

SHALOBYTA N. N., SHALOBYTA T. P., MAGOMADOV I. Sh., DERKACH E. A. Stress-deformed state of a bent element with composite fixed formwork

The article deals with the work under load of a bent reinforced concrete girder element with a fixed formwork made of cement-bonded particleboard reinforced with a carbon-fiber composite installed in the stretched zone. The main strength and deformation parameters of a multicomponent structure are determined, the main pre-purpose of which is to use overlap for monolithic structures with the inclusion of non-removable formwork of cement-bonded wood board.

УДК 624.014

Шурин А. Б., Мухин А. В., Шалобыта Н. Н.**ТРЕХГРАННЫЕ ФЕРМЫ ИЗ ГНУТОСВАРНЫХ ПРОФИЛЕЙ**

Введение. Основной областью применения трёхгранных стержневых конструкций являются высотные сооружения – башни, мачты, мостовые пролётные строения, элементы грузоподъёмных механизмов. Однако подобные конструкции крайне редко используются в каркасах зданий. Очевидным является самодостаточность стержневых трёхгранных конструкций при треугольной решётке граней в отношении обеспечения устойчивости их элементов. Этот факт позволяет существенно уменьшить затраты на устройство в конструкциях покрытия связей или полностью исключить поперечные связи по покрытию.

В практике проектирования стержневых ферменных конструкций из гнутосварных профилей принято допускать неразрезную схему для поясов, а сопряжение стержней решётки принимать шарнирным или жёстким. При таких допущениях для обеспечения неизменяемости трёхгранной стержневой конструкции покрытия треугольную решётку достаточно организовать только по двум граням треугольной призмы, а в плоскости третьей грани устойчивость элементов поясов возможно обеспечить распорками или конструкциями элементов крыш. При возможности изменения направления результирующего вектора внешних воздействий на трёхгранную стержневую конструкцию может возникнуть необходимость установки в ней поперечных диафрагм, что характерно для конструкций башен, мачт, стрел кранов.

Сечение гнутосварного профиля является идеальным для трёхгранной призматической стержневой конструкции с точки зрения простоты организации узлового пространственного соединения. Общеизвестно, что в стержневых конструкциях из труб при бесфасоночных узловых соединениях расход металла определяется предельными состояниями узловых соединений. Следует отметить, что методы оценки предельных состояний узловых соединений в нормативных базах являются эмпирическими и основаны на достаточно ограниченных базах экспериментальных исследований. Далеко не для всех видов предельных состояний узловых соединений из прямоугольных труб предложены методики расчёта. Существует проблема и оценки устойчивости стержневых элементов, т. к. жёсткость узловых соединений бесфасоночных узлов является переменной, зависящей от напряжённого состояния элементов узлового соединения. В зоне узловых соединений наблюдаются высокие градиенты напряжений, обусловленные геометрией узлов, различием физико-механических характеристик стали, обусловленных появлением пластических деформаций при изготовлении гнутосварных труб, наличием сварных швов, организующих узловое соединение [4].

Расчётная схема пространственной конструкции бесфасоночной фермы из прямоугольных труб изменяется в процессе эксплуатации. Расчётная схема конструкции определяется работой материала в узловых соединениях в условиях многоосного напряжённого состояния и возможной депланацией пояса в зонах наиболее нагруженных узлов. Для снятия этих вопросов рекомендуется выполнить опрессовку конструкций бесфасоночных ферм в заводских условиях или на строительной площадке, доводя их до предельного состояния эксплуатационной пригодности.

При проектировании узловых соединений пространственных конструкций из прямоугольных труб в Республике Беларусь в настоящее время применяются европейские нормы [3], т. к. в базе проектирования, основанной на положениях СНиП II-23-81* [1, 2], такие конструкции узлов не рассматриваются.

Конструктивное решение усиления. В некоторых случаях использование конструктивных решений покрытий с пространственными трёхгранными фермами в условиях реконструкции производства является не только одним из самых экономичных вариантов, но и единственным выходом.

Прессовый цех с размерами в плане 18x15,7 м СОАО «Беловежские сыры» в г. Высокое построен в начале 60-х годов 20 века и сблокирован со всех 4-х сторон с помещениями различного назначения. Стены цеха толщиной 380 мм выполнены из полнотелого керамического кирпича и опираются на ленточные бутобетонные фундаменты с глубиной заложения до 1,5 м. Здание тёплое с утеплённым чердачным монолитным железобетонным ребристым перекрытием и двухскатной кровлей из металлочерепицы (рисунок 1).



