

$$Pt_{ij} = (p_{ij} * Pm_j) / Psum \quad (2)$$

де  $Pt_{ij}$  – Елемент переліку пріоритетів  $j$ -го критерію для  $i$ -го проекту.

3. Відсортувати перелік пріоритетів по пріоритету в напрямку зменшення значення.

4. Сформувані перелік показників оцінки критеріїв якості. Значення елементів цього переліку буде різницею кожних елементів таблиці планових значень показників оцінки критеріїв якості (див. табл.2) та таблиці фактичних значень показників якості (див. табл.3) у чіткій відповідності до кожного критерію та проекту (див. формула 3).

$$C[i, j] = A[i, j] - B[i, j] \quad (3)$$

де  $C[i, j]$  – Елемент переліку показників якості  $j$ -го критерію для  $i$ -го проекту.

$A[i, j]$  – Елемент таблиці планових показників якості  $j$ -го критерію для  $i$ -го проекту.

$B[i, j]$  – Елемент таблиці фактичних показників якості  $j$ -го критерію для  $i$ -го проекту.

У випадку коли несформована таблиця фактичних значень, тобто ще до початку реалізації переліку робіт, значення елементів переліку береться без змін з таблиці планових значень.

5. Обрати з переліку пріоритетів (сформованого в п. 1) значення з найбільшим пріоритетом, тобто значення, яке знаходиться першим в переліку пріоритетів.

6. Обрати значення критерію якості та номер проекту відповідно до номеру критерію та номеру проекту пріоритету вибраного в пункті 5. Таким чином буде отримано необхідні в подальшому параметри: номер критерію та його планове значення.

7. Сформувані тимчасовий перелік робіт, в який відібрати всі роботи з множини робіт з управління проектами, прийнятий в компанії. Відібрати тільки ті роботи, які відповідають параметрам відібраним в п. 6, тобто роботи, які направлені на поліпшення відібраного раніше критерію та значення не менше планового значення цього критерію.

8.3 тимчасового переліку робіт обрати роботу, яка має найменше значення показника вартості.

9. Доповнити перелік робіт з управління портфелем проектів компанії обраною роботою.

10. Перевірити, якщо показник вартості реалізації робіт по управлінню портфелем проектів менше встановленої керівництвом компанії суми витрат на управління портфелем проектів компанії необхідно відібрати наступний пріоритет з переліку пріоритетів та перейти до пункту 6.

#### **Висновки і перспективи подальших досліджень у даному напрямку.**

Розроблений авторами метод дозволяє визначити необхідний для підвищення якості управління портфелем проектів набір робіт. Мінімізувати витрати на їх проведення. Що дозволяє проектно-орієнтованій компанії досягати стратегічних цілей своєї діяльності на системній, такій що піддається оцінці по введеним критеріям основи.

У подальших дослідженнях планується сформувані регламентуючі процеси та процедури управління якістю управління портфелем проектів в проектно-орієнтованих компаніях, в основі реалізації яких буде знаходитися наведений метод.

#### **ВИКОРИСТАНА ЛІТЕРАТУРА**

1. Дж. Родни Тернер. Руководство по проектно-ориентированному управлению / Пер. с англ. под. общ. ред. Воропаева В.И. – М.: Издательский дом Гребенщикова, 2007. – 522 с.
2. Кендалл И., Роллинз К. Современные методы управления портфелями проектов и офис управления проектами: Максимизация ROI: Пер. с англ. – М.: ЗАО «ПМСОФТ», 2004. – 576 с.
3. Многовариантные модели систем управления качеством в проектно-ориентированных компаниях / А.М. Ливинский, Н.В. Коваленко // Сб. научн. трудов. Строительство, материаловедение, машиностроение, №47 – Днепропетровск: ПГАСА, 2008. – с. 358-363.

