

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Т. А. ГОРОЯН

О НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ  
 ЭЛЕМЕНТОВ ПО НАКЛОННЫМ СЕЧЕНИЯМ ПРИ  
 СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

При расчете сооружений на сейсмическое воздействие существенную роль играет внутреннее трение, обуславливающее рассеяние энергии при колебаниях, связанное с амплитудой циклических изменений напряжений в элементах и узлах конструкций. Однако, как отмечает А. Г. Назаров [1], меру рассеяния энергии, а следовательно и амплитуду изменения напряжения нужно ограничить, связывая ее с количеством возможных циклов колебания динамических напряжений, так, чтобы за все время эксплуатации сооружения процесс рассеяния энергии не вызвал заметного изменения свойств материала элементов сооружения и не приводил бы к изменению его первоначальной расчетной схемы. Как показывают результаты обследований последствий сильных землетрясений [2, 3], большая часть повреждений железобетонных рамных конструкций связана с воздействием поперечных сил, которые и приводят к хрупкому разрушению по наклонным сечениям. На рис. 1 показано хрупкое разрушение железобетонной колонны рамного каркаса здания школьного гимнастического зала в гор. Нингата (Япония), имевшее место при землетрясении 16 июня 1964 года [3]; из 6 колонн 5 разрушились по наклонным сечениям на уровне об-

реза фундаментов. Аналогичные повреждения железобетонных элементов рамных каркасов были обнаружены нами при обследовании последствий Ташкентского землетрясения 26 апреля 1966 года.

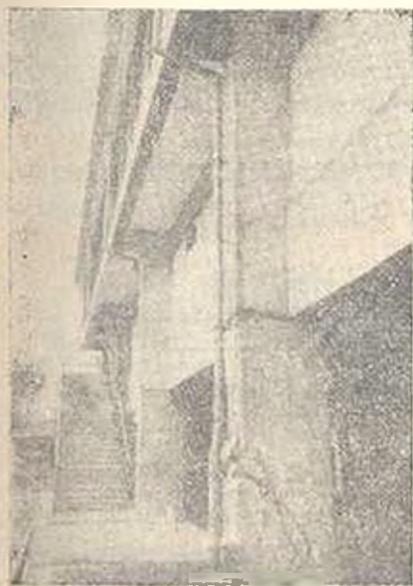
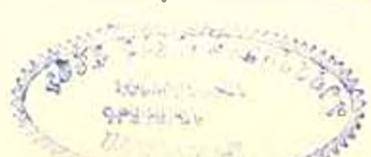


Рис. 1. Разрушение железобетонной колонны по наклонному сечению при землетрясении 16 июня 1964 (Нингата, Япония) [3].

реза фундаментов. Аналогичные повреждения железобетонных элементов рамных каркасов были обнаружены нами при обследовании последствий Ташкентского землетрясения 26 апреля 1966 года.



Возможность хрупкого разрушения элементов железобетонных рамных каркасов по наклонным сечениям, следовательно, и изменения первоначальной расчетной схемы должны быть предотвращены ограничением максимальной амплитуды динамических напряжений. Ограничение максимальной амплитуды динамических напряжений, зависящее от количества циклов их колебания, связано с вероятностью повторения динамической нагрузки и ее продолжительностью. При землетрясениях действие динамической нагрузки непродолжительно, количество возможных повторных нагружений за все время эксплуатации сооружения может быть оценено примерно в 100—1000 циклов. При таких нагружениях несущая способность конструкций не может быть оценена, исходя из предела прочности материала или предельной выносливости, когда количество повторных нагружений обычно исчисляется миллионами циклов.

Насколько автору известно, экспериментальные работы по определению несущей способности железобетонных изгибаемых элементов при немногочисленных циклических нагружениях не проведены. Имевшиеся работы относятся либо к прочности арматуры, либо к прочности бетона [4, 5]. В статье приводятся результаты экспериментальных работ, проведенных нами над изгибаемыми элементами из легкого железобетона, цель которых частично восполнить этот пробел. На основе этих результатов сделана попытка дать некоторые предельные рекомендации по расчету наклонных сечений изгибаемых элементов, несущих сейсмическую нагрузку.

