

ПРИМЕНЕНИЕ ПРОГРАММНОГО КОМПЛЕКСА ABAQUS ДЛЯ ПОСТРОЕНИЯ АНАЛИТИЧЕСКОЙ МОДЕЛИ МНОГОПУСТОТНОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ПЛИТЫ С НЕСЪЕМНОЙ ОПАЛУБКой И ИССЛЕДОВАНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ

Н. Н. Шалобыта, Е. А. Деркач, Т. П. Шалобыта,
Н. В. Матвеевко, Е. Н. Шалобыта

Аннотация. В последнее десятилетие в большинстве случаев все чаще для исследования поведения под нагрузкой новых конструкций из различных материалов применяют конечно-элементное моделирование. В первую очередь это коснулось моделирования железобетонных конструкций, что позволило не только компенсировать недостатки использования упрощенных методов расчета прочности железобетонных конструкций, но и упрощения программ ряда экспериментальных исследований.

В работе предлагается численное моделирование напряженно-деформированного состояния нелинейной изотропной структуры железобетонной конструкции с использованием специальных объемных конечных элементов с реализацией в программном комплексе Abaqus [1].

Введение. Как отмечалось в [2, 3], одним из перспективных вариантов применения цементно-стружечных плит является использование их в качестве несъемной (оставляемой) опалубки для железобетонных монолитных плит перекрытий. Теоретическая оценка работы под нагрузкой предлагаемой композитной конструкции требует проведения комплекса сложных экспериментальных исследований, так как нормативные методики расчета прочности конструкции содержат ряд эмпирических зависимостей в расчетных моделях, отражающих лишь характерные этапы напряженно-деформированного состояния (НДС). Численное моделирование в виде конечно-элементного объекта новой конструкции позволит существенно сократить продолжительность исследований, однако потребует верификации принятой модели на основе экспериментальных данных, но уже с меньшими затратами материальных ресурсов.

Моделирование железобетонных конструкций конечными элементами (КЭ) конечно в полной мере не позволяет отказаться от использования упрощенных методов расчета железобетонных конструкций, основанных на положениях метода предельных состояний, но вместе с тем позволяет оценить прочностные и деформационные характеристики конструкции, исходя из аналогичных характеристик отдельных КЭ, находящихся под воздействием полного комплекса силовых факторов. КЭ-модели железобетонных конструкций строятся на базе прикладных технических теорий, позволяющих перейти от к двумерной задачи к трехмерной, несмотря на усложнение математических и вычислительных процедур. При этом основные зависимости для КЭ-моделей получаются на основе механики композиционных материалов. Определение ха-

рактических характеристик таких элементов осуществлялся двумя путями. Первый путь состоит в том, что арматура при помощи коэффициентов армирования равномерно распределяется по объему КЭ и железобетон представляется композиционным материалом, состоящим из двух сплошных сред – бетона и «размазанной» арматуры. Второй – заключается в разработке специальных изопараметрических КЭ, состоящих из бетона, пересекаемых арматурой в виде одиночных стержней, работающих на растяжение-сжатие в одном или двух направлениях. Жесткость таких элементов определяется как сумма жесткостей бетона и арматуры. Однако данный подход дает хорошую сходимость результатов только для конструкций, где соотношение ширины к высоте не столь значительно. Расчет конструкций, в которых ширина много больше высоты, необходимо производить, только используя трехмерные конечные элементы [1, 6].

Эффективным инструментом, позволяющим решать данные типы задач, являются программные комплексы, реализующие метод конечных элементов (МКЭ). К ним относятся хорошо известные в нашей стране программы NASTRAN, ANSYS, COSMOS (США), DIANA (Голландия), ROBOT (Франция), STARK (Россия), ЛИРА, SCAD (Украина). Постепенно набирает распространение программный комплекс ABAQUS, являющийся мощной интерактивной средой для моделирования и расчетов научных и инженерных задач, основанных на дифференциальных уравнениях в частных производных.