#### **УДК 624.073.11**

#### **СОЗДАНИЕ ЧИСЛЕННОЙ МОДЕЛИ ТРЁХСЛОЙНЫХ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПАНЕЛЕЙ В ПК ЛИРА И ЕЁ ХАРАКТЕРИСТИКИ**

**к.т.н., доц. Литовченко П.А., асп. Глушаков Н.И.**

*Национальная академия природоохранного и курортного строительства, г.Симферополь*

Многослойные конструкции в настоящее время находят всё большее применение в строительстве. Рассмотренное конструктивное решение трехслойных сборно-монолитных железобетонных панелей [3] успешно применяется при возведении малозэтажных зданий отечественными и зарубежными строительными компаниями. Указанное решение панелей (рис.1) отличается от аналогичных трехслойных конструкций легкостью монтажа, относительно небольшими трудозатратами и, прежде всего, более высокими тепло- и звукоизоляционными характеристиками, что в свою очередь ведёт к снижению затрат при возведении и эксплуатации зданий.

Не смотря на то, что строительство с применением трехслойных панелей проводится довольно интенсивно, поведение таких конструкций под нагрузкой изучено не достаточно полно. Выявлены схемы разрушения и разработаны предложения по оценке несущей способности и деформативности для многослойных конструкций с непрерывной монолитной связью несущих слоёв [1, 2]. Рассматриваемые трёхслойные сборно-монолитные железобетонные панели относятся к многослойным конструкциям с дискретными связями, и для них в настоящее время нет простого инженерного метода оценки прочности и деформативности, который учитывал бы действующие нормы в строительстве и особенности напряженно-деформированного состояния панелей данного типа. Это является основанием для изучения поведения данных панелей под нагрузкой.

Для полноценного изучения поведения какой-либо конструкции под нагрузкой и оценки влияния различных факторов и параметров конструкции на ее напряженно-деформированное состояние с целью создания расчетного



Закрепление раскосов принимали жёстким, то есть коэффициент приведения длины  $\mu=0.5$ , так как раскосы заанкерены в бетонных наружных слоях.

Третий тип жёсткости (рис.3) - элементы бетонных опорных участков фрагмента панели, моделировали КЭ типа 221 (физически нелинейный прямоугольный КЭ плоской задачи). Данный тип жёсткости представляет собой пластину толщиной – 15см, равной ширине моделируемого фрагмента панели.

Характеристики каждого типа жёсткости расчётной модели первого варианта, представлены в табл. 1.

*Второй вариант*

В данном варианте расчетную схему фрагмента панели создавали в пространстве (пространственная задача с шестью степенями свободы в узле). Геометрические характеристики расчётной схемы представлены на рис. 4.

Таблица 1

**Характеристика типов жёсткости расчётной модели (первый вариант)**

Номер жесткости	Эскиз, (мм)	Тип жёсткости и габариты, (см)	Параметры: сечения-(см), жесткости-(т,м), расп.вес-(т,м)	Примечания
1*		Брус 15 × 4	Ro=2.75, GF=0 B=15, H=4 EF=13350.8, EIy=1.63735 EIz=23, GIk=2.75	Верхний и нижний пояса расчётной модели
2*		Кольцо 0.5×0	Ro=7.85, GF=0 D=0.5, d=0 EF=400.382 EIy=0.0006255597 EIz=0.000626, GIk=5.27e-005	Раскосы расчётной модели
3*		Пластина Н15	V=0.2, H=15, Ro=2.75	Бетонные опорные участки расчётной модели

**Примечания:**

Ro – удельный вес материала, т/м<sup>3</sup>;

V – коэффициент Пуассона;

EF – осевая жёсткость сечения, т;

GIk – жёсткость на кручение, т·м<sup>2</sup>;

B, H, D, d – геометрические размеры сечений, см;  
GF – сдвиговая жёсткость сечения, т;  
EIy, EIz – изгибная жёсткость относительно осей «Y» и «Z» соответственно, т·м<sup>2</sup>;  
NZ, NY – дробление вдоль оси «Z» и «Y»;

