

Ш. Г. НАПЕТВАРИДЗЕ

МОДЕЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ВЫСОКОЙ ПЛОТИНЫ НУРЕКСКОЙ ГЭС

В статье приводятся результаты испытания на сейсмической платформе крупной пространственной модели гравийно-галечникового варианта плотины Нурекской ГЭС на р. Вахш высотой 300 м, запроектированной с учетом землетрясений силой IX баллов.

Исследованию, выполненному в 1962 г. в Институте строительной механики и сейсмостойкости АН ГССР¹, предшествовали аналогичные эксперименты, проведенные в 1960 г. над моделями той же плотины. Но эти модели, кроме того, что они были каменно-набросного варианта, не обладали пространственностью, так как были размещены в призматическом лотке без воспроизведения формы каньона и имели высоту 60 см (масштаб 1/500). В экспериментах же 1962 г. каньон р. Вахш у створа плотины был полностью смоделирован (фиг. 1) при высоте модели 100 см (масштаб 1/300). Схематическая модель гравийно-галечникового варианта плотины показана на фиг. 2.

Далее, модель была испытана на мощной сейсмической платформе АН ГССР, позволившей моделировать и особенности сейсмических колебаний грунта, поскольку колебания платформы были нестационарными с пиками ускорения, характерными для землетрясения. Наконец, представилась возможность испытать модель плотины в условиях наличия воды в верхнем бьефе, и были получены результаты экспериментов, достоверные не только в качественном, но и в количественном отношении.

1. ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЯ

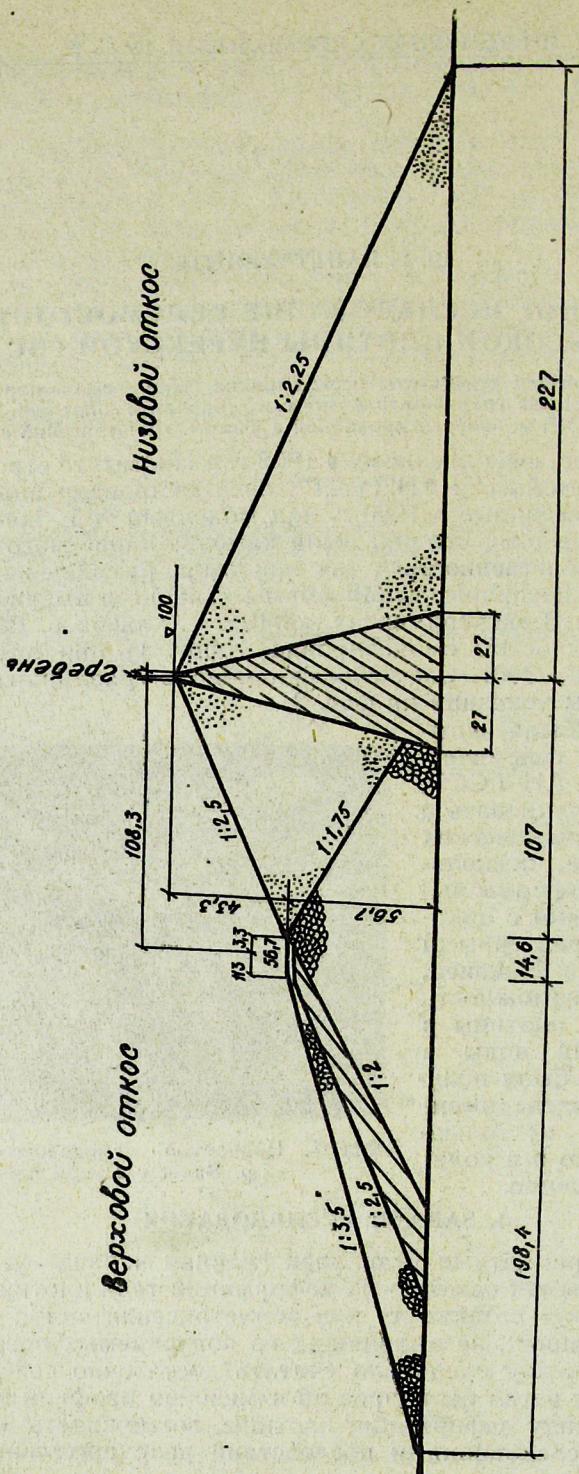
Перед экспериментами ставилась главная задача—установить характер и величины тех остаточных деформаций тела плотины Нурекской ГЭС, которые могут возникнуть при землетрясении силой IX баллов.

