

Исследование изменения качества ферм с возрастанием числа ячеек (длины фермы) показало сильное ухудшение качества ферм оптимальных и антиоптимальных.

Замечено, что с возрастанием числа диагоналей диапазон топологической чувствительности подвергается увеличению.

Установлено, что ухудшение качества связано с изменением работы ферм от чистого сдвига, в случае ферм квадратной конфигурации, до почти чистого изгиба, в случае ферм имеющих форму удлинённого прямоугольника.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Eschenhauer H.A., Olhoff N. (2001). *Topology optimization of continuum structures*. Appl. Mech. Rev. 54, 4, 331-390.
2. Kirsch U. (1989). *Optimal topologies of structures*. Appl. Mech. Rev. 42, 8, 223-239.
3. Papdrakakis M., Lagaros N.D., Tsompanakis Y., Plevris V. (2001). Large scale structural optimization: computational methods and optimization algorithms. Arch. Comp. Meth. Engng. 8, 3, 239-301.
4. Rozvany G.I.N., Bendsoe M.P., Kirsch U. (1995). *Layout optimization of structures*. Appl. Mech. Rev. 48, 2, 41-119.
5. Maxwell J.C. (1872). *On reciprocal figures, frames, and diagrams of force*. Trans. Roy. Soc. Edinb. 26, 1.
6. Michell A.G.M. (1904). *The limits of economy of material in frame-structures*. Phil. Mag. 8, 589-597.
7. Beckers M., Fleury C. (1997). *A primal-dual approach in truss topology optimization*. Comp. Struct. 64, 1-4, 77-88.

8. Bennage W.A., Dhingra A.K. (1995). *Optimization of truss topology using tabu search*. Int. J. Num. Meth. Engng. 38, 4035-4052.
9. Deb K., Gulati S. (2001). *Design of truss-structures for minimum weight using genetic algorithms*. Finite Elem. Anal. Design 37, 447-465.
10. Kołakowski P., Holnicki-Szulc J. (1997). *Optimal remodelling of truss structures (simulation by virtual distortions)*. Comp. Assist. Mech. Eng. Sci. 4, 257-281.
11. Lewiński T., Zhou M., Rozvany G.I.N. (1994a). *Exact least-weight truss layouts for rectangular domain with various support conditions*. Struct. Optim. 6, 55-67.
12. Lewiński T., Zhou M., Rozvany G.I.N. (1994b). *Extended exact solutions for least-weight truss layouts*. Int. J. Mech. Sci. 36, 375-398.
13. Ohsaki M. (2001). *Random search method based on exact reanalysis for topology optimization of trusses with discrete cross-sectional areas*. Comp. Struct. 79, 673-679.
14. Strang G. (1976). *Linear algebra and its applications*. Academic Press, New York.
15. Gangadharan S.N., Nikolaidis E., Lee K., Haftka R.T., Burdisso R. (1999). *Antioptimization for comparison of alternative structural models and damage detection*. AIAA Journal 36, 7, 857-864.
16. McWilliam S. (2001). *Anti-optimization of uncertain structures using interval analysis*. Comp. Struct. 79, 421-430.
17. MATLAB (2000). *Using MATLAB. Version 6*. The Math Works.

УДК 624.014.27(476.7)

Драган В.И., Шурин А.Б.

