

УДК 624.015.5

## **О совместном деформировании стальных балок и железобетонной плиты перекрытия**

**Голоднов А.И., д.т.н., Червинский А.Я., Лебедич И.Н., к.т.н.**

ОАО «УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского», Украина

**Анотація.** У чинних нормативних документах розглядаються варіанти спільної роботи ригелів і балок сталевих каркасів будівлі із залізобетонною плитою. Це забезпечується за рахунок анкерів і упорів. Можливість роботи залізобетонних плит, що вільно спираються на сталеві ригелі, не розглядається. Запропоновані методи розрахунку для таких конструкцій.

**Аннотация.** В действующих нормативных документах рассматриваются варианты совместной работы ригелей и балок стального каркаса здания с железобетонной плитой. Это обеспечивается за счет анкеров и упоров. Возможность работы железобетонных плит, свободно опирающихся на стальные ригели, не рассматривается. Предложены методы расчета для таких конструкций.

**Abstract.** In current standards the alternatives of collaboration between collar-beams and girders of the steel framework of the building with concrete slab are under consideration. It is provided by means of anchors and stops. Possible work of concrete slabs simply resting on steel collar-beams was not considered. Calculation methods for such constructions are offered.

**Ключевые слова:** деформация, балки, перекрытия, плиты.

**Ведение. Постановка задачи.** В практике многоэтажного жилищно-гражданского строительства перекрытия, как правило, выполняют из железобетона. Со второй половины XX века для перекрытий широко применялись сборные железобетонные панели массового изготовления. Такие конструкции с трудом включались в работу каркаса и учитывались в качестве жестких дисков при расчетах на горизонтальные воздействия и для обеспечения общей устойчивости.

В последние годы находят широкое применение здания с монолитным железобетонным каркасом или со стальным каркасом и монолитными железобетонными перекрытиями. Такие перекрытия имеют ряд преимуществ перед сборными, например, возможность включения дисков перекрытий в работу совместно с конструкциями каркаса. Особенно это актуально для высотных зданий, возводимых с несущими стальными каркасами. Включение железобетонных перекрытий в работу каркаса позволяет добиться существенной экономии стали.

Обеспечение совместной работы железобетонных плит со стальными балками осуществляется путем постановки соответствующих анкеров или упоров. Возможность работы железобетонной плиты, свободно опираю-

шейся на стальные балки, мало освещена в научной и технической литературе. Решение такой задачи полностью зависит от квалификации проектировщиков и принятых предпосылок. При выполнении расчетов должны учитываться требования нормативных документов [1 – 4], а также предложения [5, 6].

Ниже предлагаются результаты численных исследований в этом направлении, выполненные для одного из строящихся объектов в г. Киеве.

Объект исследования – стальной каркас здания «Комплекс по предоставлению услуг населению на перекрестке Столичного шоссе и проспекта Академика Заболотного в Голосеевском районе г. Киева», на ригели которого свободно опираются неразрезные монолитные железобетонные плиты перекрытий. Здание запроектировано и построено ООО «Современные технологии строительства».

Задачи исследования:

- математическое моделирование и расчеты конструкций с помощью метода конечных элементов (МКЭ);
- анализ полученных результатов расчетов с использованием разных типов КЭ на предмет соответствия требованиям нормативных документов;
- обоснование возможности применения предложенного проекта или необходимости его корректировки.

**Цель работы.** Цель работы – расчетно-теоретическое обоснование (с помощью проведенных вариантных расчетов компьютерных моделей) возможности применения сталежелезобетонного перекрытия со свободным опиранием плит на ригели.

**Основная часть.** Общественное здание предназначено для предоставления услуг населению и представляет собой трехэтажное, прямоугольное в плане многопролетное в обоих направлениях сооружение. Шаг колонн в продольном и поперечном направлениях составляет 9 м, высота этажа – 5,25 м (рис. 1).

Здание каркасное, со стальным каркасом. Конструктивно каркас представляет собой пространственную рамную систему, состоящую из жестко сопряженных между собой стальных колонн и ригелей. Ригели располагаются в двух направлениях (рис. 2). Колонны жестко сопрягаются с монолитными железобетонными фундаментами.

В каждой ячейке посередине пролета установлена вспомогательная балка такого же сечения, что и ригели. Вспомогательные балки шарнирно соединяются с ригелями и располагаются по площади перекрытия ортогональ-

но одна к другой в сопредельных ячейках.

Каркас рассчитан с учетом совместной работы стальных ригелей, вспомогательных балок и неразрезных железобетонных монолитных плит перекрытий толщиной 160 мм. При этом учтено, что плиты перекрытий опираются на систему металлических ригелей и балок сверху без анкеровки, т.е. ригели, по сути, являются упругими опорами для плит.

