

Вибрационные испытания фрагментов монолитных зданий до разрушения

К.т.н., доцент, заместитель министра А.С. Золотков,
Министерство регионального развития и строительства Республики Молдова*

Ключевые слова: монолитное домостроение; сейсмостойкое строительство; вибромашина; сейсмическое воздействие; вибродинамические испытания зданий; степень повреждения конструкций; динамические характеристики; аналитическая методика; система армирования стен

Монолитное домостроение относится к числу перспективных направлений сейсмостойкого строительства. Поэтому в последние годы во многих странах велись интенсивные исследования в этой области. Важную роль в этих исследованиях играют натурные вибродинамические испытания зданий.

К сожалению, такие испытания не отличаются высокой информативностью, поскольку проводятся они при относительно невысоких уровнях нагрузки. Это обусловливается обычно большой массой зданий и ограниченной мощностью вибротомашин. Помимо этого, опытные здания, как правило, предназначаются для эксплуатации после испытаний, и поэтому появление в них значительных повреждений недопустимо. Между тем, наука о сейсмостойкости зданий (в том числе монолитных) нуждается в сведениях об их поведении при высоких уровнях динамического нагружения, способных вызвать в конструкциях развитие пластических деформаций и серьезных повреждений. В связи с этим в Кишиневе были специально возведены два 6-этажных фрагмента монолитного здания, которые впоследствии с помощью мощной вибротомшины В-2 были испытаны практически до состояния полного разрушения. Этот эксперимент позволил уточнить расчетные модели монолитных зданий, апробировать ранее разработанную аналитическую методику их расчета с учетом сейсмического воздействия, экспериментально проверить эффективность различных систем армирования стен монолитных зданий, проследить за изменением их динамических характеристик по мере развития в конструкциях пластических деформаций и различных повреждений.

По методологии проведения, достигнутым уровням нагружения и степени повреждения конструкций, а также объему полученной информации эти испытания, несомненно, уникальны. Настоящая статья дает представление лишь о некоторых аспектах этой работы.

Исходные данные эксперимента

При разработке конструкции фрагментов монолитных зданий за основу было принято условие соответствия конструкции основным параметрам монолитного домостроения в Молдове и, вместе с тем, максимального ее упрощения с целью исключения искажающего влияния второстепенных элементов на работу стен и перекрытий. При назначении высоты фрагментов исходили из того, что наименее изученными являются монолитные здания повышенной этажности (18-20 этажей). Однако, возведение и испытание фрагментов подобной высоты с относительно небольшими размерами в плане сопряжено с целым рядом серьезных трудностей.

Поэтому, основываясь на предварительных расчетах, было решено высоту фрагментов ограничить шестью этажами, но при этом создать дополнительное вертикальное напряжение, с тем чтобы напряженное состояние стен первого этажа было таким же, как у 16-этажного дома.

Важным условием испытаний являлось сведение к минимуму влияния фактора податливости основания фрагментов, поскольку высокая податливость основания приводит к снижению частоты колебаний, уменьшению инерционной нагрузки, а главное, поглощению основанием значительной части энергии вибротомшины.

Конструктивное решение опытных фрагментов показано на рис. 1. На основании расчетов фундамент под каждый из них был запроектирован в виде сплошной железобетонной плиты размером 14600x9840x400мм. Друг от друга плиты были удалены на 1000 мм. Помимо шести надземных этажей каждый отсек имел подземный этаж с глухими стенами толщиной 400 мм из тяжелого бетона класса В15.

Стены надземных этажей толщиной 200 мм возводились из керамзитобетона класса В15. При виброиспытаниях горизонтальная нагрузка развивалась вдоль цифровых осей фрагмента.

Золотков А.С. Вибрационные испытания фрагментов монолитных зданий до разрушения

Стены в этом направлении сплошные, а в направлении буквенных осей – с проемами шириной 3120 мм и высотой 2200 мм.

По условиям эксперимента все сплошные стены имели одинаковое контурное (10Ø18 А-III) и различное полевое армирование.

Стена по оси 1 фрагмента 1 не имела полевого армирования. Стена по оси 2 этого же фрагмента имела крестообразные объемные каркасы (4Ø8 А-III).

Монолитные железобетонные перекрытия выполнялись толщиной 160 мм и армировались сетками.

Для возведения фрагментов использовалась объемно-переставная опалубка. Срок возведения фрагментов – 7 месяцев летнего периода.

Вертикальная пригрузка для каждого фрагмента создавалась с помощью тросо-блочной системы с анкерами в фундаментных плитах и восемью гидравлическими домкратами мощностью по 100 тс (см. рис.1, с). На каждой стене устанавливалось по четыре домкрата (в том числе по одному на ее полках).

