

4. Произведена оценка несущей способности элементов структурной оболочки, посредством определения фактических значений осевого усилия.

5. Выявлена качественная и количественная сходимость полученных значений усилий по предлагаемой методике и расчетной модели.

#### Список цитированных источников

1. Тимошенко, С.П., Янг, Д.Х., Уивер, У. Колебания в инженерном деле / Пер. с англ. Л.Г. Корнейчука, под ред. Э.И. Григolloка. – Москва: Машиностроение, – 1985. – 472 с.

2. Мониторинг за поведением металлических конструкций покрытия Летнего амфитеатра «Славянский базар» в г. Витебске при их эксплуатации: отчет о НИР / Брестский государственный технический университет; рук. темы В.И. Драган. – Брест, 2008. – 154 с. – № 08/72

УДК 624.014.27(476.7)

## МЕТОДИКА РАСЧЕТА БОЛЬШЕПРОЛЕТНЫХ КОМБИНИРОВАННЫХ СТРУКТУРНЫХ ПОКРЫТИЙ С ПОДАТЛИВЫМИ УГЛОВЫМИ СОЕДИНЕНИЯМИ

Шурин А.Б.

**Введение.** Комбинированное структурное покрытие универсального спортивного комплекса «Виктория» разработано на кафедре строительных конструкций УО «БрГТУ» в 2004 году, и представляет собой квадратную в плане структурную плиту, состоящую из двух складок 66 x 66 x 93 м, соединенных в коньке, и создающие два ската с уклонами в 15°.

В средней части структурная плита поддерживается двумя металлическими арками пролетом 80,62 м. По контуру она опирается на четыре диафрагмы жесткости и сталежелезобетонные колонны, установленные с шагом 6м. Конструкция покрытия более подробно описана в [1, 2].

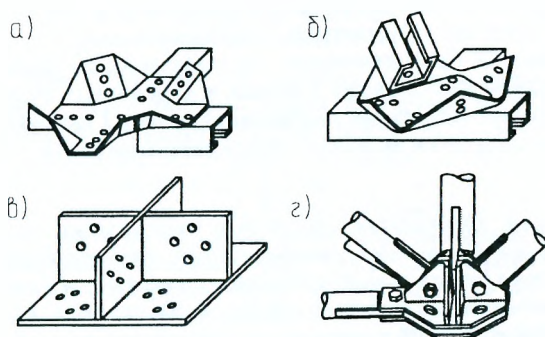
**Учет податливости болтовых соединений структурной конструкции.** Существенным недостатком некоторых применяемых узловых соединений структурных конструкций является их повышенная податливость, приводящая к искажению напряженно-деформированного состояния и дополнительным прогибам. В соответствии с этим, узловые элементы структурных конструкций можно классифицировать по степени их локальной податливости на две группы. К первой группе можно отнести узловые элементы, локальной податливостью которых при расчетах можно пренебречь. Это узлы, выполненные на монтажной сварке, и узлы системы «Меро», «Веймар», «МАрХИ», «БрГТУ». Вторая группа – это, как правило, узловые элементы на пространственных листовых фасонках с болтовыми соединениями, работающими на срез и смятие (рисунок 1). Структурные конструкции с такими соединениями легко собираются и имеют менее жесткие допуски на изготовление.

Общим недостатком таких узлов является податливость соединения, возникающая из-за разности диаметра отверстия в фасонке и диаметра болта, в результате в конструкции появляются дополнительные прогибы. Часть стержней структурной конструкции вступает в работу только после выбора зазоров в соединении. Все это приводит к перераспределению усилий, и действительная картина становится отличной от ожидаемой.

В комбинированной структурной плите покрытия применен узловой элемент, представленный на рисунке 1г.

Анализ проведенных авторами исследований податливости показал, что все они были проведены на моделях или фрагментах структурных конструкций с величиной зазора между диаметром отверстия и болта 1,5 мм. На комбинированных натуральных конструкциях покрытий такие исследования не проводились.

Характерным допущением в общепринятых расчетах пространственных структурных конструкций является то, что при их расчете допускается гипотеза о шарнирном соединении стержней в узлах. В этом случае в каждую угловую точку рассматриваемой пространственной системы вводят три связи, исключая линейные смещения узлов, и поэтому в стержнях конструкции возникают только продольные усилия.



а – «Юнистрат»; б – «КИСИ»;  
в – на пространственной листовой фасонке; г – «Веймар».

Рисунок 1 Узловые соединения на пространственных листовых фасонках

В натуральных конструкциях узловые сопряжения элементов имеют конечную жесткость, а существующие модели не учитывают действительные жесткостные характеристики узловых элементов. Описание же элементов структурной плиты стержневыми КЭ с угловыми шарнирами не учитывает податливость болтовых соединений, вызванную разницей между диаметром отверстия и болта.

Исследования Ефимова О.И., Трофимова В.И. [3], Зуевой И.И. [3], Клячина А.З. показали, что податливость узлов структурной конструкции вырабатывается неравномерно. И заранее предсказать, при каких усилиях в элементах структурной плиты начнутся сдвиги в болтовых соединениях и какова будет их последовательность – маловероятно. Поэтому для расчета вводились следующие предположения:

- для получения граничного случая принимали, что податливость вырабатывается во всех элементах структурной конструкции.

- деформативность болтового соединения пропорциональна усилию, т.е. деформации развиваются не по зависимости 1 (рисунок 2), а происходят по прямой 2, т.е. деформации будут складываться из упругой  $\Delta l_u$  и неупругой части  $\Delta l_{нy}$



Рисунок 2 – График деформативности болтового соединения

Для определения положения прямой 2 (рисунок 2) и соответственно жесткостей болтовых соединений элементов структурной конструкции на осевое растяжение (сжатие)  $EA$  были проведены соответствующие испытания. Для этих целей были разработаны образцы узловых и стержневых элементов. По полученным в результате испытаний графикам по закону Гука была вычислена жесткость узловых элементов на осевое растяжение-сжатие  $EA$

$$EA = \frac{N}{\varepsilon} \quad (3)$$

Относительные деформации образцов  $\varepsilon$  принимались по усилиям, вызывающим в образцах напряжения, равные пределу пропорциональности  $\sigma_{02}$ .

Теоретическими исследованиями конечно-элементной модели с включением в расчет действительных жесткостных характеристик узловых соединений большепролетной комбинированной конструкции установлено, что деформации, вызванные податливостью болтовых соединений, приводят к появлению остаточных прогибов и перераспределению внутренних усилий.

Анализ напряженно-деформированного состояния арок показал, что максимальные продольные усилия в затяжке увеличились на 18,6%, в опорных стержнях нижнего пояса арок – на 16,8%. Прогиб затяжек арок увеличился также на 44,4%.

В структурной плите максимальный расчетный прогиб увеличился в три раза. При этом:

- при величинах продольных усилий от 0,8 до максимальных в стержнях верхнего пояса и раскосах произошло их уменьшение на величину до 35%, в стержнях нижнего пояса – до 22%;
- при величинах усилий от 0,2 до 0,8 от максимальных в стержнях верхнего пояса и раскосах усилия уменьшились в большинстве случаев на 50%, в стержнях нижнего пояса уменьшение произошло в 10% и увеличение в 25% случаев;
- при величинах усилий до 0,2 от максимальных в элементах структурной плиты изменяется знак усилия: для стержней верхнего пояса – в 23%, в раскосах – в 16%, в нижних поясах – в 13%.

**Учет влияния профнастила.** Стальной профилированный настил выполняет ограждающие функции и образует жесткий диск в уровне верхнего пояса комбинированной структурной конструкции. Между тем, включая профилированный настил и прогоны в работу несущих конструкций, можно точнее определить напряженно-деформированное состояние покрытия. Для этих целей и была разработана следующая конечно-элементная модель (рисунок 3).

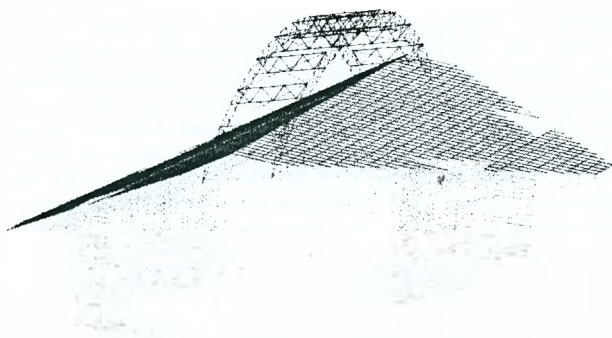


Рисунок 3 – Конечно-элементная модель покрытия с прогонами и профилированным настилом

Прогоны из швеллеров №16, через опорные столики, опираются на узловые элементы верхнего пояса структурной плиты. К прогонам крепится стальной профилированный настил, имеющий различную жесткость в продольном и поперечном направлениях. В связи с отсутствием в ПК «Лира» соответствующих конечных элементов, жесткость профнастила в продольном направлении была приведена к стержню и описана универсальными конечными элементами (КЭ 10), которые размещали в каждом узле структурной плиты. В поперечном направлении профнастил был смоделирован универсальными прямоугольными и треугольными конечными элементами (КЭ 11 и КЭ 12), приведенный модуль упругости которых получен путем приложения к торцу профнастила единичной нагрузки.

В результате увеличения жесткости верхнего пояса комбинированной структурной плиты путем включения в работу прогонов и профилированного настила получили уменьшение максимального расчетного прогиба узлов структурной плиты на 7%.

Анализ напряженно-деформированного состояния арок показал, что в затяжке произошло уменьшение продольных усилий также на 22,7%. Усилия в опорных стержнях нижнего пояса арок уменьшились на 19,5%.

В структурной плите получены следующие данные:

- при величинах продольных усилий от 0,8 до максимальных в стержнях верхнего пояса и раскосах произошло их уменьшение на величину до 35%, в стержнях нижнего пояса – до 22%;
- при величинах усилий от 0,2 до 0,8 от максимальных в стержнях верхнего пояса и раскосах усилия уменьшились в большинстве случаев на 50%, в стержнях нижнего пояса уменьшение произошло в 10% и увеличение в 25% случаев;
- при величинах усилий до 0,2 от максимальных в элементах структурной плиты изменяется знак усилия: для стержней верхнего пояса – в 23%, в раскосах – в 16%, в нижних поясах – в 13%.

**Натурные испытания.** Для оценки соответствия принятых конечно-элементных моделей сооружения действительной схеме были проведены натурные испытания путем загрузки полной нормативной нагрузкой.

В целом, можно отметить количественное и качественное совпадение напряженно – деформированного состояния конструкции покрытия с результатами, полученными теоретически.

Увеличенные по сравнению с теоретическими прогибы структурной плиты в некоторых точках и отклонения в разнице усилий объясняются в первую очередь неточностями изготовления и монтажа монтажных приспособлений и собираемой на ней структурной плиты. В процессе сборки конструкции под действием собственного веса происходило «обжатие» конструкций покрытия и монтажных приспособлений, выбор люфтов и имеющихся естественных зазоров и несовершенств, точно предусмотреть которые не представляется возможным. Скачки на эпюре измеренных перемещений объясняются также частичным смещением испытательной нагрузки относительно центров ее приложения, что можно объяснить сжатыми сроками, отведенными на испытание.

Неравномерность деформирования затяжек и верхнего пояса арок объясняется порядком монтажа структурной плиты. Монтаж велся от оси X1 к оси X19, далее – по мере возведения и переноса монтажных приспособлений. На момент окончания монтажа структурной плиты в осях Y10-Z1-Z3, в осях Y10-Z2-Z4 монтаж был завершен на 35% ввиду недостатка лесов и монтажных приспособлений.

Наибольшая разность между экспериментальными и расчетными усилиями для арок наблюдается в затяжках и составляет для 12,8%. Для опорных элементов нижнего пояса – 11,3%, и 29,3% для подвесок. Отклонения связаны с погрешностями измерений, неравномерностью натяжения подвесок перед снятием арок с временных опор.

Для структурной плиты наибольшая разность составляет для раскосов и составляет 41,1%. Для стержней нижнего пояса разность составляет 32,6%, для стержней верхнего пояса – 18,6%. Следует отметить, что наибольшие усилия в структурной плите в 4-й четверти в осях X10-Y10-Z4. Наибольшая разница в четвертях для стержней верхнего пояса составляет 27,4%, для стержней нижнего пояса 11,1% и 19,4%, для раскосов 13,8% и 29,3%.

Следует отметить существенное влияние температуры на деформации покрытия. Расчеты показали, что изменение температуры на 15°C приводит к перемещениям узлов верхнего пояса структурной плиты до 8 мм в ту, либо другую сторону, что составляет 12% от измеренного значения перемещений. Для затяжки температурный нагрев вызывает выгиб затяжки на 7,6 мм и верхнего пояса арки на 10,3 мм. Кроме того, покрытие в процессе испытаний подвергалось неравномерному нагреву из-за своей конструктивной формы и ориентации в пространстве.

После снятия испытательной нагрузки конструкция покрытия вернулась в исходное положение. Имеющие место отклонения в перемещениях находятся в пределах деформаций, вызванных температурными колебаниями.

**Выводы.** 1. Разработана методика статического расчета большепролетного комбинированного покрытия с включением в работу прогонов и профилированного настила, и с учетом действительной работы узловых соединений структурной плиты. Достоверность методики подтверждена сравнением теоретических данных с результатами натурных исследований. 2. В результате исследования напряженно-деформированного состояния комбинированного покрытия, установлено количественное и качественное соответствие усилий, полученных в результате статического расчета, и полученных экспериментальным путем в результате натурных испытаний путем нагружения конструкции покрытия полной испытательной нагрузкой.

#### Список цитированных источников

1 Драган, В.И. Конструкции арок комбинированного покрытия универсального спортивного комплекса в г. Бресте / В.И. Драган, А.Б. Шурин // Вестн. Брест. гос. тех. ун-та. Строительство и архитектура. – 2006. – № 1(37). – С. 87–91.

2 Драган, В.И. Экспериментальное исследование несущей способности большепролетного металлического покрытия здания универсального спортивного комплекса в г. Бресте / В.И. Драган, А.Б. Шурин // Строительная наука и техника. – Мн., 2005. – № 2. – С. 9–14.

3 Драган, В.И. Влияние податливости узловых соединений комбинированного структурного покрытия комплекса «Виктория» на ее напряженно-деформированное состояние // Вестн. Брест. гос. тех. ун-та. Строительство и архитектура. – 2008. – № 1: – С. 87–91.

4 Трофимов, В.И. Учет влияния податливости болтового соединения на работу структурной конструкции / В.И. Трофимов, Э.В. Третьякова, И.И. Зуева // Строительная механика и расчет сооружений. – 1976. – № 7. – С. 24–26.

УДК 624.01

### МЕТОДИКА ОПТИМАЛЬНОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ КАРКАСОВ С ПЛОСКИМИ ПЕРЕКРЫТИЯМИ

Матчан В.А., Давыдюк А.И.

**Введение.** Любая инженерная задача имеет множество решений. Оптимальное проектирование позволяет за счет выбора наиболее рационального из них сокращать затраты на создание конструкций без снижения качества и надежности. В современных экономических условиях представляется целесообразным применять оптимальное проектирование для усовершенствования конструкций жилых многоэтажных зданий.

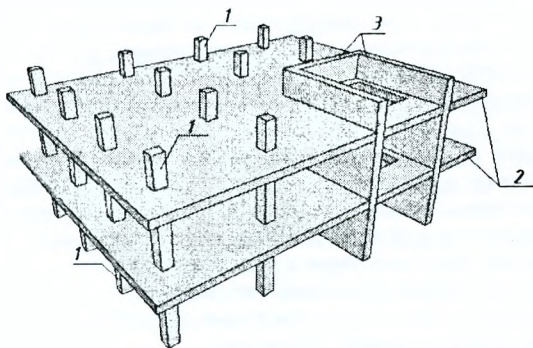


Рисунок 1 – Фрагмент каркаса  
1 – колонны, 2-перекрытия, 3- диафрагмы жесткости

Эта статья посвящена оптимизации монолитного железобетонного каркаса (рис. 1) с колоннами прямоугольного сечения и плоскими перекрытиями, работающего по рамно-связевой схеме. Как показывают ранее проведенные исследования [1], такой каркас является наиболее перспективным для строительства жилых зданий. В сравнение с другими типами каркасных систем он обладает рядом значительных преимуществ: повышенной жесткостью и надежностью, возможностью реализации любых архитектурных и планировочных решений, лучшими экономическими показателями.