

РЕЗУЛЬТАТЫ ЧИСЛЕННЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ НДС МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БЕЗБАЛОЧНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ

Дорофеев В.С., Бондаренко Д.О. (Одесская государственная академия строительства и архитектуры)

Авторами виконані числові дослідження працездатності монолітних залізобетонних безбалочних перекриттів різної товщини. Одержані розрахункові дані щодо напружено-деформований стан (НДС) фрагментів перекриттів при пропорційному збільшенні рівномірно-розподіленого навантаження на них й примикаючі до них колони.

Введение. В последнее время в нашей стране увеличился объём применения монолитного железобетона в гражданском строительстве. Широкое использование монолитного железобетона приводит к снижению объёма капитальных вложений и расхода арматуры по сравнению с использованием сборного железобетона. Применение монолитного железобетона позволяет избежать монтажных стыков, что снижает металлоёмкость, повышает жёсткость несущих конструкций и упрощает процесс возведения здания.

Большую часть при строительстве из монолитного железобетона занимают здания с безригельным каркасом. Данная конструктивная схема даёт возможность свободной планировки помещений, позволяет сократить сроки строительства, уменьшает расход бетона и арматуры, снижает высоту этажа. Наряду с перечисленными преимуществами зданий с безригельным каркасом данная конструктивная схема обладает рядом недостатков, наиболее значимым из которых является необходимость устройства надёжного стыка перекрытия с колонной. С конструктивной точки зрения стык колонны с перекрытием является «слабым местом» из-за небольшой толщины перекрытий и насыщенности их продольной и поперечной арматурой.

Поэтому, исследования в этой области являются важными и актуальными.

Анализ предыдущих исследований. В настоящее время используют различные варианты устройства стыков колонн с безбалочными перекрытиями. Наиболее распространёнными являются варианты с установкой жёсткой вставки или поперечной арматуры [1] в плите перекрытия рис.1.

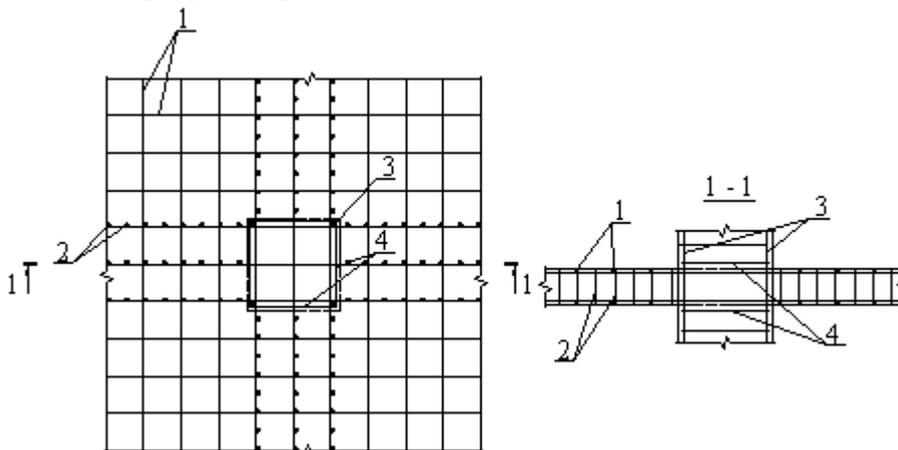


Рис.1. Узел сопряжения безбалочного бескапитального монолитного перекрытия с колонной: 1 – продольная стержневая арматура; 2 – поперечная стержневая арматура; 3 – продольная арматура колонн; 4 – поперечная арматура колонны.

Создание реальной расчётной модели, описывающей сопротивление конструкции действию среза в комбинации с изгибом, является сложной задачей теории железобетона. При проектировании монолитных безбалочных перекрытий расчёты на продавливание осуществлялись с применением методов, в основу которых заложен отдельный расчёт наклонных сечений на действие поперечных сил и изгибающих моментов [2,3].

В действующем СНиП 2.03.01-84* [3] рассмотрено две ситуации – без поперечного армирования с учётом только сопротивления бетона растяжению, и с учётом поперечного армирования (в виде дискретной вертикальной арматуры). Приведённая в нормах расчётная зависимость носит обобщённый характер. При расчёте бескапитальных перекрытий её использование затруднительно.