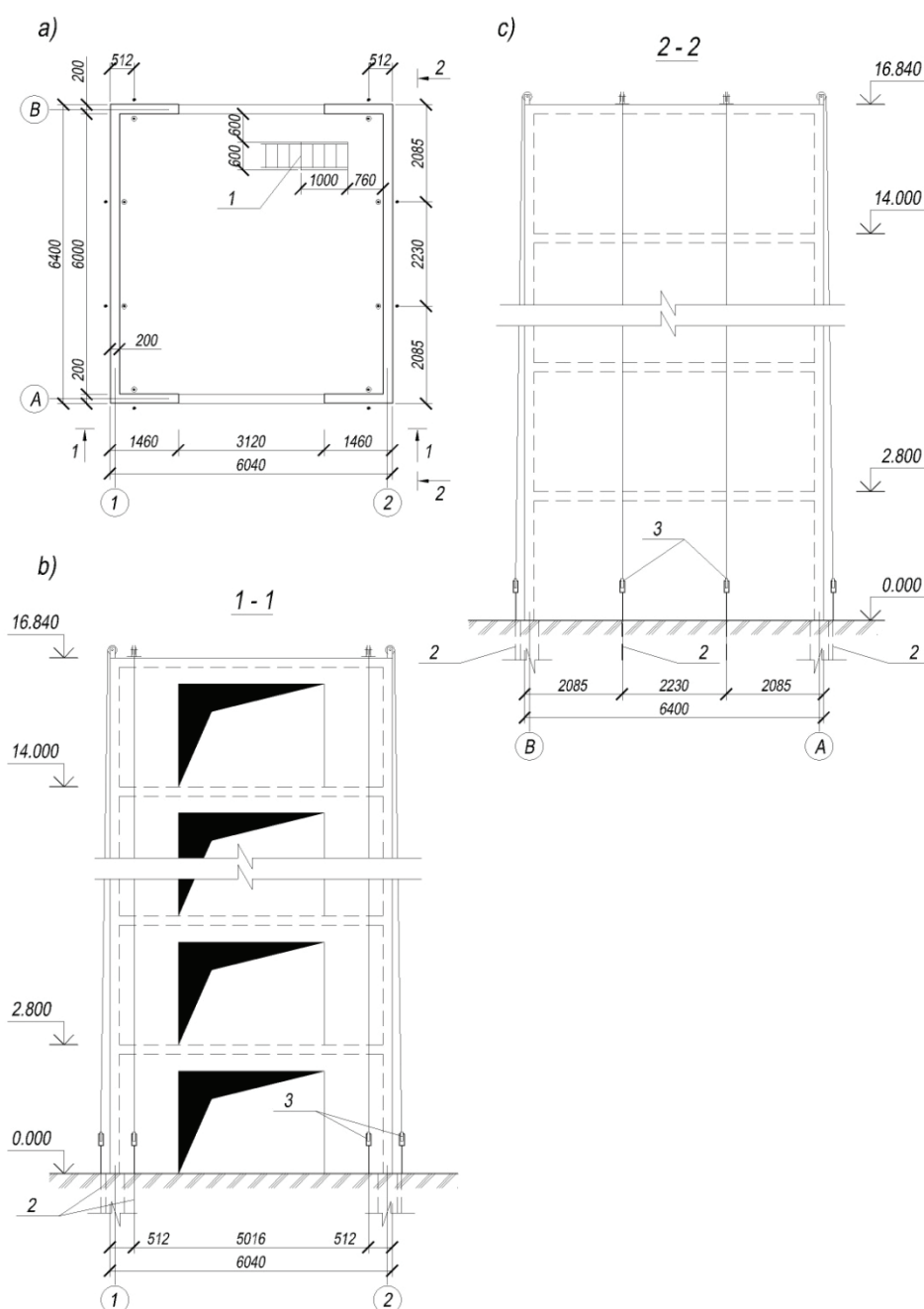


Рисунок 1. План (а) и фасады (b, с) фрагмента: 1 – проем в перекрытии для лестницы; 2 – анкера тросо-блочной системы; 3 – система вертикального обжатия фрагментов

Перед виброиспытаниями дополнительная нагрузка на каждую стену доводилась до 2400 кН, что примерно соответствовало уровню нагружения первого этажа 16-ти этажного дома. Мониторинг показаний манометров гидродомкратов показал, что при вибрационном нагружении фрагмента уровень вертикальной пригрузки изменялся незначительно.

Вибрационное воздействие на фрагмент осуществлялось с помощью вибромашины В-2 с шестью вибраторами, жестко закрепленной на покрытии. Сменные дебалансы позволяли увеличивать момент (M_r) каждого вибратора от 31 до 390 кг·м. При жестком соединении всех вибраторов максимальный момент достигал 2340 кг·м. [1].

Измерительный комплекс включал в себя аппаратуру для измерения смещений, ускорений, а также деформаций бетона. Основным испытаниям сопутствовало определение физико-механических характеристик бетона и арматурной стали различными методами.

В таблице 1 приведена характеристика этапов виброиспытаний. Как следует из данных таблицы 1, максимальный суммарный момент вибромашины достигал в этих испытаниях 1182 кг·м. Дальнейшее увеличение вибронагружения фрагментов оказалось невозможным по двум причинам.

