



Министерство образования
Республики Беларусь

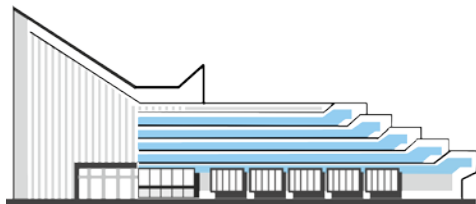
БЕЛОРУССКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ
ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ



Строительный факультет

СОВРЕМЕННЫЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТОВ И ОБСЛЕДОВАНИЙ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ И ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Материалы 67-й студенческой
научно-технической конференции



Минск
БНТУ
2011

Министерство образования Республики Беларусь
БЕЛОРУССКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ
УНИВЕРСИТЕТ

Строительный факультет

СОВРЕМЕННЫЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТОВ И ОБСЛЕДОВАНИЙ
МЕТАЛЛИЧЕСКИХ И ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Материалы 67-й студенческой
научно-технической конференции

27 апреля 2011 года

Минск
БНТУ
2011

УДК 624.014+624.011.1(06)

ББК 38.5я43

С 56

Редакционная коллегия:

А.Н. Жабинский – канд. техн. наук, зав. кафедрой

«Металлические и деревянные конструкции»;

Ю.И. Лагун – акад. степень магистра техн. наук, преподаватель кафедры

«Металлические и деревянные конструкции»

Рецензенты:

Т.М. Цецольд – д-р техн. наук., профессор кафедры

«Железобетонные и каменные конструкции»;

Ю.С. Мартынов – канд. техн. наук, профессор кафедры «Металлические

и деревянные конструкции»;

И.В. Башкевич – канд. техн. наук, доцент кафедры

«Металлические и деревянные конструкции»

Сборник содержит материалы 67-й студенческой научно-технической конференции «Современные методы расчетов и обследований металлических и деревянных конструкций». В издании освещены материалы пленарного заседания, исследующие проблемы проектирования, конструирования и обследования металлических и деревянных конструкций.

Издание предназначено для научно-педагогических работников, студентов, магистров и аспирантов

СОДЕРЖАНИЕ

Шарикова М.А.

Особенности проверки местной устойчивости по касательным напряжениям по ТКП EN 1993-1-5-2009. 4

Грасковский Д.Г.

Деревянная синагога XVII века в д. Волпа Волковысского района. . . 10

Тарасов В.С., Высоких А.С.

Реконструкция купольного покрытия надвратной башни замка Радзивиллов в поселке Любча. 15

Специан В.С., Новицкий А.В.

Использование объектного программирования на VBA для проектирования на примере расчета обшивки и расстановки стрингеров сегментного гидротехнического затвора. 19

Самсонова Д.В., Серенкова А.П.

Особенности определения несущей способности соединений на стальных цилиндрических нагелях по национальным и зарубежным нормативным документам. 25

Маркевич М.

Особенности компоновки стальных каркасов ТЭС и АЭС. 30

Лихимович М.А.

Перекрытие штаб-квартиры национального олимпийского Комитета. 33

Киеня С.А.

Энергопассивный дом. 39

Каленто М.Г.

Результаты натурного обследования несущих строительных конструкций покрытия крытого рынка в г. Мозырь. 45

Древило Н.Н.

Оценка эффективности использования различных типов покрытия. 49

Гриценко О.О., Хремли Е.А.

Изгиб и кручение тонкостенных стержней. 53

УДК 624.014.2

**Особенности проверки местной устойчивости
по касательным напряжениям по ТКП EN 1993-1-5-2009**

Шарикова М.А.

(Научный руководитель – Надольский В.В.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

1 Введение

С января 2010г. в Республике Беларусь на альтернативной основе введены Технические кодексы установившейся практики по проектированию строительных конструкций, идентичные соответствующим Европейским нормам. Интересен вопрос анализа и сравнения методик расчета по различным нормативным документам. Большой интерес представляет расчет на местную устойчивость, в частности, проверка по касательным напряжениям по Европейским нормам. Целью настоящей работы является выявление особенностей и составление алгоритмов расчета по ТКП EN 1993-1-5-2009.

2 Краткая характеристика методики расчета на местную устойчивость по касательным напряжениям

В ТКП EN 1993-1-5 реализован метод, известный как «вращаемая область напряжения», основанный на принципе суперпозиции прочности до и после критического состояния при потере местной устойчивости от касательных напряжений.

После потери устойчивости стенки, сжимающие напряжения не могут больше увеличиться, в то время как растягивающие напряжения все еще могут увеличиваться, пока не достигнут временного сопротивления. При таких условиях равновесие требует «вращения области напряжения».

3 Определение несущей способности по ТКП EN 1993-1-5

Определение несущей способности на сдвиг осуществляется по формуле:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}},$$

где $V_{bw,Rd}$ – составляющая несущей способности стенки;

$V_{bf,Rd}$ – составляющая несущей способности поясов;

f_{yw}, f_{yf} – расчетное сопротивление материала стенки и поясов соответственно;

η – коэффициент, который учитывает увеличение несущей способности на сдвиг: $\eta = 1,2$ для S235-460 и $\eta = 1,0$ для $> S460$.

Значение коэффициента η больше чем 1, подтверждаются в испытаниях на балках с коренастыми стенками, т.к. предельная несущая способность на сдвиг достигает 0,7 до 0,8 предела текучести при растяжении. Одна из причин для этого – упрочнение стали, которое может быть использовано, так как не возникает чрезмерных деформаций, т.е. присутствует стесненное развитие пластических деформаций. Другая причина – положительный эффект поясов на несущую способность стенки, но соответствующие вклады от упрочнения стали и от поясов не могут быть легко отделены, и этот эффект на сегодняшний день не был изучен подробно. Нет никаких результатов испытаний, подтверждающих этого увеличения для более высоких классов сталей, чем S460.

При выполнении следующих условий: $h_w / t \leq 72\varepsilon / \eta$ – для неукрепленных стенок, $h_w / t \leq 72\varepsilon \cdot \sqrt{k_\xi} / \eta$ – для поперечно укрепленных стенок местная устойчивость по касательным напряжениям считается обеспеченной.

3.1 Составляющая стенки

Определение несущей способности стенки на сдвиг осуществляется по формуле:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} .$$

Понижающий коэффициент χ_w несущей способности на сдвиг только стенки, зависящий от ее гибкости, приводится в таблице 1.

