

Таблица 7. Критические напряжения, нормативные и расчетные сопротивления подкрепленных средним слоем наружных сжатых обшивок на опорах панелей

Тип и толщина панели, из которой изготовлены образцы	Число образцов n	Критические напряжения подкрепленных средним слоем сжатых обшивок $\sigma_{w,3,i}$ МПа (разрушающее усилие $F_{u,i}$ кН)	Средняя величина критических напряжений подкрепленных средним слоем сжатых обшивок $\sigma_{w,3}$ МПа	Нормативное сопротивление подкрепленной средним слоем сжатой обшивки $f_{w,3,k}$ МПа	Расчетное сопротивление подкрепленной средним слоем сжатой обшивки $f_{w,3,d}$ МПа
Стеновая панель толщиной 100 мм (ПС4200.1200.100–М)	3	89.9 (4.9), 92.9 (5.1), 80.6 (4.3)	87.8	72.4	57.9
Стеновая панель толщиной 200 мм (ПС6200.1200.200–М)	3	84.6 (5.5), 81.8 (5.2), 84.6 (5.5)	83.7	79.6	63.7
Панель покрытия толщиной 120 мм (ПП4700.1200.120–М)	3	86.2 (4.9), 86.2 (4.9), 89.1 (5.1)	87.2	83.0	66.4

Характер разрушения образцов, испытанных по схемам 4а, 4б, 4в показан на рисунках 5, 6, 7, соответственно.

Результаты испытаний приведены в таблицах 5–7.

Заключение

1. Экспериментально определены модули сдвига, расчетные сопротивления сдвигу и сжатию среднего слоя, расчетные сопротивления сжатию подкрепленных средним слоем обшивок трехслойных металлических панелей с утеплителем из минераловатных плит, выпускаемых ИП «Изобудпромстрой» на производственной линии в поселке Колодищи.
2. Определенные при испытаниях расчетные сопротивления сжатию подкрепленных средним слоем обшивок панелей с минераловатым утеплителем значительно ниже получаемых по приведенным в [2, 3] формулам величин расчетных сопротивлений.
3. В зависимости от места определения (в пролете или на опоре панели, внутренняя или наружная обшивка) расчетные сопротивления сжатию подкрепленных средним слоем обшивок панелей отличаются на величину до 27%.
4. Проведены аналогичные испытания выпускаемых ООО «УниверсалСистем» и ООО «Профизол» трехслойных металлических панелей с утеплителем из минераловатных плит, результаты которых здесь не приводятся. При этих испытаниях

установлено, что расчетные сопротивления сжатию подкрепленных средним слоем обшивок панелей различных производителей могут отличаться в 3–4 раза.

5. На стадии проектирования ограждений зданий и сооружений из трехслойных металлических панелей с минераловатым утеплителем необходимо знать конкретного производителя панелей, продукция которого будет использована при строительстве объекта. Расчет трехслойных панелей в ограждениях зданий и сооружений по двум группам предельных состояний должен выполняться с учетом определенных экспериментально модулей сдвига, расчетных сопротивлений сдвигу и сжатию среднего слоя, расчетных сопротивлений сжатию подкрепленных средним слоем обшивок панелей.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. СТБ ISO 2394-2007. Надежность строительных конструкций. Общие принципы.
2. EN 14509. Self-supporting double skin metal faced insulating panels – Factory made products – Specifications / CEN. – Brussels: 2006.
3. Рекомендации по применению трехслойных панелей с профилированными металлическими обшивками и средним слоем из пенопласта. – Свердловск: УПИ им. Кирова, 1978.

Материал поступил в редакцию 10.11.10

LEVCHUK A.A., PETRUKOVICH A.N. Experimental researches of double skinned metal faced panels' strength and elasticity properties

Experimental researches of double skinned metal faced panels' strength and elasticity properties were made. Researches were made on panels of Isobudpromstroy, which were made on industrial line in Kolodischi settlement. Researches' results and its analysis are included.

УДК 624.014.27

Драган В.И., Морилова Н.Л.

РАСЧЕТ СТРУКТУРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ СИСТЕМЫ «БргТУ» В ФИЗИЧЕСКИ НЕЛИНЕЙНОЙ ПОСТАНОВКЕ

Введение. Существенной особенностью исследований живучести систем является их вынужденная априорность. Нерасчетные условия, возникающие в аварийных ситуациях, крайне редки и их опыт может быть распространен весьма ограниченно. Проведение специальных испытаний в натуре или просто невозможно, или крайне дорого. Именно поэтому весьма важным свойством любой системы является отказоустойчивость. Под отказоустойчивостью

(стойкостью) понимается проявление свойства живучести в нормальном режиме эксплуатации.