Согласно требованиям СП 52-101-2003 [4], расчёты монолитных безбалочных перекрытий на продавливание рекомендуется выполнять при совместном действии изгибающего момента, поперечной силы и с учётом нелинейного закона деформирования материалов.

В последние годы исследования по разработке общей методики расчёта монолитных перекрытий на одновременное действие изгибающих моментов и поперечных сил проводили А.С.Залесов, О.А.Рочняк, Б.С. Соколов, Г.В. Мурашкин, П.И. Васильев и др.

Оригинальные методы расчёта, основанные на теории железобетона с трещинами, предложены Н.И. Карпенко [5].

Однако, имеющихся данных недостаточно, как показывает практика, для проектирования, обеспечения надёжной и безопасной эксплуатации указанных стыков.

Цель данной работы – предварительная оценка прочности и напряжённо-деформированного состояния приопорных участков монолитных безбалочных бескапитальных перекрытий различной толщины и классов бетона при совместном действии изгибающих моментов и поперечных сил и проверка применимости ПК «Lira 9.6».

Материалы и результаты исследований. Для исследования напряжённо-деформированного состояния приопорных участков перекрытий была выбрана расчётная схема - фрагмент перекрытия с опиранием на колонны прямоугольного сечения. Расчёты выполняли в программном комплексе «Lira 9.6» с моделированием физической нелинейности работы бетона и арматуры. Расчётная схема плиты принята в виде пространственной слоистой модели, в которой плита представлена пластинчатыми элементами, а колонна - объёмными. При расчёте применяли шагово-итерационный метод. Расчётная модель представлена на рис.2.

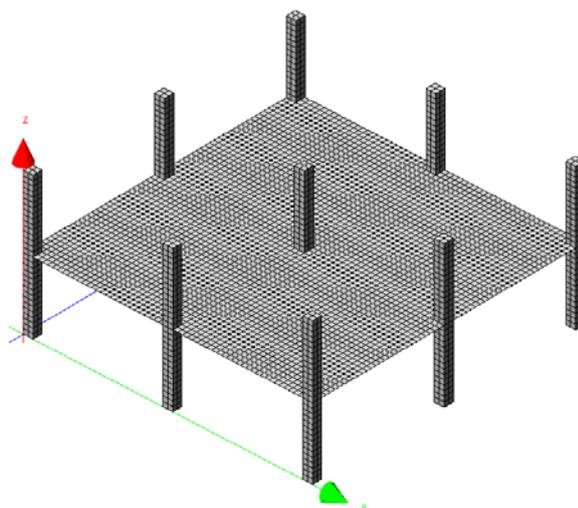


Рис.2. Расчётная схема фрагмента перекрытия, опирающегося на колонны прямоугольного сечения

В расчётных моделях шаг колонн составлял 6,0 м, сечение колонн – 400х400 мм, толщина перекрытия – 160 мм, 200 мм, 250 мм, класс бетона В20, В25, В30. Модели загружали равномерно распределённой пропорционально возрастающей нагрузкой по всей площади перекрытия q , т/м² (суммарная нагрузка от собственного веса + полезная) и нагрузкой на центральную колонну P , т. Нагрузку на колонну передавали через жёсткую пластину ступенями по 8 т.

Полученные результаты численных исследований представлены в табличной форме.

№ модели	Класс бетона	Толщина перекрытия, мм	q , т/м ²	P , т	№ разр. ступени нагр.	$M_{\text{разр}}$, т*м	$Q_{\text{разр}}$, т	Перемещения Z , мм
1	В20	160	1,04	208	26	-5,86	42,07	29,38
2	В20	200	1,08	216	27	-3,64	34,49	49,28
3	В20	250	1,12	224	28	-1,83	34,0	47,99
4	В25	160	1,28	256	32	-6,78	43,0	30,2
5	В25	200	1,32	264	33	-5,41	58,59	47,31
6	В25	250	1,32	264	33	-4,87	42,48	25,37
7	В30	160	1,52	304	38	-7,52	58,28	41,21
8	В30	200	1,52	304	38	-8,38	37,1	21,53
9	В30	250	1,56	312	39	-6,15	56,64	26,59

Эпюры внутренних усилий M_x и Q_x показана на рис. 3, 4, изополю перемещений фрагмента перекрытия - на рис. 5, картина распределения трещин по верхней поверхности плиты представлена на рис. 6, по нижней поверхности – на рис. 7.