КОНСТРУКЦИИ АРОК КОМБИНИРОВАННОГО ПОКРЫТИЯ УНИВЕРСАЛЬНОГО СПОРТИВНОГО КОМПЛЕКСА В г. БРЕСТЕ

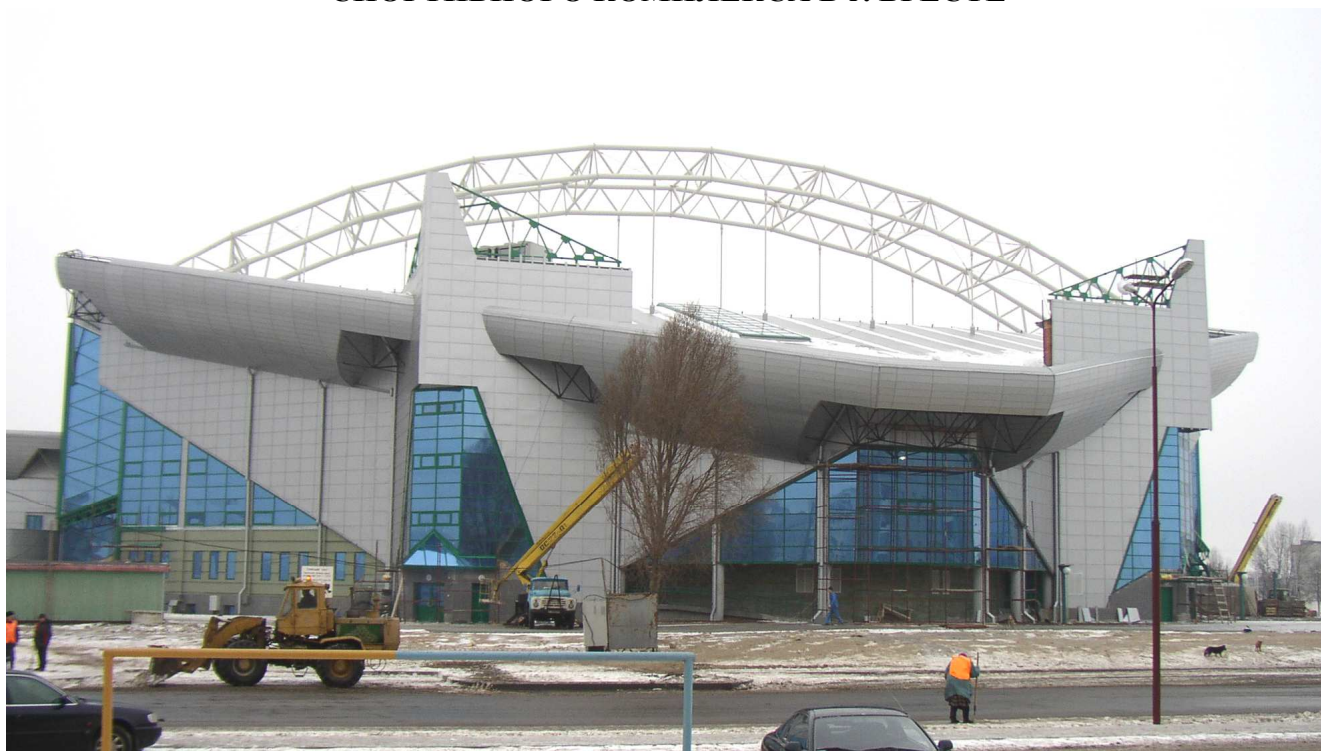


Рис. 1. Фасад здания универсального спортивного комплекса.

Драган Вячеслав Игнатьевич, профессор, кандидат технических наук, первый проректор Брестского государственного технического университета.

Шурин Андрей Брониславович, ассистент кафедры строительных конструкций Брестского государственного технического университета.