На сегодняшний день в нормативных документах отсутствуют какие-либо оценки живучести зданий и сооружений, а также оценки стойкости их к прогрессирующему обрушению, научные работы зарубежных ученых, связанные с данной тематикой, в основном это статьи научного характера, также не дают полного решения задач живучести. Упрощенные расчеты безопасности и надежности при

Морилова Наталья Леонидовна, аспирантка кафедры строительных конструкций Брестского государственного технического университета. Беларусь, БрГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.

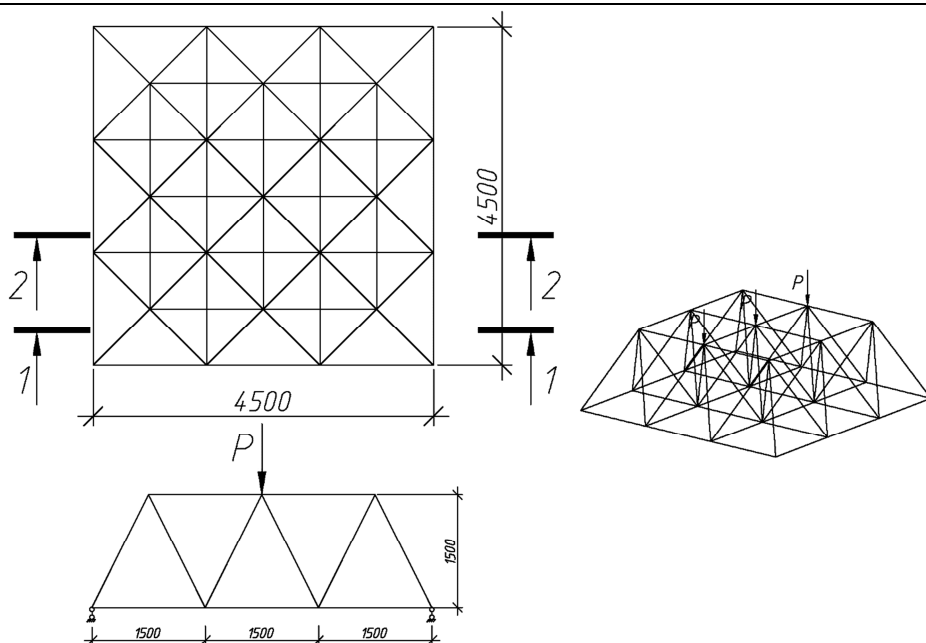


Рис. 1. Исследуемый фрагмент структурной плиты

проектировании и реконструкции не соответствуют требованиям, предъявляемым к сложным современным конструктивным системам. Определенную трудность в определении уровня живучести вносит отсутствие адекватной расчетной модели и четких требований к ее созданию.

Моделирование работы структурной конструкции системы «БрГТУ» в физически нелинейной постановке. Многие программные комплексы, применяемые повсеместно, «приравнивают» потерю устойчивости первого (наиболее нагруженного) сжатого элемента к потере устойчивости второго рода. Однако на практике это не всегда так. Определить схему разрушения только теоретическим путем не представляется возможным.

Решая физически нелинейные задачи шаговым методом, который часто идентифицируют как метод последовательных нагружений, по сути, можно организовать моделирование процесса упруго-пластического деформирования. Действительно, в этом случае нагрузка прикладывается частями, а на каждом шаге изменяются жесткостные характеристики системы за счет изменения модуля упругости [1].

С целью достоверного определения напряженно-деформированного состояния (НДС) и определения предельного состояния конструкции была создана расчетная модель в физически нелинейной постановке.

Структурная система «БрГТУ» наиболее оптимально подходит для создания расчетной модели такого рода: узел по своей расчетной схеме близок к идеальному шарниру, при сборке таких систем в работу включается 100% стержней, отсутствуют физические эксцентриситеты в узлах структуры.

Для начала рассмотрим простейшую конструкцию – фрагмент структурной плиты, испытанный ранее [2]. Фрагмент представляет собой квадрат размерами 4,5х4,5 м с ячейкой 1,5х1,5 м и $h=1,5$ м (см. рис. 1).

При проведении эксперимента нагружение модели осуществлялось сосредоточенными силами в 3-х узлах верхнего пояса через специальную систему траверс и тязей с помощью гидравлических домкратов. Усилия в стержнях структуры рассчитывались по формуле, описывающей закон Гука. Деформации измерялись при помощи индикаторов часового типа, с ценой деления 0,001 мм. Индикаторы устанавливались в наиболее нагруженных стержневых элементах. Вертикальные перемещения нижних узлов структуры фиксировались с помощью прогибомеров с ценой деления 0,001 см. Испытания проводились статической нагрузкой до полного разрушения фрагмента [1].

