

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

О. В. ПЕШТМАЛДЖЯН

О ПОДАТЛИВОСТИ СТЫКОВ НАРУЖНЫХ СТЕНОВЫХ  
ПАНЕЛЕЙ ЖИЛЫХ ЗДАНИЙ ПРИ ДЕЙСТВИИ  
ГОРИЗОНТАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ

Задачей описанных ниже экспериментов было определение влияния сварных стыков соединения наружных стеновых панелей крупнопанельного дома серии А1-464-С на прочностные и деформационные характеристики фрагментов стен при действии горизонтальных сил в их плоскости. Исследования проводились на моделях. В основу моделирования была принята теория подобия твердых деформируемых тел, разработанная профессором А. Г. Назаровым [1]. Применен метод поэлементного моделирования, сущность которого заключается в следующем: если изучаемая конструкция оригинала состоит из отдельных элементов и их соединений, то можно моделировать эту конструкцию, экспериментальным путем подобрав элементы модели и стыки соединений таким образом, чтобы они были механически подобны элементам и стыкам оригинала. При этом необходимо осуществить тщательную проверку правильности моделирования отдельных элементов и узлов сопряжения конструкции на основе прямого сопоставления их на моделях и в натуре.

Ранее проводившиеся исследования моделей железобетонных панелей с оконным проемом [2], а также горизонтальных и вертикальных стыков их соединения [3] в масштабах 1/3 и 1/5, и сопоставление полученных результатов с данными натуральных испытаний дали хорошую сходимость и показали возможность проведения исследований подобных вопросов с помощью моделей.

Подбор модельных материалов был произведен согласно условиям простого подобия. Бетон модели взят с теми же физико-механическими характеристиками, что и в оригинале, а рабочие стержни арматуры и металлические закладные детали были приняты геометрически подобными натурным. Образцами для испытаний служили однослойные железобетонные панели с оконным проемом ПС-3 толщиной, равной 30 см. Бетон панелей принят легкий, марки 75 на кармрашенском шлаке. Геометрический множитель подобия принят равным  $\alpha = 1/5$ . Испытания проводились на специальном стенде, представляющем собой жесткую металлическую раму. Вертикальные усилия, имитирующие вес постоянной и временной нагрузок верхних этажей, так же

как и горизонтальные силы прикладывались с помощью тарированных пружин. Для определения горизонтального и вертикального смещения верха панелей относительно основания, удлинения и укорочения диагоналей применялись мессуры, установленные с обеих сторон панелей. Всего было испытано 10 образцов, которые были разделены на две серии. В первую серию пошли образцы, представляющие собой две соединенные вертикальными стыками панели и образцы идентичных размеров, но монолитные. Образцы второй серии—это сборные и монолитные фрагменты стен, состоящие из двух панелей по высоте, соединенных горизонтальными стыками.

Панели для сборных образцов и монолитные фрагменты изготавливались одновременно и хранились в одинаковых условиях. Прочность бетона, модуль деформации и коэффициент Пуассона определялись по контрольным образцам кубиков и призм. Прочность бетонных кубиков размерами  $10 \times 10 \times 10$  см, испытанных в 28-дневном возрасте, колебалась в пределах  $73 - 88$  кг/см<sup>2</sup>. Призменная прочность бетона  $60 - 70$  кг/см<sup>2</sup>. Модуль деформации бетона  $55000 - 70000$  кг/см<sup>2</sup>, коэффициент Пуассона—0,17.

Образцы обеих серий испытывались по схеме, где одновременно действуют нормальная и горизонтальная нагрузка. Вертикальная на-