Опыты проводились над свободно лежащими однопролетными балками при схеме нагружения, приведенной на рис. 2. Размеры сечений балок назначены исходя из технических параметров испытательной машины. Образцы балок, сечением  $14 \times 17$  см и длиной 1,50 м, армировались рабочей арматурой  $3 \varnothing 12$  мм из горячекатаной круглой стали класса А-1 (процент армирования  $\mu = 1,57\%$ ). Монтажная арматура —  $2 \varnothing 8$  мм. Отогнутые стержни не предусмотрены и поперечная сила полностью передается бетону сжатой зоны и двухсрезинчатым хомутам диаметром 4 мм. Наклонные сечения запроектированы согласно СНиП II-14.1-62 [6] и их теоретическая несущая способность значительно больше нагрузки, вызывающей текучесть растянутой арматуры. Для выявления роли хомутов при циклических нагружениях запроектированы и изготовлены две серии образцов: с расчетным шагом  $10$  см и учащенным —  $5$  см шагом хомутов (с сохранением их диаметров). В качестве инертных использованы дробленый песок и глина из туфа ереванского типа.

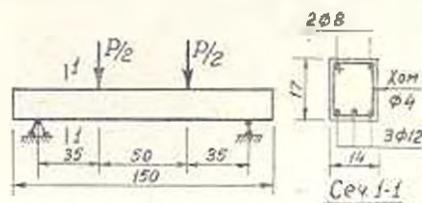


Рис. 2. Схема нагружения.

Испытания были проведены на пульсационном прессе ГРМ-1, позволяющем осуществить пульсацию в диапазоне динамической нагрузки 2—25 т. При этом пролет всех образцов балок составлял 1,20 м. Так как при динамической нагрузке показания силовых измерителя пульсатора не отличаются большой точностью, то контроль усилий производился посредством стального балочного динамометра с базой 50 см. Динамометр устанавливался последовательно с образцом так, что усилие, передаваемое образцу, сообщалось также и динамометру. На его растянутой зоне наклеен проволочный датчик сопротивления, по показаниям которого определяется усилие, воспринимаемое образцом.

Тензометрические измерения заключались в записи на осциллографической бумаге усилий, передаваемых пульсатором, и амплитуд колебания образца (последние записывались через консольный прогибомер, собранный по мостовой схеме). Регистрировался также момент образования наклонных трещин в зависимости от числа циклов пульсации по разработанному нами способу. С этой целью на боковых поверхностях образца, в местах возможных образований наклонных трещин, поперек им перед испытанием наносились полосы из тонко молотого графита (просеянного через сито с  $4900 \text{ от/см}^2$  и разбавленного силикатным клеем). С образованием трещины цепь обрывалась, луч шлейфа сдвигался и этим самым регистрировался момент трещинообразования (рис. 3).

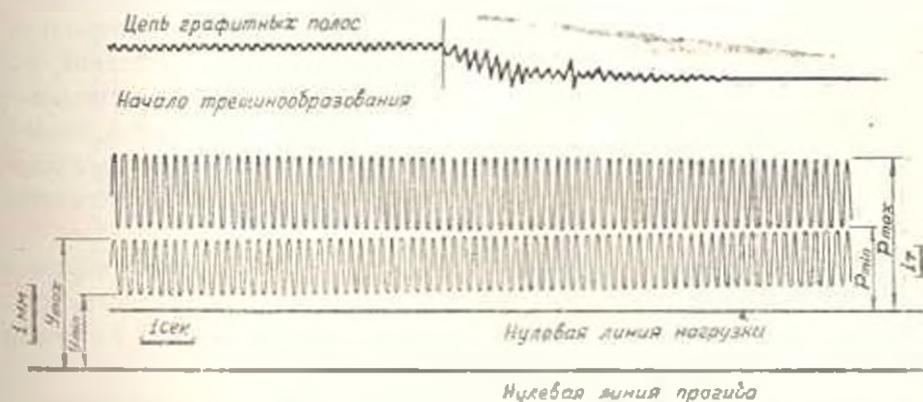


Рис. 3. Осциллограмма вынужденных колебаний образца № 3 в момент разрушения.

Перед динамическими испытаниями все образцы подвергались статическим испытаниям, не доводя до трещинообразования, и производилась тарировка измерительных приборов. Пульсации осуществлялись так, чтобы при установившемся режиме образец подвергался колебаниям порядка 1000—2000 циклов (частотой 5 гц). Если при этом не происходило разрушение, то продолжалось испытание при увеличенной максимальной нагрузке цикла. На рис. 4 приведен общий вид образца при испытаниях.