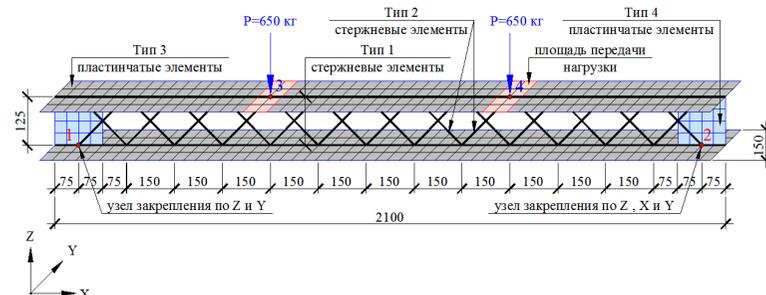


Рис. 4. Расчётная схема фрагмента панели (второй вариант)

В данной модели арматурные каркасы выполняли стержневыми элементами, а наружные слои панели и бетонные опорные участки пластинчатыми элементами. Совместную работу продольной арматуры каркасов с пластинчатыми элементами наружных слоёв модели обеспечивали за счёт введения совместных узлов.

В узлах 1 и 2 (рис.4) введены связи, в узле 1 запрещены перемещения вдоль оси «Z» и «Y», а в узле 2 запрещены перемещения вдоль осей «Z», «X» и «Y».

Первый тип жёсткости (рис.4) – продольная арматура каркасов фрагмента панели, моделировали конечными элементами (КЭ) типа 210 (физически нелинейный пространственный стержневой КЭ). Данный тип жёсткости представляет собой элемент круглого сечения – Ø0.88 мм. В данном случае вся продольная арматура приходящаяся на ширину рассматриваемого фрагмента панели, собрана в один стержневой элемент.

Второй тип жёсткости (рис.4) - элементы раскосов каркасов фрагмента панели, моделировали КЭ типа 410 (универсальный пространственный стержневой КЭ с учётом физической и геометрической нелинейности). Данный тип жёсткости представлял собой элемент круглого сечения (проволока) - Ø5 мм. Предельную сжимающую нагрузку для раскосов определяли с учётом коэффициента продольного изгиба – φ, в зависимости от гибкости раскосов и расчётного сопротивления стали, по методике СНиП II-23-81\* Стальные конструкции. Закрепление раскосов принимали жёстким, то есть коэффициент приведения длины  $\mu=0.5$ .

Третий тип жёсткости (рис.4) - элементы наружных слоёв фрагмента панели - моделировали КЭ типа 221 (физически нелинейный прямоугольный КЭ плоской задачи). Данный тип жёсткости представляет собой пластину толщиной – 4см.

Четвёртый тип жёсткости (рис.4) - элементы жёстких опорных участков фрагмента панели, моделировали КЭ типа 221 (физически нелинейный прямоугольный КЭ плоской задачи). Данный тип жёсткости представляет собой пластину толщиной – 15см, равной ширине моделируемого фрагмента панели.

Характеристики каждого типа жёсткости расчётной модели второго варианта, представлены в табл. 2.

Таблица 2

Характеристика типов жёсткости расчётной модели (второй вариант)

Номер жёсткости	Эскиз, (мм)	Тип жёсткости и габариты, (см)	Параметры: сечения-(см), жёсткости-(т,м), расп.вес-(т,м)	Примечания
1*		Кольцо 0.88×0	Ro=7.85, GF=0 D=0.88, d=0 EF=1240.22, EIy=0.00600268 EIz=0.006, GIk=0.0005	Продольная арматура каркасов
2*		Кольцо 0.5×0	Ro=7.85, GF=0 D=0.5, d=0 EF=400.382, EIy=0.000625597 EIz=0.000626, GIk=5.21e-005	Раскосы расчётной модели
3*		Пластина Н4	V=0.2, H=4, Ro=2.75	Наружные слои расчётной модели
4*		Пластина Н15	V=0.2, H=15, Ro=2.75	Опорные бетонные участки расчётной модели

Примечания:

Ro – удельный вес материала, т/м<sup>3</sup>;

V – коэффициент Пуассона;

EF – осевая жёсткость сечения, т;

GIk – жёсткость на кручение, т·м<sup>2</sup>;

B, H, D, d – геометрические размеры сечений, см;

GF – сдвиговая жёсткость сечения, т;

EIy, EIz – изгибная жёсткость относительно осей «Y» и «Z» соответственно, т·м<sup>2</sup>;

Третий вариант

В данном варианте расчётную схему фрагмента панели создавали в плоскости XOZ (плоская задача с тремя степенями свободы в узле). Геометрические характеристики расчётной схемы представлены на рис. 5.