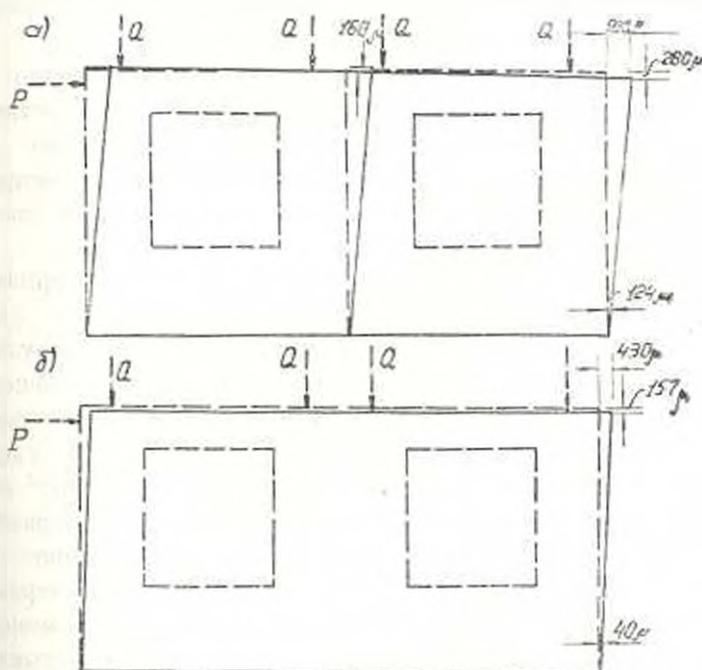


Рис. 1. Деформации монолитного и сборного фрагментов стен при нагрузке  $P=1,2$  т.

грузка равнялась 0,6 т на каждую панель. Образцы 1, 2 и 3, соединенные вертикальными стыками, разрушались от горизонтальной нагрузки соответственно равной 1,3; 1,4 и 1,45 т. В монолитных образ-

цах 4,5 и 6 разрушение наступило при горизонтальной нагрузке, равной 1,85; 1,8 и 1,95 *m*. Первые трещины в углах оконных проемов появились при нагрузках, составляющих 0,7–0,8 от разрушающих. Укорочение и удлинение диагоналей измерялись в пределах каждой панели и для всего фрагмента в целом.

Среднее значение относительного укорочения диагонали сборных фрагментов стен при горизонтальной нагрузке 1,2 *m* равнялось  $0,45 \cdot 10^{-3}$ , а относительное удлинение  $-0,42 \cdot 10^{-3}$ . В монолитных образцах среднее значение относительного укорочения диагонали было порядка  $0,14 \times 10^{-1}$  и относительного удлинения  $-0,11 \times 10^{-1}$ .

Перемещения верха сборных образцов (рис. 1) относительно заделки были примерно в 2 раза больше, чем у монолитных. Характер трещинообразования для фрагментов обоих типов был тождественным, но к моменту разрушения трещины в средней части сборных фрагментов стен распространялись параллельно горизонтальным границам проема, пересекая стыки соединения. В монолитных же образцах их направление совпадало с диагональю проема.

Осредненные характеристики образцов при нагрузке, составляющей 0,2; 0,5 и 0,8 от разрушающей, приводятся в табл. 1.

Составные образцы 1 и 2 с горизонтальными стыками, так же как и монолитные 3 и 4 доводились до разрушения горизонтальной силой при вертикальном обжатии, равном 0,6 *m*.

Разрушение образцов 1 и 2 произошло соответственно при нагрузке 0,6 *m* и 0,55. Трещины появились при нагрузке, составляющей 0,7 от разрушающей в углах проема нижней панели. При увеличении горизонтальной силы эти трещины расширялись и распространялись у верхней грани проема на ширину перемычки, а вниз — проемов.

Схема средней деформативности фрагментов стен приведена на рис. 2. Разрушающая нагрузка для монолитных фрагментов 3 и 4 была равна 0,7 *m* и 0,75. Первые трещины образовались при нагрузке 0,8 от разрушающей в нижних углах панели первого этажа. Отношение разрушающей нагрузки монолитных образцов и сборных составляет 1,3.

Для составных фрагментов среднее относительное укорочение диагонали при горизонтальной силе 0,5 *m* равно  $0,44 \times 10^{-1}$  и относительное удлинение  $-0,42 \times 10^{-3}$ . В случае монолитных образцов при нагрузке 0,5 *m* относительное укорочение было равно порядка  $0,19 \times 10^{-3}$ , а удлинение  $-0,12 \times 10^{-3}$ . Горизонтальное перемещение верха сборных образцов было больше в 1,4 раза, чем у монолитных. В сборных образцах трещины, как правило, пересекают стыки соединения панелей, что свидетельствует о концентрации напряжения в последних.