Вычисление значения условной гибкости стенки $\bar{\lambda}_w$ представлено на рисунке 1.

Могут быть использованы жесткие и гибкие ребра жесткости:

✓ ребра жесткости являются **жесткими**, когда они предотвращают поперечное перемещения стенки панели вдоль линии соединения стенка – ребро жесткости и остаются устойчивыми в закрытической стадии работы стенки;

✓ **гибкие** ребра жесткости увеличивают и несущую способность, и жесткость стенки, но они теряют устойчивость вместе с ней.

Таблица 1 – Несущая способность стенки на сдвиг

$\bar{\lambda}_w$	Жесткая опорная стойка	Гибкая опорная стойка
$\bar{\lambda}_w < 0,83 / \eta$	η	η
$0,83 / \eta \leq \bar{\lambda}_w < 1,08$	$0,83 / \bar{\lambda}_w$	$0,83 / \bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,08$	$1,37 / (0,7 + \bar{\lambda}_w)$	$0,83 / \bar{\lambda}_w$

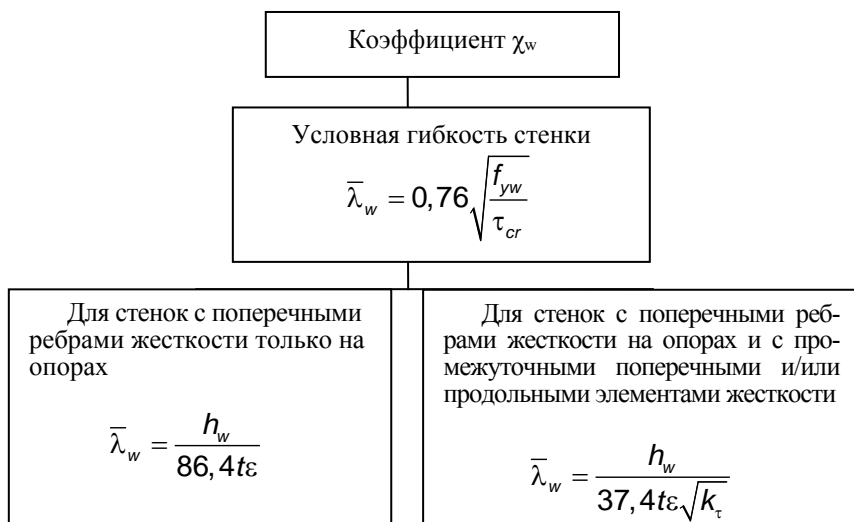


Рисунок 1 – Определение коэффициента χ_w

Значение коэффициента потери устойчивости при сдвиге k_τ вычисляется по Приложению А.3 ТКП ЕН 1993-1-5 для следующих двух основных случаев (рисунок 2):

- ✓ пластины с жесткими поперечными элементами жесткости;
- ✓ продольно укрепленные пластины между жесткими поперечными элементами жесткости.

Не предоставлено никакой информации для пластин, усиленных гибкими поперечными элементами жесткости.

Коэффициент потери устойчивости при сдвиге k_τ

Для пластин с жесткими поперечными
элементами жесткости и с продольными элементами

жесткости

$$k_\tau = 5,34 + 4,00(h_w/a)^2 + k_{\text{tsl}} \text{ при } a/h_w \geq 1$$

$$k_\tau = 4,00 + 5,34(h_w/a)^2 + k_{\text{tsl}} \text{ при } a/h_w < 1$$

$$k_{\text{tsl}} = 9 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 \sqrt[4]{ \left(\frac{I_{\text{sl}}}{t^3 h_w} \right)^3 } \geq \frac{2,1}{t} \sqrt[3]{ \frac{I_{\text{sl}}}{h_w} }$$

Рисунок 2 – Определение коэффициента k_τ

3.2 Составляющая поясов

Определение несущей способности поясов на сдвиг осуществляется по формуле:

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{c \cdot \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right).$$

Расчетная модель определения составляющей несущей способности поясов на сдвиг представлена на рисунке 3.

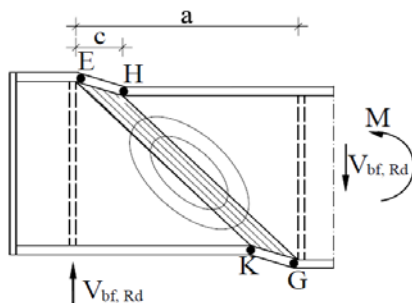


Рисунок 3 – Модель определения составляющей несущей способности поясов на сдвиг

Расстояние c может быть аппроксимировано следующей формулой:

$$c = a \left(0,25 + \frac{1,6b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_{yw}} \right).$$

Несущая способность на сдвиг $V_{bf,Rd}$, обеспеченная поясами, может быть вычислена на основании пластического механизма в поясах:

$$V_{bf,Rd} = \frac{4 \cdot M_{pl,f,Rd}}{c} = \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{c \cdot \gamma_{M1}}.$$

Составляющая поясов может быть добавлена к несущей способности на сдвиг стенки панелей только, когда пояса не полностью используются по изгибающему моменту:

$$M_{Ed} \leq M_{f,Rd},$$

где $M_{f,Rd} = M_{f,k} / \gamma_{M0}$ – расчетное значение несущей способности поперечного сечения по изгибающему моменту при учете только эффективных поясов.

Согласно допущению, что изгибающему моменту M_{Ed} сопротивляются только пояса, влияние изгибающего момента, учитывается коэффициентом понижения:

$$\left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right).$$

При наличии продольного усилия N_{Ed} , которое, как предполагается, воспринимают только пояса, $M_{f,Rd}$ должен быть соответственно понижен коэффициентом:

$$\left(1 - \frac{N_{Ed}}{(A_{f1} + A_{f2}) \cdot f_{yf} / \gamma_{M0}} \right).$$

Обычно составляющая поясов является малой величиной и может не учитываться. Она важна только, когда используются мощные пояса, которые полностью не используются по изгибающим моментам, что может иметь место в опорных сечениях.

3.3 Проверка несущей способности на сдвиг

Проверка несущей способности на сдвиг выполняется по следующему выражению:

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1,0 ,$$

где V_{Ed} – расчетное значение поперечной силы, включающее поперечную силу, вызванную возможным крутящим моментом.

