

Том XLVI

2014

ISSN 1310-814X

ГОДИШНИК

НА УНИВЕРСИТЕТА ПО АРХИТЕКТУРА, СТРОИТЕЛСТВО И ГЕОДЕЗИЯ
СОФИЯ

ПЕТИ НАЦИОНАЛЕН СИМПОЗИУМ ПО
СТОМАНЕНИ, ДЪРВЕНИ И КОМБИНИРАНИ
КОНСТРУКЦИИ
27–28 ноември 2014

Свитьък XI

ANNUAL

OF THE UNIVERSITY OF ARCHITECTURE, CIVIL ENGINEERING AND GEODESY
SOFIA

FIFTH NATIONAL SYMPOSIUM ON STEEL, TIMBER
AND COMPOSITE STRUCTURES

27–28 November 2014

Fascicule XI

Vol. XLVI

2014

СОФИЯ – 2015 – SOFIA

РЕДАКЦИОННА КОЛЕГИЯ

Доц. д-р инж. Богомил Петров
Проф. д-р арх. Боряна Генова
Проф. д-р х.к. инж. Георги Стефанов – главен редактор
Проф. д-р инж. Константин Русев – отговорен редактор
на свитъка

Проф. д-р Михаил Константинов
Доц. д-р инж. Руска Динкова
Доц. д-р инж. Светлана Лилкова-Маркова
Проф. д-р инж. Стойо Тодоров

Коректор доц. д-р Снежана Боянова
Превод ст. пр. Добромира Хичева

Предпечатна подготовка – Университетски информационен комплекс
Сектор "Издателска дейност" при УАСГ

Издател – УНИВЕРСИТЕТ ПО АРХИТЕКТУРА, СТРОИТЕЛСТВО И ГЕОДЕЗИЯ
София, бул. "Христо Смирненски" № 1, 1046 София

Печат – „Оптимал 1993“ ЕООД
ул. „Георги Бенковски“ № 40, 1202 София



УНИВЕРСИТЕТ ПО АРХИТЕКТУРА,
СТРОИТЕЛСТВО И ГЕОДЕЗИЯ

УНИВЕРСИТЕТСКИ ИНФОРМАЦИОНЕН КОМПЛЕКС
Сектор "ИЗДАТЕЛСКА ДЕЙНОСТ"

СЪДЪРЖАНИЕ

1. *Н. Рангелов.* Някои особености при приложения на стоманени конструкции при промишлени стради.....7
2. *С. Жекова, Г. Лилков.* Способи за монтаж на леки стоманени мачти за метеорологични измервания на големи височини.....19
3. *Л. Здравков.* Сферичен самоносещ покрив на резервоар с обем $V = 70\ 000\ m^3$. Нови подходи за проектиране.....25
4. *И. Гезианов.* Оразмеряване на стоманени конструкции за пожарни въздействия при отчитане на ограничения за температурни разширения.....37
5. *Ст. Иванов.* Сравнение на различни методи за определяне на температурно въздействие върху стоманени конструкции.....53
6. *Т. Георгиев.* Какво не харесвам в системата Еврокодове (проблеми при въвеждането им у нас и проблеми при тяхното прилагане в практиката).....65
7. *Ир. Хаджиянева.* Особености на поведението, моделирането, оразмеряването и конструирането на стоманени и стомано-стоманобетонни стени диафрагми.....73
8. *П. Георгиев, Л. Георгиев, В. Тепелиев, И. Петев.* Поведение на комбинирани конструкции от типа СРПСС при сеизмични въздействия и предписания на ЕС 8 за тяхното проектиране.....89
9. *Г. Бончев.* Сеизмична оценка на съществуващи стоманени конструкции – подходи, процедури и най-често срещани проблеми.....97
10. *Цв. Георгиев.* Зависимост въртящ момент–опънна сила при високоякостни болтове.....121
11. *Ст. Райков.* Аналитични модели на бази на колони, подложени на срязване.....133
12. *Н. Рангелов, М. Василев.* Устойчивост на столици при смучене от вятър.....141
13. *Е. Дулевски.* Относно изчислителните процедури, свързани с провеждането на хлъзгащите сили при комбинираните греди.....153
14. *Н. Кузманов.* Дуктилност на натиснати стомано-стоманобетонни елементи с вбетонирани профили и съпоставянето им със самостоятелни стомано-бетонни и стоманени елементи.....159
15. *С. Бошмаков, Н. Рангелов.* Едно изследване върху определяне на ветровото натоварване при вантов мост.....169