Коэффициент деформативности, принятый равным отношению горизонтального смещения верхней грани панели к соответствующей горизонтальной нагрузке, с повышением нагрузки от 0,5  $P_{раз}$  до 0,8  $P_{раз}$  увеличивается для образцов первой серии в 1,41–1,55 раз и для об-

Таблица 1

Осредненные прочностные и деформационные характеристики испытанных образцов

Серия образцов	Размеры образца (с.м)	Вертикальная нагрузка на панель (м)	Номера образцов	Горизонтальная нагрузка (м)		$\frac{P_{гр}}{P_{раз}}$	Горизонтальное смещение верха образца (м.м)			Относительное укорочение диагонали $\epsilon \times 10^{-5}$			Относительное удлинение диагонали $\epsilon \times 10^{-5}$			Коэффициент деформативности (м.м/м)		$\frac{D_{05}}{D_{03}}$
				$P_{гр}$	$P_{раз}$		При относительной нагрузке $P/P_{раз}$						$D_{03}$	$D_{05}$				
						0,2	0,5	0,8	0,2	0,5	0,8	0,2			0,5	0,8		
I	33,6 × 10,2 × 0,6 (336 × 102 × 6)	0,6 (15,0)	1	1,11	1,45	0,786	0,11	0,38	0,86	4,0	13,0	40,0	5,0	15,0	38,0	0,52	0,74	1,41
			2	(28,5)	(36,3)	(0,55)	(1,0)	(4,3)								(0,105)	(0,148)	
			3	1,51	1,87	0,805	0,46	0,27	0,67	2,0	8,0	35,0	1,5	7,0	32,0	0,290	0,45	
			4	(37,8)	(46,7)	(0,4)	(1,35)	(3,35)							(0,058)	(0,09)	1,55	
II	107,2 × 61,6 × 0,6 (1072 × 616 × 6)	0,6 (15,0)	1	0,41	0,57	0,715	0,7	2,5	6,0	6,0	11,0	37,0	3,5	11,0	40,0	8,5	13,0	1,53
			2	(10,3)	(14,4)	(3,5)	(12,5)	(30,0)								(1,0)	(2,6)	
			3	0,58	0,72	0,800	0,6	2,6	6,5	6,0	13,0	38,0	4,0	13,0	43,0	7,2	11,2	
			4	(14,5)	(18,1)	(4,0)	(13,0)	(32,5)							(1,44)	(2,24)	1,56	

Примечание. Цифры в скобках относятся к образцам натуральных размеров при подобии:  $P' = \mu^2 P$ ,  $U' = \mu U$ ,  $\epsilon' = \epsilon$ ,  $D' = \frac{1}{\mu} D$ .

разцов второй серии в 1,53–1,53 раз. Характеристика податливости стыков, представляющая собой отношение коэффициентов деформативности монолитных и сборных фрагментов стен при одинаковой горизонтальной нагрузке, равна 0,44 для вертикальных стыков при нагрузке 1,2 т и 0,79, для горизонтальных стыков при нагрузке 0,5 т. С ростом нагрузки характеристика податливости постепенно увеличивается. Переменное значение этой характеристики затрудняет ее учет в расчетах, поэтому, очевидно, следует пользоваться определенным средним значением характеристики податливости. Например, за рас-

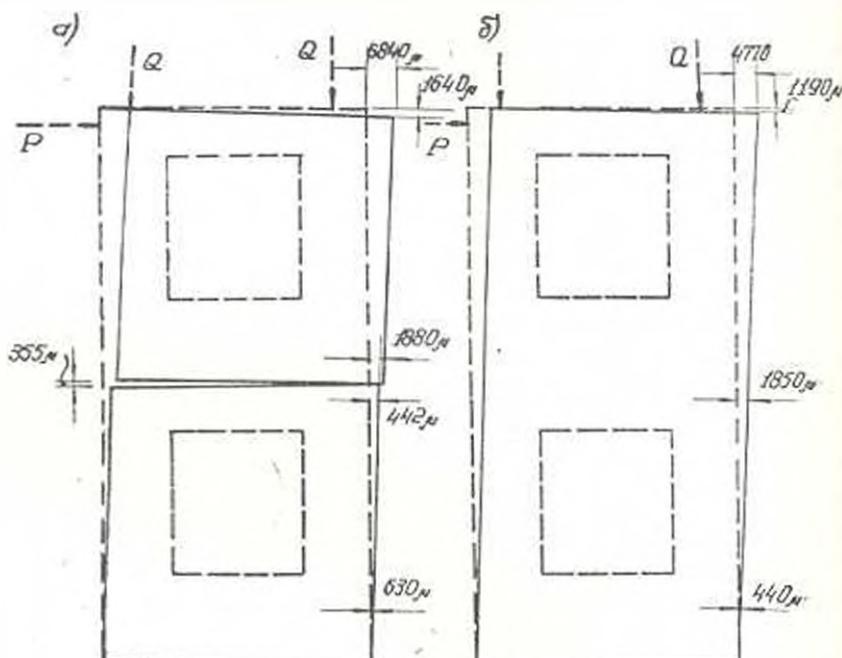


Рис. 2. Деформации монолитного и сборного фрагментов стен при нагрузке  $P=0,5$  т.