3.4 Основные характеристики метода вращаемой области напряжения

✓ Метод применим для малых, а так же панелей сдвига с большим отношением сторон, что не имеет место для других моделей области растяжения, которые обычно дают хорошие результаты для коротких панелей и очень консервативные результаты для длинных.

✓ Метод применим не только для неукрепленных, но также и для поперечно и/или продольно укрепленных стенок.

✓ Помимо составляющей стенки также учитывается составляющая несущей способности на сдвиг поясов.

ЛИТЕРАТУРА

1. ТКП EN 1993-1-5. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-5: Пластинчатые элементы конструкций.

2. Commentary and worked examples to EN 1993-1-5, 2007 г.

УДК 624.074

Деревянная синагога XVII века в д. Волпа Волковысского района

Трасковский Д.Г.

(Научный руководитель – Иванов В.А.)

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

Сведений о строительной истории здания сохранилось крайне мало. Предположительно оно было построено на рубеже XVII–XVIII веков, некоторые исследователи считают, что во второй половине XVIII века. Не сохранилось или пока не обнаружены документы, отражающие заказчиков строительства, имена зодчих и мастеров, получение разрешения и ход строительства. Известно, что в 1781 году был произведен ремонт кровли. В конце 30-х годов 20 века здание уже не использовалось по назначению и постепенно начинало разрушаться.

Деревянная синагога в Волпе была сожжена немецко-фашистскими захватчиками во время Великой Отечественной войны.

Однако сохранились фотографии, сделанные в 20–30-х годах XX столетия, которые позволяют реконструировать внешний вид и объемно-пространственное решение синагоги. Привлекало здание своей необычностью и красотой польских и немецких краеведов, этнографов, исследователей архитектуры, которые составляли описания синагоги, приводили в своих работах сведения о конструктивных особенностях, зарисовки синагоги. Важное значение имеют материалы исследований, проведенных польскими учеными из Варшавского политехнического института в 1924 году. Ими были выполнены архитектурные обмеры строения, фотофиксации внешнего облика и конструкций здания, составлены планы и разрезы здания. Множество фотографий было сделано членами Общества любителей науки при Виленском университете в 20-х годах. Все эти материалы в настоящее время хранятся в архивах Польши и Летувы.

В послевоенное время польские исследователи Ян и Мария Пехетковы издали первый фундаментальный труд «Деревянные синагоги» (1957 г.), в котором содержатся графические материалы, фотографии и синагоги в Волпе. Материалы довоенных исследований и анализ архитектурных и конструктивных особенностей рассматриваемого здания можно найти и у англоязычных авторов Кэрола Крински («Синагоги

Европы: архитектура, история, значение», 1996 г.), Томаса Губки («Великолепные синагоги», 2003 г.) и др.

Среди белорусских исследователей, которых привлекало еврейское архитектурное наследие, в том числе и Волпянская синагога, можно назвать В.А. Чантурия («История архитектуры Белоруссии»), А.И. Локотко («Архитектура европейских синагог»).

Таким образом, на основании сохранившейся информации о синагоге в Волпе, можно с большой достоверностью восстановить ее внешний облик и строение.

Прежде чем перейти к рассмотрению здания, хотелось бы остановиться на функциональном назначении и его влиянии на объёмно-планировочные и конструктивные решения. По определению, синагога – это дом молитвы, дом собраний и дом суда. Синагога являлась центром религиозной и общественной жизни еврейской общины. Этому назначению соответствовало здание центрической композиции, которое заметно бы выделялось среди местечковой застройки своими размерами и формами. По особенностям еврейской религии женщины молятся отдельно от мужчин, для них предназначались небольшие помещения, открытые узкими окнами в главный молитвенный зал, что вызвало появление низких пристроек, окружавших главный объём синагоги. Обязательным принципом, вытекающим из традиций синагогального строительства, был высокий молитвенный зал. Это было очень важно для евреев, известны случаи, когда при невозможности устроить высокие перекрытия в синагогах, опускали уровень пола на 1 – 1,5 м (например, синагоги во Львове и Вильне). Для устройства высокого перекрытия зала использовали купольно-сводчатые конструкции, которые, в свою очередь, обуславливали значительную по высоте многоярусную крышу.

Итак, синагога в Волпе представляла собой деревянное строение на каменном фундаменте. Размеры здания в плане – 17х20 м, высота до конька кровли – 16 м. Высокий главный объём был обрамлен с трёх сторон более низкими пристройками. Последние вдоль продольных стен имели пологую односкатную кровлю. Со стороны главного фасада пристройки создавали самостоятельную архитектурную композицию с башнями под высокими двухъярусными

крышами. Особенностью башен являлся галерейный балкончик с резными балясинами.

Основной объем выделялся высокой трехъярусной кровлей, акцентом которой был барочного абриса фронтоном. Первые два яруса были четырехскатные, а верхний двухскатный, края ярусов кровли были приподняты наподобие восточных пагод. Высота крыши от карниза до конька составляла 9 м.

Стены синагоги были сложены из дубового бруса сечением 180x180 мм и горизонтально обшиты, углы рублены в чистый угол без остатка (так называемый «немецкий угол»). Во избежание деформации стен («выпучивания») были предусмотрены «лисицы» – парные вертикальные стойки, установленные по обе стороны стены и стянутые с помощью болтов.

Главный объем здания, формировавший молитвенный зал, был перекрыт восьмиугольным перспективным куполом. Переход от квадратного плана к восьмиугольному куполу осуществлялся при помощи парусов. Парус представлял собой плоский конструктивный элемент треугольного очертания, устраиваемый по верхним углам зала, который также придавал всей конструкции большую жесткость.

В центре зала располагались четыре стойки, образуя опорную крипту для арочных сводов. Деревянные арочные своды были устроены в три яруса, каскадом расположенные один над другим. Каждому излому сводчатого перекрытия соответствовал новый ярус кровли, однако форма крыше не повторяла форму внутреннего купола. В самом верху между стойками располагался восьмигранный небольшой купол, скрытый в конструкции верхнего яруса кровли. По периметру сводов располагались выносные балконы с резными балясинами. Основу сводов создавали отдельные криволинейные элементы – дощатые кружала, подвешенные к стропильным конструкциям, а своды нашивались из досок. Принцип устройства сводов на сконцентрированной системе опор присущ только синагогальному строительству и не встречается в других типах здания этого периода.