Во-первых, оба фрагмента при $M_r=1182$ кг·м получили тяжелые повреждения, и дальнейшее их нагружение могло вызвать обрушение конструкции.

Во-вторых, при $M_r=1182$ кг·м. были исчерпаны мощности подводящих сетей электропривода.

Таблица 1. Характеристика этапов виброиспытаний

Фрагмент № 2			Фрагмент №1		
№№ этапов	Момент машины M_r , kg*m	Примечание	№№ этапов	Момент машины M_r , kg*m	Примечание
1	31	Без вертикального пригруза	9	31	
2	31		10	31	
3	62		11	31	
4	186	Повторялся дважды	12	186	Повторялся дважды
5	684	Появились трещины в стенах	13	684	Появились трещины
6	684		14	1182	Развитие трещин, разрушение сжатых зон бетона
7	1182	Развитие трещин, разрушение сжатых зон бетона	15	1182	
8	1182	Повреждение 3-4 степени	16	1182	Повреждение 3-4 степени

Характер повреждений конструкций

Несмотря на то, что характер трещинообразования в стенах с различным полевым армированием отличался (рис. 2), можно выделить общую закономерность. Суть ее заключается в появлении в стене первого этажа косых трещин, образующих трапецию, расширяющуюся книзу. На уровне перекрытия эти трещины переходили в горизонтальную трещину по технологическому шву и далее в наклонные трещины в стене второго этажа. Эти последние трещины образовывали трапецию, сужающуюся книзу. Трещины такой ориентации по мере увеличения вибронагрузки характеризовались наибольшим раскрытием и, в конечном итоге, явились критическими. Помимо описанных, образовывались трещины и другой ориентации.

Как видно из рис. 2d, вертикальные ветви крестообразных каркасов полевого армирования оказались вне сферы интенсивного трещинообразования, поэтому их влияние не ощущалось.

В стене с полевым армированием в виде плоских разреженных каркасов (см. рис. 2с) раскрытие трещины было меньшим, чем в стене с крестообразным армированием и их клиновидность была менее выраженной. Об активном участии полевой арматуры в работе стены свидетельствует разрыв отдельных стержней, который произошел несмотря на то, что они были выполнены из пластичной стали А-1. Сказавшись на характере трещинообразования, такое

полевое армирование не могло существенно повлиять на несущую способность стен в силу своей относительно малой мощности ($\mu=0,051\%$ горизонтальных стержней и $\mu=0,07\%$ – вертикальных).

Наибольшая ширина раскрытия трещин была зафиксирована в стене без полевого армирования (см. рис. 2а). Минимальной была степень повреждения стены с диагональным полевым армированием (см. рис. 2б). Это объясняется тем, что ветви диагональных каркасов пересекали траектории наклонных трещин. Однако центральная часть этих каркасов (как и крестообразных) оказалась вне зоны интенсивного трещинообразования. Из этого следует, что при эффективном полевом армировании интенсивность продольных стержней диагональных каркасов должна быть больше по концам и меньше в средней части.