Конструкция и характеристики материалов для КЭ-модели. За объект моделирования принята железобетонная плита прямоугольного сечения без предварительного напряжения рабочей арматуры. Размеры конструкции приняты следующими: длина – 2500 мм, ширина – 1250 мм, общая толщина плиты – 200 мм (толщина листа ЦСП-опалубки – 24 мм) (рисунок 1). В качестве рабочей арматуры нижней сетки плиты принята арматура периодического профиля диаметром 10 мм класса S500 (СТБ 1704-2012), установленная с шагом 100 мм. Пустотообразователи сферической формы диаметром 140 мм, установлены с шагом 200 мм [8].

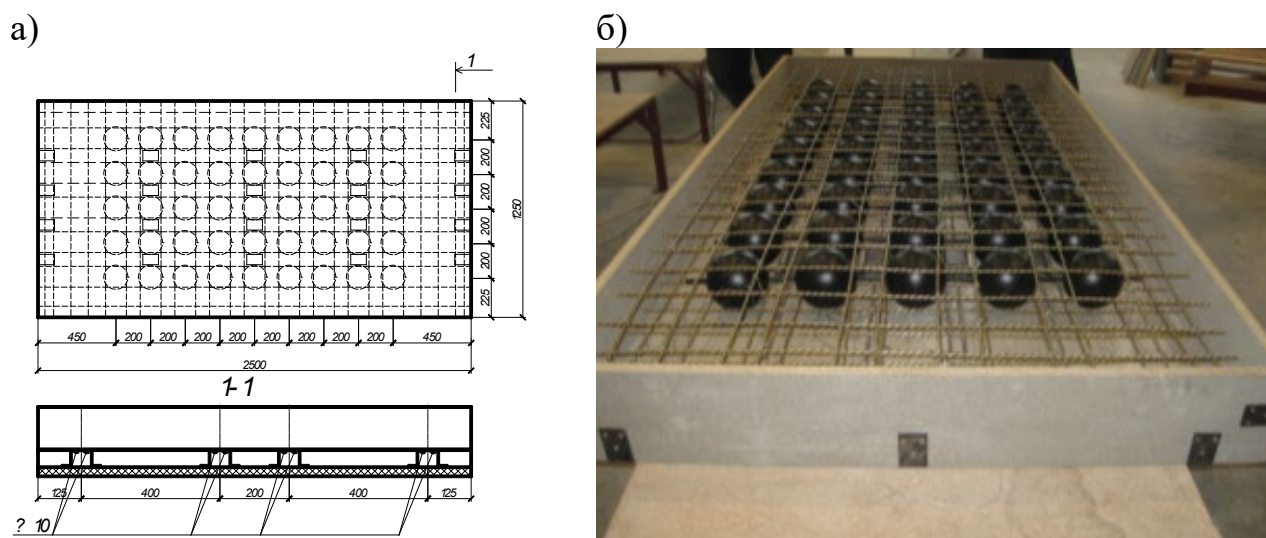


Рисунок 1 – Общий вид экспериментальной многопустотной плиты с несъемной опалубкой из цементно-стружечной плиты

Для моделирования напряженно-деформированного состояния был выбран общий нелинейный динамический анализ, который использует неявную интеграцию времени для расчета переходного динамического или квазистатического отклика системы – метод «Quasi-static» (квазистатический). При анализе напряженно-деформированного состояния новой комбинированной конструкции плиты применялся неявный решатель (Implicit solver: Abaqus/Standard). Для данного решателя учитывается теория больших деформаций (геометрическая нелинейность), а также физическая нелинейность в поведении материалов.