Результаты испытаний сведены в табл. 1. Там же приведены физико-механические характеристики образцов и параметры циклов нагружений. Теоретические значения статических разрушающих нагрузок (графы 3 и 4) определены по [6], принимая  $R_a$  и  $R_n$  соответственно равными: пределу текучести арматуры ( $\sigma_s = 2500 \text{ кг/см}^2$ ) и  $\%R_{\text{н}}$  кубиковой прочности бетона в день испытания образца. Значения нагрузки  $Q_{\text{стат}} = 2 Q_{\text{ст}}$ , вызывающей разрушение по наклонному сечению, определены согласно [6] по формуле

$$Q_{\text{ст}} = 1,06 R_a b h_0 q_x - q_x u,$$

где  $u$  — шаг хомутов. Фактические значения разрушающих нагрузок, приведенные в графах 5 и 6, получены при статических испытаниях образцов после немногочисленных циклических нагружений.

Сопоставляя результаты испытаний образцов обеих серий, замечаем, что несущая способность образцов II серии по наклонным сечениям намного выше, чем I серии; хотя двойное уменьшение шага хомутов образцов II серии дает всего лишь примерно 50% увеличения их теоретической несущей способности. Статические испытания, проведенные после немногочисленных циклических нагружений, показывают, что образцы I серии по наклонным сечениям выдерживают нагрузку, составляющую около 50% теоретической разрушающей, между тем, как образцы II серии без разрушения по наклонным сечениям выдерживают всю нагрузку, вызывающую текучесть растянутой арматуры.

Столь сильное расхождение в несущих способностях образцов обеих серий по наклонным сечениям нельзя полностью приписать усталостным явлениям в бетоне, ибо бетон обеих серий образцов воспринял небольшое количество циклических нагружений с близкими параметрами цикла, и нужно искать в правильности теоретического определения несущей способности при сейсмических воздействиях по СНиП [6]. Хотя испытания проведены над ограниченным количеством образцов и притом из легкого железобетона, тем не менее полученные результаты весьма настораживающие, так как СНиП II-B. 1-62 одинаково распространяются на легкие и обычные тяжелые бетоны. Вопрос этот весьма актуальный и требует проведения специальных исследований.

Анализ результатов испытаний образцов I серии показывает, что при циклических нагружениях они по наклонным сечениям выдерживают пульсацию порядка 500–1000 циклов установившегося режима, когда статическая нагрузка или среднее напряжение цикла  $R_{\text{ст}} = 1/2$

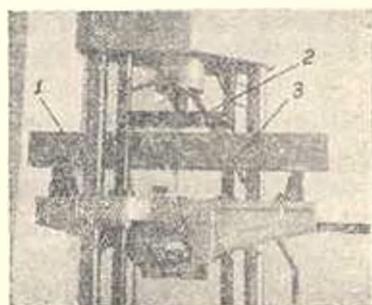


Рис. 4. Общий вид испытания:  
1— образец; 2— динамометр;  
3— графитная полоса.

Таблица 1

## Результаты испытаний туфожелезобетонных образцов

Номера образцов		Кубиковая прочность бетона в день испытания образца ( $\kappa\Gamma/\text{см}^2$ )	Статические разрушающие нагрузки ( $\kappa\Gamma$ )				$\frac{P_{\text{разр}}}{P_{\text{разр}}^T}$	$\frac{P_{\text{разр}}}{Q_{\text{разр}}^T}$	Количество циклов пульсации		Нагрузки циклов ( $\text{e}\Gamma$ )		Характеристики циклов	
			теоретические		фактические $P_{\text{разр}}$				неустановившегося режима	установившегося режима	$P_{\text{max}}$	$P_{\text{min}}$	коэффициент асимметрии $\frac{P_{\text{min}}}{P_{\text{max}}}$	Коэффициент сжатия $s = \frac{P_{\text{min}}}{P_{\text{e}}}$
			по нормальному сечению $P_{\text{разр}}^T$	по наклонному сечению $Q_{\text{разр}}^T = 2Q_{\text{sk}}$	по нормальному сечению	по наклонному сечению								
I серия ( $n=10$ см)	1	252	6830	8540	—	3980	—	0,467	175	500	3150	1900	0,603	0,247
	2	232	7140	9260	—	4000	—	0,432	295	1140	2675	1575	0,590	0,259
	3	292	7140	9260	—	4525**	—	0,490	465	460	4525	2075	0,460	0,370
	4	260	6840	8680	—	3900	—	0,450	435	1220	2875	1300	0,453	0,377
	5	260	6840	8680	—	3600**	—	0,415	410	1870	2100	925	0,386	0,444
5*	260	6840	8680	—	3600**	—	0,415	510	777	3600	1750	0,485	0,346	
II серия ( $n=5$ см)	6	222	6750	11640	6650	—	0,985	—	280	2015	4000	1500	0,376	0,455
	7	222	6750	11640	6750	—	1,000	—	550	2220	4000	1400	0,350	0,483
	7*	222	6750	11640	6750	—	1,000	—	50	2500	4700	1300	0,277	0,557
	8	254	6800	12520	6800	—	1,000	—	600	1090	5325	1925	0,362	0,470
	9	254	6800	12520	7000	—	1,030	—	840	2880	6000	1750	0,292	0,550