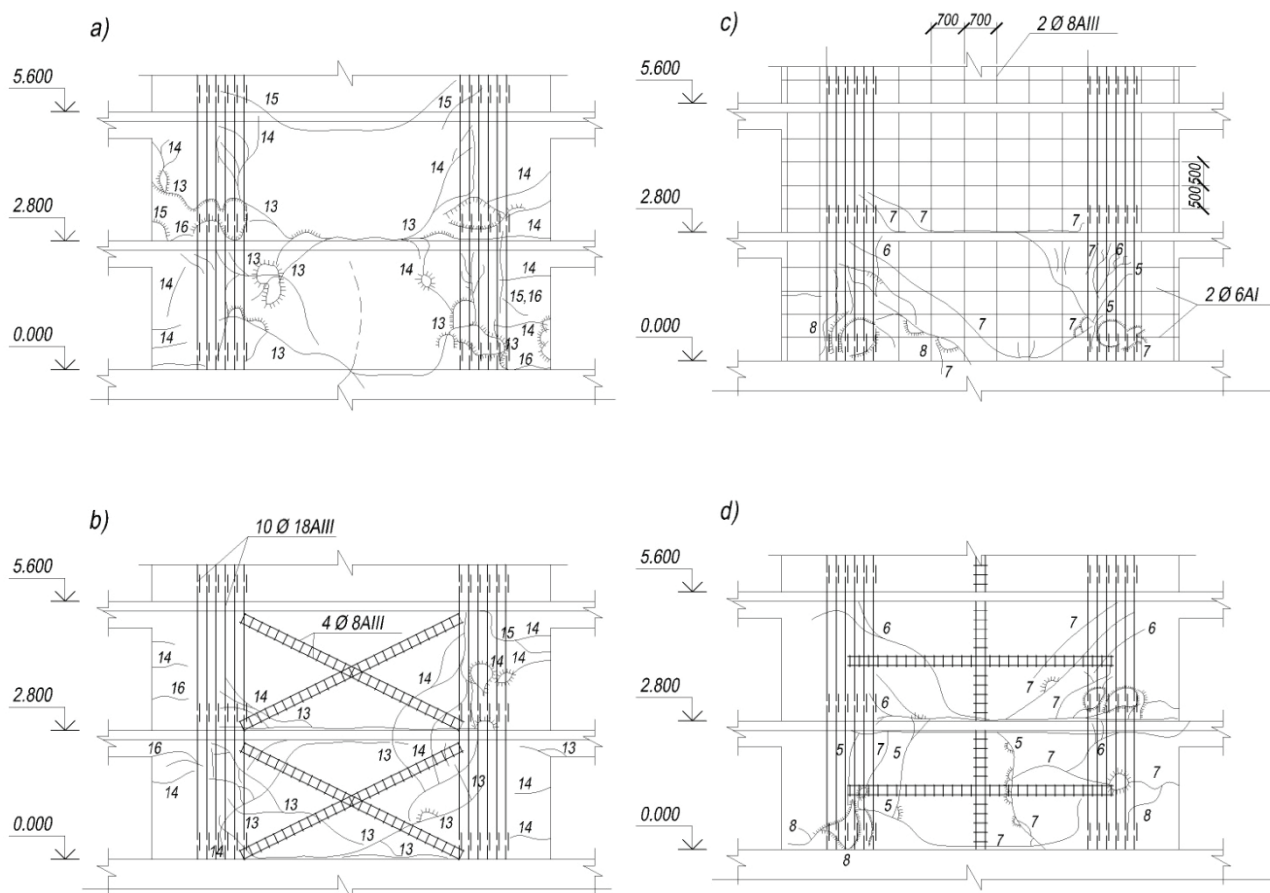


Рисунок 2. Трещинообразование и разрушение стен с различным полевым армированием фрагментов (вид изнутри фрагментов; цифрами обозначены этапы испытаний)

Контурная арматура оказывает весьма существенное влияние на жесткость, трещиностойкость и несущую способность монолитных стен. Она повышает несущую способность стен при внецентренном сжатии и перекосе. Мощное контурное армирование значительно ограничивает ширину раскрытия горизонтальных трещин в опорных сечениях и увеличивает высоту сжатых зон бетона. Использование контурной арматуры большого сечения приводит к повышению жесткости стен, увеличению сейсмических нагрузок и снижает пластичность деформирования зданий.

Как отмечалось выше, стержни контурной арматуры в уровнях перекрытий сваривались между собой с помощью односторонних накладок-коротышей (см. рис. 2). Эксцентричная передача усилий через эти накладки в промежутке между смежными хомутами ($l=300$ мм) вызвала изгиб стержней арматуры при их работе на сжатие, что привело к выкалыванию защитного слоя бетона, а в дальнейшем – к полному разрушению бетона в зонах контурного армирования.

Очевидно, что неудачная стыковка контурной арматуры привела к преждевременному разрушению стен. На последнем этапе испытаний в стене без полевого армирования произошел разрыв контурных стержней с одной стороны стены.

Вышесказанное еще раз подтверждает то, что важнейшим условием сейсмостойкости железобетонных конструкций является обеспечение устойчивости арматуры при сжатии. Игнорирование этого правила послужило причиной тяжелого повреждения конструкций многих зданий при Спитакском землетрясении в Армении.

Золотков А.С. Вибрационные испытания фрагментов монолитных зданий до разрушения

Следует заметить, что описываемым вибрационным испытаниям отсеков предшествовали статические испытания большого количества фрагментов монолитных стен в условиях сложного нагружения. Результаты этих статических и динамических испытаний хорошо согласуются между собой. Более детально эти исследования отражены в работе [2].

Одной из задач описываемых исследований являлось выявление степени участия полок в работе сплошных стен.

Стендовые лабораторные исследования показали, что наиболее вероятными формами разрушения при сдвиге являются продавливание полки стенкой и отслоение полки от стенки (отрыв) [3].

Во время виброиспытаний фрагментов трещины по контакту полок и стен и признаки продавливания полок не были обнаружены. Причина этого заключается, по-видимому, в довольно интенсивном поперечном армировании как возможных зон продавливания, так и сопряжений стен с полками. Коэффициент редукиции полок равен 0,988, т.е. они практически по всей длине вовлекались в работу стен. Горизонтальные трещины также распространялись по всей длине полок (см. рис. 2).

В перекрытиях образовались многочисленные трещины, преимущественно в углах. Многие из трещин начинались с отверстий для пропуска вертикальных тросов обжимной системы из углов лестничных проемов.

Жесткость и динамические параметры фрагментов

О формах колебаний фрагментов на различных этапах нагружения можно судить по данным рис. 3.