Рисунок 1 – Обрушение колонны в прессовом цехе

Монолитное ребристое чердачное перекрытие представляет собой систему перекрестных балок – главных и второстепенных, монолитно соединённых между собой. Для организации ровной потолочной поверхности низ второстепенных балок совпадает с монолитной плитой. Основные несущие конструкции монолитного ребристого чердачного перекрытия – трёхпролётные главные балки с размерами поперечного сечения ($b \times h$) = 300x500 мм опираются на продольные кирпичные стены здания и имеют две промежуточные опоры, в качестве которых выступают каменные столбы, выполненные из керамического полнотелого кирпича. Шаг главных балок – 6 м. На главные балки опираются второстепенные балки, имеющие размеры в плане ($b \times h$) = 210x330 мм и установленные с шагом от 1675 до 1910 мм, с пролетом в свету, равным 5690 мм. Монолитная плита имеет толщину 110...120 мм.

Шурин Андрей Брониславович, к. т. н., заведующий кафедрой строительных конструкций Брестского государственного технического университета.

Мухин Анатолий Викторович, к. т. н., доцент, профессор кафедры строительных конструкций Брестского государственного технического университета.

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

Строительство и архитектура

При вскрытии защитного слоя бетона главных балок установлено, что армирование выполнено пространственным вязаным каркасом. Продольное рабочее армирование нижней зоны представлено 6 стержнями, 3 из которых периодического профиля, соответствующие с учетом времени постройки классу А-II с остаточным диаметром 12 мм и 3 стержня гладкого профиля класса А-I (S240) с остаточным диаметром 10 мм. В верхней зоне армирование выполнено по длине главной балки различным: в пролетной части – из 3 стержней периодического профиля с остаточным диаметром 12 мм класса А-II, а опорной части – из 4 стержня периодического профиля диаметром 12 мм и 2 гладких стержня класса А-I (S240) диаметром 10 мм. Поперечное армирование выполнено из гладких стержней диаметра 8 мм (на отдельных участках балок остаточный диаметр составляет не более 4 мм) класса А-I (S240), установленных с шагом 200±250 мм (рисунок 2).

По результатам обследования прочностных характеристик монолитных железобетонных элементов ребристого чердачного перекрытия, в соответствии с ГОСТ 18105-2010 и СТБ 2264-2012, с использованием прибора «ИПС 4.01» ударно-импульсного действия установлено, что средняя прочность бетона конструкций перекрытия составляет 21.5 МПа.

При проведении ремонтных работ в прессовом цехе по демонтажу и устройству новой конструкции пола произошло обрушение одной из несущих кирпичных колонн, являющейся промежуточной опорой главной балки. Как было установлено, причина обрушения – недостаточные размеры фундамента под колонной и не вполне удовлетворительные инженерно-геологические условия. Обследование, выполненное специалистами кафедры строительных конструкций БрГТУ, позволило установить, что в качестве фундаментов под всеми несущими кирпичными колоннами использовался существующий пол здания толщиной не более 150...220 мм, ниже которого располагался бой кирпича и буга с толщиной слоя до 500 мм. Учитывая не вполне удовлетворительные инженерно-геологические условия (грунт основания – текучий суглинок и супесь, наличие грунтовых вод), в процессе демонтажных работ по устройству пола произошли подвижки грунта, что и вызвало обрушение одной из стоек. Дальнейшие работы заказчиком были приостановлены до выяснения обстоятельств обрушения стойки.

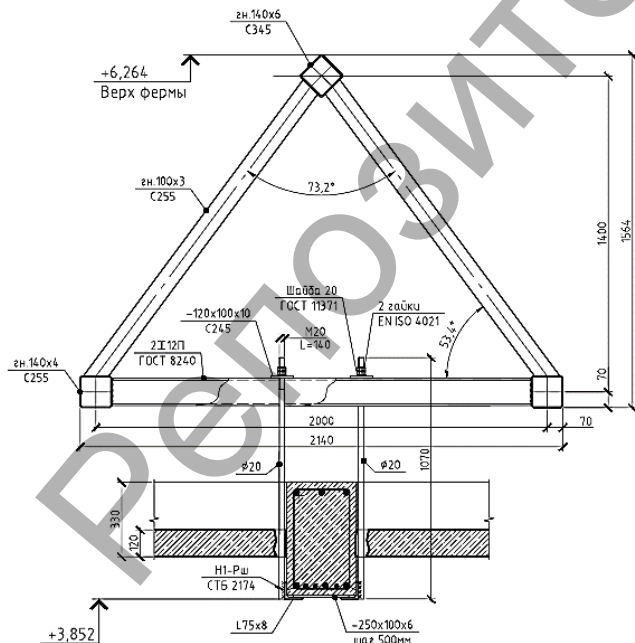


Рисунок 2 – Конструктивное решение конструкции усиления чердачного перекрытия

В процессе выполнения обследования технического состояния конструкций чердачного перекрытия специалистами кафедры было зафиксировано, что на данном участке перекрытия выполнено уси-

ление главной балки путем ее «подвешивания» через металлические тяжи, выполненные из проката горячекатаного круглого диаметром 20 мм по ГОСТ 2590, к стальной балке из двутавра стального горячекатаного №27 по ГОСТ 8239, опорами которой являлись кирпичная несущая стена и третья от края промежуточная опора. Только данное обстоятельство и не привело к полному обрушению перекрытия.