Выводы

1. Выполненные численные исследования позволили определить напряжённо-деформированное состояние приопорных участков монолитных железобетонных безбалочных перекрытий при совместном действии изгибающих моментов и поперечных сил в зависимости от соотношения исследуемых факторов, установить характер разрушения и деформирования перекрытий для такого случая их загрузки.

2. Проведенные расчёты подтвердили возможность применения ПК «Lira 9.6» для моделирования напряжённо-деформированного состояния исследуемых элементов.

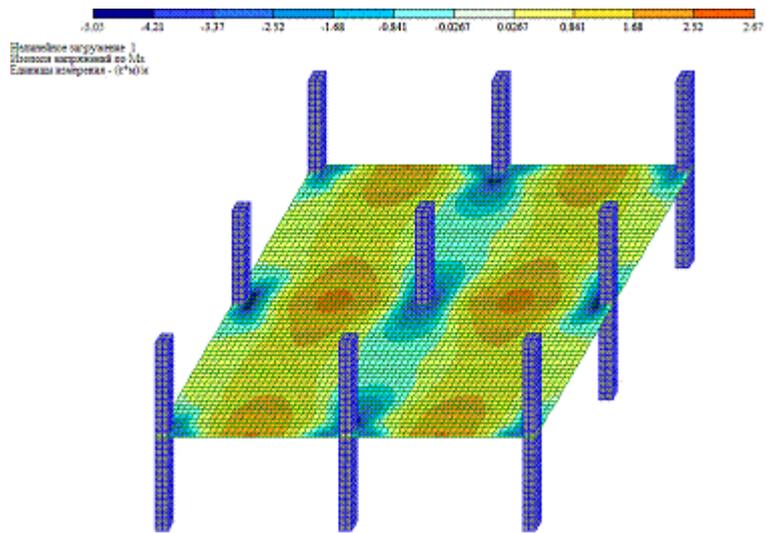


Рис.3. Эпюра внутренних усилий M_x .

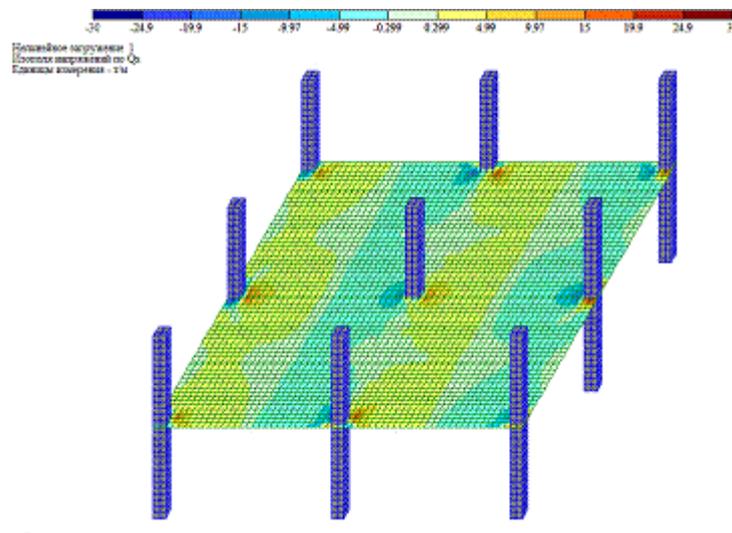


Рис.4. Эпюра внутренних усилий Q_x .

