

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

С. Г. ШАГИНЯН

СТАТИЧЕСКОЕ ИСПЫТАНИЕ ФРАГМЕНТА СТЕНЫ
 КРУПНОБЛОЧНОГО ЖИЛОГО ДОМА

1. В статье изложены результаты экспериментального исследования фрагмента фасадной стены 4-этажного крупноблочного жилого дома на одновременное действие вертикальных и горизонтальных сил. Испытания проводились с целью изучения поведения стен крупноблочных зданий в сейсмических условиях.

Фрагмент состоял из двух простеночных блоков, перемычного блока и подоконного блока (рис. 1). Блоки были изготовлены на заполнителях из арктического туфа. Консистенция бетона жесткая—с осадкой стандартного конуса 2—3 см. Бетонирование блоков производилось в металлических формах слоями по 20 см, с применением глубокого вибрирования. Режим обработки блоков был применен тепловой.

Физико-механические показатели бетона по результатам испытания кубов размерами 20×20×20 см и призм 15×15×40 см, при 28-дневном возрасте бетона, приведены в следующей таблице.

Наименование блоков	Прочность кг/см ²	Марка бетон	Модул. дефор- мации бетона кг/см ²	Объемный вес бетона т/м ³
Простеночный блок	97	100	89200	1,74
Простеночный блок	84	75	81000	1,65
Перемычный блок	147	150	104500	—

Монтаж блоков фрагмента был произведен согласно „Инструкции по возведению жилых и гражданских зданий из крупных блоков“. Расчет конструкции и элементов 4-этажного крупноблочного дома был произведен согласно СНиП II—А.12—62, в предположении статического действия сейсмических сил.

Фрагмент был смонтирован и испытан на силовой железобетонной плите АИСМ (рис. 1). Перемычный блок охватывался обоймой при помощи четырех металлических тяжей и хомутов из швеллеров № 27. Горизонтальное усилие осуществлялось при помощи гидравлических домкратов, грузоподъемностью 60 т каждый

закрепленных в пазах треугольных ферм. Вертикальное обжатие блоков осуществлялось при помощи двух гидравлических домкратов, грузоподъемностью 100 т каждый. Они монтировались между двумя

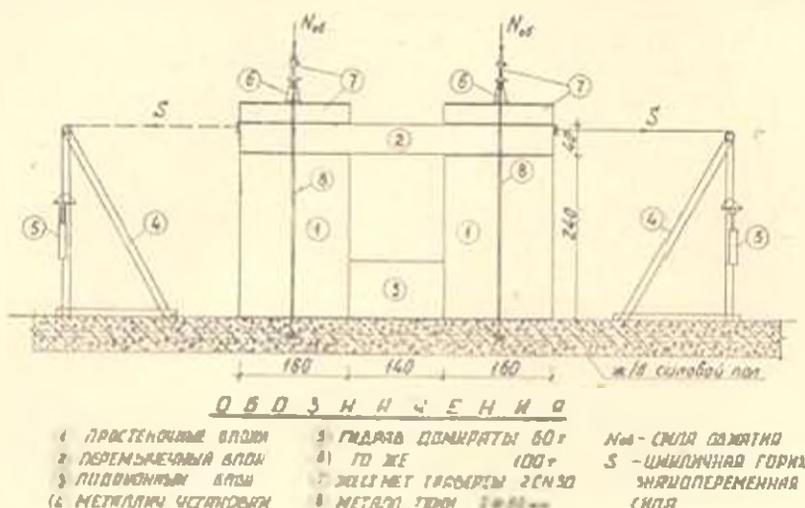


Рис. 1.

жесткими траверсами из парных швеллеров № 30. Усилие от домкратов к фрагменту передавалось четырьмя стальными тяжами Ø 80 мм. Для равномерной передачи усилий от домкратов к фрагменту, шов между траверсами и фрагментом был залит цементно-известковым раствором. Манометры и домкраты были заранее тарированы. При экспериментах измерения величины деформации в блоках и растворных швах производилось мерзурями точностью 0,01 и 0,05 мм, а

РАСПОЛОЖЕНИЕ ИЗМЕРИТЕЛЬНЫХ ПРИБОРОВ

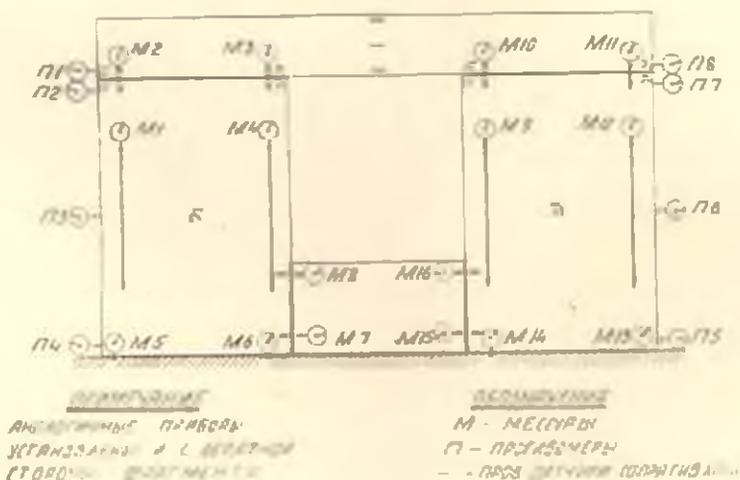


Рис. 2.