При деформациях, не выходящих из допускаемых пределов, запроектированную плотину следовало считать достаточно сейсмостойкой, в противном случае встал бы вопрос об изменении профиля плотины. При этом имелись в виду деформации плотины, возможность которых установлена либо обследованиями последствий разрушительных землетря-



Фиг. 1. Полностью смоделированный каньон р. Вахш у створа плотины.

¹ В исследованиях кроме автора участвовали инженеры А. В. Рухадзе, Р. Х. Мурусиძэ, А. Одишария и А. Г. Датунашвили.



сений [1, 2], либо предыдущими аналогичными экспериментами [3]. Такими деформациями являются: осадка тела плотины (гребня и откосов) вследствие дополнительного уплотнения материала при колебаниях (эффект виброуплотнения, известный из механики грунтов); потеря устойчивости откосов по криволинейной поверхности; разрыхление верхней части профиля плотины, вследствие взаимодействия наружных призм и противофильтрационного ядра — основных частей плотины, состоящих из материалов, резко отличающихся по своим физико-механическим свойствам [3]. Далее требовалось выяснить влияние водонасыщения противофильтрационного ядра на условия работы плотины при колебаниях.

Задачи методологического характера, но имеющие практическое значение, заключались в определении периода и декремента затухания свободных колебаний, нахождении коэффициентов динамичности и формы колебаний модели при нестационарных горизонтальных колебаниях платформы; выяснении поведения плотины в случае землетрясения, скажем, на 1 балл большей силы, чем это предусмотрено проектом; сопоставлении результатов настоящих и предыдущих модельных исследований для выяснения влияния пространственности работы модели.

2. ПРИНЯТЫЙ ВАРИАНТ МЕХАНИЧЕСКОГО ПОДОБИЯ И ЕГО РЕАЛИЗАЦИЯ

Согласно теории расширенного подобия, разработанной А. Г. Назаровым [4], процессы статического и динамического деформирования твердых тел полностью характеризуются пятью величинами: линейным размером l ; напряжением σ ; относительной деформацией ε ; плотностью материала ρ и временем t .

Условия подобия выражаются через соответствующие коэффициенты α , β , γ , δ и η следующим образом:

$$l_m = \alpha l; \quad \sigma_m = \beta \sigma; \quad \varepsilon_m = \gamma \varepsilon; \quad \rho_m = \delta \rho \quad \text{и} \quad t_m = \eta t; \quad (a)$$

причем

$$\eta = \alpha \sqrt{\frac{\delta \gamma}{\beta}} \quad (b)$$

Отсюда видно, что можно пользоваться четырьмя из указанного числа коэффициентов, в зависимости от главной задачи исследования и технических возможностей реализации подобия.

Главная задача исследования была указана выше; она сводится к необходимости установления характера и величин остаточных деформаций тела плотины. Эти деформации относятся к наружным призмам, состоящим из сыпучего материала (галечник и гравий), для описания деформаций которого в качестве физико-механической характеристики достаточно знать только угол внутреннего трения ϕ . Но остаточные деформации наружных призм вызываются, с одной стороны, сейсмическими силами ρW , где W — сейсмическое ускорение, и пульсирующими упругими деформациями сжатия-растяжения и сдвига противофильтрационного ядра. Такие деформации, кроме ρ и W , зависят и от модуля упругости материала ядра E (суглинка).