Между колоннами размещалась бима – возвышенная кафедра, с которой читались раввином молитвы. Бима являлась и конструктивным элементом – ее верхние обвязки служили связями, обеспечивающими устойчивость колонн. В подпольном пространстве были скрыты каменные опоры и закрепление к ним стоек.

Несущим остовом крыши являлась каркасная конструкция – система стропил, стоек и многочисленных элементов жесткости, выполненных из деревянных элементов прямоугольного сечения. Внешняя сторона подстропильных рам, расположенных одна над другой в соответствии с ярусами сводов и кровли, служила для упора стропил ярусов кровли, а к внутренней подшивались своды. Верхнюю двухскатную часть крыши образовывали треугольные фермы, опорами для которых служили подстропильные рамы второго яруса. Фермы работали по принципу висячих стропил с затяжкой.

Основными типами соединений элементов деревянных конструкций в синагоге являлись лобовая врубка, контактное опирание стоек, нагельные соединения.

Таким образом, каркасная конструкция крыши исполняла три функции:

- воспринимала нагрузку от собственного веса кровельного покрытия, снеговую и ветровую нагрузку;

- поддерживала несущие элементы и подшивку сводов;

- воспринимала нагрузку от консольных балконов в подкупольном пространстве.

Отличительной особенностью строительства деревянных синагог являлась опорно-стропильная система с устройством внутренних сводов и уклонов кровель на общей конструктивной основе. Такие решения являлись существенным достижением в деле плотницкого мастерства, усовершенствования деревянных конструкций и развития применения древесины как универсального строительного материала, изучения и применения свойств древесины в различных условиях.

Важным достоянием синагог также являлась разработка системы равномерной передачи в деревянном здании нагрузки на стены от крыши и подвешенных конструкций свода с помощью специальной балочной конструкции, погашавшей распорные усилия. Короткая подбалка жестко защемлялась в верхнем венце сруба и служила опорой для подстропильной рамы и стропил. Подкосы, поддерживающие балку, всегда вырезались изогнутыми и служили основой для мощных карнизов. Снаружи такой карниз шел в основании крыши, а в интерьере создавал переход от стены к сводчатому перекрытию.

Следует отметить, что оригинальной и специфической архитектурой выделялись деревянные синагоги Восточной Европы (территории современных Беларуси, Польши, Литвы, Украины), в то время как в Центральной и Западной Европе их особенности не приобретали такого яркого проявления. Синагога в Волпе была одной из самых необычных и впечатляющей из них, на что неоднократно указывали различные исследователи. Несмотря на общность форм и тектоники с другими деревянными синагогами, волпянская обладала индивидуальными чертами и не имела аналогов.

Практически все деревянные синагоги Восточной Европы были разрушены во время войны. На территории Беларуси сохранилось четыре деревянные синагоги XIX – нач. XX вв. (в Ивенце, Любани, Лепели и Бутькавичах Столбцовского района). В Беларуси не предпринимались попытки воссоздания синагог, подобных Волпянской. Однако, найдутся заинтересованные лица в воссоздании яркого примера белорусского народного зодчества – деревянной синагоги в Волпе.



Рисунок 1 – Модель синагоги, выполненная в 1997 г. сотрудниками Идишского книжного центра в Амстерсте (США).

УДК. 624.074

**Реконструкция купольного покрытия надвратной башни замка
Радзивиллов в поселке Любча**

Тарасов В.С., Высоких А.С.

(Научный руководитель – Згировский А.И.,
консультант – Ильючик В.В.)

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Любча – городской поселок в Новогрудском районе Гродненской области Беларуси. Расположен на левом берегу реки Неман, в 26 км на северо-восток от Новогрудка.

Любчанский замок – один из последних памятников традиционного замкового строительства в Беларуси – возник в 80-е годы XVI века на высоком левом берегу Немана. С трех сторон квадратное замчище окружал оборонительный ров шириной до 30 м и глубиной 7–10 м. По документам и графическим материалам XVII века, в Любчанском замке было 4 башни, каждую из которых украшали флюгеры с гербами Радзивиллов. Из четырех башен замка сохранились две. Башни сложены из кирпича и валунов (рисунок 1).

Главная башня, в основании квадрат размером 9,8x9,8 м, приблизительно с половины высоты переходит в восьмигранник, крытый шатром. Башня имела четыре яруса боя. На первом ярусе было восемь ружейных бойниц, на втором – двенадцать, на третьем – восемь пушечных бойниц. Под крышей башни в каждой из восьми стен находились по две мушкетные бойницы. Башня прорезана аркой въезда. В прошлом только через нее можно было попасть во внутренний двор. Такой прием замкнутой пространственной композиции был типичным для большинства дворцово-замковых ансамблей XVI–XVII вв.

По своей объемно-пространственной композиции она очень сходна с башнями в Мирском, Новогрудском и Витебском замках. Смешанная готико-ренессансная кладка позволяет сделать вывод, что башня была

возведена в конце XVI в. Фундамент ее из больших валунов уходит в землю почти на 4 м. Внутри здания находилась тюрьма. Вначале это была единственная каменная башня в деревянном замке.



Рисунок 1 – Общий вид замка

Любча – весьма символическое место для белорусской истории. Именно в Любче первый и единственный король Великого княжества Литовского Миндовг был обращен в христианскую веру. Здесь же, на берегу Немана, согласно легенде он встретил свою любимую. От этого и появилось такое нежное и чувственное название местечка – Любча.

Этот небольшой городок в Гродненской области неоднократно становился подарком венценосных особ своим приближенным. Вначале Миндовг подарил местечко киевскому боярину Кияну, который спасался в Новогрудке, тогдашней столице Великого княжества Литовского, от нашествия татар. В 1428 году Витовт преподнес Любчу своей супруге Ульяне. А в 1499 году великий князь Александр вручил «двор Любч» подскарбию Федору Хрептовичу.

Владевший впоследствии Любчей Ян Кишка построил здесь протестантский храм, при котором действовала школа, и небольшой белорусский городок стал одним из центров протестантского движения в Великом княжестве Литовском.

Радзивиллы благоустроили замок, возведенный Яном Кишкой, и саму Любчу. Крыштоф Радзивилл был сторонником либерального течения протестантского движения – кальвинизма. Бывший храм в

замке был переосвящен в кальвинистский сбор. Под защитой мощного замка, действовала крупнейшая типография кальвинистов, которая выпустила сотни религиозных и светских изданий.