Все узловые элементы представлены узлами системы «БрГТУ», с диаметром сферы 160 мм и толщиной стенки 10 мм, стержневые эле-

менты – трубы $\varnothing 60 \times 4$. Нагрузка на фрагмент была приложена к верхнему поясу и прикладывалась пошагово от 6 т до полного разрушения фрагмента.

Для определения достоверности расчетной модели было выполнено сравнение экспериментальных данных с результатами численного расчета методом конечных элементов в физически нелинейной постановке.

Конструктивные характеристики модели рассматриваемого фрагмента следующие:

- Стержневые элементы описывались конечными элементами, моделирующими физическую и геометрическую нелинейность. Данный конечный элемент позволяет учитывать одновременно физическую и геометрическую нелинейности при расчете стержневых систем.

- Принимается гипотеза о центральном нагружении элементов (центральное растяжение–сжатие). Для удобства определения величины выпучивания элементов все стержни были разбиты по длине на 20 частей, таким образом, соединение элементов работает как основной материал стержня, а величина выпучивания – перемещение узлов.

- Нелинейность элементов была описана экспоненциальным законом деформирования. Принятые зависимости между напряжениями и деформациями приведены на рис. 2. Растянутые стержни деформируются в полном соответствии с принятой диаграммой в координатах $\sigma^+ - \epsilon^+$. Для сжатых стержней с гибкостью $\lambda < 100$ потеря устойчивости происходит в упругопластической области. Диаграмма деформирования сжатых стержней в координатах $\sigma^- - \epsilon^-$ подобна зависимости усилие – сближение концов стержня и может быть применена для описания работы сжатого стержня при потере устойчивости. Критерием предельного состояния стержня принято достижение пластичности $\epsilon_{ocm} \leq 3$.

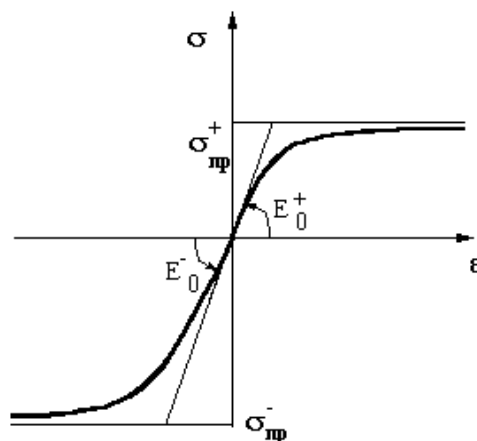


Рис. 2. Экспоненциальная зависимость диаграмм деформирования стали 20

$E_0^- = 2,06 \cdot 10^6$ МПа – начальное значение модуля упругости на сжатие;

$\sigma_{0p}^- = R_{yn} = 240$ МПа – предельное значение напряжения на сжатие (отрицательное значение);

$E_0^+ = 2,06 \cdot 10^6$ МПа – начальное значение модуля упругости на растяжение;

$\sigma_{0p}^+ = R_{yn} = 240$ МПа – предельное значение напряжения на растяжение.