В процессе разработки противоаварийных мероприятий, и на основании задания на проектирование, разрабатываемый заказчиком проект модернизации производства предусматривал установку в данном помещении нового прессового оборудования с демонтажем из условия размещения оставшихся колонн.

Авторами было предложено решение, которое после выполнения противоаварийных мероприятий позволило сохранить существующую конструкцию кровли, чердачного перекрытия, результаты выполненного ремонта и существенно увеличить полезную производственную площадь цеха, обеспечив свободу манёвра при размещении нового производственного оборудования.

Для этих целей было разработано и реализовано конструктивное решение по усилению монолитного ребристого чердачного перекрытия здания прессового цеха СОАО «Беловежские сыры» в г. Высокое Брестской области с использованием пространственных трёхгранных ферм из гнутосварных профилей. Основная идея усиления чердачного перекрытия, находящегося в аварийной ситуации, заключалась в его подвешивании к самостоятельным несущим конструкциям в виде трёхгранных ферм, опирающихся на вертикальные несущие элементы. Несущие конструкции усиления вынесены в чердачное пространство и размещены между стропильными ногами и стойками продольных деревянных рам стропильной системы (рисунок 3).



Рисунок 3 – Общий вид трёхгранных ферм из гнутосварных профилей

Фермы выполнены трёхгранными пролетом по осям колонн 13,1 м. Высота ферм по осям поясов 1400 мм, полная высота – 1564 мм (рисунок 2, 3). Пояса выполнены из труб стальных гнутых замкнутых сварных квадратных по ГОСТ 30245-2012: верхний пояс – гн.140x6 / C345, нижние пояса – гн.140x4 / C255. Раскосы – гн. 100x3 / C255. Угол наклона в плоскости грани решетки не менее 44°, что удовлетворяет требованиям пункта 7.1.2(3) [3]. Верхние узлы запроектированы по типу КК и ТТ-образных (см. рисунок 7.1 [3]). Расчет узлов фермы из трёхгранных профилей удовлетворяет требованиям п. 7.5.3 [3].

Опорная реакция с трёхгранных ферм передаётся на стальные стойки (гн.140x4) с консольными траверсами, а нагрузка от стоек – на отдельные фундаменты, устроенные вплотную с существующими ленточными фундаментами стен. Фундаменты по стальные стойки выполнены столбчатыми на естественном основании.

Две пространственные трёхгранные фермы поставлены на объект после их опрессовки на заводе-изготовителе. Ввод в эксплуатацию системы из двух трёхгранных пространственных конструкций осуществлялся в соответствии с проектом производства работ, который включал ряд этапов. На первом этапе были выполнены противоаварийные мероприятия, заключающиеся в установке системы деревянных опор с подклинкой главных балок с целью выбора просадки пола и частично перемещений балочного железобетонного перекрытия.

На втором этапе осуществлен монтаж стальных колонн и пространственных трёхгранных ферм. Включение в работу всей конст-

рукции усиления осуществлялось путём натяжения подвесок (d20 ГОСТ 2590) при помощи гаек М20, на которых подвешена неразрезная главная балка монолитного ребристого чердачного перекрытия. После этого последовал демонтаж трёх оставшихся кирпичных колонн и системы временных деревянных опор (рисунок 1).

В результате наблюдения за монолитным перекрытием силовых дефектов не обнаружено, прогибы не превышают значений, установленных в действующих ТНПА. В результате последующего монтажа в конструкции кровли здания предусмотрено 4 фальшивых слуховых окна (рисунок 4).

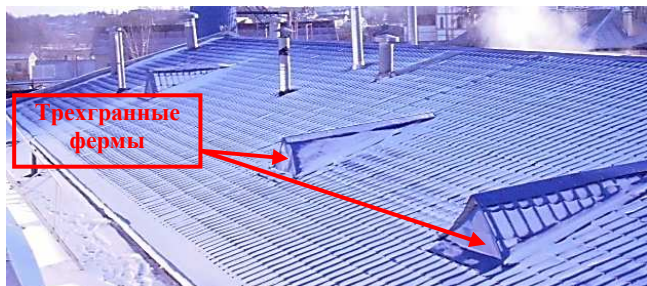


Рисунок 4 – Общий вид кровли цеха после устройства трёхгранных стальных ферм в чердачном пространстве

Заключение

1. Выполненный анализ различных конструктивных решений для усиления монолитных ребристых перекрытий позволил разработать наиболее эффективное с конструктивной и экономической точки зрения решение усиления в виде несущей конструкции из пространственных трёхгранных ферм из труб с бесфасоночными узлами.