Для моделирования искусственного каменного материала (бетона) была использована модель с разрушением (concrete damage plasticity model). Модель основана на упруго-пластическом поведении бетона при нагружении. Преимуществом данной модели является возможность учитывать образование и развитие трещин не только при растяжении, но и при сжатии и срезе [1]. Можно выделить три стадии работы бетона под нагрузкой в соответствии с данной моделью: стадия абсолютно упругой работы, стадия пластической работы и стадия постразрушения (ниспадающая ветвь диаграммы). Для обеспечения непрерывности сетки конечных элементов в данной модели бетона используется принцип распределения трещины на несколько соседних элементов. В связи с этим в диаграмме состояния материала необходимо задавать ниспадающую ветвь, которая моделирует распределение трещины по группе конечных элементов (эффект «tension-stiffening»). В случае, если ниспадающая ветвь задана крутой, то повреждения бетона будут концентрироваться в одной или нескольких крупных трещинах, если ниспадающая ветвь пологая, то трещина будет распределяться на большое количество соседних элементов и могут возникнуть сложности при определении конкретного местоположения трещин. Таким образом, при анализе результатов расчета можно зафиксировать момент образования трещин, но не представляется возможным определение фактической ширины раскрытия трещин, однако, анализируя распределение относительных деформаций конечных элементов по высоте сечения, можно по «всплескам» деформаций предположить, в какой части сечения ширина раскрытия будет наибольшей.

В соответствии с [4, 5] для описания полной диаграммы деформирования бетона в условиях осевого кратковременного сжатия при выполнении нелинейных расчетов конструкций допускается использовать аналитическую зависимость (1).

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta}, \quad (1)$$

где f_{cm} – средняя прочность бетона при осевом сжатии; $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{cl}$,
 ε_{cl} — относительная деформация, соответствующая пиковой точке диаграммы, определяемая по выражению (2).

$$k = \frac{1,1 \cdot E_{cm} \cdot |\varepsilon_{cl}|}{f_{cm}},$$

здесь E_{cm} – модуль упругости бетона, принимаемый в соответствии с таблицей 2.3 [6].

$$\varepsilon_{ct1} = -0.7 \cdot f_{cm}^{0.31}, \quad (2)$$

С учетом вышесказанного в основу расчетной диаграммы деформирования бетона при сжатии была принята полная диаграмма деформирования, которая с целью упрощения и ускорения процесса расчета была заменена на кусочно-линейную (рисунок 2).

Диаграмма деформирования бетона при осевом растяжении описывалась двумя аналитическими зависимостями [6]: восходящая ветвь по выражению (3), нисходящая ветвь по выражению (4).

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} \cdot \left[2 \cdot \left(\frac{\varepsilon_{ct}}{\varepsilon_{ct1}} \right) - \left(\frac{\varepsilon_{ct}}{\varepsilon_{ct1}} \right)^2 \right], \quad (3)$$

$$\sigma_{ct} = \frac{f_{ctm} \cdot \varepsilon_{ct1}}{\varepsilon_{ct}}, \quad (4)$$

где f_{ctm} – средняя прочность бетона при осевом растяжении;

ε_{ct1} — относительная деформация, соответствующая пиковой точке диаграммы, определяемая по выражению (5).

$$\varepsilon_{ct1} = \frac{2 \cdot f_{ctm}}{E_{cm}}. \quad (5)$$

Предельные деформации бетона при растяжении, которые соответствуют образованию трещин в растянутой зоне бетона, согласно [6] определяются по формуле (6).

$$\varepsilon_{ctu} = \frac{K \cdot \varepsilon_{ct1}}{2}, \quad (6)$$

где K – отношение прочности бетона на сжатие к прочности бетона на растяжение, определяется по выражению (7).

$$K = 6.4 + 0.1223 \cdot [MPa^{-1}] \cdot f_{ctm}. \quad (7)$$

Напряжения, соответствующие предельной растяжимости бетона, определялись по выражению (8).

$$\sigma_{ctu} = \frac{2 \cdot f_{ctm}}{K}. \quad (8)$$

Минимальные напряжения ниспадающей ветви диаграммы деформирования бетона при растяжении приняты $0,1f_{ctm}$.

Для упрощения расчетной модели и сокращения времени анализ армирование было задано линейными элементами, включенными в тело бетона. Предполагается, что арматура способна передавать только осевые усилия, так как площадь ее поперечного сечения незначительна по сравнению с площадью поперечного сечения балки в целом. Таким образом, жесткость на изгиб каждого стержня не способствует увеличению суммарной жесткости на изгиб сечения, поэтому стержни арматуры моделируются как линейные элементы. За предел прочности при растяжении и сжатие были приняты соответствующие расчетные сопротивления для предельных состояний второй группы в соответствии с [6]. Связь между КЭ, моделирующими работу бетона и арматурных стержней, была принята идеальной.