16. <i>В. Георгиев</i> . Увеличаване на носимоспособността на възли от кръгли затворени профили с възлови плочи.....	179
17. <i>Р. Младенова, Н. Рангелов</i> . Числено изследване на рамкови възли от тънкостенни студеноформувани профили.....	189
18. <i>М. Стоян, Н. Кюбер</i> . Предимства и недостатъци на централно усилени рамки с диагонални връзки.....	207
19. <i>Н. Кюбер, М. Стоян</i> . Бележки по разпоредбите на EN 1993-1-1:2005 относно изчисляването на съставени натиснати елементи с постоянно напречно сечение.....	217
20. <i>В. Стоянов, А. Бояджиев</i> . Експериментално и числено изследване на напрегнато и деформирано състояние на комбинирани метало-дървени конструкции на арки. Сравнителен анализ.....	228
21. <i>В. Стоянов, Ш. Жганги</i> . Повышение несущей способности деревянных изгибаемых элементов.....	229

CONTENTS

1. <i>N. Rangelov</i> . Some Specific Problems in Application of Steel Structures for Industrial Buildings.....	17
2. <i>S. Zhekova, G. Linkov</i> . Technologies for Installation of Steel Mast for Meteorological Measurement at Height Levels above the Ground.....	24
3. <i>L. Zdravkov</i> . Self-Supporting Dome Roof on Tank with $V = 70\,000\text{ m}^3$ Capacity. New Approaches to Design.....	36
4. <i>I. Geshanov</i> . Design of Steel Structures under Fire Actions, Considering Restraints for Temperature Elongations.....	52
5. <i>S. Ivanov</i> . Comparison of Different Methods for Determining the Thermal Actions on Steel Structures.....	63
6. <i>T. Georgiev</i> . What I do not like in the Eurocodes System (Problems with their Introduction in Bulgaria and with their Application into Practice).....	71
7. <i>I. Hadzhiyaneva</i> . Special Features of the Behaviour, Modeling, Design and Detailing of Steel Plate and Composite Shear Walls.....	88
8. <i>P. Georgiev, L. Georgiev, V. Tepeliev, I. Petev</i> . Behaviour of Composite Structural Systems of SFRCIW-Type Subjected to Seismic Actions and EC 8 Provisions for Their Design.....	95
9. <i>G. Bonchev</i> . Seismic Assessment of Existing Steel Structures – Approaches, Procedures and Most Common Problems.....	120
10. <i>T. Georgiev</i> . Relation Torque Moment – Tension Force in High Strength Bolts.....	131
11. <i>St. Raykov</i> . Analytical Models of Exposed Column Bases Loaded in Shear.....	140
12. <i>N. Rangelov, M. Vasilev</i> . Stability of Purlins under Wind Suction.....	152
13. <i>E. Dulevski</i> . On the Calculation Procedures Concerning Conduction of the Longitudinal Shear Forces in the Composite Girders.....	158
14. <i>N. Kuzmanov</i> . Ductility of Compressed Steel-Concrete Elements with Encased Profiles and Their Comparison with Different Reinforced and Steel Elements.....	168
15. <i>S. Boshnakov, N. Rangelov</i> . A Case Study on The Wind Loading Effects on a Cable-Stayed Bridge.....	177
16. <i>V. Georgiev</i> . Increase the Bearing Capacity of Gusset Plate Tubular Joints.....	187

17. R. Mladenova, N. Rangelov. Numerical Analysis of Frame Knee Joints between Thin-Gauged Cold-Formed Members	198
18. M. Stoian, H. Köber. Advantages and Disadvantages of Centrally Diagonal Braced Configurations.....	199
19. H. Köber, M. Stoian. Remarks about the Provisions of EN 1993-1-1:2005 Concerning the Buckling of Uniform Built-Up Compression Members	209
20. B. Стоянов, А. Бойджиев. Экспериментальное и численное исследование напряженно-деформированного состояния комбинированной металлодеревянной арочной конструкции. Сравнительный анализ	219
21. V. Stojanov, S. Jgalli. Bearing Capacity of Wood Bent Elements.....	236

ГОДИШНИК НА УНИВЕРСИТЕТА ПО АРХИТЕКТУРА, СТРОИТЕЛСТВО И ГЕОДЕЗИЯ – СОФИЯ
 Пети национален симпозиум по стоманени, дървени и комбинирани конструкции

27–28 ноември 2014
 27–28 November 2014

Fifth National Symposium on Steel, Timber and Composite Structures
 ANNUAL OF THE UNIVERSITY OF ARCHITECTURE, CIVIL ENGINEERING AND GEODESY – SOFIA

XLVI^{nov}
 vol.

2014

т. XI
 fasc.

