ջանի որ նրա զգալի սպառումը առաջացնում է լարվածունկան փոջրացում, ինչպես կայանի շինալի վրա, այնպես էլ թնդունող սիստեմում, որ իր հերնին կարող է կափտել ինչպես էլնկտրական սիստեմի մլուս կալանների կալունունկունը, այնպես էլ սպառիչների աշխատանքը։ Այդ նպատակով դուրս է բերված ակտիվ և ռևակտիվ հղորունկունների թանաձևերը ընդունող սիստեմի շինալի վրա, սիստեմի հետ կամայական թարդունկանը և միջանկալ բեռնավորումներ ունեցող ցանցով, միացած կալանի կալունացած ասինվորոն ջայլի դեպրում (10–13).

Դութո թեթված թանաձենթի մասնավոր դեպջը տալիս է ակտիվ և ռնակտիվ հղորությունների հանրահայտ թանաձննրը՝ ընդունող սիստնմի շինալի վրա, շինալին պարղադույն ձնով միացած կալանի ասինխրոն թալլի դեպջում

Ստացված բանաձևնրը տալիս են ակտիվ և ռեակտիվ չզորության թվալին արժեջննըը ընդունող սիստեմի վրա, երբ չաղորդման պարամետրե ըր, ընդդրկած բոլոր նրա էլեմենտները, ջիչ են փոփոփվում սաչմանի փոփոխման դեպչում և երբ դծի, ինչպես և միջանկյալ բեռնավորումների ակտիվ դիմադրությունները փոջը են։

### ЛИТЕРАТУРА

- 1. Лебедев С. А. и Жданов П. С. Устойчивость параллельной работы электрических систем. Госэкергоиздат, 1934.
- Жданов П. С. Демпферный момент сипхронной машины, работающен через внешнюю сезь параласльно с системой большой мощности. Бюдлетень ВЭИ, № 9, 1953.
- Веников В. А. Жуков Л. А. Переходные процессы в электрических системах. М. – Л., Госэнергонадат. 1953.
- Веников В. А. Электромеханические переходные процессы в электрических системах, М.-Л. Госэпергоиздат. 1958.
- Мамиконянц Л. Г. Определение реактивной мощности синхронной машины при аснихронном режиме, Электричество, № 3, 1958.
- Мамиконянц Л. Г. Токи и моменты вращения, возникающие в синхронной машине при включении ее способом самосинхронизации. М.—Л., Тр. ЦНИЭЛ, вып. IV. Госэнергоиздат, 1956.
- Горев А. А. Переходные процессы синхрониой машимы, М.— Л., Госэнергоиздат, 1950.

243-14441, 1140 чісяверзярільері Шіцэрігіцзе срубіцэре известия академии наукармянскоя сср Збрібіцаций сравир. «Берня Х.У. Ху З. 1962 Серия технических наук

строительные конструкции

## В. В. ПИНАДЖЯН, Р. С. АВЕТИСЯН

# СТАТИЧЕСКАЯ И УСТАЛОСТНАЯ ПРОЧНОСТЬ СТРУНОБЕТОННЫХ БАЛОК

## Сообщение 1

За последние годы в строительстве находят применение преднарительно напряженные железобетонные конструкции, армированные холоднотянутой высокопрочной прово окой периодического профили струнобетонные конструкции). В мостостроении этот вид железобетона пока что не получил массового применения в основном в связи с недостаточной изученностью его поведения при многократно повторной нагрузке. Известно, что повторная нагрузка, действующая длятельное время и вызывающая напряжения, превосходящие предельные допускаемые, приводит к усталости материалов в результате чего наблюдается понижение прочности и жесткости конструкции. В связи с этим в лаборатории испытания конструкций Армянского НПН стройматериалов и сооружений с начала 1960 г. ведутся систематические экспериментальные исследования усталостных явлений, происходящих в струнобетонных конструкциях. Наже приводятся результаты испытания на усталость первой серки балок из тяжелого бетона, армированных предварительно напряженной проволокой.

В первую серию испытаний вошли 19 струнобетонных балок ллиной 2.70 м, сечением 18 27 см (рис. 1). Балки были спроектиро-

паны так, чтобы разрушение их под статической изгрузкой происходило от газрыва арматуры в растянутой зоне. Балки армировались холодиотянутой высокопрочной проволокой периодического профиля лиаметром 4 им (ГОСТ 8480—57). Проиолоки была изготовлена Харцызским сталепрово-



Рис. 1. Конструкния струнобетонной балки и слема се загружения.