Пространственная жесткость и устойчивость каркаса обеспечиваются совместной работой жестко соединенных между собой элементов каркаса (колонн и ригелей) и горизонтальных дисков перекрытий и покрытия.

Колонны стальные, сварные, из листового проката, квадратного сечения размерами (268x268) мм с толщиной стенки 10 мм. На оголовок колонны в уровне низа железобетонной плиты приварена стальная пластина толщиной 12 мм, к которой приварены ригели. На эту пластину опирается колонна верхнего этажа и железобетонная плита перекрытия.

Ригели и вспомогательные балки запроектированы из прокатного двутавра № 45 по ГОСТ 8239-89. К верхнему поясу каждой стальной балки приварены дополнительные элементы из прокатных профилей с шагом 3 м для обеспечения пространственной устойчивости металлических балок и частично – для обеспечения совместной работы железобетонной плиты, ригелей и балок.

На систему металлических балок опирается монолитная железобетонная плита толщиной 160 мм. Защитный слой бетона для арматуры составляет 10 мм.

Адекватная существующей конструкции модель МКЭ должна учитывать все свойства конструктивных элементов, которые входят в состав сооружения, в частности, железобетона.



Рис. 1. Фрагменты главного и бокового фасадов здания



Рис. 2. Общий вид стальных балок и колонн каркаса

Поскольку при проверке проектных решений необходимо выполнять расчеты по двум группам предельных состояний, были разработаны две расчетные модели:

- упрощенная – для определения армирования плиты (модель 1);
- усложненная – практически адекватная существующей конструкции, для определения прогибов, перемещений и т.п. (модель 2).

В модели 1 железобетонная плита смоделирована плоскими КЭ, деформирующимися по линейному закону. Для бетона железобетонной плиты задан расчетный модуль упругости в соответствии с требованиями СНиП 2.03.01-84\* [3], умноженный на коэффициент 0,85, т.е.  $E_b = 2600000 \text{ т/м}^2$ .

Для определения прогибов конструкций перекрытия разработана модель 2 плиты с использованием объемных КЭ с нелинейной зависимостью деформирования бетона. Нелинейная работа железобетона учитывалась с помощью экспериментально полученных зависимостей « $\sigma_b - \varepsilon_b$ » [5] для бетона класса по прочности В30. Арматура моделировалась стержневыми КЭ приведенной площади для принятого шага дискретизации КЭ. Выполнен ряд расчетов для определения оптимального шага дискретизации исследуемой области плиты перекрытия на КЭ. В обеих моделях балки и колонны моделировались плоскими КЭ типа оболочки.

Поскольку характер деформирования ригелей, балок и железобетонной плиты различный, в местах контакта железобетонной плиты с ригелями и балками введены КЭ односторонней связи между узлами, которые работают только на сжатие и позволяют железобетонной плите отрываться от ригелей и балок.

Общие виды моделей 1 и 2 приведены на рис. 3 и 4. Узел примыкания ригеля и плиты к колонне в модели 2 изображен на рис. 5.

В расчетной схеме заданы три загрузки:

1. Собственный вес конструкций. Плотность железобетона принята  $2500 \text{ кг/м}^3$ . Коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_{fm} = 1,1$ .
2. Собственный вес пола, перегородок и подвешеного потолка. Характеристическое значение равномерно распределенной нагрузки принято равным  $q = 0,12 \text{ т/м}^2$ . Коэффициент надежности по нагрузке –  $\gamma_{fm} = 1,3$ . Предельное значение нагрузки составило  $q = 0,156 \text{ т/м}^2$ .
3. Полезная нагрузка. Характеристическое значение равномерно-распределенной нагрузки согласно табл. 6.2 ДБН В.1.2-2:2006 [1] принято равным  $q = 0,40 \text{ т/м}^2$ . Коэффициент надежности по нагрузке –  $\gamma_{fm} = 1,2$ . Предельное значение нагрузки составило  $q = 0,48 \text{ т/м}^2$ .

При обосновании конструктивного решения учтены требования п. 6.8 б) ДБН В.1.2-2:2006 [1], в соответствии с которым при расчетах балок, ригелей, плит и т.п., воспринимающих нагрузки от одного перекрытия, характеристические значения нагрузок следует снижать на коэффициент сочетаний, который определяется по формуле

$$\psi_{A_2} = 0,5 + 0,5 / \sqrt{A / A_2} = 0,5 + 0,5 / \sqrt{81 / 36} = 0,833. \quad (1)$$

Модель 2 использована при расчетах на характеристические величины нагрузок. Получены численные величины деформаций конструкций. Изополя вертикальных перемещений ригелей и балок приведены на рис. 6. Максимальное вертикальное перемещение для балки составило  $15,23 \text{ мм}$ , что значительно меньше предельной величины  $36 \text{ мм}$ . Изополя вертикальных перемещений плиты приведены на рис. 7. Максимальное вертикальное перемещение плиты составило  $15,26 \text{ мм}$ , а в соответствии с п. 2а табл. 1 ДСТУ Б В.1.2-3:2006 [5] предельный прогиб плит перекрытий и покрытий, открытых для обзора, при пролете  $6 \text{ м}$  не должен превышать  $L/250 = 4500/200 = 22,5 \text{ мм}$ . Как видно из приведенных результатов, максимальные перемещения ригелей и плиты не превышают предельных величин, установленных ДСТУ Б В.1.2-3:2006 [5].