также проволочными датчиками сопротивления на базе 50 мм. Прогнбы фрагмента измерялись прогибомерами. Показания датчиков регистри-

ровались с помощью электронного измерителя с автоматической блокировкой типа АИ—1. Схема установки измерительных приборов на фрагменте приведена на рис. 2.

Испытание производилось в следующей последовательности. Прежде всего было осуществлено вертикальное обжатие фрагмента ступенями $N_{об} = 10, 20, 30$ и 40 т. По показаниям приборов при обжатии были вычислены величины относительных деформаций в блоках, на основании чего определялись соответствующие модули деформации для бетонных блоков. Модули деформации бетонных блоков определялись также испытанием призм размером $40 \times 40 \times 120$ см. При обжатии силой 20 т были приложены горизонтальные нагрузки до $7,5$ т. При обжатии силой 40 т были приложены горизонтальные нагрузки, доведенные до величины 20 т.

Всего было проведено 6 циклов испытаний, из них 2 цикла при обжатии силой 20 т, с доведением максимальных горизонтальных нагрузок до $4, 5$ и $7, 5$ т и 4 цикла испытаний с доведением горизонтальных нагрузок до $4,5; 9; 16,5$ и 20 т.

2. Перемещения по высоте фрагментов были измерены в восьми характерных точках с двух сторон фрагмента. Для уточнения расчетной схемы конструкций фрагмента было произведено сравнение измеренных величин прогибов (при различных обжатиях и различных горизонтальных нагрузках) с величинами соответствующих прогибов по существующим расчетным схемам. Расчеты произведены согласно „Инструкции по определению расчетных сейсмических нагрузок“ по следующим двум расчетным схемам:

а) рама с жесткими узлами. В рассматриваемом случае, перемещение в верхней точке от единичной силы

$$\delta_{11} = \frac{M_1}{12} \left(\frac{1}{f} + \frac{1}{4r + 0,3f} \right)$$

где f — сумма погонных жесткостей стоек; r — сумма погонных жесткостей ригеля.

б) плоская стена с проемом. В этом случае перемещение в верхней точке от единичной силы:

$$\delta = \frac{1}{C_1}, \text{ где } C_1 = \frac{E_0 F \sum_1 \mu_1}{l_{ст} + 4,8 (k_1 - k_{np}) \sum_2 \mu_2}$$

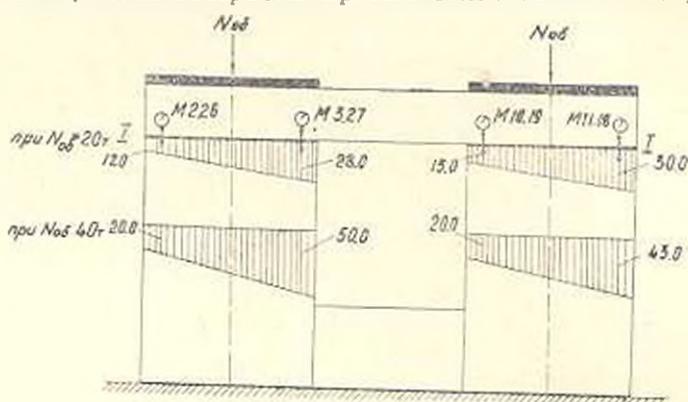
здесь E_0 — начальный модуль упругости материала.

Величины прогибов, полученные экспериментальным путем, оказались более близкими к величинам прогибов, вычисленным по второй расчетной схеме.

Расчет показал, что при малых горизонтальных нагрузках упругая ось фрагмента в зависимости от вертикального обжатия получается различной. Так, при увеличении обжатия в 2 раза происходит

уменьшение прогибов и изменение упругой оси по форме, приближающейся к деформациям сдвига. При одной и той же величине вертикального обжатия увеличение величины горизонтальной изгибающей силы опять-таки приводит к изменению упругой оси от сдвиговой форме к форме, соответствующей деформациям изгиба. При существенном увеличении горизонтальной нагрузки, в растворном шве происходит сдвиг.

Эпюры деформации в растворных швах при различных величинах обжатия представлены на рис. 3. По данным, полученным при экспериментах, были построены кривые относительных деформаций и



$\epsilon \cdot 10^3$ в швах 1-1 при $N = 20$ и 40 т

1 база измерен $R = 10$ см

2. Мессуры 18, 19, 26 и 27 установлены с противоположной стороны фрагмента

Рис. 3.

верхних и нижних растворных швах, приведенные на рис. 4. При рассмотрении этих кривых можно заметить, что деформации в одних и тех же сечениях швов обоих блоков получились близкими, величина деформации в нижних швах оказалась больше чем деформации в верхних швах, что отчасти следует объяснить дополнительной нагрузкой на нижний шов от собственного веса самих блоков.