Для моделирования материала арматуры была использована упрощенная диаграмма деформирования с двумя линейными участками - зоной упругой работы до нормативного значения предела текучести (условного предела текучести для высокопрочной арматуры) и пластической работы с незначительным упрочнением после достижения предела текучести.

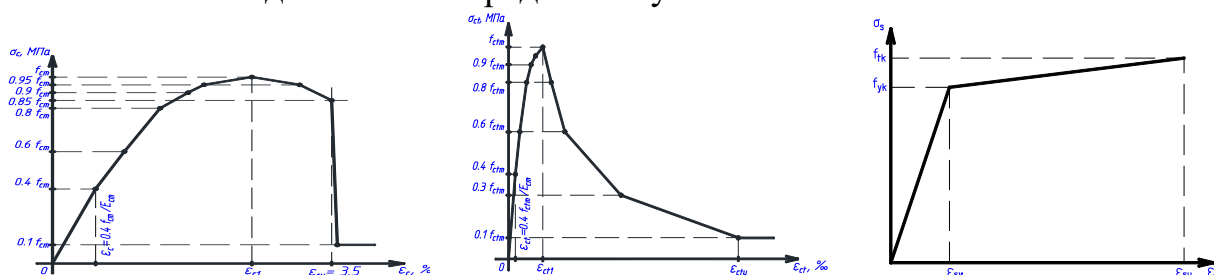


Рисунок 2 – Принятые в расчетах диаграммы деформирования материалов

При анализе напряженно-деформированного состояния железобетонных конструкций методом конечных элементов очень важно выделить критерии разрушения, другими словами, условно назначить такие состояния системы (опытных образцов), при достижении которых можно считать, что система вышла из равновесного состояния (произошло разрушение). В качестве таких критериев разрушения могут быть приняты: скачкообразное увеличение прогибов, достижение бетоном сжатой (растянутой) зоны предельных деформаций, достижение арматурой предела текучести.

Таблица 1 – Параметры расчетной модели бетона

Наименование параметра	Обозначение	Величина	Физический смысл
Коэффициент Пуассона	ν	0,20	Отношение относительной поперечной деформации к относительной продольной деформации при растяжении или сжатии
Модуль упругости	E_{cm}	[5]	Сопротивление материала растяжению (сжатию) при упругой деформации
Угол дилатации	β	31°	Угол, характеризующий отклонение вектора пластической деформации от девиаторной плоскости в ортогональном к этой плоскости направлении
Эксцентриситет потенциала текучести	e	0.01	Уровень напряжений, при которых потенциал текучести приближается к асимптоте
Уровень второго инварианта тензора напряжений	K	0.67	Отношение второго инварианта напряжения на растягивающем меридиане ко второму инварианту на сжимающем меридиане
Параметр вязкости	μ	10^{-4}	Время релаксации вязкопластической системы

Результаты численного моделирования. Для оценки напряженно-деформированного состояния выбраны следующие параметры: нагрузка, при которой происходит образование трещин (нормальных и наклонных), характер деформирования при приложении нагрузки (зависимость «нагрузка – прогиб»), распределение касательных напряжений в зоне контакта ЦСП с бетоном, характер разрушения и величина разрушающей нагрузки.

Разбивка модели осуществлялась на КЭ двух типов: арматура разбивалась на стержневые КЭ; бетон – на объемные КЭ в форме параллелепипеда. Геометрия модели железобетонной балки и схема разбивки ее на КЭ представлены на рисунке 3.