НЯКОИ ОСОБЕНОСТИ ПРИ ПРИЛОЖЕНИЯ НА СТОМАНЕНИ КОНСТРУКЦИИ ПРИ ПРОМИШЛЕНИ СГРАДИ

Н. Рангелов¹

Ключови думи: стоманени конструкции, промишлени сгради, приложение

Научна област: строителни стоманени конструкции

РЕЗЮМЕ

В статията се разглеждат някои характерни практически приложения на стоманени конструкции при промишлени сгради. Акцентира се върху възникнали специфични проблеми, породени от конкретни особености или ограничения на проекта и тяхното творческо решение, илюстрирано с подходящи примери от практиката на автора. Представят се и някои приложения на стоманени конструкции в „зелени“ проекти.

1. Въведение

В съвременната практика на проектиране на промишлени (производствени и складови) сгради в условията на остра конкурентна среда ефективността на проектното решение е от първостепенно значение. В този контекст опитът на автора е обобщен в [1] и [2], където са систематизирани някои ефективни и конкурентни системни проектни решения, илюстрирани с редица практически приложения. Практиката показва обаче, че в редица случаи възникват конкретни ограничения, появяват се особености, които не само че не позволяват да се търсят най-ефективните решения, но и пораждаат необходимост от решаване на проблеми с нестандартни нетрадиционни решения.

В настоящата статия са представени няколко проекта на автора, в които са възникнали различни специфични проблеми, породени от конкретни особености или ограничения, и творческото им решение.

¹ Николай Рангелов, доц. д-р инж., кат. „Метални, дървени и пластмасови конструкции“, УАСГ, бул. “Хр. Смирненски” № 1, 1046 София, e-mail: nick.rangelov@gmail.com

**ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ И ЧИСЛЕННОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ
НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ
КОМБИНИРОВАННОЙ МЕТАЛЛОДЕРЕВЯННОЙ
АРОЧНОЙ КОНСТРУКЦИИ.
СРАВНИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ**

В. Стоянов¹, А. Бояджи²

Ключевые слова: металлодеревянные арочные конструкции, прочность, деформативность

Область исследования: надземные пешеходные переходы

РЕЗЮМЕ

Проведенные испытания арочной комбинированной металлодеревянной конструкции подтвердили высокую степень достоверности численных расчетов, реализованных в современных программных комплексах, учитывающих физическую и геометрическую нелинейность.

1. Предпосылки к исследованию

В связи с возрастанием загруженности автомобильных дорог в больших городах все острее становится проблема увеличения их пропускной способности. Решить ее можно в том числе и при помощи устройства надземных пешеходных переходов.

¹ В. Стоянов, д-р. приф., Одесская государственная академия строительства и архитектуры, ул. Дидрихсона 4, гр. Одеса, Украина, 65000, e-mail: MDiPK@yandex.ru

² А. Бояджи, асп., Одесская государственная академия строительства и архитектуры, ул. Дидрихсона 4, гр. Одеса, Украина, 65000, e-mail: MDiPK@yandex.ru

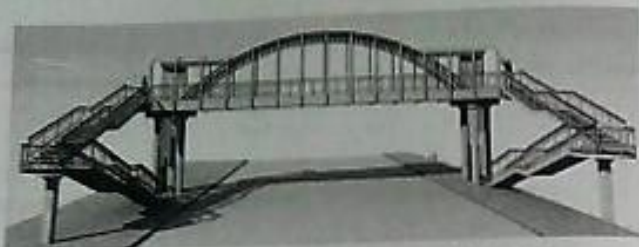


Рис. 1. Арочный наземный пешеходный переход

Кафедра „Металлических, деревянных и пластмассовых конструкций“ ОГАСА занимается исследованиями наземных пешеходных переходов пролетом 12–24 м. В одном из проектных вариантов предполагается использовать арочную конструкцию (рис. 1), у которой арка и балка (затяжка) могут быть выполнены как из дерева, так и из металла.

2. Проектирование и численный расчет модели

Для исследования был выбран вариант, в котором в качестве несущих элементов полотна предполагается использовать деревянные составные балки, работающие совместно с металлическими арками, т.е. комбинированную конструкцию, представляющую собой металлодеревянную ферму. Нагрузка с полотна передается на арки при помощи подвесок.