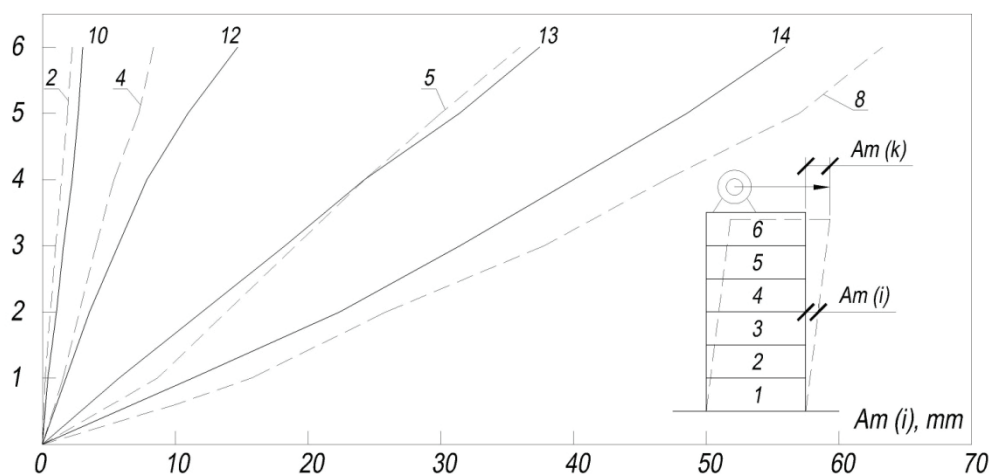


Рисунок 3. Формы колебаний фрагментов №1 (-----) и №2 (- - - - -) на различных этапах испытаний

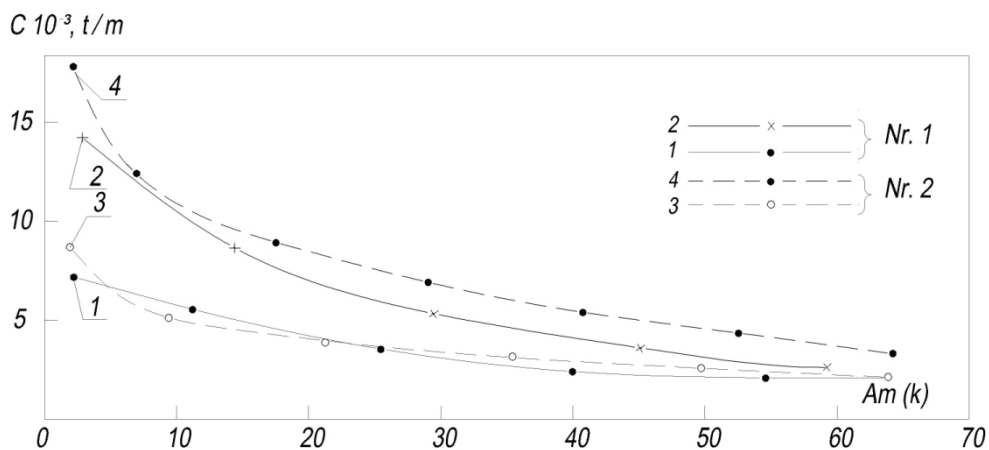


Рисунок 4. Изменение жесткости фрагментов (2, 4) и общей жесткости (1, 3)

На основе экспериментальных данных жесткость $C_{si} = 1 / \left(\frac{H^2}{k_\phi} + \frac{1}{k_x} \right)$ основания фрагментов 1 и 2 в начале испытаний составила: $C_{s1} = 0,154 \cdot 10^6$ кН/м; $C_{s2} = 0,178 \cdot 10^6$ кН/м.

Жесткости надземных частей (C_{bi}) этих фрагментов были соответственно равны: $C_{b1} = 0,143 \cdot 10^6$ кН/м; $C_{b2} = 0,175 \cdot 10^6$ кН/м.

На рис. 4 показано изменение жесткостных характеристик в ходе испытаний.

В начале испытаний резонансная частота фрагментов 1 и 2 составила 4,67 и 6,0 Гц. При испытании фрагмента 2 (этап №1) без пригрузки его резонансная частота равнялась 4,93 Гц. Из этого следует, что при имевшем место уровне вертикального пригруза ($N = 0,3 \dots 0,4 N_u$, где N_u – разрушающая нагрузка при сжатии) его влияние на частоту собственных колебаний фрагментов было незначительным [4, 5].

Как видно из рис. 5, с ростом инерционной нагрузки, приводившей к развитию пластических деформаций и повреждений в конструкциях фрагментов, резонансная частота заметно снижалась. На завершающих этапах испытаний она составила для фрагментов 1 и 2 соответственно 53% и 48% их начальных значений. Это также подтверждается исследованиями [6], согласно которым изменение состояния несущих конструкций влечет за собой снижение жесткости здания.

Рост инерционной нагрузки в ходе испытаний иллюстрирует рис. 6.