четную величину можно принять характеристику податливости стыков в момент образования трещины, которая по проведенным экспериментам для вертикальных стыков равна 0,60, а для горизонтальных—0,85.

Резюмируя изложенное, следует отметить, что разрушение составных образцов со сварными стыками происходило при горизонтальных нагрузках в среднем в 1,3 раза меньше, чем монолитных. Горизонтальные смещения верхних граней составных образцов относительно заделки при одинаковых нагрузках превышали над монолитными в среднем для вертикальных стыков в 2,1 раза и для горизонтальных стыков в 1,4 раза.

Первые трещины в образцах появлялись в углах оконных проемов при горизонтальных нагрузках, составляющих 0,7–0,8 от разрушающих. Различие в характере разрушения сборных и монолитных образцов заключается в направлении распространения трещин. В сборных образцах они, как правило, пересекают стыки соединения.

С увеличением горизонтальной нагрузки от  $0,5 P_{\text{пр}}$  до  $0,8 P_{\text{пр}}$  коэффициенты деформативности увеличиваются в среднем в 1,5 раза. Характеристику податливости стыков в момент появления первых трещин для вертикальных стыков можно принять равной 0,6, для горизонтальных стыков — 0,85.

АНСМ

Поступило 27.11.1967

Հ. Վ. ՓԵՏՄԱԼՋՅԱՆ

ՀՈՐԻԶՈՆԱԿԱՆ ՈՒԹԻ ԱԶԳԵՑՈՒԹՅԱՆ ԴԵՊՔՈՒՄ ԱՐՏԱՔԻՆ ՊԱՏԱՅԻՆ ՊԱՆԵԼՆԵՐԻ ԿՑՎԱՆՔՆԵՐԻ ԸՆԿՐԿԵԼԻՈՒԹՅԱՆ ՎԵՐԱԲԵՐՅԱԼ

Ա մ փ ո լ ո ռ ո մ

Հոդվածում բերված է հորիզոնական ուժի ազդեցության դեպքում Ա1-161-Շ սերիայի խոշորապանել շինքի արտաքին պատային պանելների ուղղաձիգ և շորիզոնական կցվանքների փորձարկումների արդյունքները: Փորձերը կատարվել են 1/5 պծային մասշտաբի մոդելների վրա: Մոդելացումը կատարված է համաձայն դեֆորմացիայի ենթարկվող կոշտ մարմինների նմանության Ա. Փ. Կազարովի տեսության՝ հիմքում ունենալով բառ էլեմենտային մոդելացման եղանակը: Փորձարկվել են մոդելների 2 սերիա կազմող 10 նմուշ. դրանցից երեքական նմուշ էղիլ են պատային երկու պանելի իրար միացնող ուղղաձիգ կցվանքով ու առանց կցվանքի՝ միաձուլյ է երկուսական նմուշ՝ պատային երկու պանելները իրար միացնող հորիզոնական կցվանքով ու միաձուլյ:

Մոդելները փորձարկվել են այդ նպատակով իրականացված ուղղաձիգ ստենդի վրա, որը հնարավորություն է բնօրինում նմուշը միաժամանակ բեռնափորելու հորիզոնական և ուղղաձիգ՝ շենքի վերին հարկերի յաշը վերականգնող, ուժերով: Դեֆորմացիաները չափվել են մեխանիկական սխառեմի մետաղների և դիմադրության ավիչների օգնությամբ: Փորձարկումների արդյունքները թույլ են տվել առաջին մոտավորությամբ որոշելու խոշորապանել պատի աշխատանքի մեջ ուղղաձիգ և հորիզոնական կցվանքների բնորոշչություն թյան չափը:

Л И Т Е Р А Т У Р А

1. Назаров А. Г. О механическом подобии твердых деформируемых тел. АН А.М.ССР, Ереван, 1965.
2. Пештмалджян О. В. Испытание моделей железобетонных стеновых панелей на центральное сжатие. Сб. Исследования по сейсмостойкости зданий\*. Изд. АН АрмССР, Ереван, 1966.
3. Пештмалджян О. В. К вопросу моделирования узлов сопряжений наружных стеновых панелей крупнопанельного дома. Сб. докладов Всесоюзного совещания по проблемам моделирования строительных конструкций на сейсмические воздействия. Ленинград, 1967.