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

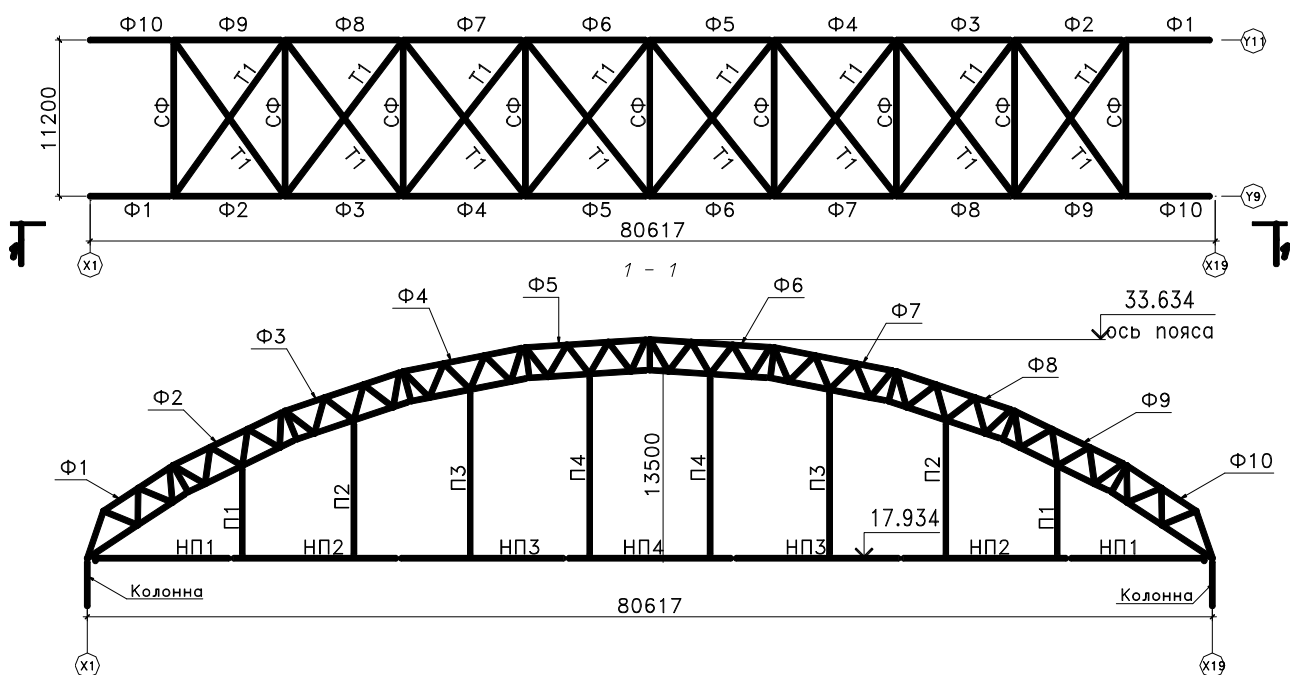


Рис. 2. Конструктивная схема арок покрытия.

Конструктивные особенности

Комбинированное покрытие главной спортивной арены площадью более 5 тыс. м² запроектировано в виде квадратной структурной плиты, ломаной по диагонали, и образующей две треугольные плиты с размерами 66х66х93м, соединенные в коньке, и создающие два ската с уклонами 15°. Структурная плита поддерживается в средней части двумя металлическими арками, пролетами 80,62м и опирается по контуру на стале-железобетонные колонны с шагом 6м и четыре диафрагмы жесткости. По верхним узлам структурной плиты покрытия устанавливаются прогоны из швеллеров, на которые укладываются профилированный настил и элементы кровли (рис. 1).

Основными несущими конструкциями покрытия являются две металлические арки пролетом 80,62м, установленные вдоль диагонали покрытия на расстоянии 11,2м друг от друга, соединенные связевыми фермами и преднапряженными крестовыми связями для обеспечения их пространственной устойчивости [1].

Каждая арка – это стержневая система из круглых труб, состоящая из двух типов отпавочных марок: опорных (верхний пояс из трубы сечением 325х14 мм, нижний пояс из трубы сечением 426х14 мм, раскосы из труб сечением 140х6 мм),

и промежуточных (верхний и нижний пояса из труб сечением 426х14 мм с раскосами из труб 140х6 мм). Соединения стержней отпавочных марок сварные.

Между собой отпавочные марки сопрягаются при помощи фланцевых соединений на высокопрочных болтах из стали марки 40Х «Селект» диаметром 24мм, способ обработки соединяемых поверхностей – стальными щетками без консервации. Усилие натяжения высокопрочных болтов составило 15тс и контролировалось по моменту закручивания

$$M_{кр} = n \cdot K \cdot B_0 \cdot d_0 = 1,06 \cdot 0,18 \cdot 147кН \cdot 24мм = 673,14Н \cdot м. \quad (1)$$

Фланцы крепились к отпавочным элементам арок при помощи угловых швов катетом 14мм.

В арочную конструкцию включена затяжка (труба 325х14 мм) и 8 подвесок (труба 127х6 мм). Затяжка арок одновременно является опорной конструкцией структурной плиты и работает как многопролетная балка с опорами на подвески и загружена реакциями опорных узлов структуры. Во всех подвесках установлены фаркопы, позволяющие производить натяжение затяжки, создавать предварительный выгиб вверх, и тем самым уменьшать прогиб опирающейся на нее структуры (рис. 2).