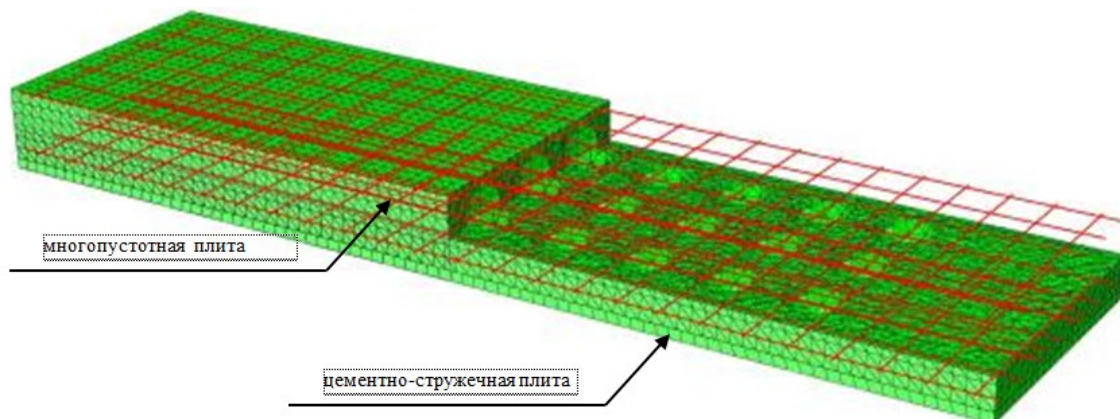


Рисунок 3 – Конечно-элементная модель экспериментальной многopустотной плиты с несъемной опалубкой из цементно-стружечной плиты

По результатам расчета в программном комплексе Abaqus получены изополя нормальных напряжений $\sigma_{\text{хи}}$ и относительных деформаций в балке для каждой стадии нагружения (на рисунке 4 представлены изополя распределения напряжений в арматуре и бетоне для нагрузки в 20 кН).

Printed using Abaqus/CAE on: Wed Mar 18 10:15:48 Беларусь (зима) 2020

SIMUL

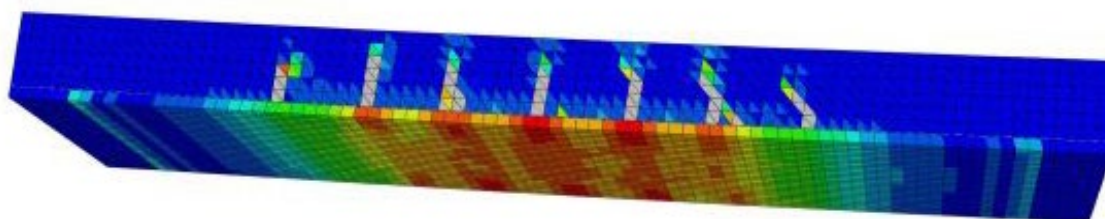
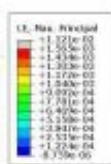


Рисунок 4 – Изополя нормальных напряжений и картина трещинообразования в экспериментальной многopустотной плите с несъемной опалубкой из цементно-стружечной плиты

Оценка напряженно-деформированного состояния показала, что образование трещин нормальных к продольной оси происходит в зоне чистого изгиба, при этом нагрузка достигает величины 82.8 кН. При увеличении нагрузки происходит дальнейшее образование и развитие нормальных трещин, а при нагрузке равной 133.75 кН происходит разрушение образца. В результате анализа установлено, что после образования трещин в бетоне растянутой зоны растягивающие усилия воспринимаются частично растянутой арматурой, частично листом ЦСП. После появления трещин в листе ЦСП происходит резкое перераспределение усилий. Напряжения в продольной растянутой арматуре возрастают и достигают предела текучести, что приводит к хрупкому разрушению элемента.

Следует отметить, что, поскольку прочностные и деформационные характеристики при растяжении листа ЦСП, расположенного в растянутой зоне бетона, намного выше, чем аналогичные характеристики бетона, образование трещин в бетоне происходит при меньших нагрузках, что полностью подтверждается картиной изополей напряжений и деформаций в процессе численного моделирования.

При анализе конструкции особое внимание при численном моделировании так же уделялось распределению касательных напряжений в зоне контакта ЦСП с бетоном (рисунок 5). Как показывает картина распределения изополей, концентрация касательных напряжений после образования трещин наблюдается на участках между трещинами и увеличивается при движении к опорам и полностью соответствует теоретическим исследованиям. Максимальные касательные напряжения перед разрушением конструкции равны 1.08 МПа.