лочным канатным заводом. По хнимческому составу сталь содержала: С =  $0.86^{\circ}/_{o}$ ; Mn =  $0.78^{\circ}/_{o}$ ; Si =  $0.15^{\circ}/_{o}$ ; Cr =  $0.08^{\circ}/_{o}$ ; Ni  $0.1^{\circ}/_{o}$ . По данным испытания минимильный предел прочности проволоки на разрыв 161 кг/жм<sup>2</sup>; минимальное число перегибов, которое выдержала проволока до излома — 5; модуль упругости проволоки при её растяжении  $E_a = 19400 \ \kappa r/m^2$ .

Для бетонирования балок применялся бетон марки "500" с объемным весом 2,45  $m_i$ м<sup>3</sup>. На 1 куб. метр бетона расходывались следуюнине материалы: портланд-цемент Араратского завода активностью "500"—350 кг; щебень базальтовый гранулированный с максимальным размером фракций 40 мм, пористостью 40% —1240 кг; песок речной —715 кг; вода — 185 л. Волоцементное отношение бетона — 0,53; осадка конуса 2:4 см. По результатам испытания трех призм при напряжении 0,5  $R_{np}$  модуль деформации бетона  $E_6 = 2670 \ \kappa \epsilon / м.м^2$ .

Геометрические характеристики струнобетонной балки: высота сечення  $h = 27 \, cm$ ; ширина сечения  $b = 18 \, cm$ ; рабочая высота сечення ho = 25 см; площадь сечения напрягаемой продольной арматуры, расположенной в наиболее обжатой зоне бетона, Fu = 9 g 4 1,134 см-: площадь сечения напрягаемой продольной арматуры в менее обжатой зоне бетона  $F_{\rm H} = 2 \ \phi \ 4 = 0.252 \ c.m^2$ ; площадь приведенного понеречного сечения элемента Fon 496 с.и2; статический момент приведенного сечения относительно нижней грани балки, при толщине защитного слоя бетона 2 с.и: SAn = 6620 с.и.; момент имерции приведенного сечения, относительно горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести, сечения Jon == 30800 с.м<sup>1</sup>; расстояние от нижней грани сечения до центра тяжести приведенного сечения уит = 13.3 см; расстояние от центра тяжести всей продольной арматуры до нижней гранн балки уд=6,17 см; эксцентриситет приложение продольной силы  $e = y_{nr} - y_a = 13,3-6,17-7,13$  см: момент сопротивления приведенного бетонного сечення без учета пластических свойств материалов  $W_0 = J_{b0}$ ; у<sub>пт</sub> = 2320 см<sup>4</sup>; расстояние верхней ядровой точки от центра тяжести приведенного сечения  $r_{yy} = W_0 : F_{6\eta} = 4,68$  с.и; момент сопротивления приведенного сечения с учетом пластических свойств бетона  $W_6 = 4040 \ c M^3$ ;

Согласно СН 10—57 равнодействующая усилий в предварительно напряженной арматуре с учетом полной потери напряжений од от релаксации напряжений в арматуре, ползучести и усадки бетона определяются по формуле

$$\mathcal{N}_0 = (F_n + F_n) \left( z_0 + z_n \right); \tag{1}$$

расчетный изгибающий момент трещиностойкости, при котором в струнобетонной балке появляются первые трещины.

$$M_{z} = N_{x}(r_{x} + v) + R_{x}^{*}W_{x}, \qquad (2)$$

где  $R_r = 28 \ \kappa z \ c.u^2$  — нормативное сопротивление растяжению бетона марки "500";

 Инструкция по проектированию предварительно напряженных железобстоиных конструкций (СН 10—57), М., 1958. рясчетный разрушающия изгибающий момент при статическом нагружении

$$M_p = h x R^{\mu} (h - 0.5x) + F_n \sigma_c (h_0 - a_1), \qquad (3)$$

где

$$\sigma' = \frac{F R_{\mu}}{b R_{\mu}^{u}},$$
  
$$\sigma' = 36 - (\sigma_{0} - \sigma_{\pi}) \kappa \epsilon / M M^{2},$$

*R<sup>u</sup>* 440 кг см° нормативное сопротивление бетона марки "500" сжатико при изгибе,

a<sub>0</sub> = 2 см - толщина защитного слоя бетона.

Струнобетонные балки, а также контрольные бетонные кубики и призмы изготовлялись в металлических формах на стеиде центральной производственной лаборатории Министерства строительства Армянской ССР. Из 19 испытанных балок в четырех интенсивность предварительного напряжения струн была принята равной 120 кг см<sup>2</sup>; и семи балках равной 104 кг см<sup>2</sup>; в четырех балках—88 кг мм : в четырех балках 72 кг и.м.<sup>\*\*</sup>.

Расчетные величины  $N_0$ ,  $M_\tau$ ,  $M_p$  струнобетонных балок в зависимости от вычисленные согласно СН 10-57, приводятся в табл. 1.