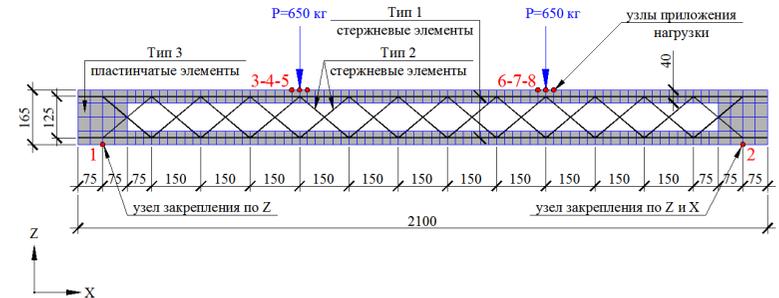


Рис. 5. Расчётная схема фрагмента панели (третий вариант)

В данной модели арматурные каркасы выполняли стержневыми элементами, а наружные слои панели и опорные бетонные участки пластинчатыми элементами. Совместную работу продольной арматуры каркасов с пластинчатыми элементами наружных слоёв обеспечивали за счёт введения совместных узлов.

В узлах 1 и 2 (рис.5) вводятся связи, в узле 1 запрещаются перемещения вдоль оси «Z», а в узле 2 запрещаются перемещения вдоль осей «Z» и «X».

Первый тип жёсткости (рис.5) – продольная арматура каркасов фрагмента панели, моделировали конечными элементами (КЭ) типа 210 (физически нелинейный пространственный стержневой КЭ). Данный тип жёсткости представляет собой элемент круглого сечения – Ø0.88 мм. В данном случае вся продольная арматура приходящаяся на ширину рассматриваемого фрагмента панели, собрана в один стержневой элемент.

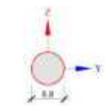
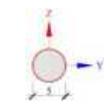
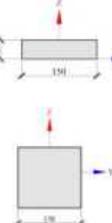
Второй тип жёсткости (рис.5) - элементы раскосов каркасов фрагмента панели, моделировали КЭ типа 410 (универсальный пространственный стержневой КЭ с учётом физической и геометрической нелинейности). Данный тип жёсткости представляет собой элемент круглого сечения (проволока) - Ø5 мм. Предельную сжимающую нагрузку для раскосов определяли с учётом коэффициента продольного изгиба – φ, в зависимости от гибкости раскосов и расчётного сопротивления стали, по методике СНиП II-23-81\* Стальные конструкции. Закрепление раскосов принимали жёстким, то есть коэффициент приведения длины μ=0.5.

Третий тип жёсткости (рис.5) - элементы наружных слоёв и опорных бетонных участков расчётной модели, моделировали КЭ типа 221 (физически нелинейный прямоугольный КЭ плоской задачи). Данный тип жёсткости представляет собой пластину толщиной – 15см, равной ширине моделируемого фрагмента панели.

Характеристики каждого типа жёсткости расчётной модели третьего варианта, представлены в табл. 3.