При проектировании опытной модели в качестве исходных параметров были приняты пролет конструкции (3 м), поперечное сечение клееной деревянной балки (прямоугольник размерами 105x70 мм) и число подвесок равное 3. Значение расчетной нагрузки $q = 13,5 \text{ kN/m}$ в первом приближении считалось заданным техническим заданием. Остальные параметры конструкции – высота и сечение арки, расположение и сечение подвесок, а также окончательная несущая способность конструкции были определены численным линейным расчетом в программном комплексе ЛИРА 9.6 (расчетная схема рис. 2) исходя из выбранного нами критерия оптимальности (оптимальным считается тот вариант, для которого при расчетной нагрузке и минимальных прочных размерах в элементах конструкции (арке, балке и подвесках) возникают напряжения, близкие к допустимым ($\sigma_{\text{арк}}^{\text{доп}} = 24 \text{ kN/cm}^2$, $\sigma_{\text{балк}}^{\text{доп}} = 24 \text{ kN/cm}^2$, $\sigma_{\text{подв}}^{\text{доп}} = 1 \text{ kN/cm}^2$).

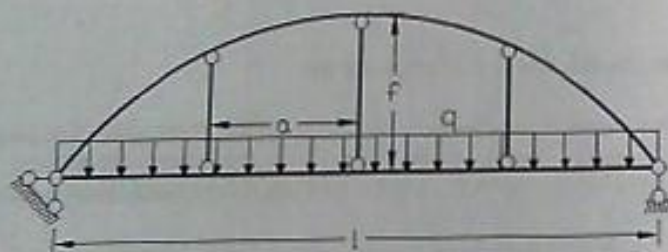


Рис. 2. Расчетная схема

При расчете в ПК ЛИРА 9.6 варьировались геометрические и прочностные параметры конструкции, причем расстояние между средней и боковыми подвесками a варьировалось в пределах от 0,125l до 0,375l с шагом 0,05 m, высота арки f варьировалась в пределах от 0,23l до 0,33l с шагом 0,01 m. Для каждой из комбинаций варьируемых параметров определялись наибольшие напряжения в каждом из элементов конструкции (арке, балке, подвесках) и коэффициенты загруженности ($k_{\text{арк}} = \frac{\sigma_{\text{арк}}}{R_{\text{арк}}}$,

$$k_{\text{балк}} = \frac{\sigma_{\text{балк}}}{R_{\text{балк}}}, k_{\text{подв}} = \frac{\sigma_{\text{подв}}}{R_{\text{подв}}}).$$

Для каждого поперечного сечения арки и подвесок отбирается тот вариант, в котором коэффициенты $k_{\text{арк}}$, $k_{\text{балк}}$ и $k_{\text{подв}}$ отличались друг от друга не более, чем на 5%. Если значения этих коэффициентов отличались от 1, то расчетную нагрузку q , принятую по техническому заданию, изменяли в $\frac{1}{k}$ раз. Таким образом, для каждого поперечного сечения арки и подвесок выделялся вариант конструкции со своими значениями a и f , несущая способность которого оказывалась наибольшей (если для какой-то комбинации поперечного сечения арки и подвесок варианта с одинаковыми значениями $k_{\text{арк}}$, $k_{\text{балк}}$ и $k_{\text{подв}}$ не оказывалось, то это рассматривалось как отсутствие при этих параметрах оптимального варианта конструкции в смысле, приведенном выше).

В результате проведенных расчетов для экспериментального исследования была принята конструкция со следующими геометрическими и прочностными характеристиками: пролет конструкции – 3 м; высота арки – 0,63 м; количество подвесок – 3; расстояние от средней подвески до боковых – 0,78 м; сечение деревянной балки (затяжки) – 105x70 мм; сечение арки – труба 48x3,5 мм; сечение подвесок – стержень Ø8 мм.

Характер приложенной нагрузки (равномерно распределенная по затяжке) обусловлен работой конструкции в качестве несущего элемента пешеходного перехода. Рассматривались варианты нагрузки конструкции по всему пролету, по половине и по четверти его. Расчет показал, что наиболее опасна нагрузка, приложенная по всему пролету.

Также было установлено, что наиболее опасно соединение арки с балкой и балки с подвесками должно быть шарнирным, что было учтено при проектировании конструкции (рис. 3, рис. 4, рис. 5).

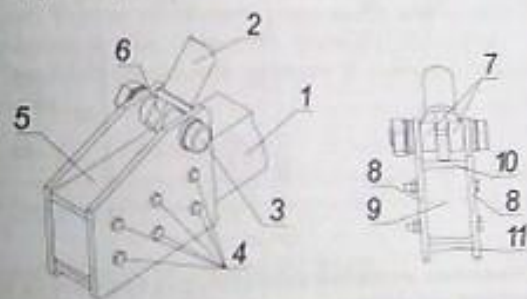


Рис. 3. Узел примыкания арки к балке

1 – балка (затяжка); 2 – арка; 3 – палец; 4 – болты; 5 – башмак; 6 – серьга; 7 – втулки; 8 – боковые щеки; 9 – торец башмака; 10 – верхняя планка; 11 – нижняя планка