Таблица 1

20 NZ/MM <sup>1</sup>	з <sub>п</sub> <i>кz∤жж²</i> (по СН 10—57)	N <sub>0</sub> <i>m</i> , tio формуле +1)	<i>М<sub>т</sub> т.м</i> , по формулс (2)	<i>Мр т</i> м. по формуле (3)	M <sub>1</sub> /M <sub>p</sub>
72	10,1	8,58	2,15	4,37	0,49
88	11,5	10.6	2,38	4,37	0,54
104	12,9	12,6	2,62	4,36	0,60
120	17.3	11,2	2.81	4,35	0,65

Зависимость между интенсивностью предварительного напряжения арматуры за и расчетными зарактеристиками струнобетонных балок

Испытание струнобетонных балок производилось по схеме, показанной на рис. 1. на 50-тонном гидравлическом прессе ГРМ--I с пульсатором.

Основные результаты испытаний представлены в таблицах 2 и 3. Нод повторной нагрузкой балки испытывались с частотой 6 герц на базе 1 млн. циклов нагружения. С целью выяснения зависимости между жесткостью балок и числом повторений нагрузки, систематически в промежутках межлу циклическими нагружениями балок производи-

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup> Натяжение струп на стенде производилось 30-топным гидравлическим домкратом передачей усилия на упоры. Величина натяжения струп определялась по показаниям макометра домкрата, а также тарированным проволочным динамометром с нидикатором часового типа.

Таблица 2

			Результат	ы зтатическо	но испытания	crpynooero	нных балок
Номера балок	Питенсия- иость пред- иарительно- го напряже- шия струн (кг/мж-)	<i>K</i> =	Кубиковая прочность бетопа при испытании балок (кг/.ч.ч-)**	Разрузнающи иний моме Мл расчез- ный	Разрузнающий изгибаю- ций момент ( <i>т.м</i> ) Мл расчез- Мри по пый опыту		История балки
5—I	120	0,75	575	4,35	4,40	1,01	Ранее не испытывалась
Б—2	120	0,75	645	4.35	4,50	1,03	Была испытана пульсирующей нагрузкой $n = = 200,000$ ( $M_{max} = 2,45 m$ м; $M_{min} = 1,22 m$ .м), по- сле чего статической нагрузкой доведсна до раз- рушения
Б -3	120	0,75	545	4,35	4,45	1,02	Го же ло $n = 20.000$ ( $M_{max} = 1.4 m_{max}; M_{min} = 0.7 m_{max}$ )
Б8	104	0.65	\$70	4.36	4,58	1,05	To we $n = 550,000$ ( $M_{max} = 2.1 mm; M_{max} = 1.05 mm$ )
6-13	104	0.65	515	4.36	4,90	1,12	To we $n=910.000$ ( $M_{max}=2.8 mw; M_{min}=1.05 mw$ )
6-14	85	0.55	-170	4,37	4,84	1,10	Ранее не испытывалась
8-19	72	0,45	475	4,37	4,75	1,08	То же

Результаты статического испытания стоунобетонных бало

с<sub>о</sub> 161 кг м.н<sup>2</sup>-предел прочности струны на разрыв;

•• Кубикевая прочность бетона принята равной 0.85 R, где R фактический предел прочности на сжатие бетонных кубиков с размерами сторов 10 с.и лись статические испытания. Прогибы балок при статических испытаниях измерялись в пятв точках (у опор и в середние пролета) мессурами с точностью 0.1 мм.

Деформации бетона и арматуры измерялись рычажными тензометрами "ТР" с точностью 1 микрои. База измерения для тензометров принималось ранной 100 мм для бетона в 20 мм для арматуры. Момент появления трещин, и ширниу их раскрытия определяли при помощи микроскопа к прессу Бринеля с ценой деления 0,1 жм. С целью лучшего обнаружения трещин балки перед испытанием окрашивались в белый цаст водным раствором мела. При измерении деформаций балок под повторной нагрузкой были использованы дагчики сопротивления с базой 10 мм и 50 мм. Датчики работали с усилителем переменного тока с несущей частотой 3500 герц. Все записи производились на магнитно-электрическом осниллографе. Для устранения вмилитудных искажений были использованы высокочастотные тальизнометры, у которых частота собственных колебаний примерно н 30 раз превышала частоту пульсирующей нагрузки. Датчики приклепвались к бетону и арматуре клеем БФ-2. Для фиксации возможного проскальзывания арматуры, по торцам балок были установлены тензометры, которые одним острием укреплялись на бетон, в другим на выпущенные концы струн. Судя по показаниям тензометров проскальзывания арматуры в бетоне не было яплоть до момента разрушения балок. В дальнейшем это полтверанлось также при осмотре рязрушенных балок, в которых следов скольжения струн по бетону не было замечено.