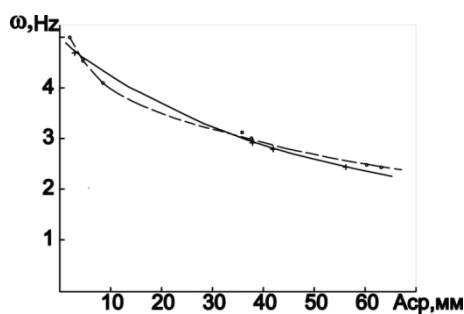
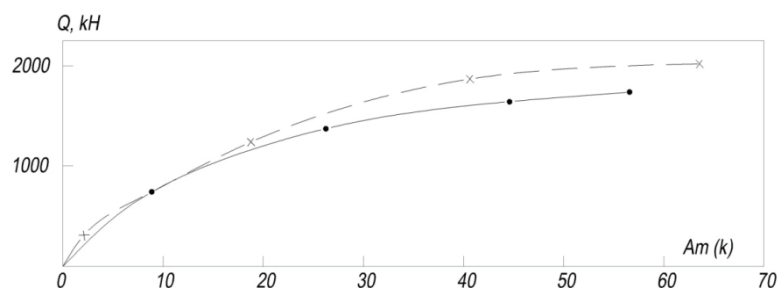


Рисунок 5. Изменение резонансной частоты фрагментов №1 (-----) и №2 (- - - - -)



**Рисунок 6. Изменение перерезывающей силы во фрагментах №1 (-----) и №2 (- - - - -)
Усиление фрагментов и их повторное испытание**

В результате виброиспытаний оба фрагмента были доведены до разрушения. Как видно из табл. 1, разрушения достигли 4-й степени. На этой стадии испытания были прекращены, а оба фрагмента подверглись усилению с применением полимерных составов.

Характерным для работ по усилению было стремление устранить не все повреждения, полученные стенами, а лишь те из них, которые играли решающую роль в формировании несущей способности фрагментов.

Исходя из этого принципа раздробленный бетон сжатых зон был полностью заменен полимербетоном, разорванная контурная арматура восстановлена с помощью коротышей, магистральные трещины проинъецированы. В местах их прохождения в уровне перекрытия над первым этажом были выполнены наклонные полимерные армированные каналы, цилиндрические армированные шпонки, которые, как показали дальнейшие испытания, восстановили сопротивление сдвигу технологических швов.

Повторные испытания показали, что за счет описанного комплекса мер несущая способность фрагментов была полностью восстановлена.

В ходе проведения ремонтных работ по восстановлению сплошности бетона и несущей способности стен фрагментов проводились контрольные замеры их динамических параметров (частоты и периода собственных колебаний). Определение динамических параметров производилось по микросейсам, а также при провоцировании вынужденных колебаний фрагментов за счет загрузки и сброса горизонтальной нагрузки на уровне перекрытия шестого этажа. По результатам наблюдений были получены данные изменения периода собственных колебаний (T) монолитных фрагментов в ходе их восстановления после виброиспытаний (табл. 2).

Анализ представленных данных показывает, что каждый из этапов восстановительных работ оказывал влияние на динамические параметры фрагментов, а следовательно, и на изменение их общей жесткости. Так, если расчистка и удаление поврежденного бетона на участках сжатых зон приопорных сечений привели к увеличению периода собственных колебаний фрагментов, то при последующих этапах восстановительных работ, включавших в себя восстановление сплошности стен полимерными материалами, замену поврежденной контурной арматуры и локальное добетонирование по полимерной смазке нового бетона, наблюдалось снижение периода собственных колебаний фрагментов, а следовательно, повышение их жесткости.

Таблица 2. Период собственных колебаний (T) монолитных фрагментов в ходе их восстановления после виброиспытаний

	Этапы восстановительных работ	Фрагмент №1	Фрагмент №2
1.	После первоначальных виброиспытаний	0,213	0,217
2.	После расчистки и удаления разрушенного бетона	0,224	0,229
3.	Восстановлена поврежденная контурная арматура	0,219	0,224
4.	Восстановлена сплошность стен локальным бетонированием по полимерной адгезионной смазке	0,216	0,226
5.	Восстановлена сплошность стен и их сопряжений с перекрытиями инъектированием трещин, устройством глубинных каналов и аппликационным армированием стеклотканью	0,207	0,211
6.	После повторных виброиспытаний	0,309	0,396

Таким образом, на основании полученных данных об изменении динамических характеристик фрагментов при восстановлении их сплошности и несущей способности с помощью разработанных полимерных материалов можно констатировать, что проведенные восстановительные мероприятия повысили жесткость фрагментов, что косвенно характеризует и повышение их несущей способности.

Расчетная оценка несущей способности фрагментов

Единая, достаточно обоснованная методика расчета несущей способности стен железобетонных зданий при сейсмическом воздействии отсутствует, поэтому подобная оценка представляет особый интерес.