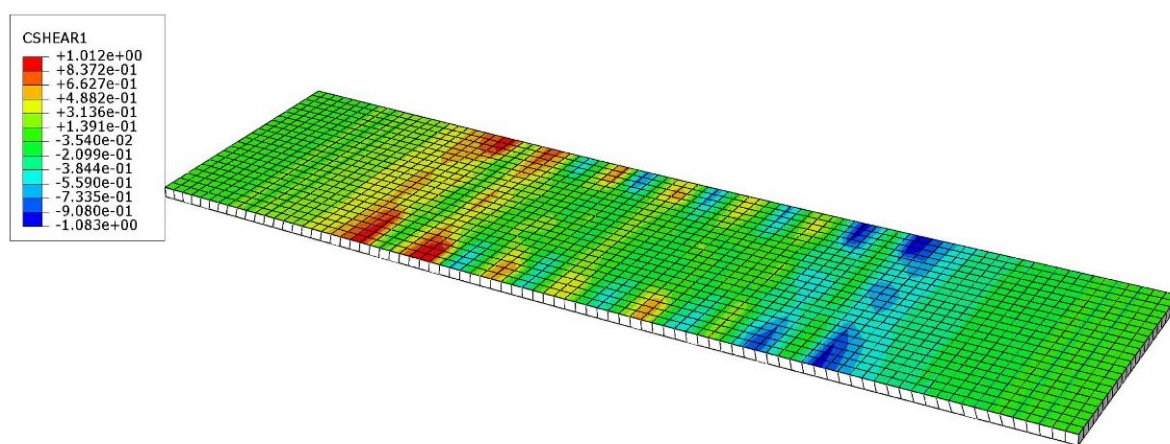


Рисунок 5 – Распределение касательных напряжений в зоне контакта цементно-стружечной плитой с бетоном

Верификация модели железобетонной конструкции. Для оценки возможности применения объемного конечно-элементного подхода с реализацией в программном комплексе Abaqus проведена верификация модели железобетонной конструкции по отношению к результатам натурных экспериментальных исследований. В процессе испытания определялись напряжения в бетоне растянутой зоны до образования трещин, напряжения в арматуре, момент появления трещин, развитие трещин по длине и ширине, расстояние между трещинами и другие параметры.

В результате проведенных экспериментальных исследований опытных образцов установлено, что плита разрушилась вследствие исчерпания несущей способности по нормальным сечениям.

Из анализа полученных в результате экспериментальных данных следует, что разрушение образца произошло в результате достижения напряжений в стальной арматуре, равных пределу текучести, с последующим раздроблением бетона сжатой зоны. Установлено, что лист ЦСП, находящийся в нижней растянутой зоне плиты, имеющей величину среднего сопротивления на растяжение при изгибе $f_{vst,t} = 14.64$ МПа [8], превышающего в несколько раз сопротивление на растяжение бетона $f_{ctm} = 1.9$ МПа, очевидно воспринял все действующие растягивающие усилия до момента появления в нем трещин, несмотря на то, что в примыкающих к нему волокнах бетона уже появились трещины. Поэтому к момен-

ту образования трещины в ЦСП совместно работающая с листом ЦСП и бетоном арматура имела напряжение, соответствующее физическому пределу текучести. Очевидно, как показывает анализ графиков «момент-прогиб» для плиты в момент появления трещин усилия и деформации на участке в трещине и между трещинами перераспределились.