По опытным данным на рис. 2 показана зависимость стрелы прогиба от величины нагрузки и числа циклов нагружения струнобетонной балки Б-18. В результате действия пульсярующен нагрузки стрела прогиба балки существенно увеличивалась и в той же мере



его натябная жесткость понижалась. Это явление характерное и наблюдалось при испытании всех балок. Понижение жесткости балок в основном слеауст объяснить нарушеннем cuenzeния между арматурой и бетоном в зоне трещин, возникновением и разви-



тнем новых усталостных трещин в бетоне и изменением его деформационных свойств под поздействием повторной нагрузки.

Таблица З

Результаты испытания струнобетонных балок на пульсирующую натрузку на базе 1 мли никлов натружения

Номера балок	—питенствиноги иредварительного "м <sup>°</sup> )	$K = \frac{\pi_{a}}{a_{b}}$	Кубиковая проч- ность бетона при испытании балок (кл/мм <sup>2</sup> )	. <i>М<sub>P</sub></i> -расчетный раз- рушающый момент при статическом нагруженим ( <i>п.</i> .и)	Напібажі менны прі рующей М <sub>инп</sub>	щие мо- и пульси- натрузке	я число циклов. пагружения к мо- менту прекраще- иня испытания	причина прекра- щения испыталия	Напря н стру при пу оующе груз (кг/с	женне улах льсн- й па- аке лг <sup>2</sup> )	<sup>a</sup> max— <sup>a</sup> mt <mark>n(k2)c.4<sup>3</sup>)</mark>	o m n n n c	7 = Maun	Мро в кгически разр и юзи их из гиба оций о- жен (тм.)	Мри Мр	
6—4	120	0,75	497	4,35	1,05	3,15	2.697.000	Разрыв струн	104	114	10	0,91	0,33	3,15	0.72	B. 11
<b>B</b> -6	104	0,65	570	4,36	1,05	2,98	1.560.000	Та же	90	108	18	0,83	D,35	2.98	0,67	2 ITIB
Б-7	104	0,65	570	4,36	1,4	2,80	1.300.000	Пройдена база	90,5	106	15.5	0,85	0,50	4,50	1.03	IRWEI
Б-9	104	0,65	570	4.3G	0,7	2,10	1,500,000	Го же	89	95	6	0,94	0,33	4.96	E,13	
6-11	104	0.65	_	4,36	1,05	2,45	2.560.000	То же	90	102	12	0,87	0,43	4,36	1.00	0
6-12	104	0,65	525	4,36	1,05	2,80	2.700.000	Тоже	90	106	16	0.85	0,37	4,96	1,13	5
<b>G</b> 15	88	0,55	525	4,37	1,05	2,80	530.000	Ранрыв проволок	76	99	23	0.77	0,37	2,98	0,68	163HC
B16	88	0,55	465	4,37	1,05	2,80	589.000	То же	76	99	23	0,77	0,37	2,80	0,64	HB
6-17	88	0,55	445	4,37	1.05	2,45	1.070.000	Те же	76	97	21	0.79	0,43	2,45	0,56	
G-18	72	0.45	435	4,37	0,70	1,75	2,300.000	Проядена база	61	80	19	0,76	0,40	4,80	1,10	
Б—20	72	0,45	495	4,37	1,05	2,10	1.150.000	То же	62	87	25	0,71	0,50	4,75	1,08	
6-21	72	0,45	460	4,37	1,05	2,45	244.000	Разрыв проволож	62	90	28	0,69	0,43	2,90	0,66	

• См. примечания к табл.

Разрушение балок под воздействием статической и многократно повторной нагрузки происходило от разрыва струн (проволок) в растянутой зоне бетона. При этом надо отметить, что в усталостных испытаниях в отличие от статических изблюдалось не ыгновенное. а постеченное разрушение бялок. После некоторого числа циклов нагружения наблюдался усталостный разрыв одной струны. Затем. после нескольких десятков, а иногда сотен тысяч циклов нагружения балки наблюдался усталостный разрыв еще одной или двух струн. работавших с перегрузкой. Полное разрушение балки наступало тогда, когда в остальных струнах, расволоженных в растянутой зоне бетона, напряжение было близко к пределу прочности на разрыв.

По данным табл. 1 рис. З сплошной линией показана зависимость между интенсивностью преднарительного наприженны зриатуры

7.11

и расчетной величниой изгибающего момента М., при котором в балке возникают первые трещины. Кружочками на этом графике представлены опытные результаты, полученные при статическом испытания балок Б-14 и Б-19. Между опытными и расчетниям величинами имеется удовлетворительная согласованность при этом, как и следовало ожидать, с увеличением интенсквности предварительного напражения струн трещиностойкость балок позыщается.