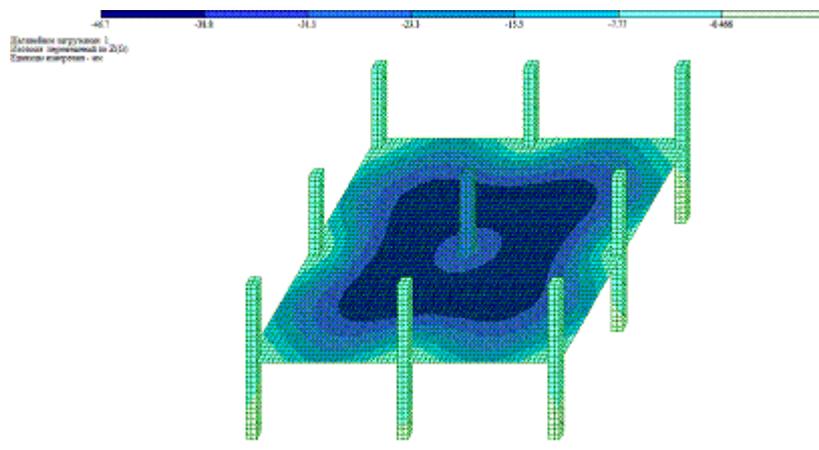


Рис.5. Изополю перемещений фрагмента перекрытия.

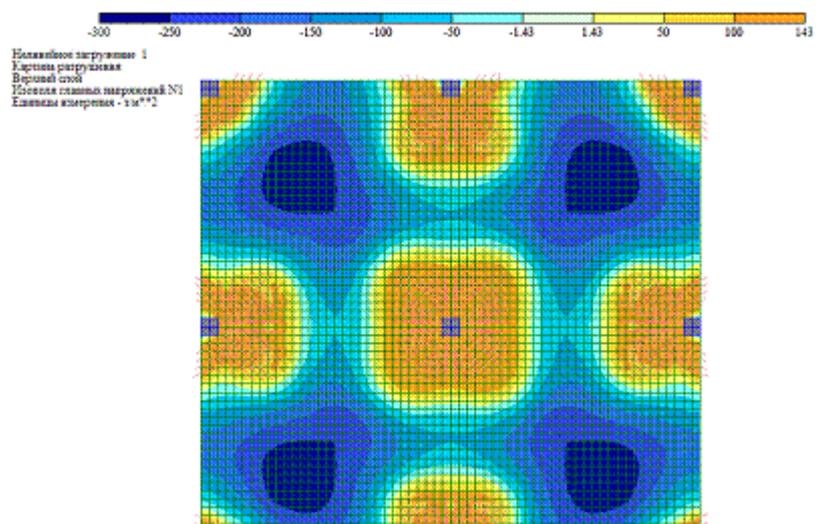


Рис.6. Распределение трещин по верхней поверхности плиты.

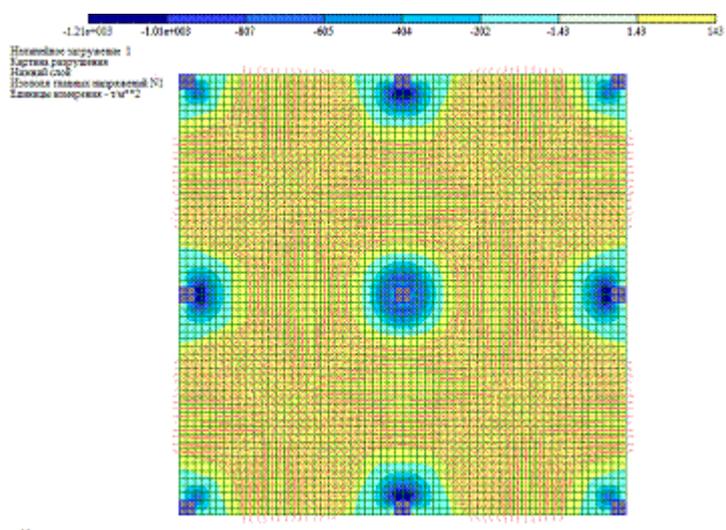


Рис.7. Распределение трещин по нижней поверхности плиты

SUMMARY

The authors have performed numerical researches of efficiency monolithic reinforced-concrete girderless floors of different thickness. The calculation data are got about the stress-strain state (SSS) fragments of floors at the proportional increase of the uniformly distributed load on them and the adjacent columns.

Литература

1. Дорфман А.Э., Левонтин Л.Н. Проектирование безбалочных бескапитальных перекрытий. – М.: Стройиздат, 1975. – 124 с.
2. Руководство по проектированию железобетонных конструкций с безбалочными перекрытиями / НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1979. – 63 с.
3. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.

4. СП 53-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения / ГУП «НИИЖБ». – М.: ГУП «НИИЖБ», ФГУП ЦПП, 2004. – 84 с.
5. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона / М.: Стройиздат, 1996. – 206 с.