

## МОДЕЛЬ ПЕРЕКРЫТИЯ ПРИ РАСЧЕТЕ КАРКАСНО-КАМЕННЫХ ЗДАНИЙ НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

**Дорофеев В.С., д.т.н., проф., Мурашко А.В., к.т.н.,  
Михайлов А.А., к.т.н., проф.**

*Одесская государственная академия строительства и архитектуры,  
Украина*

Каркасno-каменные здания на сегодняшний день получили довольно широкое распространение в сейсмических районах по всему миру. Анализ результатов землетрясений свидетельствует о том, что каменная кладка в таких зданиях находится в состоянии обжатия железобетонными рамами и таким образом способна переносить сейсмические воздействия высокой интенсивности.

На рис. 1. приведена фотография каркасно-каменного здания, которое перенесло землетрясение с магнитудой 8 в августе 2007 в городе Писко(Перу), который находился близко к эпицентру. 80% зданий в этом городе полностью разрушились[8].

Довольно широкое распространение получили каракасно-каменные здания и в сейсмических районах Украины с введением нормативного документа [2].

В Одессе уже возведено и проектируется значительное количество зданий с подобной конструктивной схемой. При расчете подобных объектов возникает множество вопросов, которые остаются открытыми до сих пор. Исследованию этих вопросов посвящен ряд работ [1, 4, 5, 8].

Данная работа посвящена одному из таких вопросов - моделированию работы плит перекрытий. Нормативный документ [2, п 3.3.1.] говорит: «Перекрытия и покрытия следует выполнять в виде жестких горизонтальных дисков, надежно соединенных с вертикальными конструкциями здания и обеспечивающих их совместную работу при сейсмических воздействиях». При этом результаты натурных и модельных исследований проведенных Михайловым А.А.[5-7] свидетельствуют о том, что конструкция такого рода перекрытий в своей плоскости не работают, как сплошной жесткий диск.

Нормативный документ [3] подчеркивает, что к нарушению работоспособности конструкции могут привести и недостатки методов проек-

тирования, а степень надежности здания зависит, в том числе и от его расчетной модели.



Рис. 1. Каркасно-каменное здание г. Писко, Перу, 2007

Поэтому целью данной работы является определение степени влияния жесткости конструкции перекрытия каркасно-каменного здания на его работу при сейсмических воздействиях.

Для исследования поднятого вопроса в программных комплексах «МОНОМАХ» и «ЛИРА» была создана десятиэтажная (максимальная этажность установленная нормативным документом [2] составляет 10, здания большей этажности попадают под категорию экспериментального строительства) расчетная модель здания размерами в плане 12х60 м с шагом стен 6х6 м, высота этажа 3м. На данном этапе исследований учет совместной работы здания с основанием не производился. Схема рассчитана, как жестко защемленная (Рис2-3).

Расчет производился на сейсмические воздействия интенсивностью 7 баллов, для площадки 2-ой категории по сейсмическим свойствам.

Были рассчитаны следующие варианты моделей перекрытий:

1. Жесткое перекрытие с приведенным модулем упругости и плотностью. Приведение осуществлялось за счет изменения модуля упругости, исходя из работы плиты на изгиб так, чтобы сплошная железобетонная плита толщиной 22 см заданная в расчете была эквивалентна

по плотности и жесткости пустотной, работающей из своей плоскости (поперек пустот).

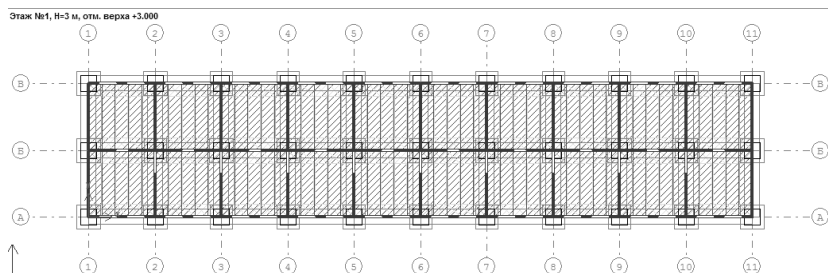


Рис. 2. План типового этажа схемы созданной в ПК «МОНОМАХ»