В 1640 году новым хозяином Любчи стал виленский воевода и великий гетман литовский Януш Радзивилл, сын Крыштофа. В 1655 году многочисленный казачий отряд И.Золоторенки захватил местечко и приступом взял замок. Большая часть жителей Любчи была убита или уведена на поселение в Россию, храмы и типография разграблены, а замок частично взорван. А сам Ян Радзивилл был отравлен наемными убийцами.



Рисунок 2 – Общий вид надвратной башни

После Радзивиллов замком владели графы Витгенштейны, потом князя Гогенлое. Но значение Любчи в общественной жизни этих мест осталось в прошлом. Лишь во второй половине XIX века на территории старого полуразрушенного замка началось очередное строительство. Его инициаторами стали очередные хозяева Любчи Фальц-Фейны.

Они хотели вписать свою новую европейскую резиденцию в архитектуру древнего ренессансного замка. В 1864–1870 годах на месте старого деревянного хозяйского дома появился новый белокаменный дворец в стиле английской неоготики. По воспоминаниям современников, внутренние интерьеры дворца выделялись своей изящной лепниной и резьбой, каминами с изразцами с оригинальным орнаментом, со вкусом подобранной мебелью в стиле модерн.

Перестроили и уцелевшие башни, превратив брамную в жилую, сделав на месте бойниц прямоугольные окна. Установили на фасаде куранты и построили небольшой павильон с декоративными угловыми башенками для гостей, соединив его с башней крытой галереей.

Вокруг дворца тогда же был разбит небольшой, но очень уютный парк, с тенистыми аллеями полукругом охватывающими замок. На склонах оборонительных валов разбили цветники.

Вокруг дворца тогда же был разбит небольшой, но очень уютный парк, с тенистыми аллеями полукругом охватывающими замок. На склонах оборонительных валов разбили цветники.

Сегодня замково-парковый комплекс XVII–XIX веков считается памятником истории и культуры республиканского значения.

В настоящее время на благотворительные средства проводится реконструкция въездной башни. Уже восстановлены стены, для чего используется кирпич из разбираемых или разрушенных старых домов XIX века.

Начиная с 2003 года, каждое лето в замке собираются волонтеры со всей Беларуси. В настоящее время силами белорусских волонтеров, создавших фонд Любчанского замка, ведутся работы по восстановлению древних башен и превращению исторической достопримечательности в объект международного туризма.

Группа студентов совместно с сотрудниками строительного и архитектурного факультетов БНТУ разрабатывает деревянное купольное покрытие шатра башни (рисунок 3).



Рисунок 3 – Трехмерная модель купольного покрытия башни

УДК 624.014.2

Использование объектного программирования на VBA для проектирования на примере расчета обшивки и расстановки стрингеров сегментного гидротехнического затвора

Специан В.С., Новицкий А.В.

(Научный руководитель – Новиков В.Е.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

В статье рассматривается автоматизация проектирования сегментного гидротехнического затвора средствами VBA. Расчет и рисование затвора выполняется в среде Excel с использованием AutoCAD.

1. Общие сведения о VBA

VBA (Visual Basic for Applications) – это диалект языка Visual Basic, расширяющий возможности Visual Basic, предназначенный для работы с приложениями Microsoft Office и другими приложениями от Microsoft и третьих фирм. VBA – самый удобный язык для работы с приложениями. Главная причина проста – язык VBA встроен в приложения Office (и не только), и исходный программный код на языке VBA можно хранить внутри документов приложений Office – документах Word, книгах Excel, презентациях PowerPoint и т.п. Также этот код можно запускать оттуда на выполнение, поскольку среда выполнения кода VBA встроена внутри этих приложений. В настоящее время VBA встроена во все главные приложения MS Office – Word, Excel, Access, PowerPoint, Outlook, FrontPage, InfoPath; в другие приложения Microsoft, например, Visio и Microsoft Project; в более чем 100 приложений третьих фирм, например, CorelDraw и CorelWordPerfect Office 2000, AutoCAD, Femap и т.п.

У VBA есть также множество других достоинств:

▶ **Высокая скорость создания приложений** с графическим интерфейсом для MS Windows.

▶ **Простой синтаксис**, позволяющий очень быстро освоить язык.

▶ **Возможность компиляции как в машинный код, так и в Р-код** (по выбору программиста). В режиме отладки программа всегда (вне зависимости от выбора) компилируется в Р-код, что позволяет приостанавливать выполнение программы, вносить значительные

изменения в исходный код, а затем продолжать выполнение: полная перекомпиляция и перезапуск программы при этом не требуется.

▶ **Возможность использования большинства WinAPI функций** для расширения функциональных возможностей приложения.

▶ VBA изначально был ориентирован на пользователей, а не на профессиональных программистов (хотя профессионалы пользуются им очень активно), поэтому **создавать программы на нем можно очень быстро и легко**. Кроме того, в Office встроены мощные средства, облегчающие работу пользователя: подсказки по объектам и по синтаксису, макрорекордер и т.п.

▶ При создании приложений на VBA вам, скорее всего, **не придется заботиться о установке и настройке специальной среды программирования и наличии нужных библиотек на компьютере пользователя** – MS Office есть практически на любом компьютере.

2. Общие сведения о гидротехнических затворах

Гидротехнические затворы являются частью напорного фронта гидросооружения и предназначены для перекрытия водопропускных и судоводных отверстий и регулирования расхода воды. Затворы подразделяют на поверхностные и глубинные.

По эксплуатационному назначению затворы делят на основные, аварийные, ремонтные и строительные.

Самым распространенным видом затвора является плоский затвор, основным преимуществом которого по сравнению с другими является простота конструкции, удобство их обслуживания и ремонта. Однако они требуют мощных приводных механизмов для преодоления собственного веса и сил трения в ходовых частях при подъеме затвора.

Реже применяют сегментные затворы вследствие сложности их конструктивной формы и повышенной точности изготовления и монтажа. Преимуществом сегментных затворов перед плоскими является меньшее подъемное усилие, большая скорость маневрирования и высокая надежность эксплуатации в зимнее время. Стоимость их изготовления на 10–15% выше стоимости плоских затворов.