\* Повторное испытание.

\*\* Разрушающая нагрузка при динамических испытаниях.

( $P_{\max} + P_{\min}$ ) находится в пределах  $(0,462 \div 0,636) P_{\text{разр}}$ , а динамическое напряжение или амплитуда цикла  $P_{\text{цикл}} = 1,2 (P_{\max} - P_{\min})$  составляет  $(0,247 \div 0,377) P_{\text{разр}}$ . При больших значениях  $P_{\text{ст}}, P_{\text{разр}}$  происходит хрупкое разрушение по наклонным сечениям (образцы № 3 и 5). Как видно из осциллограммы (рис. 3), после появления первых трещин через несколько циклов колебания (порядка 25—30) происходит раскрытие сквозной наклонной трещины и разрушение образца. Разрушение происходит вследствие того, что оставшаяся часть сечения становится недостаточной для восприятия и чисто статической нагрузки, отвечающей по величине максимальному значению повторной динамической нагрузки [7]. Отсюда в первом приближении несущая способность изгибаемых элементов из туфожелезобетона по наклонным сечениям, при базе колебаний нагрузки порядка 500—1000 циклов, может быть обеспечена, если допускать  $P_{\text{ст}} \leq 0,5 P_{\text{разр}}$  и коэффициент симметрии цикла  $s \leq 0,3$ . При этом максимальная нагрузка цикла будет  $P_{\max} = P_{\text{ст}} + P_{\min} \leq 0,65 P_{\text{разр}}$ , а минимальная —  $P_{\min} = P_{\text{ст}} - P_{\max} \geq 0,35 P_{\text{разр}}$ , и, следовательно, коэффициент асимметрии цикла  $\varphi \geq 0,55$ .

Динамические испытания образцов с учащенным шагом хомутов (II серия) проводились при среднем напряжении цикла  $P_{\text{ст}} = (0,40 \div 0,55) P_{\text{разр}}$  и параметрах:  $s = 0,455 \div 0,550$ ,  $\varphi = 0,376 \div 0,292$ . При этом в одном случае, даже при максимальной нагрузке цикла  $P_{\max} = 0,877 P_{\text{разр}}$  (образец № 9), при базе колебания нагрузки 1000 циклов и больше, не было зафиксировано образования наклонных трещин от действия касательных напряжений и не наступила текучесть растянутой арматуры. С прекращением пульсации образцы были подвергнуты статическим испытаниям, и нагрузки, вызывающие текучесть растянутой арматуры, получились близкими к теоретическим. Таким образом, конструктивными приемами, уменьшением шага хомутов против расчетного можно обеспечивать несущую способность изгибаемых железобетонных элементов по наклонным сечениям при немногочисленных циклических нагружениях.

## В ы в о д ы

На основании проведенных экспериментальных исследований можно сделать следующие выводы:

1. При немногочисленных циклических нагружениях сейсмического типа фактическая несущая способность железобетонных элементов по наклонным сечениям значительно ниже, чем теоретическая, определяемая по СНиП II-B. 1-62 [6].