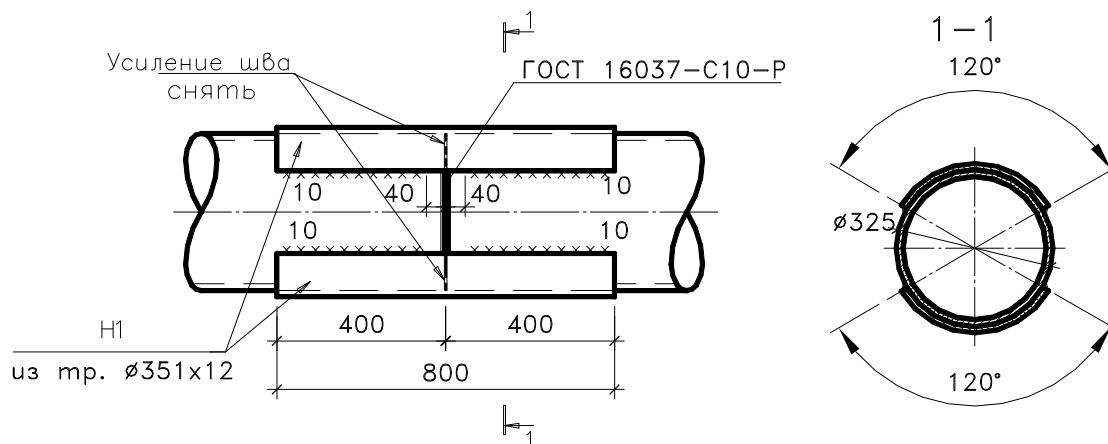


Рис. 3. Стык затяжек.

Затяжка арок разбита на отправочные марки, которые соединяются между собой при помощи стыкового соединения на подкладке С10 по ГОСТ 16037. Учитывая большие усилия в затяжке и большую ответственность этой детали арки, данный стык был усилен двумя полунакладками из трубы $\varnothing 351 \times 12$, которые крепятся к затяжке при помощи угловых швов катетом 10мм. Длина накладок принята из условия восприятия накладками усилия растяжения в затяжке (рис. 3).

Учитывая, что арки являются распорными системами, восприятие распора потребовало разработки специальных конструктивных мероприятий. По этой причине статическая схема арки была принята двухшарнирной.



Рис. 4. Монтаж опорного узла арки по оси Y11.

Распор в арках воспринимается затяжкой, устроенной на уровне опорных узлов. В этом случае на сталежелезобетонные колонны передается только опорная реакция от собственного веса арок и структурной плиты покрытия, опирающейся на затяжку арок, веса кровли и снеговой нагрузки. Реакция арок, через опорную плиту передается на три цилиндрических катка диаметром 120мм, изготовленных из стали 35ГС, и далее, на оголовки колонны (рис. 4). Толщина плиты оголовка составляет 40мм. Для повышения жесткости плиты оголовка колонны к ней приварены вертикальные ребра с анкерными стержнями из арматуры $\varnothing 30$ класса S400 (рис. 5). Для обеспечения прочности бетона на действие местной сжимающей нагрузки, под ребрами жесткости установлены три