Таблица 3

Характеристика типов жёсткости расчётной модели (третий вариант)

Номер жесткости	Эскиз, (мм)	Тип жёсткости и габариты, (см)	Параметры: сечения-(см), жесткости-(т,м), расп.вес-(т,м)	Примечания
1*		Кольцо 0.88×0	Ro=7.85, GF=0 D=0.88, d=0 EF=1240.22, EIy=0.00600268 EIz=0.006, GIk=0.0005	Продольная арматура каркасов расчётной модели
2*		Кольцо 0.5×0	Ro=7.85, GF=0 D=0.5, d=0 EF=400.382, EIy=0.000625597 EIz=0.000626, GIk=5.21e-005	Расколы расчётной модели
3*		Пластина Н15	V=0.2, H=15, Ro=2.75	Наружные слои и опорные бетонные участки расчётной модели

Примечания:

Ro – удельный вес материала, т/м<sup>3</sup>;

V – коэффициент Пуассона;

EF – осевая жёсткость сечения, т;

GIk – жёсткость на кручение, т·м<sup>2</sup>;

B, H, D, d – геометрические размеры сечений, см;

GF – сдвиговая жёсткость сечения, т;

EIy, EIz – изгибная жёсткость относительно осей «Y» и «Z» соответственно, т·м<sup>2</sup>;

Критериями верификации для выбора наиболее оптимальной модели служили следующие параметры: нагрузка, при которой произошло разрушение опытного образца; характер разрушения опытного образца; предельные прогибы опытного образца.

Сравнение результатов испытаний натуральных образцов с поведением разработанных численных моделей представлены в табл. 4.

Таблица 4

Сравнение результатов испытаний натуральных образцов с поведением численных моделей

№ п/п	Наименования образцов	Критерии сравнения				Характер разрушения панели
		Разрушающая нагрузка		Прогиб		
		2P (кг)	соответствие %	f (мм)	соответствие %	
1	Натурный образец	3900	100	7	100	Разрушение от потери устойчивости сжатых раскосов
2	Первый вариант модели	1950	50	2	28,6	Разрушение по бетону верхнего пояса от местного изгиба под сосредоточенными силами
3	Второй вариант модели	1026	26,3	1	14,3	Разрушение по бетону нижнего пояса от местного изгиба в местах примыкания раскосов в зонах сосредоточенных сил
4	Третий вариант модели	3900	100	6	85,7	Разрушение происходит от потери устойчивости сжатых раскосов

Примечания: 1. Нагрузка разрушения образца указана без учёта собственного веса панели.

По результатам сравнения поведения численных моделей с разрушающими нагрузками и характером разрушения опытных образцов видно, что наибольшее совпадение имеет третий вариант численной модели. Поэтому его можно принять для дальнейшего изучения поведения трёхслойных сборно-монолитных железобетонных панелей под нагрузкой.

Следует отметить некоторые возможные причины несоответствия поведения первого и второго варианта численных моделей с поведением опытного образца.

Характер разрушения первого варианта численной модели от местного изгиба верхнего пояса в местах приложения сосредоточенных сил говорит о том, что нагрузка в численной модели является идеально сосредоточенной в точке. На самом деле реальное распределение «сосредоточенной» нагрузки не приводит к всплескам местных изгибающих моментов, вызывающих разрушение относительно тонкого верхнего слоя панели, арматура в котором установлена в среднем слое по высоте сечения.

Второй вариант модели разрушается по бетону нижнего пояса в зонах приложения сосредоточенных сил, однако после разрушения бетона в нижнем поясе усилия должна воспринимать арматура, этого не происходит. Скорее всего, это связано с некоторыми особенностями данных конечных элементов, которые не были учтены при создании численной модели.

Третий вариант показал наилучшую сходимость с результатами испытания опытных образцов. В данной модели есть возможность учесть, в-первых, реальное распределение усилий в местах приложения сосредоточенных нагрузок, во-вторых, реальную длину расколов, на которой они теряют устойчивость, исключив участки, расположенные в теле бетона. Данную численную модель можно применить для исследования напряженно-деформированного состояния панелей при различных условиях опирания и схемах загрузки, варьируя прочностные и деформативные характеристики материалов и геометрические параметры конструкции.