Следовательно, достаточно выполнить условия подобия в отношении величин ρ , ϕ , W и E , полностью характеризующих работу рассматриваемой плотины в сейсмических условиях. Поскольку $\rho = \frac{\Omega}{g}$,

где Ω —объемный вес материала и g ускорение силы тяжести, то согласно (а) $\delta = \frac{\Omega_m}{\Omega} \frac{g}{g_m}$. Испытания велись вне центробежной машины, так что $g=g_m$ и

$$\delta = \frac{\Omega_m}{\Omega}. \quad (1)$$

Учитывая, что $\operatorname{tg} \varphi = \frac{\tau}{\sigma}$, где τ касательное напряжение, по (а) получим

$$\frac{\operatorname{tg} \varphi_m}{\operatorname{tg} \varphi} = \frac{\tau_m}{\tau} \frac{\sigma}{\sigma_m} = 1.$$

или

$$\varphi_m = \varphi \dots \dots, \quad (2)$$

т. е. угол внутреннего трения сыпучего материала не моделируется.

Далее, поскольку согласно (а) $E_m = \frac{\beta}{\gamma} E$, то с учетом (б) получим:

$$E_m = \alpha^2 \delta \frac{1}{\eta^2} E. \quad (3)$$

Наконец, учитывая, что $W = A \cdot \frac{4\pi^2}{T^2}$, где A —амплитуда (линейный размер) и T —период колебаний (время), получим согласно (а)

$$W_m = \frac{A_m}{A} \left(\frac{T}{T_m} \right)^2$$

или

$$W_m = \alpha \gamma \frac{1}{\eta^2} W. \quad (4)$$

В рассматриваемых исследованиях принято: $\gamma=1$ и $\alpha=\frac{1}{\lambda}$, где λ —коэффициент масштаба—в нашем случае равный 300. Тем самым (4) принимает вид:

$$W_m = \frac{1}{\lambda} \frac{1}{\eta^2} W = n W, \quad (4')$$

где

$$n = \frac{1}{\lambda} \frac{1}{\eta^2}. \quad (5)$$

Технически сейсмическая платформа обеспечивает моделирование характера сейсмических колебаний грунта в наилучшей степени. при $n=1$, что согласно (5) приводит к значению:

$$\eta = \sqrt{\frac{1}{\lambda}} = \sqrt{\alpha} \quad (6)$$

и, следовательно, по (3) получаем $E_m = \alpha \delta E = \frac{1}{\lambda} \delta E$ или после учета (1)

$$E_m = \frac{1}{\lambda} \frac{\Omega_m}{\Omega} E \dots \dots \quad (3')$$

Уменьшение модуля упругости (при колебаниях) материала противофильтрационного ядра в натуре $E = 5000 \div 6000 \text{ кг}/\text{см}^2$ до $E_m = \frac{1}{300} \frac{\Omega_m}{\Omega} (5000 \div 6000) \approx 17 \div 20 \text{ кг}/\text{м}^2$ (при $\Omega_m \approx \Omega$) было достигнуто введением в суглинок резиновой крошки в виде добавки.

После того как величина η по (6) была установлена, амплитуда, период, частота и продолжительность колебаний платформы были соответственно вычислены согласно (а):

$$A_m = \frac{1}{\lambda} A; \quad T_m = \frac{T}{\sqrt{\lambda}}; \quad \omega_m = \sqrt{\lambda} \omega; \quad t_m = \frac{t}{\sqrt{\lambda}}. \quad (7)$$

При этом \dot{A} и T взаимно связаны по условию сейсмического ускорения грунта:

$$A = \frac{W}{2\pi^2} T^2,$$

что на первый взгляд при заданных значениях W требовало выбора только величины T , с учетом особенностей работы высокой плотины в условиях землетрясения. Однако, как увидим ниже, и вопрос назначения экспериментальных ускорений $W_m = W$, а также продолжительности колебаний t требовал особого рассмотрения.