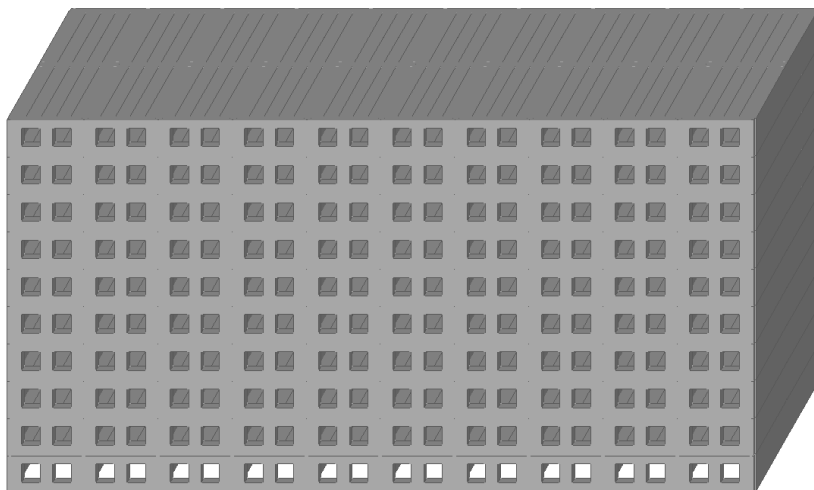


Рис. 3. Общий вид расчетной схемы здания

2. Перекрытие из отдельных ЖБ плит, не связанных друг с другом
3. Жесткое ортотропное перекрытие с приведенным модулем упругости (аналогично с п.1, но учитывалась также жесткость поперек пустот)
4. Жесткое ортотропное перекрытие с приведенным модулем упругости. Приведение осуществлялось за счет изменения модуля упругости, исходя из работы плиты на изгиб так, чтобы сплошная железобетонная плита толщиной 22 см заданная в расчете была эквивалентна по плотности и жесткости пустотной, работающей в своей плоскости (вдоль и поперек пустот).

5. Ортотропное перекрытие с приведенным модулем упругости и с пониженным значением модуля сдвига (умноженном на 0,25 в соответствии с [5]. За счет возможного некачественного выполнения работ).

Для упрощения дальнейшего изложения материала всем схемам были присвоены условные обозначения (см. Таблица 1).

Таблица 1. Условные обозначения расчетных моделей

№ п/п	Условное обозначение	Описание модели
1	ЖД	Жесткое перекрытие с приведенным модулем упругости и плотностью
2	ПС	Перекрытие из отдельных ЖБ плит, не связанных друг с другом
3	ПСО-1	Жесткое ортотропное перекрытие с приведенным модулем упругости (учитывалась также жесткость поперек пустот)
4	ПСО-2	Жесткое ортотропное перекрытие с приведенным модулем упругости, работающее в своей плоскости (вдоль и поперек пустот)
5	ПСО-3	Жесткое ортотропное перекрытие с приведенным модулем упругости и с пониженным значением модуля сдвига

Критерии, по которым проводилась оценка результатов расчета

1. Период колебаний здания.
2. Внутренние усилия от сейсмических воздействий
3. Армирование элементов

Результаты анализа внутренних усилий в элементах кладки и вертикальных железобетонных сердечниках не приводятся т.к. их различие не превысило 7%, что объясняется регулярностью схемы, как по жесткости, так и по расположению нагрузок. Поэтому изменение жесткостных характеристик перекрытия не привели к существенному перераспределению внутренних усилий в вертикальных несущих элементах. В Таблице 2 приведены результаты выполненных расчетов