#### ИСПОЛЬЗОВАННАЯ ЛИТЕРАТУРА

1. Баженов Ю.М., Ерофеев В.Т., Митина Е.А. и др. Ограждающие конструкции на основе каркасного керамзитобетона для производственных зданий (структурообразование, технология, расчёт и конструирование): Учебное пособие. М.: Издательство АСВ, 2005. – 200с.
2. Король Е.А. Трёхслойные ограждающие железобетонные конструкции из лёгких бетонов и особенности их расчёта. – М.: АСВ, 2001г. – 255с.
3. Литовченко П.А., Глушаков Н.И., Khachikian K. Применение облегчённых трёхслойных железобетонных панелей для малоэтажного жилищного строительства. Строительство, материаловедение, машиностроение. Сб. научн. трудов. Вып. 43, - Дн-вск, ПГАСА, 2007. – 628с.
4. ПК ЛИРА, версия 9. Программный комплекс для расчета и проектирования конструкций. / Справочно-теоретическое пособие под ред. Академика АИИ Украины А.С. Городецкого. – К.-М.: издательство «Факт» – 2003. –464с.
5. Штамм К., Витте Х. Многослойные конструкции. – М.: Стройиздат, 1983г. – 296с.

УДК 624.073.11

#### ОСОБЕННОСТИ РАБОТЫ ОБЛЕГЧЁННЫХ ТРЁХСЛОЙНЫХ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПАНЕЛЕЙ ПРИ ИЗГИБЕ

к.т.н., доц. Литовченко П.А., асп. Глушаков Н.И.

*Национальная академия природоохранного и курортного строительства,  
г.Симферополь*

Современное развитие строительства характеризуется стремлением повысить теплозащиту гражданских и промышленных зданий с целью экономии топливно-энергетических ресурсов и снижения эксплуатационных

расходов на отопление. Решение данной задачи привело к появлению на рынке различных многослойных конструкций [1, 2], в том числе и трехслойных сборно-монолитных железобетонных панелей с гибкими связями между несущими слоями [3], которые представляют собой конструктивный элемент, состоящий из наружных несущих слоёв, выполненных из мелкозернистой бетонной смеси и среднего слоя утеплителя (пенополистирол) (рис.1). Совместная работа наружных несущих слоёв обеспечивается стальными каркасами с наклонным расположением поперечных стержней, выполненными из арматурной проволоки.

Несмотря на то, что в последние годы изучению работы многослойных конструкций учёными уделяется всё больше внимание, до сих пор нет единой нормированной методики их расчёта, не выявлен механизм реализации предельных состояний, а так же влияние различных факторов на несущую способность панелей.

Целью данной работы является на основе численного моделирования изучить поведение указанных панелей под нагрузкой и определить влияние основных конструктивных параметров на несущую способность конструкции.

Численная модель создана в ПК ЛИРА [4]. При создании модели для верхнего и нижнего слоев панели приняты конечные элементы, позволяющие учесть наличие арматуры в бетоне и нелинейную работу бетона и арматуры, а для наклонных стержней арматурных каркасов – элементы, позволяющие учесть не только физическую нелинейность материала, но и геометрическую нелинейность моделируемых элементов. Верификация модели проведена сопоставлением результатов расчета численной модели с результатами испытания образцов натуральных размеров. При этом отклонение по разрушающей нагрузке находилось в пределах точности ее измерения в эксперименте, отклонение по прогибам составило 14,3% (1 мм) при полном совпадении физической последовательности схемы разрушения.

При численном моделировании была принята изгибаемая панель с жестким защемлением на опорах, имитирующим сопряжение перекрытия с монолитными поясами, нагруженная распределенной нагрузкой (рис.2). Шаг (с) каркасов принят 150 мм, толщина (t) - верхнего и нижнего наружных слоев – 40 мм, диаметр проволоки арматурных каркасов – 5 мм, угол наклона поперечных стержней -  $45^{\circ}$  (рис.1). Прочностные и деформативные характеристики элементов численной модели приняли такие же, как у опытных образцов. Их определили путём испытаний вспомогательных образцов на сжатие (бетонные кубы, призмы) и растяжение (отрезки арматурной проволоки) согласно действующим стандартам.