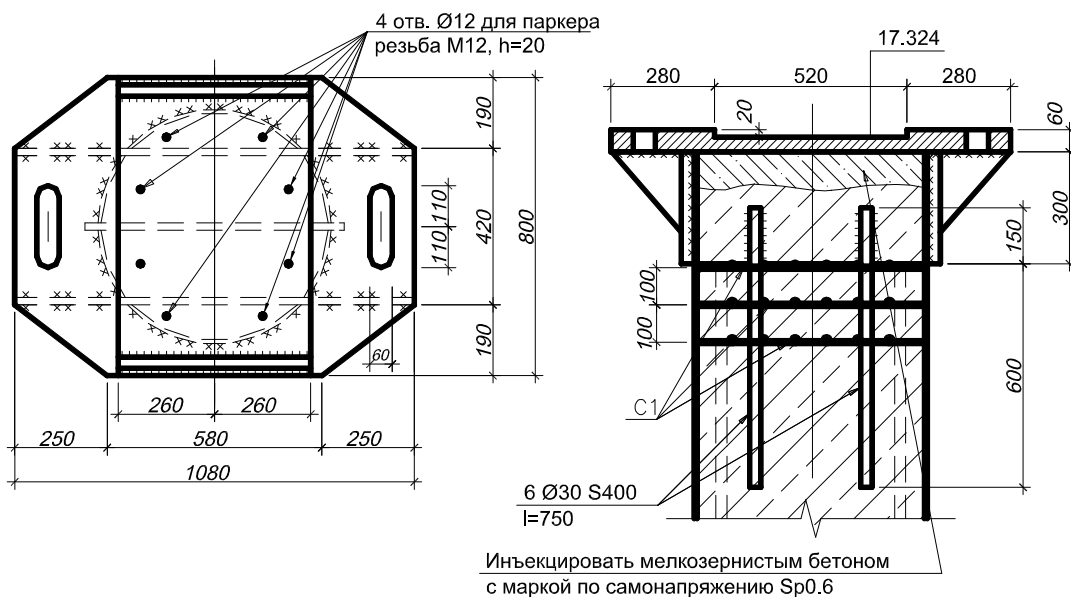


Рис. 5. Конструкция оголовка колонны.

сетки косвенного армирования из арматуры $\varnothing 8$ S400 с шагом 100мм. Бетонирование колонны не доводилось на 100мм до верха, после чего к колонне крепились опорная плита. После монтажа плиты в полость под плитой, через предусмотренные отверстия $\varnothing 12$ мм, паркером нагнетался бетон на мелкозернистом щебне класса С30/37 с маркой по самоупрочению Sp0.6.

Применение такой опорной конструкции позволяет арке легко деформироваться без существенного увеличения напряжений от изменения температуры и осадок опор.

Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния узлов арок

На этапе изготовления конструкций арок были проведены лабораторные исследования наиболее нагруженных и ответственных узлов и деталей:

- узлы крепления подвески к нижнему поясу арки и к затяжкам;
- монтажные и заводские стыки затяжки;
- фаркопы подвесок;
- фаркопы связей.

Узлы для испытаний изготавливались одновременно с изготовлением арок в натуральную величину из того же самого проката, той же стали и сварочных материалов. Работу выполняли те же сварщики, которые выполняли сборку и сварку отправочных марок арок. Все заводские и монтажные сварные стыки прошли физический контроль качества сварки.

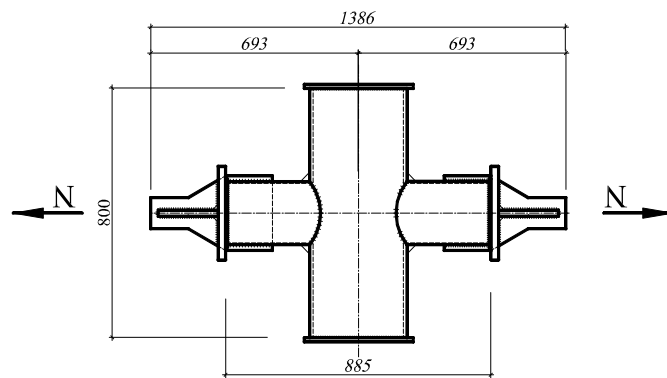


Рис. 6. Стенд для испытания крепления подвески к затяжке.

Таблица 1. Результаты испытаний стыка затяжки с подвеской

Номера образцов	Разрывное усилие P , кН	Расчетное усилие по проекту F , кН	Вид и место разрушения узла
1	1161	248,9	Несущая способность узла обеспечена. Запас по разрушающей нагрузке составляет 4,6 раза.
2	1217	248,9	Несущая способность узла обеспечена. Запас по разрушающей нагрузке составляет 4,9 раза.
3	1322	248,9	Несущая способность узла обеспечена. Запас по разрушающей нагрузке составляет 5,3 раза.

Таблица 2. Результаты испытаний стыка затяжек

Номера образцов	Максимальная приложенная нагрузка, кН	Разрывное усилие P , кН	Расчетное усилие по проекту F , кН	Вид и место разрушения узла
1, 2, 3	385,0	Не достигнуто	901,094	Несущая способность узла обеспечена. Запас на момент испытаний 4,71 раза.

Испытание крепления подвески к затяжке и к арке проводилось на узлах, представляющих крестообразную конструкцию, составленную из круглых труб с заглушками и траверсами для приложения нагрузки. Нагружение узлов производилось в два этапа: на испытательной машине УММ-100 с приложением нагрузки 1000 кН и построением диаграммы деформирования в координатах нагрузка – удлинение, на испытательном стенде с нагружением 2 гидродомкратами по 100т до разрушения узлов (рис. 6).