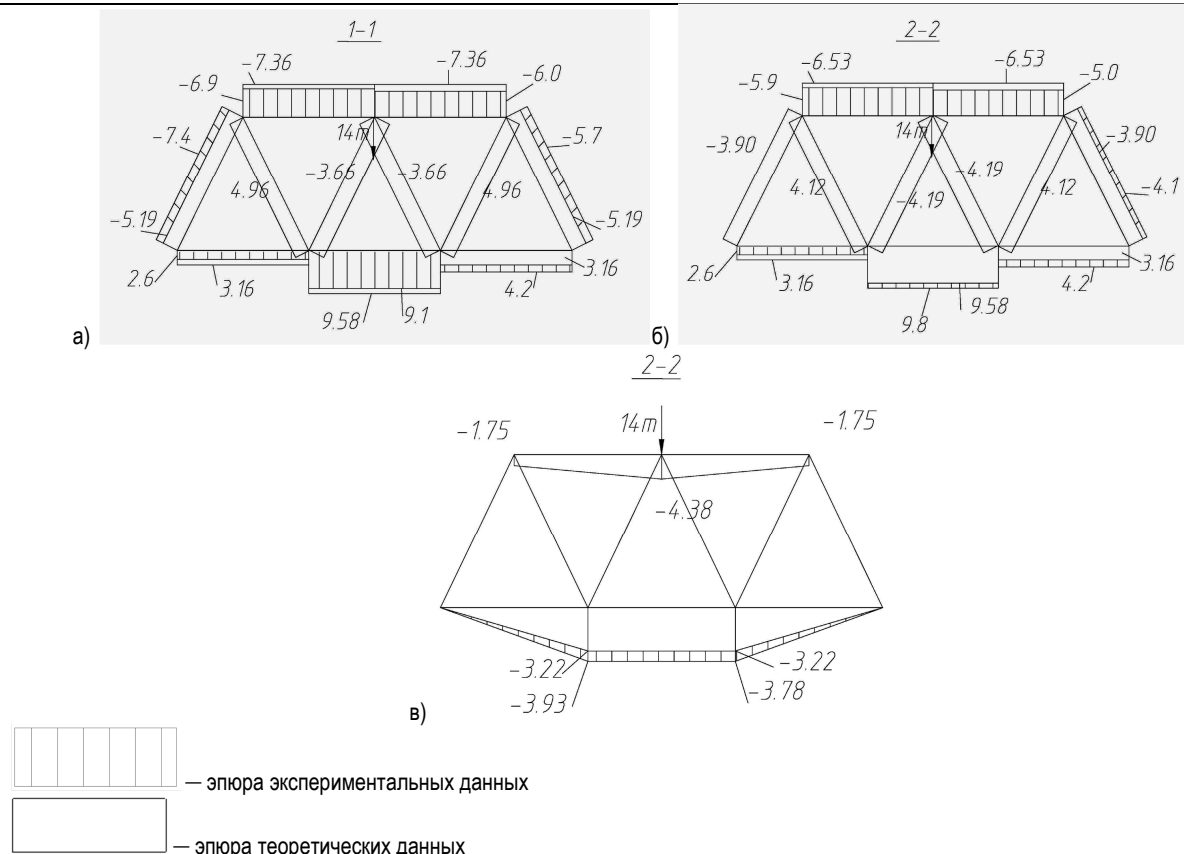


Рис. 3. Сравнение экспериментальных и теоретических данных при нагружении фрагмента структуры: а, б – усилия в элементах (тс), в – перемещения узлов (мм)

– Были созданы загрузки, учитывающие собственный вес и пошагово прикладываемую нагрузку, вплоть до момента, когда конструкция превращается в изменяемую систему. Расчет производится шаговым методом. На каждом шаге матрица жесткости формируется в системе координат «нового положения» с учетом изменения касательного модуля деформации.

– Соединение стержней – шарнирное. На узлы соединения были наложены следующие связи – $U_Y=0$; $U_Z=0$ (классический шарнир на концах стержневого элемента с $\mu=1$).

– Пошаговое приложение нагрузки. Продолжать расчет, неограниченно увеличивая нагрузку, будет возможно до тех пор, пока стадия напряженно-деформированного состояния не окажется настолько близко к предельной, что математическая модель потеряет смысл. В этом случае члены общей матрицы жесткости на последнем этапе нагружения станут настолько малы, что обусловят неограниченный рост перемещений [2].

На рис. 3 представлено сопоставление результатов при нагрузке, равной 14т на узел. Сопоставление экспериментальных и теоретических результатов дало хорошее соответствие результатов, показаны расчетные и экспериментальные эпюры усилий и перемещений в сечениях 1–1 и 2–2 фрагмента структуры.

Необходимо помнить, что рассчитывалась идеализированная модель реальной конструкции. Расчетная модель показала, что полное разрушение конструкции происходит при нагрузке 18,031т в узел. Расчетное предельное состояние наступало в результате образования двух параллельных линий, сформированных из сжатых стержней верхнего пояса, потерявших устойчивость. При проведении эксперимента потерял устойчивость стержень верхнего пояса фрагмента, это произошло при величине сжимающего усилия 18,5т. Не одно из усилий в растянутых элементах не достигло своего предельного значения.

Сравнение расчетной модели с экспериментальными результатами показывает, что составленная модель может быть использована для определения НДС структурной конструкции системы «БрГТУ»

на любом этапе, а также определения критической (разрушающей) нагрузки и запасов несущей способности. Кроме того, можно численно определить живучесть таких конструкций и действительные запасы несущей способности.

Исследование модели навеса в парке г. Хойники. Навес в городском парке г. Хойники представляет собой структурную плиту с треугольной ячейкой. Все стержни длиной 1,5м и сечением $\varnothing 63,5 \times 3,5$ мм, узлы приняты $\varnothing 160$ мм с толщиной стенки 10мм. Навес представляет собой эллипсоидную плиту размерами в плане 16,25х17,255 м, установленную под углом 5° на четыре пространственные колонны (рис. 4). Данное сооружение является аналогом навесов в парке г. Бреста и г. Кобрин, однако имеет треугольную ячейку (6 стержней пояса и 3 стержня раскосов – рис. 5), что делает сооружение более жестким. Работа структурной плиты соответствует работе изотропного материала – одинакова во всех направлениях. Передача нагрузки происходит через узлы верхнего пояса (в местах опирания прогонов).