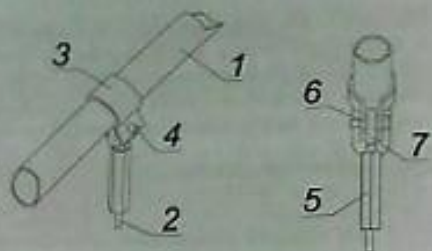


Рис. 4. Узел примыкания подвески к арке
1 – арка; 2 – подвеска; 3 – хомут; 4 – гайка; 5 – шайба; 6 – втулка; 7 – проушина

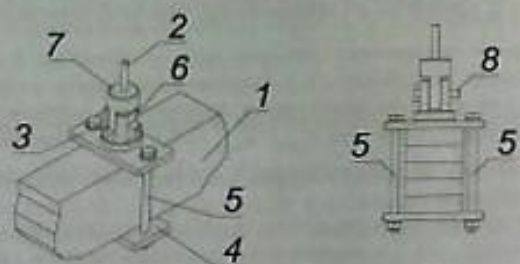


Рис. 5. Узел примыкания подвески к балке
1 – балка; 2 – подвеска; 3 – верхняя планка; 4 – нижняя планка; 5 – болты; 6 – шайба; 7 – проушина; 8 – гайка

3. Опытные исследования модели

При испытаниях напряжения определялись с помощью датчиков сопротивления (тензодатчиков), прогиб балки – с помощью индикаторов. Размещение тензодатчиков и индикатора на конструкции показано на рис. 6.

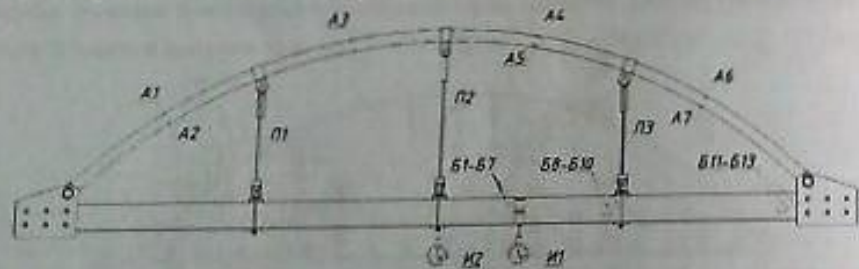


Рис. 6. Схема размещения датчиков и измерительных приборов на конструкции
A1–A7 – тензодатчики для измерения нормальных напряжений в арке; П1–П3 – тензодатчики для измерения норм. напр. в подвесках; Б1–Б7 – тензодатчики для измерения норм. напр. в балке; Б8–Б13 – тензодатчики для измерения касательных напр. в балке; И1, И2 – индикаторы часового типа для измерения прогибов

Для испытаний на прочность и деформативность опытной комбинированной металлодеревянной арочной конструкции пролетом 3 м был спроектирован (рис. 7) и изготовлен специальный стенд (рис. 8), обеспечивающий моделирование равномерно-распределенного нагружения деревянной балки, которая воспринимает эксплуатационную нагрузку и является одновременно затяжкой в арочной конструкции.

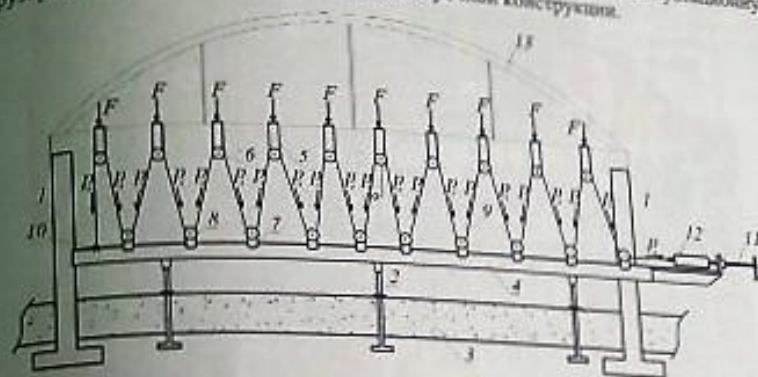


Рис. 7. Схема работы стенда для испытания арочной конструкции
1 – опоры; 2 – анкерные болты; 3 – силовой пол; 4 – вспомогательная балка; 5, 7 – хомуты; 6, 8 – шкивы; 9 – трос; 10 – крепежное кольцо; 11 – винтовое устройство; 12 – динамометр; 13 – арочная конструкция

Конструктивно это осуществлено следующим образом (рис. 7): под арочной конструкцией, которая опирается на две штатные опоры (1) (одна из которых представляет собой подвижный шарнир) при помощи трех мощных анкерных болтов (2) на высоте около 300 мм от силового пола (3) закреплена жесткая балка (4), сваренная из двух швеллеров. К деревянной балке на равном расстоянии (около 300 мм) при помощи специальных хомутов (5) закреплены 10 шкивов (6) (шкивы посажены на подшипники качения). Точно такие же хомуты (7) с шкивами (8) приварены к вспомогательной металлической балке (4) по схеме, приведенной на рис. 7.

Через блоки переброшен трос (9) диаметром 5 мм, один конец которого закреплен к вспомогательной балке (4) при помощи скобы и приваренного крепежного кольца (рыма) (10). Другой конец троса связан с винтовым устройством (11), позволяющим натягивать этот трос. Усилие натяжения p_s показывает динамометр (12), к которому с одной стороны прикреплен трос, а с другой – винтовое устройство.

Величина равномерно-распределенной нагрузки q связана с усилием p_s следующей формулой:

$$q = \frac{20 \cdot p_s \cdot \cos \alpha}{l_{\text{балки}}}, \quad (1)$$

где:

α – угол отклонения ветви троса от вертикали,

$l_{\text{балки}}$ – расчетная длина балки.

Чтобы реализовать расчетную равномерно-распределенную нагрузку $q_s = 13,5 \text{ kN/m}$ нужно обеспечить натяжение троса (при помощи винта) равное 2,16 кН.

При испытаниях было проведено несколько этапов загрузки и разгрузки конструкции с шагом 1,25 кН/м (шаг 0,2 кН на динамометре). Показания снимались через

30 мин после каждого нагружения. Величина равномерно распределенной нагрузки была доведена до 18,78 kN/m (что соответствует показанию 3,2 kN на динамометре). Результаты испытаний сравнивались с результатами расчета в программном комплексе, учитывающем физическую и геометрическую нелинейность.

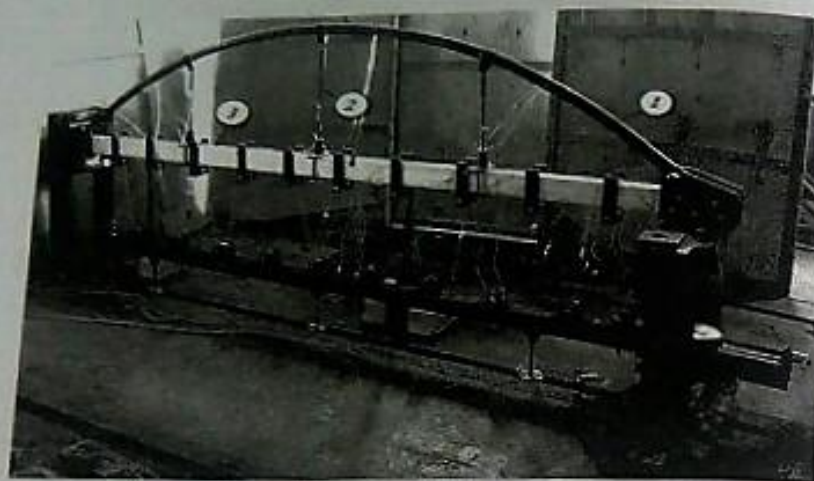


Рис. 8. Стенд для испытаний с установленной на нем арочной конструкцией
1 – арка; 2 – подвески; 3 – балка

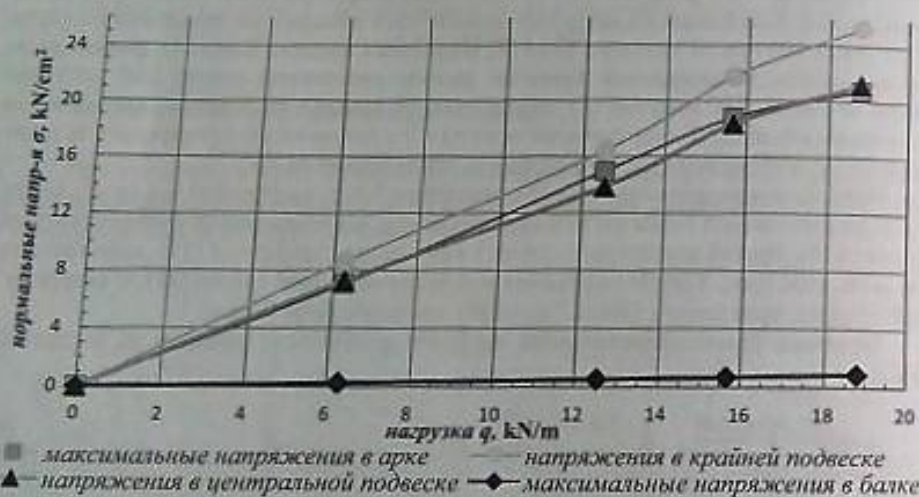


Рис. 9. Напряжения в конструкции при испытаниях

4. Сравнение опытных и численных данных

Согласно расчету в ПК ЛИРА 9.6 (без учета нелинейности) наибольшие напряжения в арке возникают на промежутке между опорой и крайней подвеской и дости-