2. Хрупкое разрушение элементов из легкого железобетона по наклонным сечениям при сейсмических воздействиях может быть предотвращено, если одновременно соблюдены следующие условия: среднее напряжение цикла  $P_{\text{ст}} \leq 0,5 P_{\text{разр}}$ , коэффициент симметрии цикла  $s \leq 0,3$  и коэффициент асимметрии цикла  $\varphi \geq 0,55$ .

3. Частая, против расчетной по [6], постановка хомутов предотвращает хрупкое разрушение железобетонных элементов по наклонным сечениям.

Արյանսկի ԻՆԻ  
սրոյմատերիալն ու սօրոյճննի

Իստոյնոս 27.VII.1966

S. A. ՊՈՐՈՒԱՆ

ՍԵՅՍՄՈՒԿ ԱԶԻԵՅՈՒԹՅՈՒՆՆԵՐԻ ԳԵՊԵՐՈՒՄ ԵՐԿԱՔԵՏՏՈՆԵ ԷԼԵՄԵՆՏՆԵՐԻ ԿՐՈՎՈՒՆԱԿՈՒԹՅՈՒՆ ԸՍՏ ԹԵՔ ԿՏՐՎԱԿՔՆԵՐԻ

Ա. Վ. Փ. Ս. Փ. Ա. Մ.

Ուժեղ երկրաշարժնեՐի ՀետևանքնեՐի ԱստմանատիրություննեՐը [2, 3] ցույց են ափել, որ երկաթբետոննե շրջանակային կոնստրուկցիանեՐի փաստագրնեՐի մեծ մասն արդյունք են շոշափող յարումնեՐի ազդեցության. որը հանդեպնում է փխրուն քայքայման քսա թեք կտրվածքնեՐի: Անյամիկ ուժնեՐի աակ կոնստրուկցիանեՐը հաշվելիս, մեծ ուժի բեռնադրումնեՐի հափանեղանությունն բնգունվամ է մինչև 1000 ցիկլ:

Հողվածում բերված են աակափաթիվ ցիկլիկ բեռնափորման դեպքում թեթև երկաթբետոննե ծախող էլեմենտնեՐի վրա կատարված էքսպերիմենտալ հետազոտություննեՐի արդյունքնեՐը: ՓորձարկումնեՐը ցույց են ափել, որ նման բեռնափորումնեՐի ժամանակ այդ էլեմենտնեՐի փխրուն քայքայումը քսա թեք կտրվածքնեՐի կարելի է կանխել, եթե միաժամանակ ապահովված են հետևյալ պայմաննեՐը. ցիկլի միջին բեռնվածքը  $P_{av} < 0,5 P_{cr}$ , ցիկլի սիմետրիայի գործակիցը  $S < 0,3$  և ցիկլի սահմարիայի գործակիցը  $\rho > 0,5$ : Հաշվարկային համեմատությամը, յայնական ամրաննեՐի հաճախեցրած տեղադրումը կանխում է փխրուն քայքայումը քսա թեք կտրվածքնեՐի: նկատված է նաև, որ այդ էլեմենտնեՐի փաստացի կրողանակությունը քսա թեք կտրվածքնեՐի զգալիորեն ցած է, քան տեսականը՝ հաշված համաձայն СНиП II—В. 1—62 [6]:

Л И Т Е Р А Т У Р А

1. Назаров А. Г. Метод инженерного анализа сейсмических сил. Изд. АН Армянской ССР, 1959.
2. Entriclan G. C. Detailing for ductility in reinforced concrete frames subject to earthquake forces. „The Structural Engineering“, 1965, v. 45, № 8.
3. Bruce H. Falconer. Niigata Earthquake, Japan 1.02 P. M. 16 June, 1964. International Institute of Seismology and Earthquake Engineering, Tokyo, Japan.
4. Беченва Г. В. Прочность стали при немногочисленных повторных нагружениях. Сб. статей ЦНИИСК „Исследования по сейсмостойкости зданий и сооружений“, Госстройиздат, 1961.
5. Беченва Г. В. Прочность бетона при немногочисленных повторных нагружениях. Труды ЦНИИСК, вып. 6: „Исследования по сейсмостойкости зданий и сооружений“ Госстройиздат, 1962.
6. Строительные нормы и правила. Бетонные и железобетонные конструкции. СНиП II—В.1—62. Госстройиздат, 1962.
7. Корзинский И. Л. Учет явления усталости в строительных конструкциях. Труды ЦНИПС, вып. 25. Госстройиздат, 1956.