Для определения НДС и характера работы конструкции была составлена расчетная модель в физически нелинейной постановке. Процесс составления расчетной модели был описан в п.1. Для определения действительной работы была рассчитана полная система (структура + колонны). На систему были приложены следующие нагрузки:

- собственный вес;
- постоянная нагрузка (прогоны и профнастил);
- снеговая нагрузка;
- ветровая нагрузка.

Временная нагрузка прикладывалась в узлах пошагово для определения момента разрушения конструкции.

В самом начале проектирования были определены наиболее ответственные элементы системы. Ими являются верхние элементы колонн и опорные кристаллы структуры. Эти элементы запроектированы с дополнительным запасом несущей способности, что увеличивает запас несущей способности для всей системы в целом.

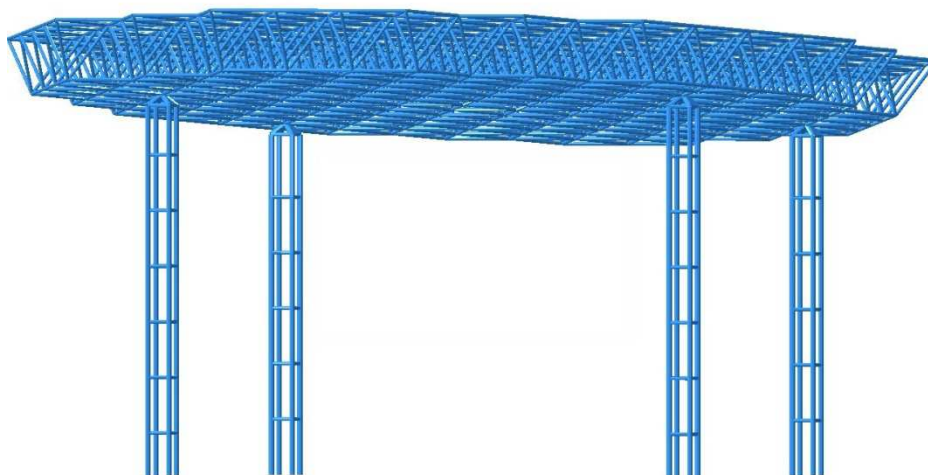


Рис. 4. Пространственная модель навеса

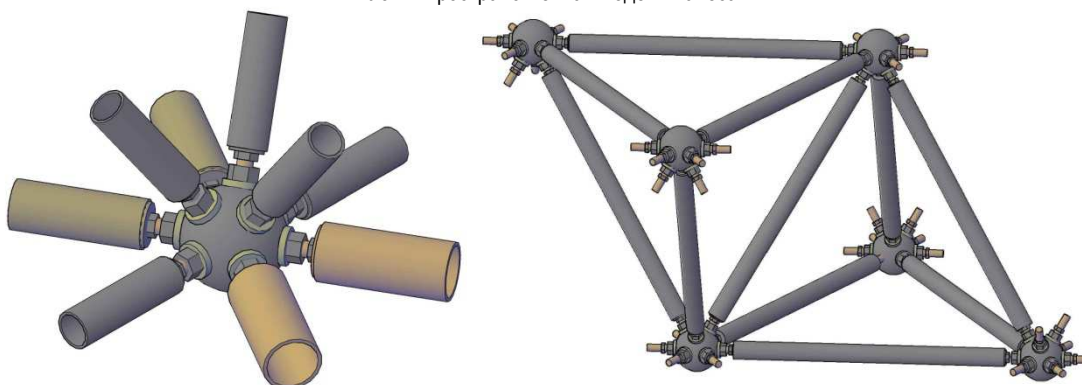


Рис. 5. Узел системы «БрГТУ» для треугольной ячейки – 9 стержней

Таблица 1. Характеристика разрушения системы

Этап нагружения	Этап стадий разрушения	Величина нагружения, нагр. в узел кг	Кол-во стержней дост. пред. сост-я, шт. (общ. кол-во)	Превышение проектного зн-я нагрузки	Величина перем. на этапе мм
2	1	3	4	5	6
1		Собс. вес	-		2,26
2		500-проектная	-	1,0	20,5
3		600	-	1,2	24,5
4		700	-	1,4	28,7
5		800	-	1,6	33,1
6		900	-	1,8	37,6
7		1000	-	2,0	42,4
8	1	1100	2	2,2	47,4
9	2*	1200	2 (4)	2,4	52,6
10	3	1300	3 (7)	2,6	58,2
11	4	1400	10 (17)	2,8	61,8
12	5	1450	4 (21)	2,9	62,9
13	6	1483-разрушение	9 (30)	~3	64,4