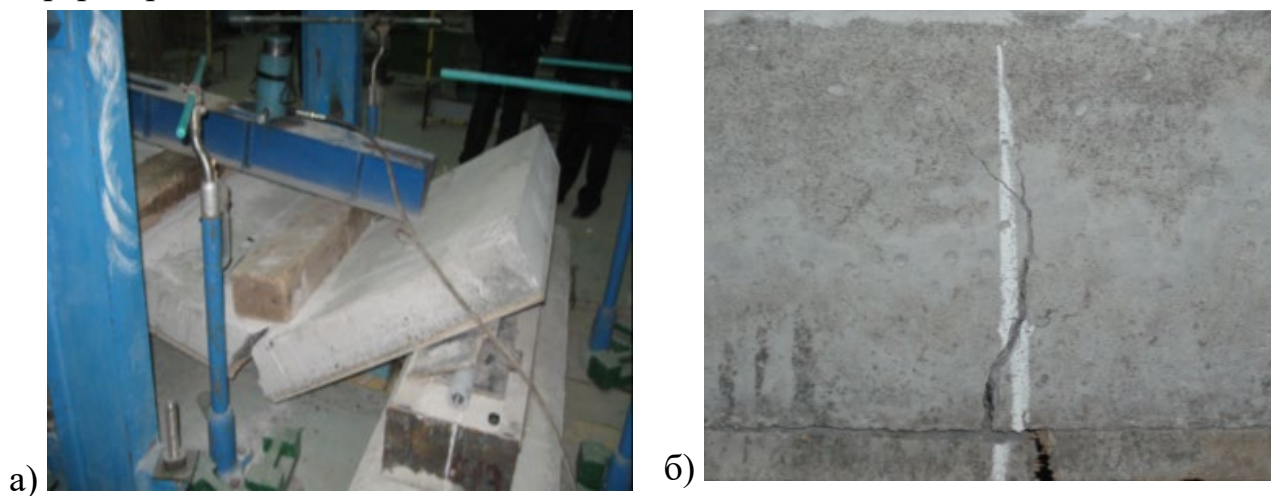
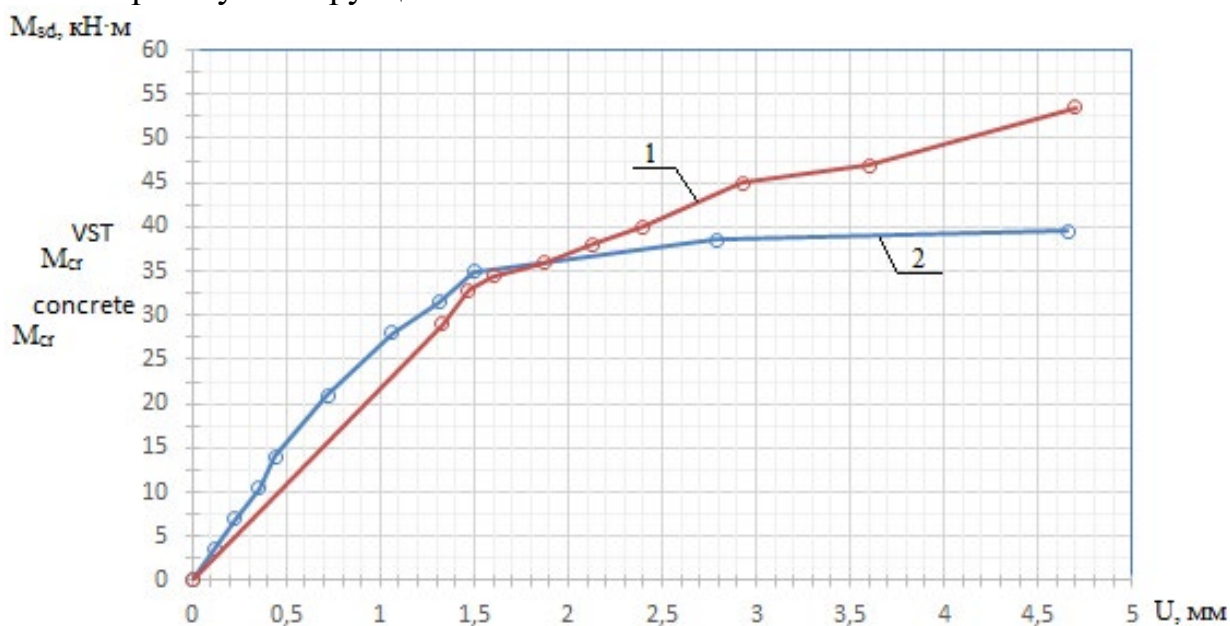