На сегодняшний день для достижения этой цели имеется целый ряд разработок. Некоторые из них основаны на рассмотрении упрощенных расчетных моделей зданий, другие же – на результатах статических испытаний фрагментов стен в условиях сложного нагружения.

Доведение фрагментов до разрушения с инструментальной фиксацией параметров этого состояния дает уникальную возможность проверки методик по расчетному определению несущей способности зданий.

В данном случае проверке подверглось 13 таких методик, указанных нормами бывшего СССР, Республики Молдовы, единым строительным кодом ИВС США, временными рекомендациями по проектированию сейсмостойких зданий (ATC-3, США) и предложенных различными авторами (Г. И. Ашкинадзе, Ю.В.Измайлов, Т.Р. Tassios, Е. Barda, О. Ernandes и др.) [7, 8, 9, 10, 11].

Все эти методики без исключения по сравнению с описываемым экспериментом дали завышенные значения несущей способностей фрагментов. Причем в ряде случаев отклонение это достигало 300-500%.

Наилучшее совпадение экспериментальных и расчетных результатов было получено при определении несущей способности фрагментов по методу, разработанному в техническом университете Молдовы. Как видно из таблицы 3, максимальное отклонение теоретических значений разрушающей перерезывающей силы $Q_{u(t)}$ от соответствующих экспериментальных значений $Q_{u(e)}$ в данном случае не превысило 10%, что вполне приемлемо для практики сейсмостойкого проектирования.

Этот метод расчета основан на совместном решении трех уравнений равновесия, одно из которых охватывает все действующие в расчетном наклонном сечении нормальные силы, другое – перерезывающие силы, третье – изгибающие моменты [12].

Учитываются растягивающие усилия, возникающие в контурной арматуре и в вертикальных, горизонтальных и наклонных стержнях полевой арматуры, а также усилия, возникающие в сжатой зоне бетона и силы зацепления по траекториям трещин.

В заключение следует заметить, что результаты описанных виброиспытаний монолитных фрагментов в совокупности со стендовыми статическими испытаниями монолитных стен были использованы при разработке строительных норм для монолитного домостроения Республики Молдова.

Таблица 3. Армирование и конструирование монолитных железобетонных фрагментов

Номер		Призменная прочность бетона, МПа	Армирование		$Q_{u(e)}$, Кн	$Q_{u(t)}$, Кн	Отклонение $Q_{u(t)}$ от $Q_{u(e)}$, %
Фрагмента	Стены		Контурное	Полевое			
1	1	20,2	10Ø18, А-III 4 Ø 8, А-III	Отсутствует	870	948,1	9
	2	20,2	10 Ø 8, А-III 4 Ø 8, А-III	Диагональные каркасы 4 Ø 8, А-III	870	955,5	10
2	1	19,2	10 Ø 8, А-III 4 Ø 8, А-III	Крестообразные каркасы 4 Ø 8, А-III	992,5	962,5	3
	2	19,2	10 Ø 8, А-III 4 Ø 8, А-III	Вертикальные каркасы 2 Ø 8, А-III с шагом 70 см и горизонтальные стержни 2 Ø 6 А-I с шагом 50 см	992,5	994,9	0

Литература

- Zolotcov A., Izmailov Yu. Vibrational tests on sections of monolithic building at high levels of loading // Proceedings of the Eleventh World Conference on Earthquake Engineering. Acapulco, Mexico: 1996. Pp. 514.
- Золотков А. С. Сейсмостойкость монолитных зданий. Кишинев : КартяМолдовой, 2000. 283 с.
- Bubuioc I., Zolotcov A., Izmailov Yu. Experimental substantiation of reinforcement philosophy regarding strengthening of walls of aseismic monolithic buildings // Proceedings of the Eleventh European Conference on Earthquake Engineering. Paris, 1998. Pp. 603.
- Zolotcov A. Assessment of earthquake resistance of buildings by their dynamic characteristics // Proceedings of the Eleventh European Conference on Earthquake Engineering. Paris, France: 1998. Pp. 519.
- Zolotcov A. Determination of buildings condition by their dynamic characteristics // Proceedings of the Eleventh World Conference on Earthquake Engineering. Acapulco, Mexico: 1996. Pp. 508.
- Савин С. Н., Демишин С. В., Ситников И. В. Мониторинг уникальных объектов с использованием динамических параметров по ГОСТ Р 53778-2010 // Инженерно-строительный журнал. 2011. №7(25). С. 33-39.
- Ашкинадзе Г.Н., Скрипник Т.В. Экспериментальное исследование влияния технологических швов на напряженно-деформированное состояние монолитных стен // Монолитное домостроение. М. : ЦНИИЭПжилища, 1982. С. 141-154.
- Tassios T.P. Advances in earthquake-resistant design of concrete structures // Proceedings of the Eleventh World Conference on Earthquake Engineering. Acapulco, Mexico:1996. Pp. 15.
- Mau S. T., Hsu T. T. C. Shear Design and Analysis of Low-Rise Structural Walls // Journal of the American Concrete Institute. 1986. Volume 83. No. 2. Pp. 306-315.
- Mochizuki S. Experiment on slip strength of horizontal of precast concrete multi-story shear walls. // Proceedings of the Eleventh World Conference on Earthquake Engineering. Acapulco, Mexico:1996. Pp. 458.
- Paulay T., Park R., Phillips M.H. Horizontal Construction Joints in Cast in Place Reinforced Concrete // Shear in Reinforced Concrete. ACISpecialPublicationsSP 42. 1974. Volume 2. Pp. 599-616.
- Золотков А. С. Метод расчета прочности стен монолитных зданий с учетом сейсмического воздействия // Бетон и железобетон. 1997. №3. С. 30-33.