* - растянутые стержни

На основе своеобразного компьютерного моделирования процесса нагружения получена следующая информация. Вначале структура работает как линейно упругая система, затем перемещения узлов и выгибы элементов нарастают, конструкция меняет свою расчетную схему, приспосабливаясь к постепенно увеличивающейся нагрузке (конструкция находит дополнительные резервы для перераспределения усилий на соседние мало загруженные стержни). При нагрузке, превышающей приложенную проектную примерно в 2 раза, начинают терять устойчивость первые сжатые стержни (для линейного расчета устойчивость конструкции, определяемая потерей устойчивости первого стержня, была бы исчерпана при нагрузке примерно в 2,2 раза превышающей проектную), появляются пластические шарниры, однако она продолжает работать. При нагрузке, превышающей проектную

примерно в 3 раза, конструкция превращается в механизм, система становится геометрически изменяемой. Разрушение конструкции можно проследить по стержням верхнего пояса. Потеря несущей способности по 1-му предельному состоянию для сжатых и растянутых стержней происходит по диагоналям между опорами (рис.6). Такая модель разрушения конструкции говорит о высоком уровне живучести конструкции, хорошем перераспределении усилий в элементах и стойкости системы к прогрессирующему обрушению.

Расчет с учетом нелинейной работы конструкции позволяет вскрыть дополнительные запасы несущей способности. Предельной состояние наступает при нагрузке, в 3 раза превышающей расчетную проектную нагрузку. В процессе расчетов была определена форма потери устойчивости для всей системы.

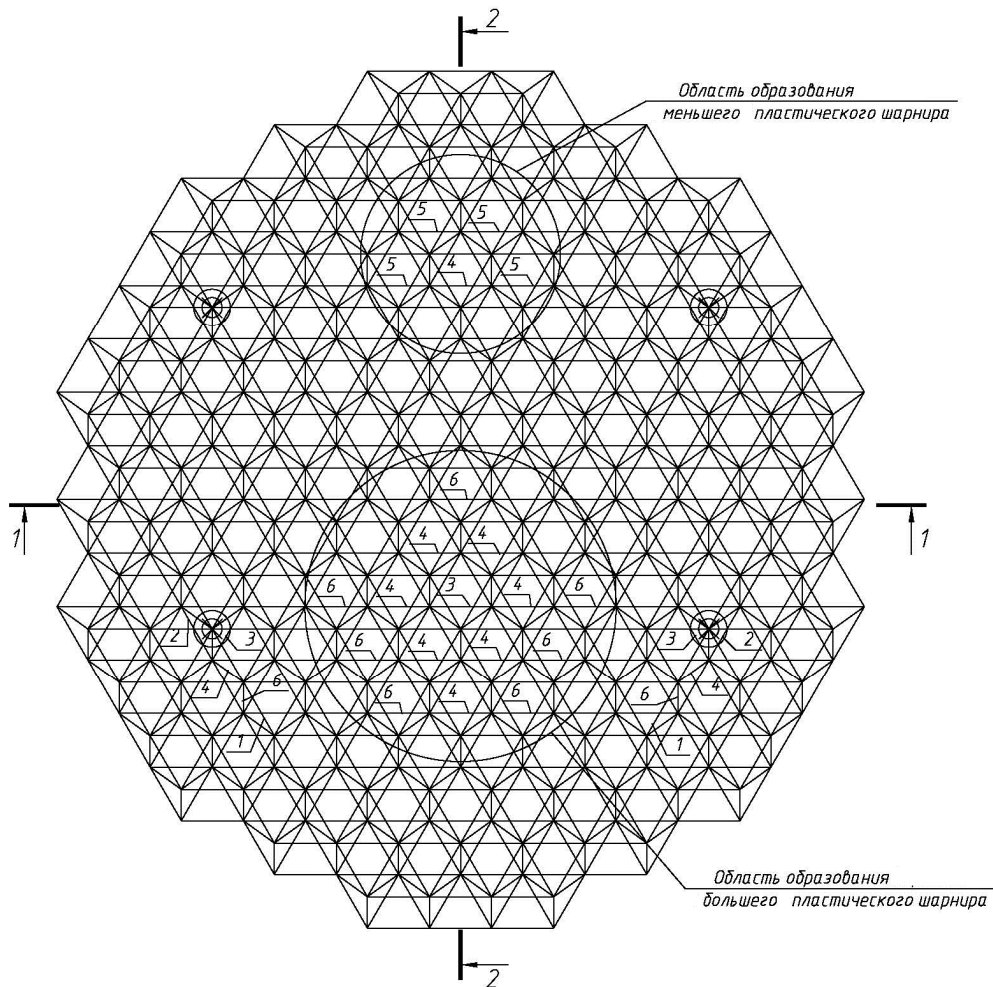


Рис. 6. Схема разрушения элементов структуры (цифрами показана последовательность наступления предельного состояния стержней).