Рисунок 5 – Общая картина разрушения плиты

Из анализа графиков «момент-прогиб» (рисунок 6) при численном моделировании и экспериментального исследования установлено, что после появления трещины в бетоне средние относительные деформации в нем на участке между трещинами сдерживались деформативностью ЦСП, что отражается изменением угла наклона диаграммы. Однако с увеличением нагрузки данный угол изменяется незначительно, очевидно, за счет включения в работу и восприятия действующих усилий арматурой. Вплоть до появления трещины в ЦСП отчетливо проявляется явно выраженная упругая работа бетона и арматуры на участках между трещинами, что указывает на то, что они работают совместно. Однако после появления трещины в листе ЦСП происходит резкое изменение угла наклона диаграммы и включение ее в работу конструкции.



1 – численное исследование; 2 – экспериментальные данные
Рисунок 6 – Диаграмма «момент-прогиб» для плитных образцов

Анализ очертаний графиков «момент-прогиб», полученных в ходе моделирования НДС железобетонной плиты в программном комплексе, хорошо коррелируются с результатами натурального эксперимента. Сравнение результатов оценки несущей способности и величины прогиба показывает, что отклонение составляет 24,5% – для несущей способности и 1,2% – для прогибов. Наблюдается достаточно удовлетворительное совпадение расчетных и опытных данных.

Выводы. Установлено, что программный комплекс позволяет производить корректное объемное моделирование изгибаемых железобетонных элементов с заданием нелинейных диаграмм деформирования бетона и арматуры, может быть применен при исследовании напряженно-деформированного состояния железобетонных изгибаемых конструкций, любых типов сечений, при этом принятые расчетные допущения и гипотезы пойдут в запас прочности.

Схема расположения трещин, полученная по результатам моделирования в программном комплексе (в соответствии с траекториями главных напряжений в бетоне), вполне согласуется с результатами натуральных испытаний.

Список использованных источников

1. Abaqus 6.13 – Analysis User's Guide, volume III : Materials. – Dassault Systemes Simulia Corp., Providence : RI, 2013.– 699 p.

2. Шалобыта, Н.Н. Плоское многопустотное безбалочное железобетонное перекрытие / Н.Н. Шалобыта, Т.П. Шалобыта, Е.А. Деркач // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь 28-29 ноября 2012 г.: в 2 ч. / ПГУ Новопол.: редкол.: Д.Н. Лазовский [и др.]. – Новополоцк, 2012. – Ч.1. - С. 116–125.

3. Деркач, Е.А. Напряженно-деформированное состояние нового конструктивного решения безбалочного монолитного многопустотного перекрытия: дис. маг.: 05.23.01 / Е.А. Деркач. – Брест, 2013. – 121 с.

4. Проектирование железобетонных конструкций: ТКП EN 1992-1-1-2009 (02250). Еврокод 2. – Минск: Министерство архитек-туры и строительства Республики Беларусь, 2010. – Ч. 1-1: Общие правила и правила для зданий.

5. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02. – С изменениями № 1, 2, 3, 4, 5. - Минск: Стройтехнорм, 2002. – 274 с.

6. Bortolotti, L. First Cracking Load of Concrete Subjected to Direct Tension / L. Bortolotti // ACI Materials Journal. – Jan.-Feb., 1991. – Vol. 88, № 1. – P. 70-73.

7. Шалобыта, Н.Н. Эффективное решение плоского безбалочного железобетонного перекрытия с применением элементов системы VST / Н.Н. Шалобыта, В.В. Тур, Е.А. Деркач // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь 28-29 нояб. 2012 г.: в 2 ч. / ПГУ Новопол.: редкол.: Д.Н. Лазовский [и др.]. – Новополоцк, 2012. – Ч.1. – С. 89–90.

8. Шалобыта, Н.Н. Экспериментальное исследование деформированного состояния плоского многопустотного железобетонного перекрытия с применением элементов системы VST / Н.Н. Шалобыта, Е.А. Деркач, Т.П. Шалобыта // Вестник БрГТУ.– 2014. – № 1(85): Строительство и архитектура. – С. 97–102.