* Анатолий Семенович Золотков, Кишинев, Республика Молдова
Тел. раб.: +373 22 204 568; эл. почта: zolotcov@gmail.com

doi: 10.5862/MCE.27.2

Vibration tests on fragments of monolithic building until destruction

A.S. Zolotcov

*Ministry of Regional Development and Construction, Republic of Moldova
+373 211902; e-mail: zolotcov@hotmail.com*

Key words

monolithic housing construction; earthquake engineering; vibration machine; seismic effects; vibrodynamic buildings testing; the degree of structures damage; dynamic characteristics; an analytical technique; the walls reinforcing system

Abstract

The full-scale vibration testing of buildings plays an important role in the development of monolithic construction. This article describes the methodology and results of tests carried out in Chisinau.

For full-scale tests two six-floor fragments of monolithic constructions in industrial solid tile formwork on foundation plates 9840x14600x400 mm in size were built. The purpose of the tests was to determine the influence of structural systems on technological joints, the specifics of the contour and field reinforcement, as well as the development of analytical method for calculating strength of monolithic walls of buildings taking into account the seismic effect.

Both pieces were destroyed. The destruction reached the 4-th level. At this stage, the tests were stopped and the both fragments had been consolidated using polymeric compositions.

This experiment allowed to specify the calculation models of the monolithic constructions and to test earlier developed analytical methodology, to calculate the seismic impact, to validate experimentally the effectiveness of the various systems of reinforced solid walls, to monitor changes in their dynamic characteristics in the process of plastic deformations and damages in constructions development.

The results of the described vibration test of the monolithic parts in conjunction with stand static tests of monolithic walls were used in the formulation of construction standards for cast-in-place construction of the Republic of Moldova.

References

1. Zolotcov A., Izmailov. Vibrational tests on sections of monolithic building at high levels of loading. *Proceedings of the Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*. Acapulco, Mexico: 1996. P. 514.
2. Zolotkov A. S. *Seysmostoykost monolitnykh zdaniy* [Seismic stability of monolithic buildings]. Kishinev: KartyaMoldovey, 2000. 283 p.
3. Bubuioc I., Zolotcov A., Izmailov. Experimental substantiation of reinforcement philosophy regarding strengthening of walls of aseismic monolithic buildings. *Proceedings of the Eleventh European Conference on Earthquake Engineering*. Paris, France: 1998. P. 603.
4. Zolotcov A. Assessment of earthquake resistance of buildings by their dynamic characteristics. *Proceedings of the Eleventh European Conference on Earthquake Engineering*. Paris, France: 1998. P. 519.
5. Zolotcov A. Determination of buildings condition by their dynamic characteristics. *Proceedings of the Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*. Acapulco, Mexico: 1996. P. 508.
6. Savin S. N., Demishin S. V., Sitnikov I. V. *Magazine of civil engineering*. 2011. №7(25). Pp. 33-39. (rus)
7. Ashkinadze G. N., Skripnik T. V. *Monolitnoye domostroyeniye. Sbornik* [Monolithic building. Collection of works]. Moscow: TsNIIEPzhilishcha, 1982. Pp. 141-154.
8. Tassios T. P. Advances in earthquake-resistant design of concrete structures. *Proceedings of the Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*. Acapulco, Mexico: 1996. P. 15.
9. Mau S. T., Hsu T. T. C. Shear Design and Analysis of Low-Rise Structural Walls. *Journal of the American Concrete Institute*. 1986. Volume 83. No. 2. Pp. 306-315.

10. Mochizuki S. Experiment on slip strength of horizontal of precast concrete multi-story shear walls. *Proceedings of the Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*. Acapulco, Mexico: 1996. P. 458.
11. Paulay T., Park R., Phillips M. H. Horizontal Construction Joints in Cast in Place Reinforced Concrete. *Shear in Reinforced Concrete. ACI Special Publications SP 42*. 1974. Volume 2. Pp. 599-616.
12. Zolotkov A. S. Beton i zhelezobeton [Concrete and reinforced concrete]. 1997. No. 3. Pp. 30-33. (rus)

Full text of this article in Russian: pp. 14-21