гают значений, близких к расчетному сопротивлению стали ($R_s = 24 \text{ kN/cm}^2$) при величине нагрузки $q = 13,5 \text{ kN/m}$. Испытания показали, что при расчетной нагрузке напряжения в указанном промежутке арки (наибольшие напряжения) меньше расчетных и равны $\sigma_{max} = 17 \text{ kN/cm}^2$ (рис. 10).

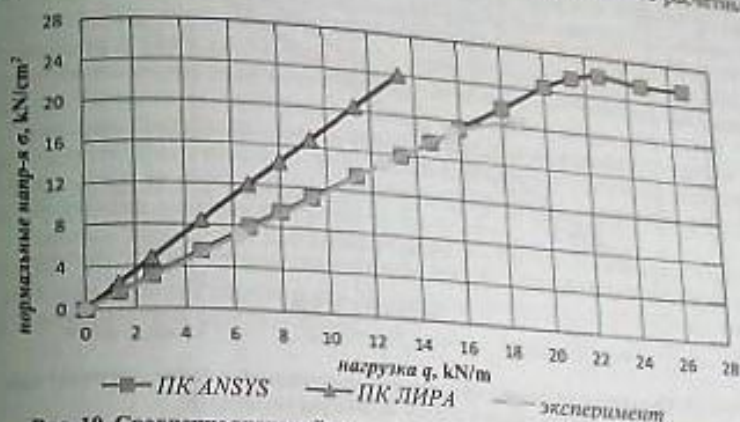


Рис. 10. Сравнение значений максимальных нормальных напряжений в арке при испытаниях с результатами расчетов в ПК

По расчету в ПК ЛИРА напряжения в боковой (более нагруженной) подвеске при нагрузке 13,5 kN/m достигают 24 kN/cm², при расчете с учетом нелинейности напряжения при этой нагрузке составляют 19,5 kN/cm², а при испытаниях – 17,7 kN/cm² (рис. 11).

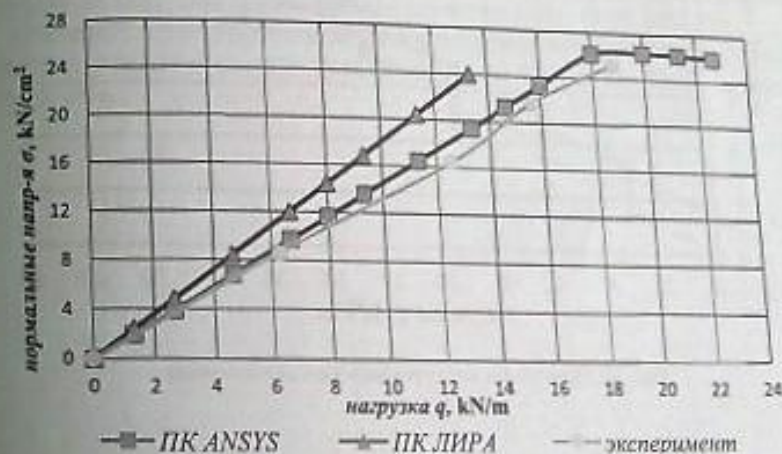


Рис. 11. Сравнение значений нормальных напряжений в боковых подвесках при испытаниях с результатами расчетов в ПК

По расчету в ПК ЛИРА напряжения в балке (затяжке) при нагрузке 13,5 kN/m достигают 0,9 kN/cm², при расчете с учетом нелинейности – 0,6 kN/cm², а при испытаниях – 0,6 kN/cm² (рис. 12).

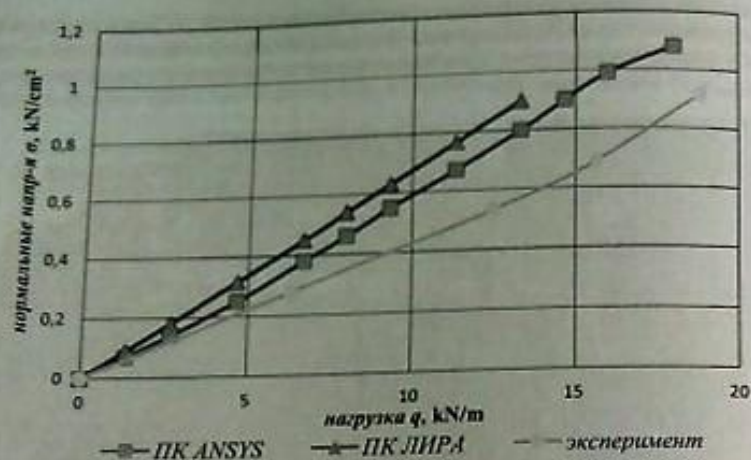


Рис. 12. Сравнение значений нормальных напряжений в балке (затяжке) при испытаниях с результатами расчетов в ПК

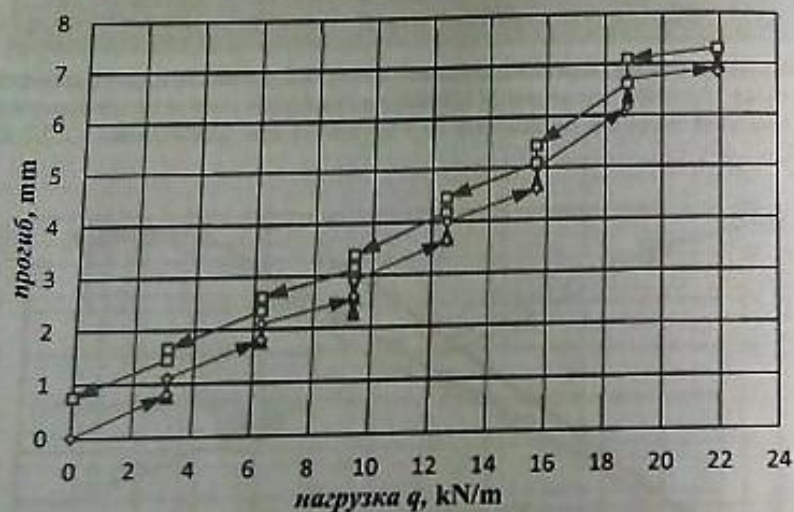


Рис. 13. Прогибы в конструкции при испытаниях

5. Выводы

Наиболее напряженные участки конструкции по расчетам (как в линейной, так и в нелинейной постановке) и при испытаниях совпадают. Наибольшие напряжения возникают в крайней подвеске, в арке – на участке между боковой подвеской и опорой, в балке – на участке между центральной и боковой подвесками.

Несущая способность конструкции, определенная при помощи программного комплекса, учитывающего нелинейность ($q = 18,5 \text{ kN/m}$) практически совпадает с результатами испытаний ($q = 18,8 \text{ kN/m}$) – расхождение составляет 2%.

При испытаниях оказалось, что напряжения в арке и в боковой подвеске меньше значений напряжений, полученных при расчете (для арки наибольшее расхождение составило 2%, для боковой подвески – 4,5%). Наибольшим оказалось расхождение напряжений в балке (затяжке) (до 30% ниже напряжений, полученных при расчете) (рис. 9), что можно объяснить сложным анизотропным строением материала, из которого она изготовлена – древесины, а также упрочнением ее при склеивании.

При приближении нагрузки к предельной деформированное состояние конструкции перестает быть плоским – появляются перемещения элементов конструкции, перпендикулярные ее плоскости, что полностью согласуется с картиной пространственной деформации, которую дает расчетный комплекс.

Главным результатом проведенных испытаний оптимально спроектированной при помощи ПК ЛИРА 9.6 конструкции является то, что реальная несущая способность этой конструкции, определенная во время испытаний ($q = 18,5 \text{ kN/m}$) оказалась на 36% выше расчетной ($q = 13,5 \text{ kN/m}$).

ЛИТЕРАТУРА

1. Окунь, И. В. Эффективные клеодощатые несущие конструкции надземных пешеходных переходов. //И. В. Окунь, С. М. Чучмай, В. П. Приступлюк //Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури, вип. № 46, Одеса: Зовнішньорекламсервіс, 2012, с. 263 – 267.
2. Стоянов, В. В. и др. Архитектурные конструкции транспортных развязок на перегруженных городских магистралях. /Сб. науч. тр. Современные строительные конструкции из металла и древесины. Одесса, № 15 ч.1, стр. 72-80, ВРС, 2011
3. Chad P. Kirlin. Experimental and Finite-Element Analysis of Stress Distributions Near the End of Reinforcement in Partially Reinforced Glulam. The Thesis /Oregon State University, 1996.

ISSN 1310-614X



9 771310 814007 >

Цена 7,00 лв.