Деформированная схема плиты со вспомогательной балкой изображена на рис. 8, на котором видно, что вследствие разной деформативности конструкций железобетонная плита при рассмотренных загрузках фактически опирается по торцам балки и в середине пролета.

Армирование плиты определялось для проектного класса А400С и продольной рабочей арматуры. Расчет выполнен на полную нагрузку. С учетом коэффициента сочетаний  $\psi_{A_2} = 0,833$  характеристическое значение полезной нагрузки составляет  $p_{A_2} = 0,333 \text{ т/м}^2$ , а предельное –  $p = 0,400 \text{ т/м}^2$ .

По результатам выполненных расчетов было принято решение о корректировке первоначального проекта путем установки дополнительных стальных балок.

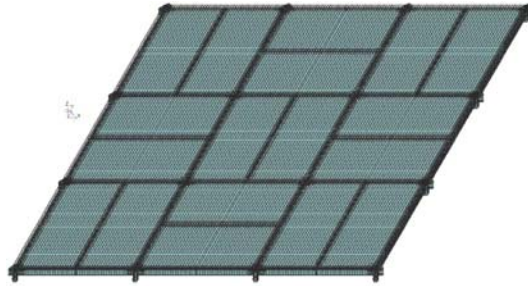


Рис. 3. Общий вид модели 1

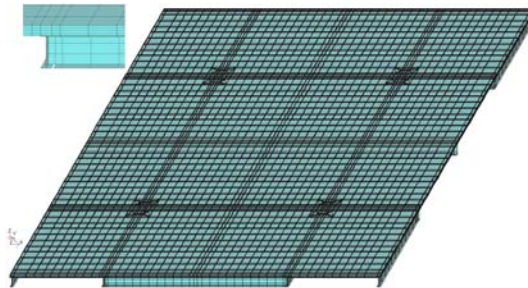


Рис. 4. Общий вид модели 2

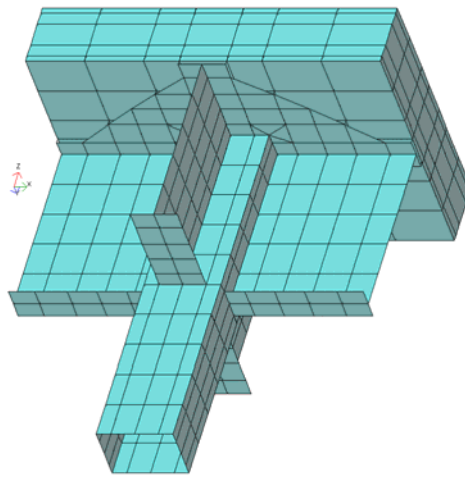


Рис. 5. Узел примыкания ригелей и плиты перекрытия к колонне в модели 2

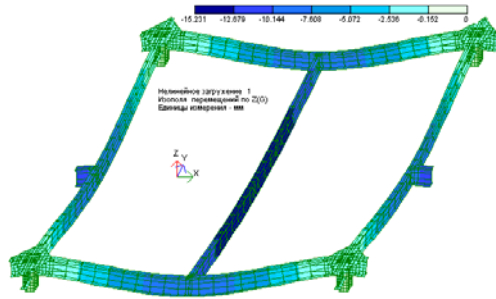


Рис. 6. Деформации ригелей и балок вдоль оси OZ

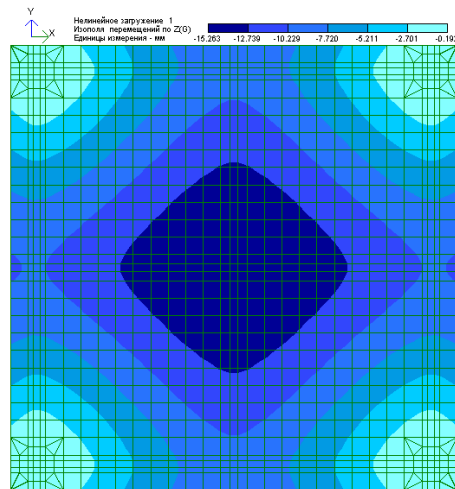


Рис. 7. Деформации железобетонной плиты вдоль оси OZ

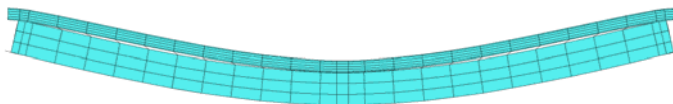


Рис. 8. Деформированная схема железобетонной плиты  
и вспомогательной балки

## Выводы

1. По результатам расчета модели 2 определен характер деформирования ригелей, вспомогательных балок и железобетонной плиты. Для основной части плиты в пролете, в т.ч. и над ригелями и балками, наблюдается деформирование под действием положительного изгибающего момента с появлением сжатой зоны в верхней части бетона плиты и растягивающих напряжений в нижней арматуре. В частях плиты возле колонн

наблюдается деформирование под действием отрицательных изгибающих моментов с появлением растягивающих напряжений в верхней арматуре и сжимающих напряжений в бетоне нижней зоны плиты и нижней арматуре. Таким образом, принятая в проекте схема армирования железобетонной плиты в целом соответствует установленному по результатам расчета нелинейной модели 2 напряженно-деформированному состоянию. Принятая толщина плиты 160 мм соответствует общим принципам конструирования. В соответствии с табл. 6.31 [6] для плит, работающих в двух направлениях при упругом опирании, толщина не должна быть меньше, чем  $h = (1/50) l_1 = (1/50) 4500 = 90$  мм, где  $l_1$  – меньшая сторона плиты (табл. 6.38 [6]).

2. Деформативность стальных ригелей, вспомогательных балок и плиты перекрытия по результатам расчетов модели 2 находится в допустимых пределах. Максимальное вертикальное перемещение ригелей и балок составляет 15,23 мм, что меньше предельной величины 36 мм. Максимальное вертикальное перемещение плиты составляет 15,26 мм, что меньше предельного прогиба 22,5 мм.