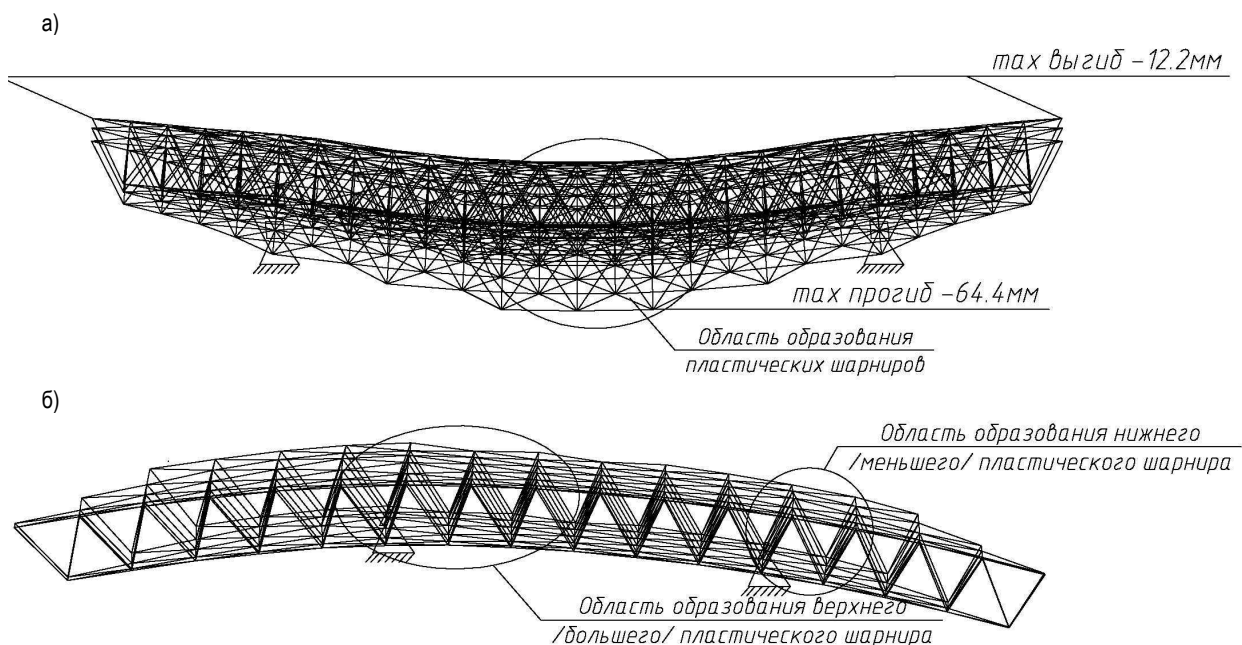


Рис. 7. Деформированная схема структуры: а) по сечению 1–1 рис. 6, б) по сечению 2–2 рис. 6

На рис. 6 представлен план покрытия с указанием последовательности наступления предельного состояния структурной плиты. Из схемы видно, что из 30 стержней, которые постепенно выключаются из расчетной модели, 25 стержней находятся в верхней части плиты, практически все стержни являются элементами верхнего пояса.

Таким образом, при составлении расчетной модели было сделано:

- составлена расчетная модель адекватно описывающая действительную работу системы;
- определен действительный запас несущей способности (3 раза);
- выявлены слабые места системы;
- определен теоретический сценарий наступления предельного состояния конструкции;
- доказана ее живучесть и стойкость системы к прогрессирующему обрушению;
- установлено, что разрушение данной системы (и подобных) – не мгновенный процесс, не прогрессирующее обрушение, а процесс происходящий во времени с последовательным увеличением нагрузки, при прекращении увеличения нагрузки процесс разрушения прекращается;
- физический смысл предельного состояния расчетной модели – образование пластических шарниров в структуре. Структура изменяет систему работы, начинает работать как анизотропный материал. Для дальнейшего анализа необходима разработка другой математической модели.