По замеренным прогибам, полученным при циклических нагрузках, были построены кривые гистерезиса и определены коэффициенты внутреннего поглощения энергии ψ . Величины коэффициентов ψ получились сильно отличающимися друг от друга по высоте фрагмента. Коэффициент внутреннего трения для фрагмента, с учетом податливости основания, в среднем может быть принят равным 0,90. В последнем цикле нагружения при $N_{об} = 40$ т горизонтальная нагрузка была доведена до $S = 24$ т, при этом закладные детали в швах между простеночными и перемычечными блоками вступили в работу. Ширина раскрытия швов достигла 0,2—0,4 мм. На лицевых поверхностях блоков появились микротрещины. Далее горизонтальная нагрузка была доведена до $S = 28$ т. Под этой нагрузкой трещина в верхнем растворном шве имела длину 100 см. Ширина раскрытия в начале

трещины составляла 1 мм, и концы (у проема) 3–4 мм. Трещины появились и в швах между простеночными и подоконными блоками, а также в самом блоке. Закладная деталь правого конца между про-

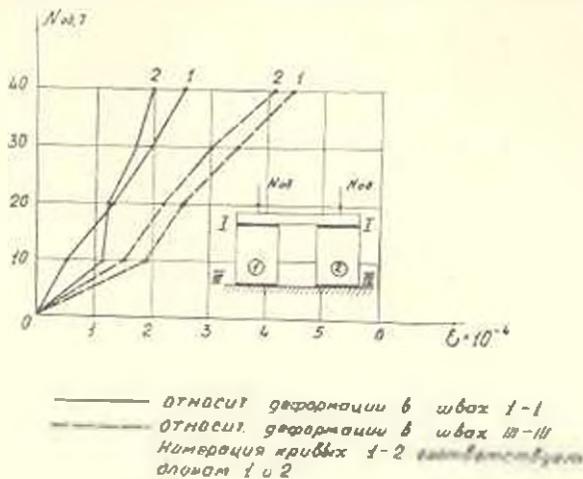


Рис. 4.

стеночным (блок — 1) и перемычечным блоком разорвалась. Далее наступил предел текучести.

Разрушение фрагмента произошло при горизонтальной силе $S=28 т$ и $N_{об}=40 т$. Расчетная величина сейсмической нагрузки на уровне перекрытия I этажа (чему соответствует принятая величина вертикальной нагрузки, для 8-балльного землетрясения) равняется $S=10 т$. Следовательно, фрагмент крупноблочного дома с учетом коэффициентов перегрузки, условий работы и неоднородности материалов, выдержал большую нагрузку, чем предусмотрено Нормами для 8-балльного землетрясения.

В ы в о д ы

1. Форма упругой оси фрагмента крупноблочной стены приближается к сдвиговой, поэтому в растворном шве между простеночными и перемычечными блоками необходимо предусмотреть металлические шпонки. При этом жесткие сварные закладные детали следует заменить более податливыми соединениями (болтовыми, шпоночными и пр.).

2. Статические испытания фрагмента крупноблочной кладки показали удовлетворительную сходимости экспериментальных данных с нормативными данными для расчета зданий и сооружений на сейсмостойкость.

Ա. Գ. ՇԱՂԻՆԱՆ

ԵՌՇՈՐՈՒՄԻ ԲՆԱԿԵԼԻ ՏԱՆ ՊԱՏԻ ՖԲԱԿՄԵՆՏԻ ՍՏԱՏԻՍՏԻԿԱՆ ՓՈՐՁԱՐԿՈՒՄԸ

Լ և մ ի ս ի ս ի մ

Խոշոր բյուրացիները ֆրանսիական ուսումնասիրությունը ստատիկ ցիկլային ուժերի ազդեցության տակ կատարվել է նրա վարքագիծը սեյսմիկ սլայմաններում ճշտելու նպատակով՝ քստ համաշխարհային նորմաների:

Բնոնախորտումները կատարվել են հատուկ այս նպատակի համար նախադրված սարքավորումների և հիդրավլիկ դամկրատների օգնությամբ՝ ուժային էրկաթբետոնյա հասակի վրա: Չափումներն իրականացվել են միաժամանակ պորժոգ 106 յափիչ գործիքների օգնությամբ: Էքսպերիմենտայ աշխատանքների կատարման բնթաղքում ստացված են սվչյալ տեղափոխությունների, բյուրների և կայանների դեֆորմացիոն և յարմոթրային վիճակների վերաբերյալ, ինչպես նաև հաշվային սխեմաների ճշաման և կներգիայի ներքին կլանման գործակիցների վերաբերյալ:

Ֆրանսիական էքսպերիմենտայ ուսումնասիրությունը ցույց տվեց, որ Տ րալի տակ հաշված կոնստրուկցիան, հաշվի առնելով դերբեռնվածության, ոչ համասեռության և աշխատանքի պայմանների գործակիցները, բնդունակ է պիմպրելու ազդի մեծ սեյսմիկ բեռնվածություն, քսն նախատեսված է նորմաներով: