

ЧИСЛЕННЫЙ АНАЛИЗ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ РАМЫ СО СТЕНОВЫМ ЗАПОЛНЕНИЕМ ПРИ СЕЙСМИЧЕСКИХ НАГРУЗКАХ

Марьенков Н.Г., Гончар В.В., Недзведская О.Г.
ГП «Государственный научно-исследовательский институт
строительных конструкций»

Колчунов В.И., Шупик Т.В., Яковенко И.А.
Национальный авиационный университет
г. Киев, Украина

АНОТАЦІЯ: Виконані розрахункова оцінка міцності рами з діафрагмою при сейсмічних навантаженнях і порівняння з дослідними даними.

АННОТАЦИЯ: Выполнены расчетная оценка прочности рамы с диафрагмой при сейсмических нагрузках и сравнение с опытными данными.

ABSTRACT: Estimate of the strength of the frame with an aperture for seismic loads and a comparison with experimental data are completed.

КЛЮЧЕВІЕ СЛОВА: рама, стеновое заполнение, загрузка.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМЫ

Анализ последствий землетрясений показал, что в каркасных зданиях со стеновым заполнением получают повреждения железобетонные колонны. Учет стенового заполнения имеет поэтому практическое значение при оценке сейсмостойкости железобетонного каркаса. Разработка методов расчета комплексных конструкций с учетом трещинообразования и пластической работы материалов является актуальной задачей.

ОПИСАНИЕ ОБЪЕКТА ИССЛЕДОВАНИЯ

Одноэтажный однопролетный образец был испытан в технической лаборатории Стамбульского Технического Университета в г. Стамбул, Турция [1]. Прикладывалась постоянная вертикальная нагрузка на колонны и поперечная, горизонтальная, циклическая нагрузка разного уровня на ригель. Эксперимент проводился на одной раме, усиленной стеновым заполнением из бетона и одной рамой без заполнения. Стена (диафрагма) соединялась с рамой с помощью поперечных штифтов по 4-м точкам для создания прочной связи между стеной и элементами рамы.

В качестве стенового заполнения использовалась панель на основе торкретбетона. Выбраны рамы типа «слабые колонны - прочные ригели». Образцы были запроектированы в сейсмическом варианте (большой шаг хомутов, отсутствие хомутов в местах стыка ригеля и колонн). Диафрагма вплотную примыкала к раме посредством напуска арматурных анкеров.

Однопролетные рамы, с элементами плиты и фундаментом были установлены на силовом полу в лаборатории. Размеры сечений колонн и ригелей 20x25 см и 20x32,5 см, соответственно. Высота и ширина рам - 152,5 см и 220 см. Детали армирования элементов рам показаны на рис. 1. Основное армирование рам состоит из стержней $\varnothing 16$ мм, армирование диафрагмы - стержни $\varnothing 6$ мм с шагом 106 мм. Коэффициент армирования колонн и диафрагм 2% и 0,2%, соответственно. Прочность бетона панели на сжатие 25 МПа, рамы - 10 МПа (табл. 1 [1]).

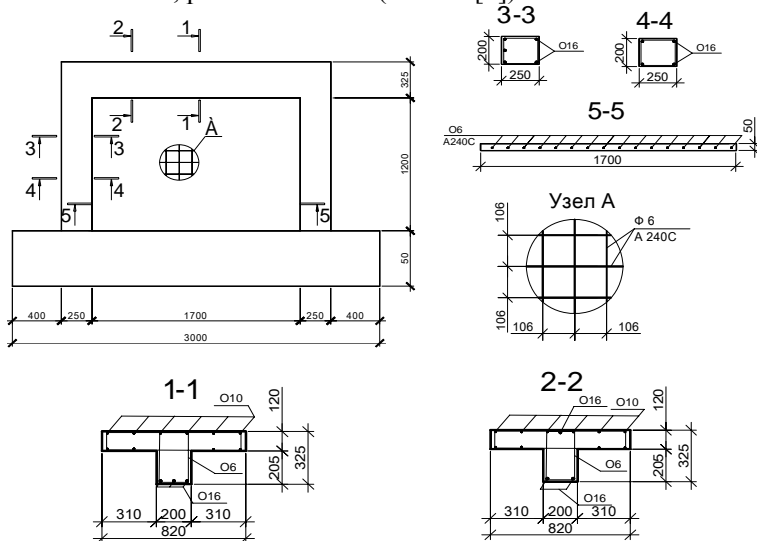


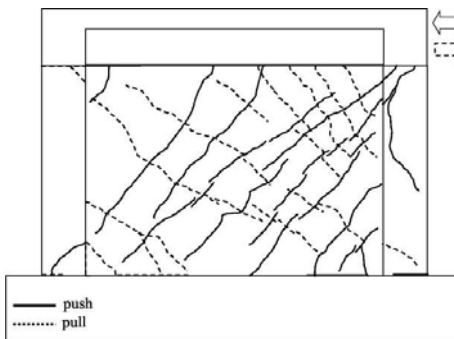
Рис. 1. Конструкции опытной рамы с диафрагмой

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ

При испытаниях колонны были загружены постоянной вертикальной нагрузкой 112,5 кН. Горизонтальная знакопеременная нагрузка создавалась посредством двух гидравлических домкратов (грузоподъемностью 250 кН), расположенных в уровне ригеля (рис. 2).



а)



б)

Рис. 2. Общий вид экспериментальной установки (а) и опытная схема трещинообразования образца с диафрагмой(б)

В табл. 1 приведены максимальные значения нагрузок и соответствующие им перемещения, а также предельные нагрузки и перемещения, достигнутые при испытаниях. Схема трещинообразования образца в предельной стадии показана на рис. 2, б.

Таблица 1
Максимальные расчетные и предельные нагрузки на образцы

№ образца	Характеристика испытуемого образца	Жесткость в горизонтальном направлении, кН/мм	P_{\max} , кН	Δ_{\max} , мм	$P_{\text{предел.}}$, кН	$\Delta_{\text{предел.}}$, мм
1	Рама с диафрагмой (S2)	110	240	7,0	190	14
2	Рама без диафрагмы (BF)	23	120	28,0	110	42

Максимальная нагрузка соответствовала 240 кН, перемещения 7 мм, при дальнейшем нагружении нагрузка уменьшилась до 190 кН, а перемещения стали неограниченно расти (при 14 мм – испытания

остановлены). Первое разделение диафрагмы и рамы и первая диагональная трещина были зафиксированы в цикле, соответствующем перемещению верха рамы «+»1,4 мм. Соответственно, нагрузка составляла 118 кН. Другие диагональные трещины проявились в цикле «-»1,4 мм в направлении, перпендикулярном первым трещинам. С ростом числа циклов нагружения число диагональных трещин росло. В циклах «+»14 мм и «-»14 мм в нижней части обеих колонн появились поперечные трещины.

ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ

На основе полученных данных экспериментальных исследований опытных образцов были проведены численные исследования с помощью программного комплекса ПК Лира. В качестве расчётной модели рамы (с диафрагмой и без неё) рассматривалась плосконапряжённая схема.

Для составления расчётной схемы, задания всех основных характеристик и выполнения расчёта были приняты исходные данные по рис. 1.

Ниже приведены результаты нелинейных статических расчётов двух опытных одноэтажных однопролетных образцов рам (S2 и BF). Расчётная схема принята в виде 1D и 2D моделей (рис. 3 и 4).

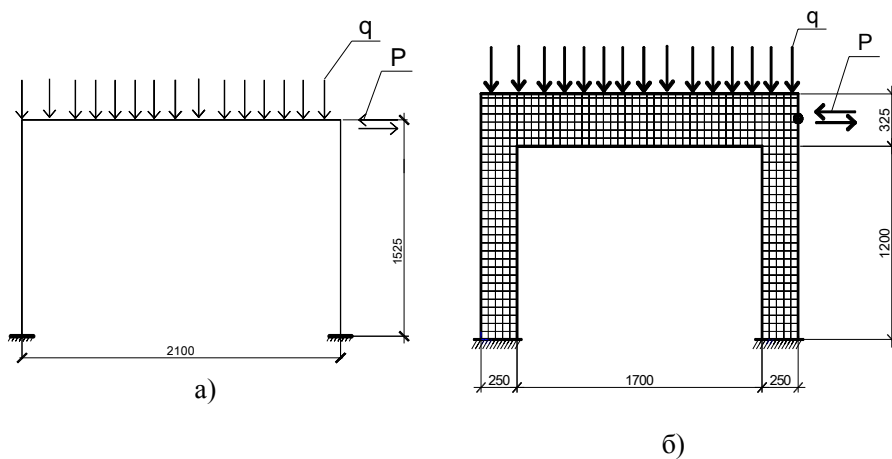


Рис. 3. Стержневая (1D) расчетная схема рамы без диафрагмы (а) и плоская (2D) расчетная схема рамы без диафрагмы (б)

Использованы следующие типы конечных элементов – балка стенка и стержневой элемент. Опорное закрепление низа колонн и диафрагмы моделировалось в виде жесткого защемления.

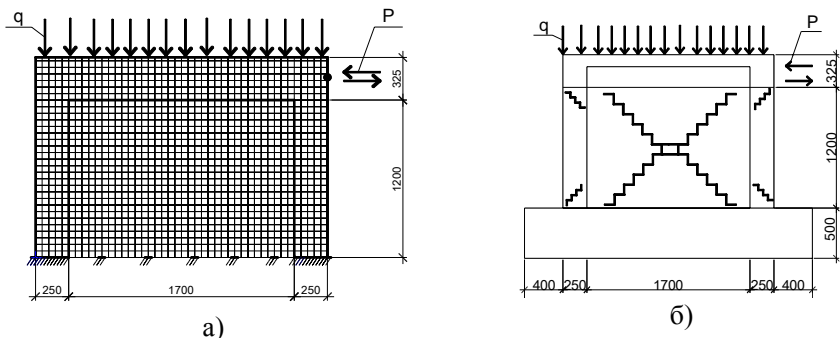


Рис. 4. Плоская (2D) расчетная схема рамы с диафрагмой (а) и модель трещинообразования в колоннах рамы и диафрагме (б)

Для бетона колонн, ригелей и диафрагмы был принят 21-й закон – экспоненциальная зависимость.

Для армирующего материала была принята экспоненциальная зависимость (11-й закон).

Для задания внешнего воздействия для каждого опытного образца было реализовано 4 загрузки:

- собственный вес конструкции;
- постоянная вертикальная нагрузка на колонны;
- горизонтальная нагрузка на конструкцию (в уровне ригеля справа – налево);
- горизонтальная нагрузка на конструкцию в уровне ригеля в противоположном направлении.

Использовался шаговый метод расчёта с количеством шагов равным 10, с учётом предыстории, максимальное число итераций было принято равным 300.

На основе экспериментальных данных и возможностей ПК Лира в расчётных моделях опытных образцов моделировались трещины (рис. 4, б).

При этом, на первом этапе расчетов все геометрические параметры, параметры жесткостей и нагрузок оставались неизменными.

На втором этапе расчетов расположение трещин и ширина их раскрытия моделировалась по специальной методике [2] с целью учета изменения жесткости конечных элементов расчетной модели. Применительно к программному комплексу ЛИРА на следующем шаге итерации изменения жесткости задавалось через изменение толщины железобетонного элемента:

$$b_{i+1} = b_i \cdot \frac{B_{i+1}(\lambda)}{B_i(\lambda)}, \quad (1)$$

где B_i , B_{i+1} - жесткости, полученные с учетом упруго- пластических деформаций (по результатам нелинейных статических расчетов плоских элементов колонн и диафрагмы) и трещин на i , $i+1$ шаге итерации, соответственно.

Известно, что основная трудность расчета рам состоит в том, что число возможных форм разрушения может быть очень велико, и заранее не удастся установить, какая из них является действительной. Используемые при этом метод комбинированных механизмов [3] и метод линейного программирования [4] являются достаточно громоздкими, тем более когда речь идет о знакопеременных и сейсмических воздействиях.

Принятая схема трещинообразования позволяет существенно упростить проведение расчетов, так как места образования пересекающихся трещин являются зонами существенного мгновенного снижения жесткостей, которые способствуют (концентрируют) образование в них пластических шарниров. В численном эксперименте модель рамы без диафрагмы была доведена до разрушения. В качестве критерия разрушения принято превращение стержневой системы в механизм в результате образования пластических шарниров, а также разрушения бетона отдельных зон (КЭ) более 50% .

При увеличении нагрузки на раму, в 1,75 раза превышающую расчетную, в колоннах появляются пластические шарниры (рис. 5, а).

При увеличении нагрузки на раму, в 2 раза превышающую расчетную, происходит превращение стержневой системы в механизм в результате образования пластических шарниров (рис. 5, б).

Данные об образовании пластического шарнира и номер конечного элемента, в котором он возникает, были получены в ПК Лира при анализе результатов состояния материалов (бетона и арматуры).

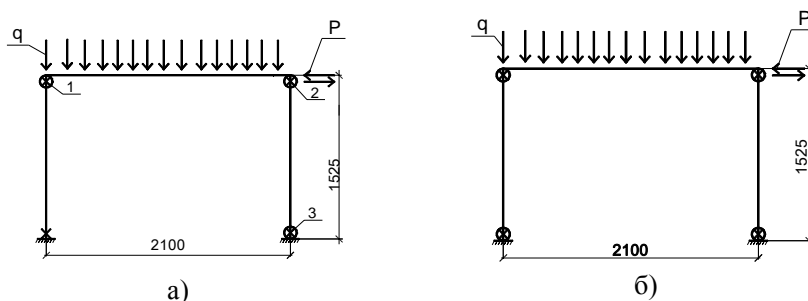


Рис. 5. Схема образования пластических шарниров до превращения конструкции в механизм (а) и разрушение конструкции, т.е. превращение стержневой системы в механизм (б): \otimes - пластический шарнир, \times - разрушение бетона в КЭ >50%

Расчетное значение момента в пластическом шарнире определялось по предельному сопротивлению арматуры. Далее, был проведен нелинейный статический расчет по методу предельного равновесия на основе предлагаемой схемы трещин при действии знакопеременных горизонтальных нагрузок.

В первом случае, при задании жесткостных характеристик элементов, в которых образуются трещины, использовался кусочно-линейный закон деформирования, а жесткости остальных элементов значительно увеличивались. В результате расчета было установлено, что разрушение конструкции происходит при нагрузке 80% от экспериментальной. При этом наблюдается следующая последовательность образования пластических шарниров (рис. 6): пластический шарнир №1

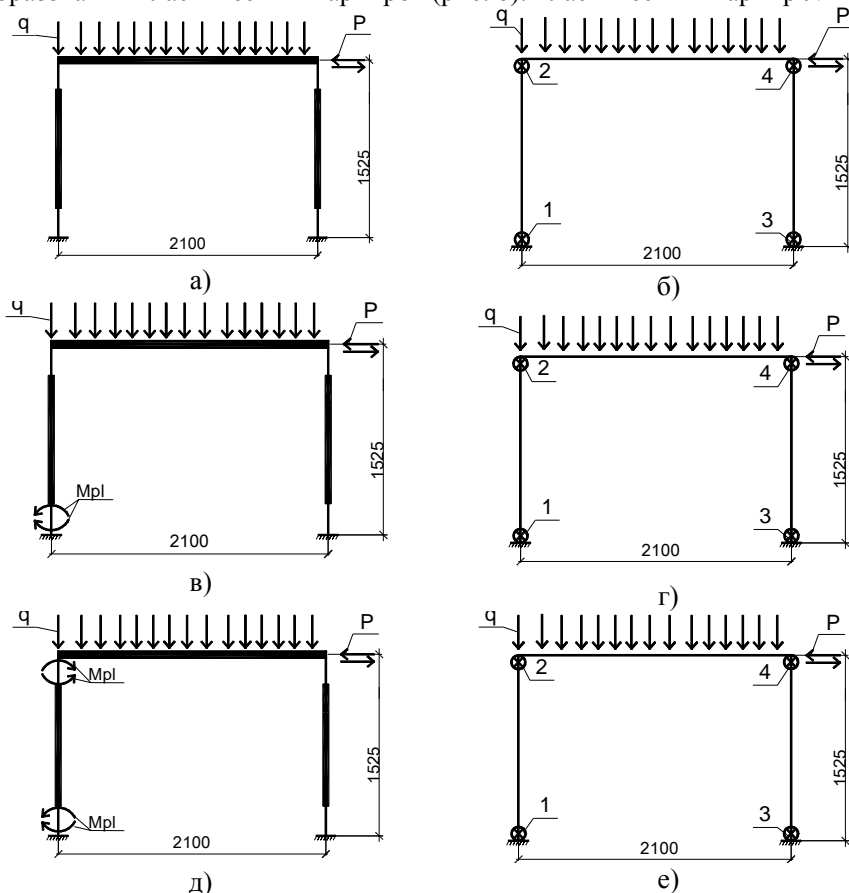


Рис. 6. Схема образования пластических шарниров по методике предельного равновесия на основе предлагаемой схемы трещин

возникает при нагрузке 90% от разрушающей, шарниры №2 и 3 – 95% и №4 – 100% от разрушающей. Вторая расчетная схема дублировала предыдущую, только в этом случае учитывался пластический момент (рис.6, в). Разрушение конструкции произошло при 80% от экспериментальной нагрузки, образование пластического шарнира №1 – 10% от разрушающей, шарниров №2 – 70%, №3 – 85% , №4 – 1 00%. При последующем увеличении количества пластических шарниров (рис. 6, д) конструкция разрушается на первом шаге нагрузки.

СОПОСТАВЛЕНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ ЧИСЛЕННЫХ И ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

Для сравнения результатов численных исследований с опытными данными на рис. 7 - 8 приведены графики зависимости перемещений от горизонтальной нагрузки.

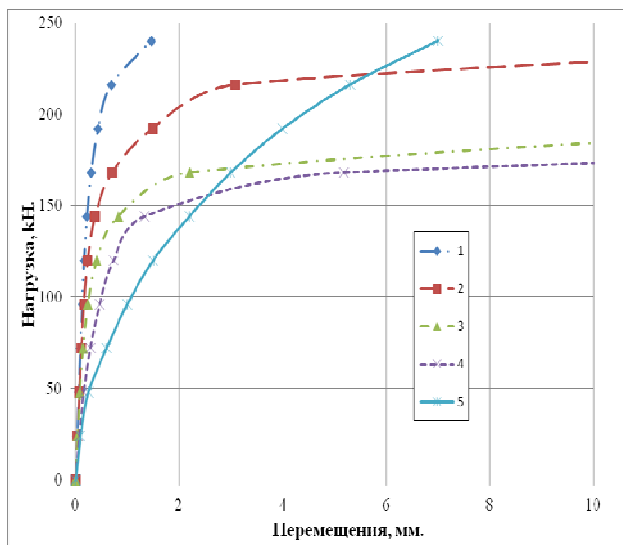


Рис. 7. Графики зависимостей перемещений верха рамы с диафрагмой S2 от нагрузки (модель 2D):

- 1 - нелинейный статический расчет; 2 - нелинейный статический расчет по методике учета конечной картины трещинообразования, моделируются закрытие трещины и работа арматуры при их раскрытии; 3 - та же методика что и «2», но без моделирования работы арматуры в трещине;
- 4 - нелинейный статический расчет, по картине трещинообразования разъединяются узлы; 5 - эксперимент S2 [1].

Анализ графиков на этих рисунках подтверждает необходимость учета изменения жесткостей в колоннах и диафрагме в зонах образования трещин при действии знакопеременных горизонтальных нагрузок, имитирующих сейсмические.

На рис. 7 представлены графики перемещений рамы с диафрагмой S2 от сдвигающей горизонтальной нагрузки, при разной постановке задачи. Конечной целью расчетов было получить график перемещения рамы с диафрагмой S2 от знакопеременных сдвигающих сил.

Первым выполнялся нелинейный статический расчет (позиция 1 на рис. 7). Учет повреждений выполняется путем выключения элементов, в которых достигнуто превышающие напряжения в бетоне R_{bt} , далее моделируется текучесть арматуры. Недостатки данного расчета такие: картина трещин имеет сконцентрированный характер, вместо системы ортогональных диагональных трещин, как в эксперименте. Смоделировать обычным нелинейным расчетом трещинообразование при циклических нагрузках и обеспечить приемлемую сходимость конечного результата в виде жесткости испытываемого образца в ПК ЛИРА 9.6 не представляется возможным (см. позицию 1 и 5 на рис. 7).

Исходя из предпосылок нелинейного расчета, и опираясь на характер трещинообразования при испытании образца знакопеременными нагрузками, моделировалось конечное состояние бетона в диафрагме с рамой. Разъединяя узлы по схеме трещинообразования и вводя между ними элементы, имитирующие жесткость бетона на сжатие и исключают жесткость на растяжение, а также используя элементы, моделирующие работу арматуры, возможно заранее уменьшить жесткость и сконцентрировать напряжения по факту разрушения. Ориентируясь на максимальную нагрузку, можно сделать вывод о лучшей сходимости между экспериментальными и расчетными данными с учетом трещин в образце модели (см. позицию 2 на рис. 7).

Если использовать этот же метод, но без учета арматуры в трещинах (позиция 3 на рис. 7), то несущая способность расчетной модели значительно меньше. Из этого следует, что арматура в трещинах испытываемого образца до конца испытаний влияет на несущую способность и ее обязательно нужно учитывать.

Что касается метода разъединения узлов КЭ – этот метод моделирования работы поврежденного элемента не является применимым, что следует из рис. 7. (позиции 4 и 5).

Из рис. 8 также следует, что моделирование щелей с учетом реальной схемы трещинообразования в колоннах рамы позволяет получить наилучшие приближения к опытным данным.

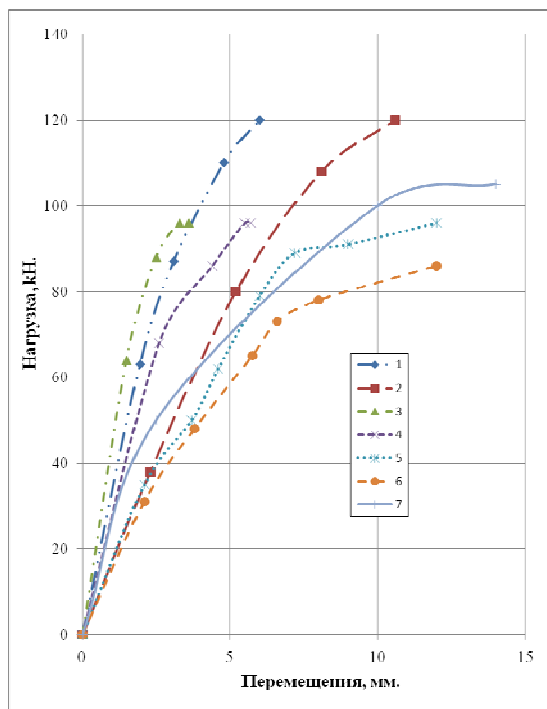


Рис . 8. Графики зависимостей перемещений рамы без диафрагмы (BF) от горизонтальной нагрузки:

1 - нелинейный статический расчёт(2D); 2 - нелинейный расчёт с учетом щелей (2D)- принят за эталон; 3 - нелинейный расчёт (1D); 4 - нелинейный расчёт по предлагаемой методике(1D); 5 - нелинейный расчёт по методике предельного равновесия (1D); 6 - нелинейный расчёт по методике предельного равновесия (1D) (один момент); 7 - эксперимент BF[1].

ВЫВОДЫ

1. Нелинейный расчет рамы с диафрагмой, выполненный по схеме 2D с использованием ПК ЛИРА, завышает несущую способность конструкции (позиция 1 на рис. 7) по сравнению с опытной (позиция 5 на рис. 7). Наилучшее приближение к опытной кривой имеет методика учета трещинообразования (позиция 2 на рис. 7);

2. Нелинейный расчет рамы без диафрагмы по схеме 2D, с использованием ПК ЛИРА (позиция 1 на рис. 8) заметно, до двух раз снижает максимальные горизонтальные перемещения по сравнению с опытной кривой (позиция 7 на рис. 8);

3. Нелинейный расчет, выполненный по схеме 1D с использованием ПК ЛИРА еще больше, до трех раз занижает максимальные горизонтальные перемещения (рис. 8, позиция 3);

4. Нелинейный расчет по схеме 1D, выполненный по предлагаемой методике, уменьшает расхождение с опытом (рис. 8, позиция 4).

5. Интересным является результат нелинейного расчета, выполненного по методике предельного равновесия с введением пластических моментов M_{pl} в выявленные зоны трещинообразования. При этом величина предельной расчетной нагрузки составляет 80% от экспериментальной. Сопоставление двух вариантов расчета по схеме предельного равновесия: без приложения пластического момента и с приложением, также подтверждает целесообразность использования метода предельного равновесия в сочетании с предлагаемым подходом выявления мест образования пластических шарниров.

6. Таким образом, проведенные исследования показывают заметные преимущества предлагаемой методики, а также возможность использования методики предельного равновесия, откорректированной в соответствии с выявленной схемой трещинообразования.

ЛИТЕРАТУРА

1. Wet-mixed shotcrete usage in low-ductile reinforced concrete frames / [Pinar TEYMÜR TUĞAI, Ercan YÜKSEL, Sumru PALA, Kivanç TAŞKIN, Faruk KARADOĞAN] // First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology. - Geneva, Switzerland, 3-8 September 2006. - Paper Number: 892.
2. Колчунов В.И. Метод определения жесткостных характеристик железобетонных конструкций при сейсмических воздействиях / Колчунов В.И., Марьенков Н.Г. // Будівництво України. - №3. – 2008. - С. 24-29.
3. Дарков А.В. Строительная механика / Дарков А.В., Шапошников Н.Н. – М.: Высшая школа, 1986. – 607 с.
4. Чирас А.А. Методы линейного программирования при расчете упруго-пластических систем / Чирас А.А. – Л.: Стройиздат, 1969. - 199 с.

Статья поступила в редакцию 11.04.2012 г.