Рисунок 1 – Макет гидротехнического сегментного затвора

Поперечное сечение пролетного строения сегментного затвора представляет собой сегмент окружности, центр которой обычно совпадает с осью вращения затвора. Сегмент опирается на ноги, через которые давление передается на шарниры. Опорные шарниры закрепляют на боковых стенках водопропускного отверстия. Гидростатическое давление воды передается на обшивку, далее на стрингеры, диафрагмы и ригели.

3. Расчет водоудерживающей обшивки и его автоматизация

Одной из задач при проектировании стального затвора является задача расчета водоудерживающей обшивки, испытывающей изгиб. Поскольку обшивка опирается на стрингеры, то ее расчет зависит от шага стрингеров, поэтому расчет обшивки и расстановку стрингеров выполняют одновременно. Так как, как часто бывает при проектировании, неизвестных параметров гораздо больше, чем разрешающих уравнений, то некоторыми параметрами задаются изначально.

Приведем последовательность расчета обшивки (приближенно из условия прочности при цилиндрическом изгибе) и расстановки стрингеров стального сегментного гидротехнического затвора.

Расчет начинают с определения генеральных размеров затвора, при этом известные исходные параметры:

γ_c – коэффициент условий работы, γ_n – коэффициент надежности по назначению, R_y – расчетное сопротивление стали обшивки изгибу по пределу текучести; t_0 – толщина обшивки (задаются изначально), $\gamma \approx 10^4 \text{ Н/м}^3$ – удельный вес воды; C – превышение центра вращения затвора (ц.в.з.) над уровнем воды, H – напорный уровень, R – радиус затвора по внутренней грани обшивки (см. рисунок 3).

Длина смоченной водой обшивки:

$$l = \frac{\pi\varphi R}{180},$$

где $\varphi = \beta - \alpha$, $\beta = \arcsin \frac{C+H}{R}$, $\alpha = \arcsin \frac{C}{R}$.

Равнодействующая гидростатического давления:

$$P = \sqrt{P_{\text{hor}}^2 + P_{\text{vert}}^2},$$

где горизонтальная составляющая давления воды:

$$P_{\text{hor}} = 0.5\gamma H.$$

Вертикальная составляющая давления, равная Архимедовой силе, т.е. весу вытесненного затвором объема жидкости:

$$P_{\text{vert}} = 0.5\gamma R^2 \left(\frac{\pi\varphi}{180} + 2\sin\alpha \cos\beta - 0.5(\sin 2\alpha + \sin 2\beta) \right).$$

Угол наклона равнодействующей гидростатического давления:

$$\alpha_1 = \arctg \frac{P_{\text{vert}}}{P_{\text{hor}}}.$$

Условие прочности обшивки при изгибе на i -м участке между соседними стрингерами при заданной ее толщине t_0 :

$$b_i \leq b_{i,\text{lim}} = t_0 \sqrt{\frac{2R_y \gamma_c}{\gamma_h \gamma_n}},$$

где b_i – фактический пролет обшивки (или шаг стрингеров) на i -том участке, $i = 1 \dots n$;

$b_{i,\text{lim}}$ – предельный пролет обшивки на i -том участке из условия ее прочности при цилиндрическом изгибе;

n – количество пролетов обшивки.

Глубина погружения i -того стрингера:

$$h_i = R \sin(\varphi_i + \alpha) - C,$$

где

$$\varphi_i = \frac{180 \ell_i}{\pi R}; \quad \ell_i = \ell_{i-1} + b_i,$$

$$\varphi_{b_i} = \arcsin \frac{C+h_i}{R} - \arcsin \frac{C+h_{i-1}}{R}.$$

Задача расчета обшивки состоит в последовательном размещении стрингеров таким образом, чтобы на каждом i -том участке выполнялось условие $b_i < b_{i,\text{lim}}$, при этом очевидно $\sum_{i=1}^n b_i = \ell$.

Приведенный алгоритм реализован в среде Excel с использованием VBA. На листе Excel располагаются исходные данные и в табличном виде выводятся результаты расчета (рисунок 2).

№ п/п	b_i	h_i	φ_i	φ_{b_i}	$b_{i,\text{lim}}$	Выполнение условия $b_i < b_{i,\text{lim}}$
1						
2						
3						

Рисунок 2 – Форма таблицы результатов расчета в среде Excel

После расчета автоматически выполняется изображение поперечного разреза сегментного затвора средствами VBA в AutoCAD. Т.е. программный код, находящийся в программе Excel, вызывает

программу AutoCAD и в соответствии со значениями параметров выполняет в нем чертеж затвора. Чертеж выполняется в соответствии с заданным масштабом с автоматическим проставлением всех необходимых размеров. Изображение затвора позволяет оценить правильность его компоновки (в том числе размещения стрингеров) визуально (рисунок 3). Отметим, что расчет обшивки и размещение стрингеров в плоском затворе есть частный случай сегментного затвора. Сегментный затвор становится плоским при его радиусе $R \rightarrow \infty$. В исходных данных Excel необходимо лишь ввести достаточно большой радиус (фактически достаточно 10^7 м) и $C = -H/2$.

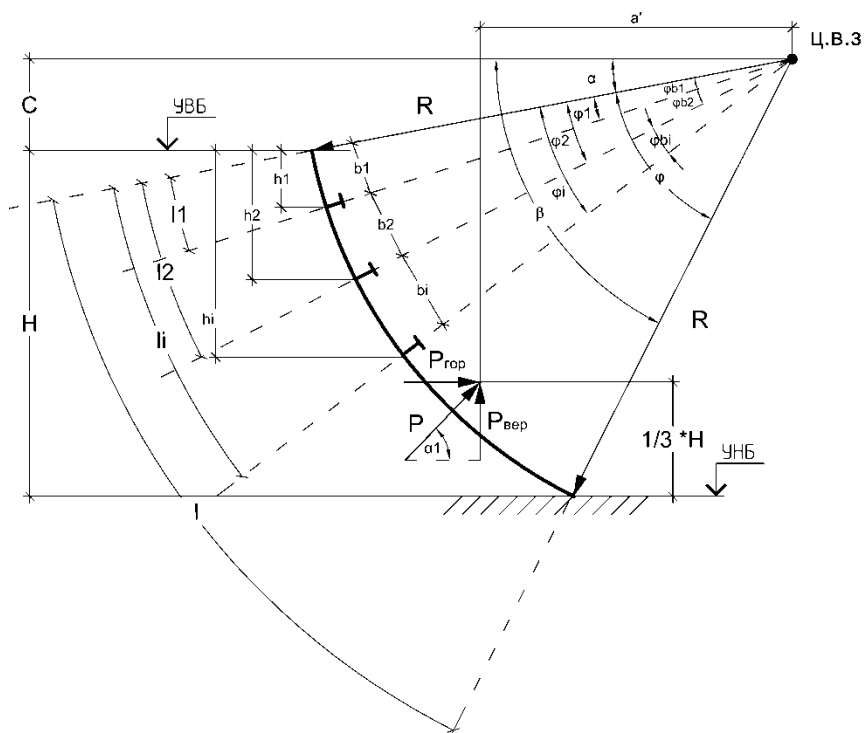


Рисунок 3 – Изображение поперечного сечения сегментного гидротехнического затвора в масштабе, формируемое автоматически в среде AutoCAD по результатам расчета в среде Excel