2. В процессе ввода в эксплуатацию реконструированного помещения прессового цеха СОАО «Беловежские сыры» с разработанным авторами новым конструктивным решением усиления монолитного ребристого перекрытия силовых дефектов не обнаружено, прогибы не превышают значений, установленных в действующих ТНПА.
3. Расчет и конструирование пространственных трёхгранных ферм из труб с бесфасоночными узлами в Республике Беларусь возможно только в соответствии с требованиями ТКП ЕН 1993-1-8 [3], т. к. в базе проектирования, основанной на положениях СНиП II-23-81* [1, 2], конструкции пространственных узлов из прямоугольных труб не рассматриваются.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Строительные нормы и правила. Нормы проектирования. Стальные конструкции: СНиП II-23-81*. – М.: Госстрой СССР: ЦНИТП, 1990. – 96 с.
2. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23-81*). – Москва, ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР, 1989. – 214 с.
3. Технический кодекс установившейся практики. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций Ч. 1–8. Расчет соединений: ТКП ЕН 1993-1-8-2014. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2015. – 128 с.
4. Шурин, А. Б. Особенности конструирования безфасоночных узлов из прямоугольных труб по ТКП ЕН 1993-1-8 / А. Б. Шурин, А. В. Мухин, Н. Н. Шалобыта, Е. В. Макаревич // Теория и практика исследований и проектирования в строительстве с применением систем автоматизированного проектирования (САПР): сборник статей II Международной научно-технической конференции (29–30 марта 2018 года): Брест / БрГТУ – Брест, 2018. – С. 123–127.

Материал поступил в редакцию 12.02.2019

SHURYN A. B., MUHIN A. V., SHALABYTA N. N. Space Triangular Cross-section Trusses Made of Roll-formed Welded Steel Sections

A constructive solution has been developed and implemented to reinforce a monolithic ribbed reinforced concrete attic floor slab by using space triangular cross-section trusses made of roll-formed welded steel sections. The key idea behind the adopted solution to reinforce the attic floor slab that was in a critical condition, was to suspend it on an independent load-bearing framework built-up from triangular cross-section trusses resting on vertical supporting elements. The behavior of the resulting whole structure is controlled by way of tensioning the suspensions which the continuous main girder of the monolithic ribbed attic floor slab is attached to.

УДК 624.012

Лизогуб А. А., Тур А. В.

ПРИМЕНЕНИЕ ЭНЕРГЕТИЧЕСКОГО ПОДХОДА К ОЦЕНКЕ ВЛИЯНИЯ ЭКВИВАЛЕНТНОЙ ДЛИНЫ ПЛАСТИЧЕСКОГО ШАРНИРА НА РЕЗУЛЬТАТЫ НЕЛИНЕЙНОГО АНАЛИЗА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Введение. В настоящее время существует значительное количество конечно-элементных программных комплексов, позволяющих решать сложные инженерные задачи. Одной из таких задач является оценка живучести конструктивной системы при наступлении особого события, которая подразумевает выполнение полного нелинейного анализа конструктивной системы.

Для железобетонных конструкций в пластической стадии характерно развитие значительных углов поворота, которые сконцентрированы на небольших локальных участках, называемых пластическими шарнирами.

При выполнении нелинейного анализа железобетонных конструкций с помощью современных расчетных программных комплексов важным этапом является назначение характеристик пластических шарниров и правил их врезки в элементы конструктивной системы.

Одной из главных назначаемых характеристик пластического шарнира является его длина.

Существует ряд эмпирических зависимостей для определения эквивалентной длины пластического шарнира l_p , предложенных различными авторами [1-6]. Необходимо отметить, что при их применении имеют место различные результаты, получаемые при расчетах одних и тех же конструктивных элементов.

Наличие ряда зависимостей для определения длины пластического шарнира вызывает неопределенность при назначении данного параметра во время выполнения нелинейного анализа с применением программных комплексов. Поэтому целью данной работы является определение модели, дающей результат с наименьшей ошибкой моделирования на фоне экспериментальных данных.

Лизогуб Александр Александрович, магистр технических наук, аспирант кафедры строительных конструкций Брестского государственного технического университета.

Тур Андрей Викторович, к. т. н., доцент, доцент кафедры строительных конструкций Брестского государственного технического университета.

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