3. О ВЕЛИЧИНАХ УСКОРЕНИЯ ДВИЖЕНИЙ СЕЙСМИЧЕСКОЙ ПЛАТФОРМЫ, РАСЧЕТНОГО ПРЕОБЛАДАЮЩЕГО ПЕРИОДА И ПРОДОЛЖИТЕЛЬНОСТИ СЕЙСМИЧЕСКИХ ДВИЖЕНИЙ ГРУНТА

Поскольку в (4') было принято $n=1$ и $W_m = W$, то на первый взгляд достаточно было сейсмической платформой воспроизводить те же ускорения, которые указаны в действующих нормах по сейсмостойкому строительству, или переходя к понятию сейсмического коэффициента k_c , принять $k_{c,m} = k_c$ (поскольку $g_m = g$).

Однако процесс сейсмического воздействия на сооружение характеризуется не только максимальным значением ускорения основания, но и средним значением его на всей продолжительности землетрясения. В самом деле, для немонолитных сооружений типа плотин из местных материалов остаточные деформации, возникающие при каждом цикле колебаний, суммируются на протяжении всей продолжительности землетрясения и в итоге замеряем эту сумму. Таким же образом трещинообразование в сооружениях, осуществленных из хрупких материалов (каменной кладки или бетона) есть результат накопления знакопеременных деформаций, многократно повторяющихся на всей продолжительности землетрясения. Так что полный процесс сейсмического воздействия наиболее просто можно охарактеризовать средним значением ускорения. Именно такое значение ускорения и соответствует нормативным ускорениям.

Следовательно имеем:

$$k_c = a k_c^*,$$

где k_c^* —максимальное значение сейсмического коэффициента;

a —коэффициент приведения к среднему значению ускорения.

Судя по существующим акселлерограммам разрушительных землетрясений [5], $a \approx \frac{1}{3} \div \frac{1}{2}$, и поэтому $k_c^* \approx (2 \div 3) k_c$.

В рассматриваемых опытах имели $a_m \approx \frac{1}{2}$, и для плотины Нурекской ГЭС при $k_c = 0,1$ было принято значение

$$k_{c,m}^* \approx 0,20.$$

В смысле назначения расчетного преобладающего периода сейсмических движений грунта высокие плотины находятся в особых условиях. Дело в том, что при большой протяженности плотины (при большой ширине профиля плотины по низу, а именно около 1500 м для плотины Нурекской ГЭС), реальную опасность будут представлять длинные сейсмические волны при длине полуволны, значительно превосходящей 1500 м [1]. Так, при скорости распространения сейсмических волн в скальной породе около $c = 5000$ м/сек., половина длины волны $L/2 = \frac{c T}{2} \gg 1500$ м, откуда $T \gg \frac{1500 \cdot 2}{5000}$, т. е. $T \gg 0,6$ сек.

Этому условию удовлетворяет $T=1,0$ сек., что согласно (7) приводит к значению периода колебаний сейсмической платформы

$$T_m = \frac{1,0}{\sqrt{300}} \approx 0,05 \text{ сек.}$$

что и обеспечивалось фактически.

Из изложенного видно, что для высоких плотин требуется особый подход к задаче обработки имеющихся акселерограмм, в смысле построения спектральной кривой динамического коэффициента. В самом деле, как это было показано выше, если для обычных сооружений оправдано стремление обработать только начальный участок акселерограммы, где ускорения максимальны, а период колебаний минимален, то для плотин представляют большой интерес конечные участки акселерограмм, на которых ускорения небольшие, периоды велики, но колебания более регулярны.

Последнее обстоятельство может привести к существенной величине динамического коэффициента для высоких плотин, период свободных колебаний которых также велик. Расчетная продолжительность сейсмических колебаний грунта в рассматриваемых исследованиях была принята равной 60 сек. (из рассмотрения имеющихся акселерограмм разрушительных землетрясений). Соответственно, согласно (7) продолжительность колебаний сейсмической платформы должна была равняться

$$t_m = \frac{60}{\sqrt{300}} \approx 3,2 \text{ сек.}$$

что, как увидим ниже, фактически обеспечивалось.

4. ОСНОВНЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ МОДЕЛЬНОГО ИССЛЕДОВАНИЯ

1. Были измерены остаточные деформации модели—осадки откосов и гребня при моделированных нестационарных колебаниях сейсмической платформы для различных ускорений, соответствующих землетрясениям силой VIII, IX и X баллов.

Для иллюстрации на фиг. 3 показан профиль модели плотины до и после колебаний, с ускорением $k_{c,m}^*=0,20$ или $k_{c,m}=0,10$ (IX баллов), откуда видно, что остаточные деформации откосов заключались в оседании и оползании материала в верхней части и в выпучивании в нижней части откосов. Причем выпучивание откосов явилось следствием перемещения материала наружных призм сверху вниз.

Интенсивность указанных деформаций наиболее наглядно можно охарактеризовать величиной осадки гребня плотины. На фиг. 4 показан график зависимости осадки гребня от ускорения (сейсмического коэффициента $k_c^*=2k_c$).

Из фиг. 3 и 4 видно, что при $k_c^*=0,2$ или $k_c=0,10$ (IX баллов) осадка гребня модели равна около $\Delta_m \approx 10$ мм. Следовательно ожидается осадка в натуре $\Delta \approx 10 \times 300 = 3000$ мм или $\Delta \approx 3,0$ м, что составляет примерно 1% от полной высоты плотины. Такую осадку вполне возможно предусмотреть в проекте при назначении отметки гребня плотины. Все это хорошо согласуется с фактическими данными о поведении плотин из местных материалов при землетрясениях [2].

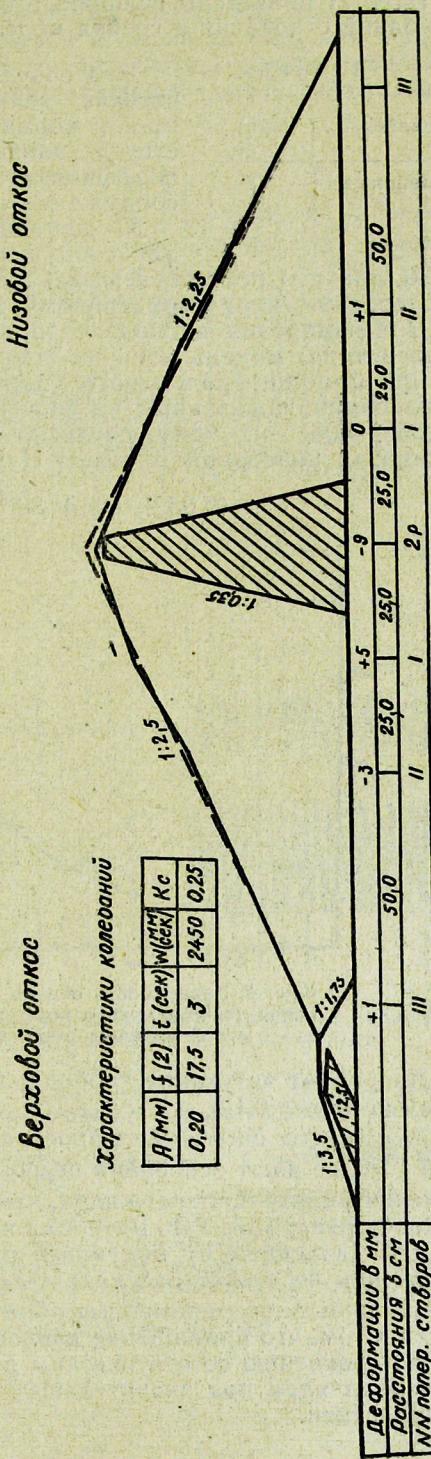
2. Как видно из кривой (фиг. 4), по мере увеличения ускорения, осадка возрастает интенсивно, примерно по показательной зависимости, что указывает на высокую чувствительность плотины к приращению балла землетрясения, хотя сама величина осадки не носит катастрофического характера даже при землетрясении X баллов ($k_c^*=0,4$, т. е. $k_c=0,2$).

В самом деле, осадка $\Delta \approx 20$ мм и $\Delta = 6,0$ м такого же порядка как осадка, ожидаемая после консолидации статических осадок плотины.

3. Сопоставление остаточных деформаций гребня и откосов модели плотины, замеренных при колебаниях платформы с различной продолжительностью, указывает на решающее значение моделирования продолжительности колебаний, ибо чем она больше, тем больше остаточные деформации. Следовательно, при равных условиях в смысле интенсивности проявления, удаленное землетрясение более опасно для прочности и устойчивости плотины, чем близкое.

4. Сопоставление поведения фрагмента модели 1960 г. и пространственной модели 1962 г. одной и той же плоти-ны указывает на существенное влияние пространственно-сти работы модели. Так, хотя качественная сторона вопроса осталась неизменной, тем не менее, в количественном отношении остаточные деформации в пространственной модели получились гораздо меньше, чем в фрагменте модели.

5. В целях проверки (указанной в Нормах по сейсмостойкому строительству) закономерности изменения по высоте плотины величины сейсмической инерционной силы (приходящейся на единичный объем тела плотины) при опытах одновременно записывались колебания основания и гребня модели плотины. Измерения велись при различных режимах колебаний платформы: нестационарных с моделированной продолжительностью, речь о которых шла ранее (фиг. 5, а); нестационарных типа затухающих (фиг. 5, б) и стационарных (фиг. 5, в).



Фіг. 3. Профіль моделі плотини до і після колебань.

В табл. 1 приведены величины отношения максимальной амплитуды колебаний основания и гребня модели.

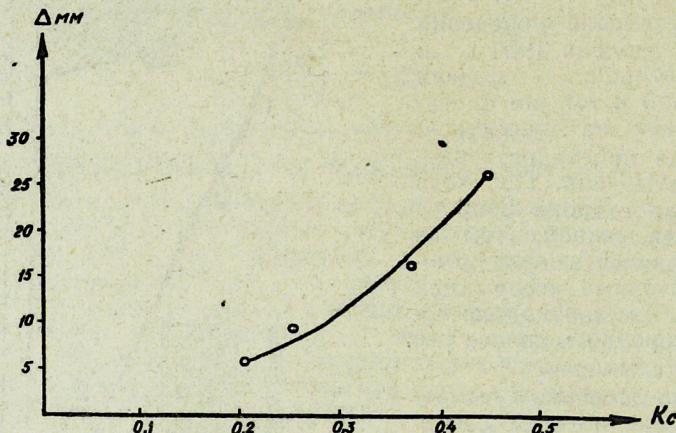
Таблица 1

Тип колебаний	$\beta\eta(h)$
Нестационарные	3,2
Затухающие	4,2
Стационарные	3,5

$\eta(h)=1,6$, так что по табл. 1 $\beta=2 \div 2,5$, что (особенно нижний предел) хорошо соответствует нормативному значению β для плотин.

6. Для измерения периода свободных колебаний модели плотины (основного тона) модель каньона приводилась в колебательное движение при помощи продольного удара твердым телом. По записям этих колебаний, показанных на фиг. 5, б, период оказался равным $T_m = 0,05 \div 0,06$ сек., чему, согласно формул (7), соответствует период свободных колебаний плотины Нурекской ГЭС:

$$T^o = (0,05 \div 0,06) \sqrt{300} \approx 0,85 \div 1,0 \text{ сек.}$$



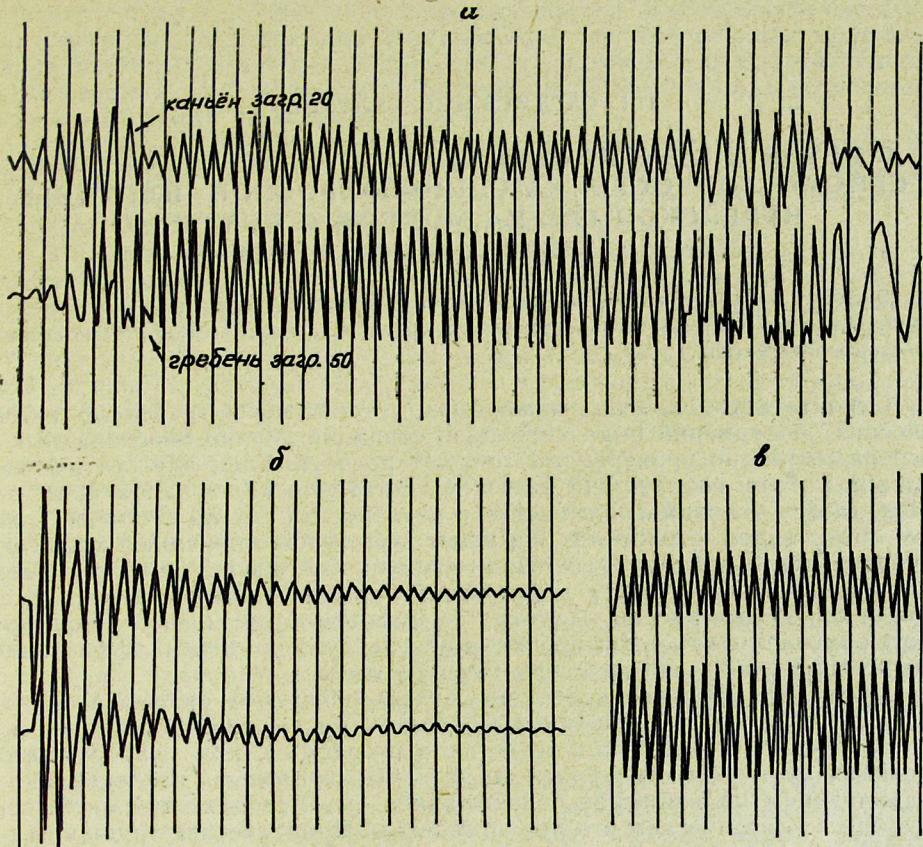
Фиг. 4. Зависимость осадки гребня (Δ) от ускорения (сейсмического коэффициента k_c для земляной плотины с центральным ядром.

7. Декремент затухания свободных колебаний по тем же записям оказался не более 0,10.

8. Результаты опытов над пространственной моделью плотины Нурекской ГЭС не дают основания беспокоится о прочности водонасыщенного противофильтрационного ядра, что можно подтвердить и теоретическими соображениями. Так, материал ядра, зажатый со всех сторон значительным давлением от наружных призм и собственным весом, при землетрясении не может расслаиваться или разжижаться и будет претерпевать лишь знакопеременные обратимые деформации [3].

Дело в том, что приращение давления на ядро от землетрясения невелико по сравнению со статическим давлением, не говоря уже о том, что материал ядра под значительным всесторонним давлением будет сильно уплотнен.

Все это не могло быть прослежено на опытах над моделью, и подтверждение выше отмеченного мнения можно получить при испытании опытной плотины (высотой $6 \frac{1}{2}$ –10 м) на сейсмовзрывное воздействие. Осуществление такого опыта предполагается в начале 1963 г. недалеко от створа Нурекской плотины.



Фиг. 5. Записи колебаний: а—нестационарных с моделированной продолжительностью; б—нестационарных затухающих; в—стационарных.

ЛИТЕРАТУРА

1. Ш. Г. Напетваридзе. Сейсмостойкость гидroteхнических сооружений, Госстройиздат, М., 1959.
2. N. N. Ambregazeys. On the Seismic Behaviour of Earth Dams. Proc. 2-nd World Conf. Earthq. Eng., Vol. 1, Tokyo, 1960.
3. Ш. Г. Напетваридзе, Б. Н. Самков, А. В. Рухадзе. Исследование на моделях сейсмостойкости высокой плотины ИнгурГЭС. Опыт исследований проектирования и строительства высоких плотин в Грузинской ССР, Тбилиси, 1961.
4. А. Г. Назаров. О механическом подобии твердых тел и его применения к исследованию строительных конструкций и сейсмостойкости, Известия АН Армянской ССР, т. X, № 5, 1957.
5. С. В. Медведев. Инженерная сейсмология, М., 1962.

Институт строительной
механики и сейсмостойкости
АН Грузинской ССР.