3. Учитывая требования п. 6.8 б) и табл. 6.2 ДБН В.1. 2-2:2006 [1], а также возможность перераспределения усилий вследствие нелинейной работы железобетона, сделан вывод о достаточности проектного армирования плиты для восприятия усилий от ее собственного веса, веса перегородок, пола, подвесного потолка и полезной предельной равномерно распределенной нагрузки  $0,400$  т/м<sup>2</sup>. Таким образом, конструирование плиты выполнено с учетом требований действующих нормативных документов [3, 6] относительно расчетов железобетонных конструкций.

4. При расчетах на полезную предельную равномерно-распределенную нагрузку  $0,480$  т/м<sup>2</sup> установлено, что армирование плиты вдоль оси ОУ (вдоль вспомогательных балок) недостаточное.

5. При необходимости конструирования перекрытия на полезную предельную нагрузку  $0,480$  т/м<sup>2</sup> необходимо установить дополнительные стальные балки между ригелями и вспомогательными балками в середине пролета для тех участков, где бетонирование закончено. Технологически выполнение такого усиления при условиях монтажа конструкций и выполненного бетонирования плиты возможно. Дополнительную балку необходимо подвести под плиту и включить в работу путем подклинивания или прижать с помощью монтажных стоек. Эти балки практически не окажут воздействия на несущую способность существующих ригелей и вспомогательных балок, но повысят общую жесткость стального каркаса и позволят уменьшить усилия в железобетонной плите.



6. Главные напряжения в стальных пластинах узловых элементов каркаса, ригелях и вспомогательных балках после расчета на полную характеристическую равномерно распределенную нагрузку  $0,400 \text{ т/м}^2$  не превышают предела текучести стали.

#### **Литература**

- [1] ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування / Мінбуд України. – Київ: Мінбуд України, 2006. – 60 с.
- [2] СНиП II-23-81\*. Стальные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.
- [3] СНиП 2.03.01-84\*. Бетонные и железобетонные конструкции / Минстрой России. – М.: ГП ЦПП, 1996. – 76 с.
- [4] ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. – Введено вперше (із скасуванням в Україні розділу 10 СНиП 2.01.07-85); Введ. 01.01.2007. – К.: Мінбуд України, 2006. – 10 с.
- [5] Методические рекомендации по уточненному расчету железобетонных элементов с учетом полной диаграммы сжатия бетона / НИИСК Госстроя СССР. – Киев, 1987. – 24 с.
- [6] Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие / А.Б. Гольшев, В.Я.Бачинский, В.П.Полищук, А.В.Харченко, И.В.Руденко; Под ред. А.Б.Гольшева. – 2-е изд., перераб. и доп. – К.: Будівельник, 1990. – 544 с.

*Надійшла до редколегії 12.08.2008 р.*