УДК. 624.078

**Особенности определения несущей способности соединений
на стальных цилиндрических нагелях по национальным
и зарубежным нормативным документам**

Самсонова Д.В., Серенкова А.П.
(Научные руководители – Фомичев В.Ф., Ильючик В.В.)
Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

В работе рассмотрены основные положения определения несущей способности нагельного соединения по национальному нормативному документу ТКП 45-5.05-146-2009 (02250), действующему на альтернативной основе ТКП EN 1995-1-1-2009 (02250), идентичного Европейским нормам – EN 1995-1-1, и СНиП II-25-80.

В выше перечисленных нормативных документах существуют различия в определении механических характеристик материалов, различия в делении на классы условия эксплуатации и в классификации нагрузок.

Выполнены расчеты растянутого деревянного стыка на стальных цилиндрических нагелях по трем методикам.

Исходные данные, принятые в расчетах, приведены в таблице 1.

Таблица 1 – Исходные данные

№ п/п	Наименование документа	Продольное растягивающее усилие (кН)	Материал	Вид нагрузки	Класс условия эксплуатации	Стальной нагель
1	СНиП II-25-80	120	Сосна 1-й сорт	постоянная	A1	C38/23, d = 16 мм
2	ТКП 45-5.05-146-2009	120	Сосна 1-й сорт	постоянная	1-ый	d = 16 мм
3	ТКП EN 1995-1-1-2009	120	C27	постоянная	1-ый	Класс прочности 4,6, d = 16 мм

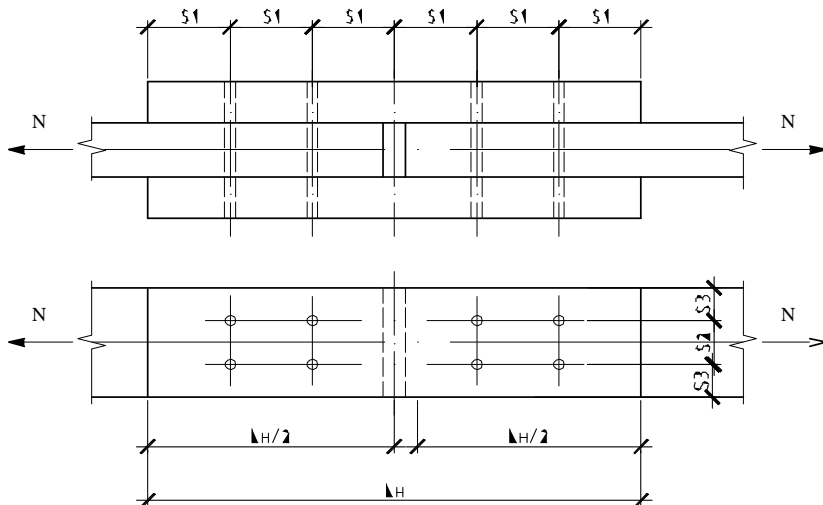


Рисунок 1 – Стык на стальных нагелях

В соответствии с нормативным документом Республики Беларусь ТКП 45-5.05-146-2009 расчетную несущую способность одного среза нагеля в симметричных соединениях (кН) принимают как наименьшее из найденных значений:

1. Расчетная несущая способность одного среза нагеля из условия смятия древесины крайних элементов:

$$R_{1d} = f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot k_\alpha,$$

где $f_{h,1,k}$ – расчетное сопротивление древесины смятию в глухом нагельном гнезде для крайних элементов (МПа);

t_1 – толщина крайних элементов;

k_α – коэффициент, учитывающий угол между направлением усилия по отношению к направлению волокон древесины;

d – диаметр нагеля.

2. Расчетная несущая способность одного среза нагеля из условия смятия древесины средних элементов:

$$R_{2d} = f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d \cdot k_\alpha,$$

где $f_{h,2,k}$ – расчетное сопротивление древесины смятию в глухом нагельном гнезде для средних элементов (МПа);

t_2 – толщина средних элементов;

3. Расчетная несущая способность одного среза из условия изгиба нагеля:

$$R_{1d} = f_{n,d} \cdot t_1 \cdot d^2 (1 + \beta_n^2) \cdot \sqrt{k_\alpha},$$

где β_n – коэффициент, зависящий от отношения толщины более тонкого элемента к диаметру нагеля.

В соответствии с нормативным документом Российской Федерации СНиП II-25-80. Расчетную несущую способность одного среза нагеля в симметричных соединениях (кН) принимают как наименьшее из найденных значений:

4. Расчетная несущая способность одного среза нагеля из условия смятия древесины крайних элементов:

$$T_a = 0,8 \cdot a \cdot d,$$

где a – толщина крайних элементов (см);

d – диаметр нагеля (см).

5. Расчетная несущая способность одного среза нагеля из условия смятия средних элементов:

$$T_c = 0,5 \cdot a \cdot d,$$

где c – толщина средних элементов (см).

6. Расчетная несущая способность одного среза из условия изгиба нагеля:

$$T_u = 1,8 \cdot d^2 + 0,02 \cdot a^2 \text{ но не более } 2,5 \cdot d^2.$$

Согласно EN 1995-1-1 расчетную несущую способность одного среза нагеля в симметричных соединениях принимают как

наименьшее из найденных значений по приведенным ниже формулам:

7. Расчетная несущая способность одного среза нагеля из условия смятия древесины крайних элементов:

$$F_{v,R,k} = f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d,$$

где $F_{v,R,k}$ – нормативная несущая способность одного среза нагеля (кН);

$f_{h,1,k}$ – нормативное сопротивление древесины смятию в глухом нагельном гнезде для крайних элементов (МПа);

t_1 – толщина крайних элементов.