Существенных изменений периодов колебаний изменение жесткости перекрытия не вызвали. Наибольшее влияние исследуемый параметр оказал на внутренние усилия и армирование железобетонных ригелей. Максимальная разница во внутренних усилиях в ригелях составила 110% (от 3.32 до 6.96 т) для схемы с жестко связанными сборными плитами (ЖД) по сравнению со схемой без соединения плит (ПС). При этом по сравнению со схемой ПСО-3 моделирующей минимальное взаимодействие сборных плит разница составила 44%. Значение процента армирования изменялось в меньших пределах, соответственно

33% и 37%. Такое несоответствие изменения внутренних усилий и процента армирования объясняется тем, что при уровне воздействия соответствующем 7 баллам внутренние усилия в ригелях достаточно невелики, и основное влияние на их армирование оказывают вертикальные воздействия.

Таблица 2. Результаты расчета

Параметр		ЖД	ПС	ПСО-1	ПСО-2	ПСО-3
Период колебаний, сек	1-я форма	0.715	0.718	0.716	0.719	0.721
	2 я форма	0.599	0.604	0.599	0.601	0.608
	3 я форма	0.546	0.548	0.546	0.547	0.548
	4 я форма	0.221	0.252	0.221	0.222	0.254
	5 я форма	0.193	0.223	0.193	0.194	0.224
Максимальный армирования ригеля %		0.511	0.681	0.601	0.621	0.701
Внутреннее продольное усилие в ригеле верхнего этажа, т		3.32	6.96	3.32	4.21	4.79

### **Выводы**

По результатам выполненных расчетов и проведенного анализа можно сделать следующие выводы:

1. Проведенные численные исследования показали хорошее соответствие с данными полученными в результате испытаний моделей железобетонных перекрытий и результатами натурных экспериментов.

2. Результаты анализа внутренних усилий в элементах кладки и вертикальных железобетонных сердечников свидетельствуют о том, что при изменении жесткости конструкции перекрытия, изменение этих величин не превысило 7%.

3. Максимальная разница во внутренних усилиях в ригелях составила 110% (от 3.32 до 6.96 т) для схемы с жестко связанными сборными плитами (ЖД) по сравнению со схемой без соединения плит (ПС). При этом по сравнению со схемой ПСО-3 моделирующей минимальное взаимодействие сборных плит разница составила 44%(от 3.32 до 4.79)

4. Необходимо дополнительно провести подобный анализ для зданий другой формы, различного шага стен для выявления более полной картины влияния жесткости конструкции перекрытия на сейсмостойкость каркасно-каменных зданий.

## Summary

**The article is devoted to influence of the construction, that consists of prefabricated slabs, stiffness analysis in the calculation of confined masonry building on seismic influences**

## *Литература*

1. Сафаргалиев С.М. Сейсмостойкие каменные конструкции: Учебное пособие для вузов. — Алма-Ата, 1992. — 236 с.
2. ДБН В.1.1-12:2006. Строительство в сейсмических районах Украины. - К.: Министерство строительства, архитектуры и жилищно-коммунального хозяйства Украины, 2006.- 84с.
3. ДБН В.1.2-14-2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 37 с.
4. Дорофеев В.С. Сравнение каркаснокаменной и безригельной систем зданий при строительстве в сейсмических районах / Дорофеев В.С., Егунов К.В., Мурашко А.В // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури.– Одеса : ОДАБА, 2012. – № 45. – С.72-78
5. Михайлов А.А. «Новые данные о жесткостных параметрах сборных перекрытий» Сб. «Сейсмостойкость гидротехнических и портовых сооружений Приморья». Часть. II. Владивосток, 1972.
6. Михайлов А.А. «Методика определения сдвигово-изгибной жесткости сборных перекрытий» «Сейсмостойкость гидротехнических и портовых сооружений Приморья». Часть. II. Владивосток, 1971.
7. Михайлов А.А. «Влияние качества строительства и выбора расчетных схем на сейсмостойкость зданий». Материалы 2-ой научно-технической конференции ДальморНИИПроекта. Часть 1. Владивосток, 1971
8. Brzev Svetlana. Earthquake-resistant confined masonry construction. National information center of earthquake engineering— Canada, 2007— 82p