28 28 14 ×, 0 5-19 20 120 Alland 30 100 10 80 6

Рис. З. Зависимость нежду интенсивностью предварительного напряжения асматуры на и расчетным изгибаюмоментом трапиностойкости 131 M M струпобетонной балки.

В соответствии с опытнымя данными табл. З. на рис. 4 в полулогарифмической системе координат представлена днаграмма усталостной прочности испытанных стру-



Рис. 4. Диаграмма усталостной прочности стр.нобетонных балок из тажелого бетона.

рыв. Кружочками на рис. 4 показаны максимальные величним изгибающих моментов при пульсирующей нагрузке, при которых балки

нобетонных балок. По OCH. абсинсс отложены числа пиклов нагружения, по оси ординат - относвтельные неличны изгибаюмаксямальных ших моментов при пульспрующей нагрузке. Безразмерный парамитр К представляет собой отнитенсивности ношение предварятельного напряжения струн к ее пределу прочности на раз-

разрушались. Для этих балок менимальный изгибающий момент при пульсирующей нагрузке принимался одинаковым, равным 1,05 *т.ж.* 

Анализ данных, представленных на рис. 4, показывает, что: в полулогврифинческой системе координат при фиксированных значениях К между числом циклов нагружения в усталостной прочностью струнобетонных балок имеется зависимость, близкая к линейной; с увеличением числа циклов нагружения усталостная прочность балок уменьшается; при числе циклов нагружения порядка 2-3 млн. опытные усталостные Кривые асимптотической части не имеют; с увеличением интенсивности предварятельного напряжения струи усталолостная прочность балок повышается.

Судя по результатам первой серин испытаний, струнобетонные бллки с интенсивностью предварительного напряжения арматуры = 0,65 К (з<sub>0</sub> = 104 кг/см-; К = 0,54) выдерживают без разрушения 2 – 3 млн циклов нагружения при условии, когда

$$M_{\rm min} < M_{\rm re}$$
  $M_{\rm min} > 0$ ,

где Ман. Ман – максимальный и минимальный изгиблющие моменты при пульсирующей нагрузке,

М. расчетный изгибающий момент трещиностойкости балки при статическом нагружении.

В опытах авторов интенсивность предварительного напряжения арматуры в балках варьировалась в пределах от 0.45 до 0.75 R<sup>\*\*</sup>. При этом прямыми измерениями было установлено, что с увеличением интенсивности предварительного напряжения арматуры жесткость, трещиностойкость и усталостная прочность струнобетонных балок ловышаются. Однако, надо иметь в виду, что при более высоких начальных напряжениях в арматуре более ощутимыми становятся пластические леформации и релаксация стали, а также ползучесть бетона. Кроме того возникает опасность хрупкого разрушения конструкции при эксплуатационной нагрузке. Впредь ло уточнения затронутого попроса интенсивность предварительного напряжения арматуры струнобетонных балок следут назначать в пределах 0,65 – 0,75 R<sup>\*\*</sup>.

Армянский НИИ строительных материалов и сооружений

Поступнао 15 1962

A. A. ANALYSIAN, IN U. LADSPUBLY,

ԼԱՐԱՐԵՏՈՆԱՅԻՆ ՀԵԾԱՆՆԵՐԻ ՍՏԱՏԻԿԱԿԱՆ ԵՎ ՀՈԳՆԱԽԱՅԻՆ ԱՄՐՈՒԹՅՈՒՆԸ

> Հաղորդում I Ամփոփում

Ների հագնածություն փորձարկունների արդյունըները։ Իհառնի ամրությունը հեծաններում վերցրված է 500 կվ մմ<sup>2</sup>, վերջիններիս կոնսարուկցիան ցույց է արված նկ. 1-ում։ Փորձարկված 19 հեծաններից չորսում յարերի նախապես լարվածություն ինտենսիվությունը ընդանված է եղել հավասար 120 կվմմ<sup>3</sup>, լոխ հեծանսոմ՝ 104 կվ մմ<sup>2</sup>, իսկ հետևյալ չորսական հեծաններում համապատասխանաթար՝ 88 և 72 կվ մմ<sup>2</sup>։ Ստատիկական փորձարկումների արդյունջները բերված են աղյուսակ 2-ում։ Բաղմակի կրինվող ումերի տակ փորձարկված հեծանների արդյունջները ընդված են աղյուսակ 3-ում։

20340400 000 ФРЗАРВАРССРР ЦАЦАВСТИЗР ЗВОВАЦАРР ИЗВЕСТИЯ АКАДЕМИИ НАУК АРМЯНСКОЙ ССР

Shubhhuhuh ahmarp. abrhu XV, № 3, 1962 Серия технических наук

СТРОИТЕЛЬНЫЕ МАТЕРИАЛЫ

### А- А. АРАКЕЛЯН

# О ДЕФОРМАЦИОННЫХ СВОЙСТВАХ ЦЕМЕНТНЫХ РАСТВОРОВ

Автором в течение ряда лет велись исследования деформационных свойств цементных растворов при сжатии на пяти видах песка: кварцевом, туфовом ереванского и артикского типов. литоидной и анийской пемзах.

Ниже яриводятся основные результаты этих исследований.

Опыты были проведены на цилиндрических образцах диаметром 14 см и высотою 60 см. Металлические формы заполнялись раствором в вертикальном положении. Образцы освобождались из форм на следующий день и переносились в камеру, где хранились во влажных опилках. Расход цемента, активностью 390 кг.см<sup>2</sup>, на 1 куб. м раствора принимался от 200 до 800 кг. Образцы после 28-дневного хранения во влажной камере подверглись испытанию на 100-тонном прецизновном универсальном прессе "Рейли" по следующей методике. Образец после подливки гипсового теста на его торцы, устанавливался под пресс и центрировался в осевом направлении, после чего зажимался между опорными подушками пресса с небольшой силой (∞ 50 кг) и выдерживался под нагрузкой до схватывания гипса. Этим обеспечивалась равномерная передача давления от пресса на образец при испытании. Измерение деформаций производилось оптико-механическим тензометром Мартенса с точностью 2 микрона с базой датчика в 200 л.ч.

Образец в прессе сжимался под напряжением 0.1R R — предел прочности цилиндра). Спустя 10 мин. напряжение увеличивалось стуненями с доведением до 0.5 Под каждой ступенью нагрузки образец разгружался и затем повторным нагружением доводился до разрушения. При нагрузке равной 0.8-0.9 (разрушающая нагрузка), измерительные приборы снимались.

В результате обработки экспериментальных данных, были составлены кривые относительных продольных деформаций образцов.

Опыт показывает, что зависимость между модулем деформации к и сжимающим напряжением « с достаточной точностью можно выразить формулой:

$$E_z = A\left(1 - \frac{s}{B}\right) \cdot 10^3 \kappa z/c \mathcal{M}^2, \tag{1}$$

где A и B — некоторые постоянные коэффициенты, выраженные в кг/см-, определяемые на основании опытных данных.

Интегрированием формулы (1) получим следующее выражение относительных удлинений

$$z = \int E_{A} d\sigma = -\frac{B}{A} \ln\left(1 - \frac{z}{B}\right) \cdot 10^{-4}.$$
 (2)

Автором были составлены графики зависимостей (E, c) и (г, с), для растворов на пяти изученных видах неска.



Рис. 1. Деформационные свойства раствора на кварцевом песке.

В качестве иллюстрации ни рис. 1 эти зависимости представлены для раствора на кварцевом песке.

На рис. 1 даются также значения кубиковой и призменной прочности растворов, а также количество расхода цемента на 1 *м*<sup>3</sup> песка и раствора. На основании опытных данных на рис. 2 и 3 представлены зависимости между коэффициентами A в B и кубиковой прочностью растворов R<sub>p</sub>.

В силу (1), при  $\sigma = 0$ , получим величину начального модуля деформации  $E_0 = A \cdot 10^{\circ}$  $\kappa z/c \kappa^{-1}$  Поэтому, на основании рис. 2, получим следующие выражения начальных модулей леформаций лля растворов:

на кварцевом песке 
$$E_0 = A \cdot 10^1 = \frac{R_p \cdot 10^1}{3.25 + 0.033 R_p}$$

на песках из туфа и литоиднов пемзы  $E_a = \frac{R_p \cdot 10^4}{8 \div 0.045 R_p} \kappa^2 c.4^{\circ};$ 

на песках из артикского туфа и анинской пемзы

$$E_0 = \frac{R_p \cdot 10^4}{9 + 0.06 R_{\mu}} \kappa z_i c_{\mu} u^2.$$

На оснолании рис. З можно записать следующую зависимость для растворов на всех видах изученных песков:

$$B = 1.1 R_{p}$$
.

По многочисленным опытам автора и других исследователей,

отношение призменной прочности к кубиковой 7 × 7 × 7 с.м) можно принять равным для растворов на кварцевом леске — 0,65;

для растворов на легких песках — 0,80.

Подставляя значения коэффициентов А и В в формулы (1) и (2) с учетом отношения призменной прочности к кубиковой, получим: для раствора на кварцевом неске

$$\bar{r} = \frac{30R_k \cdot 10^4}{R_k + 98} \left( 1 - \frac{\sigma_k}{1.7R_k} \right) \kappa r / c \kappa^2,$$
(3)

$$\varepsilon \simeq -0.056 \left( R_k + 98 \right) \cdot 10^{-4} \ln \left( 1 - \frac{\sigma_k}{1.7R_k} \right);$$
 (4)



Рис. 2. Зависимость коэффициента А от прочности растноря Rp.



Рис. 3. Записимость козффициента В от прочиссти раствора R<sub>P</sub>.

для растворов на песках из туфа и литоидной пемзы

$$E = \frac{22.2R_k \cdot 10^4}{R_k + 17} \left( 1 - \frac{\sigma_k}{1.37R_k} \right) \kappa \epsilon \, c \, m^2, \tag{3}$$

$$= -0,062 \left( R_k \pm 178 \right) 10^{-4} \ln \left( 1 - \frac{\sigma}{1,37R_k} \right); \tag{6}$$

для растворов на песках из артикского туфа и анийской пемзы

$$E = \frac{16.7R_{k} \cdot 10^{4}}{R_{k} + 150} \left(1 - \frac{3}{1.37R_{k}}\right) \kappa_{2} c_{M}$$
(7)

$$\epsilon = -0,082 \left(R_{k} + 150\right) 10^{-4} \ln\left(1 - \frac{1}{1.37R_{k}}\right)$$
 (8)

Приняв в (3)—(8)  $\sigma_k = R_k$ , получим следующие величины прелельной сжимаемости:

для растворов на кварценом песке

$$= 0,056 (R_k + 98) \cdot 0,8916 \ 10^{-4} = 0,5 (R_k - 98) \cdot 10$$

$$= 0.5 (R_k + 100) \cdot 10^{-5};$$
(9)

для растноров на песках из туфа и литоидной пемзы

$$\varepsilon \simeq 0.8 (R_k - 178) \cdot 10^{-5},$$
 (10)

для растворов на песках из артикского туфа и анийской пемзы

$$z = 1.07 (R_{\star} - 150) 10^{-3}$$
 (11)

Кривые предельной сжимаемости растворов в зависимости о их предельной кубиковой прочности при сжатии показаны на рис. 4.



Рис. 1. Предельная сжимаемость по заполнителен и растворов в зависимости от их прочности.

В условиях эксплуатации сооружения обычно э<sub>к</sub> = 0,5 R<sub>k</sub>. При = 0,5 R<sub>k</sub> получим следующие величины модулей деформации.

Для растворов на кварцевом песке касательный модуль деформации равен

$$E_1 \approx \frac{21R_4}{R_A + 100} \cdot 10^4 \ \kappa z/c M^2, \tag{12}$$

секущий модуль деформации

$$E_2 \simeq \frac{26R_k \cdot 10^4}{R_k + 100} \, \kappa z/c M^2; \tag{13}$$

Для растворов на песках из туфа и литондной пемзы соответственно

$$E_{1} = \frac{14R_{*}}{R_{*} + 178} \cdot 10^{4} \ \kappa z/cm^{2}, \tag{14}$$

$$L_{\pm} = \frac{18R_{\pm}}{R_{k} + 178} \cdot 10^{4} \ \kappa z/c.m^{2}.$$
 (15)

Для растворов на песках из артикского туфа и анийской пемзы

$$E_1 \simeq \frac{11R_*}{R_k \pm 150} \cdot 10^k \ \kappa z j c. u^2, \tag{16}$$

$$E_{2} \simeq \frac{3}{R_{k} + 150} \cdot 10^{4} \kappa r/cm^{2}, \qquad (17)$$

Формулы (3) – (17) справедливы для растворов кубиковой прочностью от 50 до 400 кг/см<sup>2</sup>. Путем интерноляции опытных величии в следующей таблице приведены значения модулей деформации растворов в зависимости от их кубиковой (7×7 7 см<sup>3</sup>) прочности.

		Модулі	ь леформации	в качене пр	и = -0,5 <i>R</i> k	
Exfusionas		касательны	ลฟ้	1.	секуший	
прочность в кг/смі	на кпар- цевом песке	на песках ка туфа и литоидной пемаы	на песках из артикского туфа и аний- ской пемзы	на кварце- вом песке	на песках из туфа и антонаной пемзы	на песках на артикского туфа и аний- ской пемзы
50	68000	31000	27000	84000	39000	34000
100	105000	50500	-14000	130000	65000	54000
150	126000	64000	55000	155000	82000	68000
200	140000	74000	63000	173000	95000	77000
250	150000	82000	69000	185000	105000	84000
300	158000	85000	-	195000	113000	-

#### 2. U. RIFILFRERU

## ՅԵՄԵՆՏԱՇԱՂԱԽՆԵՐԻ ԴԵՖՈՐՄԱՑԻՈՆ ՀԱՏԿՈՒԹՅՈՒՆՆԵՐԻ ՄԱՍԻՆ

## Ամփոփում

Հոդվածում թեթված են ՇինանյուԹևթի և կառուցված ընևթի ինատիտուտում կատարված էըսպերիժենտալ աշխատանըների արդյունընևթը՝ ցեմենտաշաղախների դեֆոլոմացիոն ճատկուԹյունների ուսուննասիրժան ուղղուԹյամթ. Փորձնական տվյալների ճիման վրա ստացված են շաղախների դեֆոր-

մացիոն մոդուլները որոշելու համար (3). (5) և (7) μանաձենրը, իսկ հարարերական դեֆորմացիաները որոշելու համար (4). (6) և (հ) րանաձենրը։ Ցեմ հնտաջաղախնտերի սահմանալին սեղմ ելիու Թլունը որոշելու համար ստացված են (Չ), (10) և (11) բանաձևերը, իսկ շաղախնտերի դեֆորմացիալի մողու լները, երը շաղախնների լարվածու Թլունը հավատարվում է նրա ժաման ակավոր դիմադրու Թլան կեսին (z = 0.5R), որոշվում են (12) – (17) բանաձևերով։

Արջում աղլուսակի ձևով ընթված են շաղախների դեֆորմացիայի մադուլների մեծությունները, ըստ շոշափող և ճատող դծերի z=0.5R արժեքի ճամար, կախված շաղախների ժամանակավոր դիմադրության մեծությունից։

# 

	42
Ինժենեռական սեյաքուլոգիա	
։ և Խաչիլան, Ուժեց երկրաչարժերի ակսելերոդրամաների ճիման վրա կառուց- վածբների սեյսմոկայունության ճաշվարկ (ճաղորդում	з
Հիգոավլիկա	
L. Բունիաթյան. Ջրի չնաստատված շարժումը կենտրոնակույս պոմպերի մղման խողովակներում	17
Հիդրունքընիկա	
. Գ. Պետրոսյան. Հիգրոգինամիկ Ճնշման մոմենտը ջրինափային պատվարի վրա	27
ԷլԵկուստոխնիկա	
հու Մ. Շահհազարյան. Ակտիվ և ռեակտիվ հղորությունները՝ ընդունող սիստեմի շինայի վրա, ելեկտրական սիստեմի կայանի ասինխրոն թայլի դեպքում .	33
Շինաբաբական կոնսուու կզիաներ	
է. Վ. Փինաջլան. Ռ. Ս. Ավետիսյան. Լարարետոնային հեծանների ստոտիկական և հոգնամային ամբութքյունը (մաղորգում I)	42
Շիճանյութեր	
2. Ա. Առասելյան. Ցեմենտարադախների դեփորմացիոն քատկությունների մասին ։	=1

i

# СОДЕРЖАНИЕ

#### Инженерная сейсмология

Э.	Ε.	Хачиян. Р сняьных зе	асчет сооружений мяетряссний (сообц	па сейсмо (сние і) •	•••••	• • • •	акселерог	мымых	3						
	Гидравлика														
Б.	Л.	Буннатян.	Неустановившееся	движение	воды в	нагнет	ательных	грубо-							

D. 11.	рупнати	ч. Перстановив	шсегя т	100 MC	inne	00,40	4 0	- 11		20.02	I ÇA	DU	GA	_ 1£	iyu	J.	
	проводах	центробежных	наносо	9 • •	• •	6 - 1		4	• •	•	• •	•	+	۰	*	•	17

#### Гидротехника

Л.	Г.	[lem p	ося	н	ß	5o	SI 6	2 16 7		n Ha	ıp	σд	ш	as	IN	ue.	C KO	0F	ο,	za	មភា	e H	ня	i.	12		80,	Į0	сл	ЯŔ	шy	ю		8.8	0×	
		тину							Ð	4			-		•	۰	w	4	۰	•	•	-	-			-		-	٩			۵	~			27

#### Электротехника

Ю.	М. Шахна	зарян. Активн	ая и реакти	вная мощности	у шин присмной	і систе	
	мы при	аснихронном х	оде станию	влехтрической	системы		33

## Строительные конструкции

В.	В.	Пинаджян,	P. C.	Аветисян.	Ста	1114	еска	яи	. yo	:ra/	1001	нан	пр	041	10	<b>7</b> 6	c	rps		
		побетонных	балок	(сообщени	e 1)							•	• •		•	• •	٠		-41	

## Строительные материалы

А. А. Аракелян. О деформационных свойствах цементных растворов - - - 51

Сдано в производство 21/V 1962 г. Подписано к нечати 29/VI 1962 г. Объем 3.62 п. л. ВФ 00563. Заказ 270. Изд. 2142. Тираж 575

Типография Излательства Академии Наук Армянской ССР. Ереван, Барекамутям 24