Находим разрушающее усилие для данного узла по несущей способности сварных швов

$$\frac{N}{0,85k_f \cdot l_w} \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c \quad (2)$$

Находим

$$R_{wf} = 0,55 \frac{R_{wun}}{\gamma_{wm}} = 0,55 \cdot \frac{490}{1,25} = 215,6 \text{ МПа},$$

$$l_w = 0,5 \cdot \pi \cdot d \cdot \xi \left[1,5(1 + \cos e c \alpha) - \sqrt{\cos e c \alpha} \right], \quad (3)$$

при $\alpha=90^\circ$, т.к. $d/D=0,203/0,325=0,390$, $\xi=1,006$, $\operatorname{cosec}90^\circ=1,0$,

$$l_w = 0,5 \cdot \pi \cdot d \cdot \xi \left[1,5(1 + \cos e c \alpha) - \sqrt{\cos e c \alpha} \right] =$$

$$= 0,5 \cdot 3,14 \cdot 0,203 \cdot 1,02 \left[1,5(1 + 1,0) - \sqrt{1,0} \right] = 0,650 \text{ м}$$

Получаем из формулы (2)

$$N = 0,85 \cdot k_f \cdot l_w \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c = 0,85 \cdot 215,6 \cdot 10^5 \times$$

$$\times 0,95 \cdot 1 \cdot 0,01 \cdot 0,650 = 113,16 \cdot 10^3 \text{ кг} \cdot \text{с}.$$

Результаты испытаний узлов стыка подвески с затяжкой сведем в таблицу 1.

Разрушение всех образцов произошло в околошовной зоне по металлу границы сплавления.

Сопоставим экспериментальные и расчётные данные и вычислим их отклонения: теоретическое усилие – 1131,6 кН, разрывное экспериментальное усилие – 1217 кН, тогда отклонение составит:

$$\Delta = \frac{1217 - 1131,6}{1217} \cdot 100\% = 7,01\%. \quad (4)$$

Из результатов полученных по формуле (4), можно сделать вывод, что расчетная методика достаточно точно описывает напряженно-деформированное состояние узла стыка подвески с затяжкой.



Рис. 7. Стенд для испытания стыка затяжек.

Испытание стыка затяжек производилось нагружением 4 гидродомкратами.

Несущая способность стыкового шва при визуальном контроле качества

$$N = l_w \cdot t \cdot R_{wu} \cdot \gamma_c =$$

$$= 101,5 \cdot 1,4 \cdot 37,5 \cdot 0,85 \cdot 1,0 = 4539 \text{ кН} \quad (5)$$

В результате испытаний разрушение достигнуто не было, по полученным графикам деформирования стыка затяжек можно сделать вывод об упругой работе стали до усилия 400кН (рис. 8). Результаты испытаний сводим в таблицу 2.

Испытания фаркопов связей и фаркопов подвесок производилось на испытательной машине УММ-100. Образцы до разрушения доведены не были в результате недостаточной мощности разрывной машины. В результате испытаний фаркопа подвесок запас на момент испытаний составил 2,18 раза, фаркопа связи 6,17 раза.

Анализ напряженно-деформированного состояния арок

Для определения реального напряженно-деформированного состояния арок и структурной плиты покрытия были проведены натурные испытания путем загрузки покрытия полной нормативной нагрузкой, которая включала собственный вес конструкций и испытательную нагрузку. Испытательная нагрузка назначалась по нормативным значениям веса кровли и снеговой нагрузки для снегового района 1Б и составила 95,5 кг/м² на покрытие и 54,4 кг/м² на фонарь покрытия [1].