Заключение. При помощи компьютерного моделирования были определены схемы разрушения структурных систем и величина разрушающей нагрузки. Разработанная математическая модель позволяет вскрыть резервы несущей способности структурных систем, проследить пути распределения усилий, а также дает возможность достоверно увеличивать несущую способность структурных конструкций путем увеличения несущей способности критических стержней системы.

Создана новая расчетная модель наиболее достоверно описывающая действительную работу структурной системы «БрГТУ» которая дает возможность определять напряженно-деформированное состояние конструкции на любом из этапов работы системы вплоть до момента разрушения и является наиболее оптимальной для расчета металлических пространственных систем.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Компьютерные модели конструкций / А.С. Городецкий, И.Д. Евзеров. – К.: Издательство «Факт», 2005. – 344с.
2. Провести теоретические и экспериментальные исследования работы стальных конструкций покрытия летнего амфитеатра в г. Витебске: отчет о НИР/ Брестский государственный технический университет; руководитель В.И. Драган. – Брест, 2007. – 189с. – №ГР2007457.

Материал поступил в редакцию 09.02.11

DRAGAN V.I., MORILOVA N.L. Calculation of structural designs of system "BSTU" in physically nonlinear statement

In article the example of calculation of structural system "BSTU" in physically nonlinear statement is resulted. The settlement model has been approved on a fragment tested earlier, and on a canopy design in city park of Hojniki. Comparison of the experimental and theoretical data has yielded good results. For the resulted structural systems sizes of ultimate loads, destruction ways, reserves of bearing ability have been defined.

Comparison settlement and experimental data, definition of ways of destruction of system, ultimate load definition allow to speak about possibility of application of the developed mathematical model further for designing of structural systems of the wide-span combined designs of coverings for buildings of any appointments.

УДК 691.544

Протасевич А.А., Филимонова Н.В.

АНАЛИЗ СОВРЕМЕННЫХ ПРЕДСТАВЛЕНИЙ О СТРУКТУРЕ БЕТОНА С ПОЗИЦИЙ ЕГО ПРОНИЦАЕМОСТИ

Введение. Интенсивность процессов массопереноса, протекающих в бетоне строительных конструкций, эксплуатируемых в условиях непосредственного контакта с влагой, зависит коренным образом от структуры самого материала. Внутреннее строение бетонного композита определяет, таким образом, основные его свойства: плотность, пористость, проницаемость и, как следствие, стойкость при воздействии внешних факторов. А с появлением бетонов нового поколения вопросы долговечности встали особенно остро. Данная проблема требует изначально обращения к детальному рассмотрению элементов структуры цементных систем с целью выявления возможных путей фильтрации.

Уровни структуры бетона. В зависимости от масштаба решаемых задач, связанных с определением свойств, состава, области применения тех или иных строительных материалов, их структуру принято рассматривать на различных масштабных уровнях. Существуют четкие представления о макро-, мезо- и микроструктурах бетона, весьма схожих по строению, но отличающихся масштабом и вещественным составом. Таким образом, главной особенностью бетона, которую отмечают, анализируя его структуру, является иерархичность и подобие строения на всех уровнях. Каждому масштабному уровню свойственны определенные процессы и внутренние взаимодействия, благодаря которым формируются совершенно определенные характеристики бетона в це-

лом. Иерархичность и самоподобие структуры бетона иллюстрирует рисунок 1 [1]. На всех масштабных уровнях бетон остается композитным материалом, и его структуре в наибольшей степени соответствуют модели типа «матрица – включение».

В таких моделях в качестве включений рассматриваются зерна крупного или мелкого заполнителя, а также частицы негидратированного цемента (в зависимости от уровня), а в качестве матрицы – цементно-песчаный раствор, цементный камень или гидратные фазы (чаще всего это гель C-S-H). Необходимо отметить, что модели типа "матрица – включение" приобрели большую популярность при оценке эффективных жесткостных и деформативных характеристик бетона как композиционного материала. При анализе структуры бетона с точки зрения его проницаемости и долговечности, положения о подобии и иерархичности отходят на второй план и, более того – теряют всякий смысл, когда речь заходит о пористости.

Проницаемость традиционных бетонов на плотных заполнителях зависит в первую очередь от пористости цементного камня. С требуемой точностью параметры пористости могут быть рассмотрены только на микроуровне. Причем аналогов на мезо- или макроуровнях поры цементного камня не имеют. Вместе с тем некоторые макроуровневые параметры бетона (концентрация, форма, размеры включений, качество контакта) также важны для проницаемости и характерны исключительно для макроструктуры бетона.

Протасевич Анна Александровна, аспирант кафедры технологии бетона и строительных материалов Брестского государственного технического университета.

Беларусь, БрГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.

Строительство и архитектура