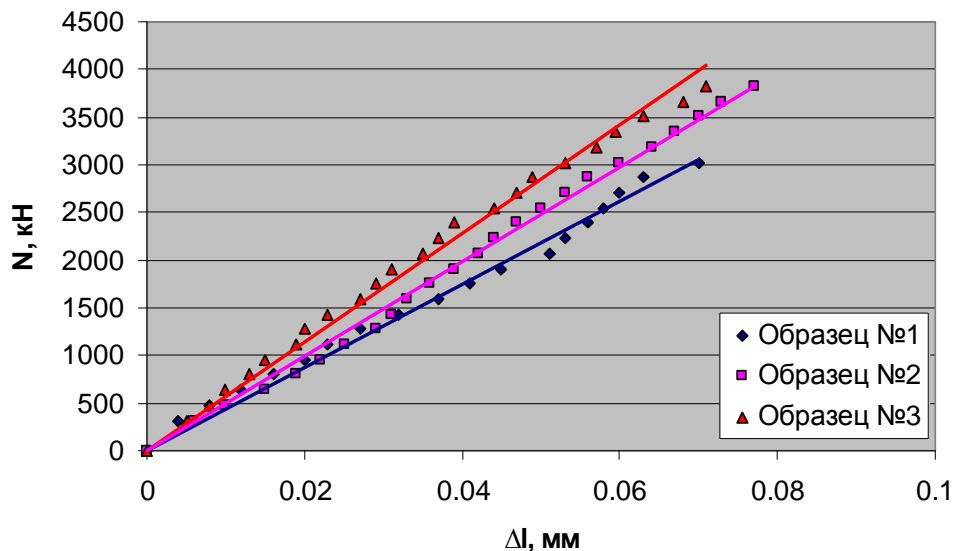


Рис. 8. Диаграмма работы стыка затяжек при нагружении.

Таблица 3. Усилия в стержнях арки по оси X11

Элемент арок	Профиль	A, см ²	Δl, мм	Усилие, кН		
				по расчету	экспериментальное	на проектную нагрузку
П1	тр.127x6	22,81	0,041	125,6	102,3	248,9
П2	тр.127x6		0,042	98,5	93,9	215,4
П3	тр.127x6		0,032	93,5	74,5	195,4
П4	тр.127x6		0,055	109,3	117,9	237,7
П5	тр.127x6		0,043	109,3	96	237,7
П6	тр.127x6		0,034	93,5	79,8	195,4
П7	тр.127x6		0,048	98,5	104,5	215,4
П8	тр.127x6		0,038	125,6	99,7	248,9
Нижний пояс	тр.426x14	181,21	-0,042	-930	-921	-1769,8
Затяжка	тр.325x14	136,78	0,072	777	1005,1	1507,4

В результате исследования усилий в стержнях арок, установлено относительное соответствие усилий, полученных в результате статического расчета по ПК «ЛИРА» 9.2 и полученных экспериментальным путем в результате натурных испытаний путем нагружения конструкции покрытия испытательной нагрузкой. Процент расхождения результатов изменяется в пределах 10% для подвесок (запас 50-60%), 1% для опорного стержня нижнего пояса арки (запас 48%), и 22.6 для затяжки (запас 33%). Результаты усилий в стержнях арки по оси X11 сводим в таблицу 3.

Сварные узлы арок выполнены безраскосными и имеют запас несущей способности не менее 5 раз.

Максимальные напряжения в сварных швах фланцевых соединений отправочных марок равняются 123,2 МПа, при расчетном сопротивлении стали шва 215 МПа. Несущая способность сварных швов соединения подвесок с затяжками и

узлами нижних поясов арок составляет 631,9 кН, при расчетном значении усилия в подвеске 125,6 кН.

Лабораторные испытания узлов подтвердили безотказную работу наиболее нагруженных элементов и наличие значительного дополнительного запаса их несущей способности, при сравнении расчетных и допустимых усилий и разрушающих нагрузок.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. В.И. Драган., А.Б. Шурин и др. Исследование, расчет и испытание большепролетного металлического покрытия здания универсального спортивного комплекса в г. Бресте. Архитектура и строительство – 2005: Сб. трудов I международного научно - практического семинара, Брест, 22-23 сентября 2005 г. – С 43-54.
2. В.В. Горев. Металлические конструкции. Конструкции зданий. Т. 2. – Москва: «Высшая школа», 2002. – 528 с.

УДК 691.32(043.3)

Разумейчик В.С.

СТРУКТУРНО-ХИМИЧЕСКОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ГИДРАТАЦИИ ЦЕМЕНТНОГО КОМПОЗИТА

Введение

Имитационное моделирование цементных композитов, базирующееся на известных физико-химических закономерностях процессов, происходящих в материале, а также на

широком использовании возможностей современных компьютерных технологий, является эффективным инструментом их исследований.

Разумейчик Вита Станиславовна, аспирант кафедры «ЭВМ и системы» Брестского государственного технического университета.

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

Строительство и архитектура