8. Расчетная несущая способность одного среза нагеля из условия смятия древесины средних элементов:

$$F_{v,R,k} = 0,5 \cdot f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d,$$

где $f_{h,2,k}$ – нормативное сопротивление древесины смятию в глухом нагельном гнезде для средних элементов (МПа);

t_2 – толщина средних элементов.

9. Расчетная несущая способность одного среза нагеля из условия изгиба нагеля

$$F_{v,R,k} = 1,5 \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \cdot \left[2\beta \cdot (1 + \beta) + \frac{4\beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y,R,k}}{f_{h,1,k} \cdot t_1^2 \cdot d} - \beta \right] + \frac{F_{ax,R,k}}{4},$$
$$F_{v,R,k} = 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2M_{y,R,k} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,R,k}}{4},$$

где $M_{y,R,k}$ – нормативный момент пластической деформации нагеля, определяемый по формуле:

$$M_{y,R,k} = 0,3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6},$$

где $f_{u,k}$ – нормативное сопротивление растяжению;

β – масштабный коэффициент для нормативного сопротивления смятию древесины определяемый по формуле:

$$\beta = \frac{f_{h,1,k}}{f_{h,2,k}};$$

$F_{ax,R,k}$ – нормативное сопротивление связи выдергиванию.

В вышеприведенных формулах первое слагаемое – несущая способность по теории Джохансена, а второе слагаемое, нормативное сопротивление связи выдергиванию ($\frac{F_{ax,R,k}}{4}$) – учет эффекта нити.

Второе слагаемое, учитывающее эффект нити, ограничивается по величине, в процентном отношении от несущей способности по теории Джохансена. Если величина $F_{ax,R,k}$ не определена, то расчет можно вести без учета эффекта нити. В нагелях эффект нити отсутствует и, следовательно, $F_{ax,R,k}$ принимается равным нулю.

Выполненные расчеты растянутого деревянного стыка на стальных цилиндрических нагелях по выше рассмотренным документам позволили сформулировать следующие выводы:

1. Размеры поперечных сечений деревянных элементов по EN 1995-1-1 больше на 33%, чем по ТКП 45-5.05-146-2009 и СНиП II-25-80.
2. Требуемое количество нагелей в соединении по EN 1995-1-1 больше на 33%, чем по ТКП 45-5.05-146-2009 и СНиП II-25-80, что приводит к увеличению длины деревянных накладок.
3. Трудоемкость выполнения расчетов растянутого деревянного стыка на стальных цилиндрических нагелях по EN 1995-1-1 в 7-10 раз больше, чем при использовании ТКП 45-5.05-146-2009 и СНиП II-25-80.

Маркевич М.

(Научный руководитель – Жабинский А.Н.)

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

Современные производства размещаются в многоэтажных и одноэтажных зданиях, схемы и конструкции которых достаточно разнообразны. По числу пролетов одноэтажные здания подразделяются на однопролетные и многопролетные. Основу любого промышленного здания составляет каркас. Каркас – комплекс несущих конструкций, воспринимающий и передающий на фундаменты нагрузки от веса ограждающих конструкций, технологического оборудования, атмосферные нагрузки и воздействия, нагрузки от внутрицехового транспорта (мостовые, подвесные, консольные краны), температурные технологические воздействия. В настоящее время широкое распространение в строительстве промышленных зданий получили стальные каркасы. В промышленном строительстве около 70 % зданий имеют пролеты от 18 до 36 м., высоту от 10 до 20 м. По виду внутрицехового транспорта здания подразделяются на бескрановые, с мостовыми кранами, с подвесными кранами, с подвесными конвейерами. На рисунке 1 показан общий вид каркаса обычного производственного здания.

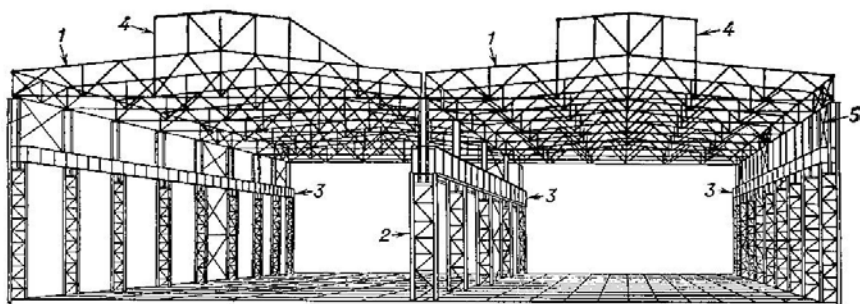


Рисунок 1. – Общий вид каркаса производственного здания

На рисунке 2 показан общий вид каркаса здания ТЭС, схожие каркасы применяются и для АЭС. Строительные конструкции ТЭС и АЭС в основном аналогичны конструкциям крупных промышленных зданий и объектов. Выбор материала конструкции определяется на основе технико-экономического сравнения наиболее рациональных вариантов. Здания ТЭС и АЭС – это, в первую очередь, много пролетные здания с большими пролетами, разной высоты. Для покрытия используются стальные фермы, с поясами из широкополочных сварных или прокатных двутавров. Решетку ферм обычно проектируют треугольной с дополнительными стойками. Чтобы исключить работу верхних поясов ферм на местный изгиб при внеузловой передаче нагрузки, часто применяют фермы со шпренгельной решеткой. Колонны проектируют ступенчатыми, обычно сквозного сечения высотой 1000-2500 мм., с расположением мостовых кранов, чаще всего, в двух уровнях. Мостовые краны применяются достаточно большой грузоподъемности. Ввиду большой высоты на каркас действуют значительные ветровые нагрузки. Для увеличения поперечной жесткости рам и уменьшения горизонтальных перемещений на уровне головки подкранового рельса, рядом с рамой устраивают жесткую этажерку с подкосом в уровне подкрановой балки.

Как правило, для каркасов ТЭС и АЭС используются легированные стали. При проектировании каркасов ТЭС и АЭС учитывается то, что производство является взрывоопасным, поэтому предусматриваются для покрытий легкобрасываемые кровли. По степени ответственности производственных зданий ТЭЦ и АЭС, относящиеся к 1-му классу.

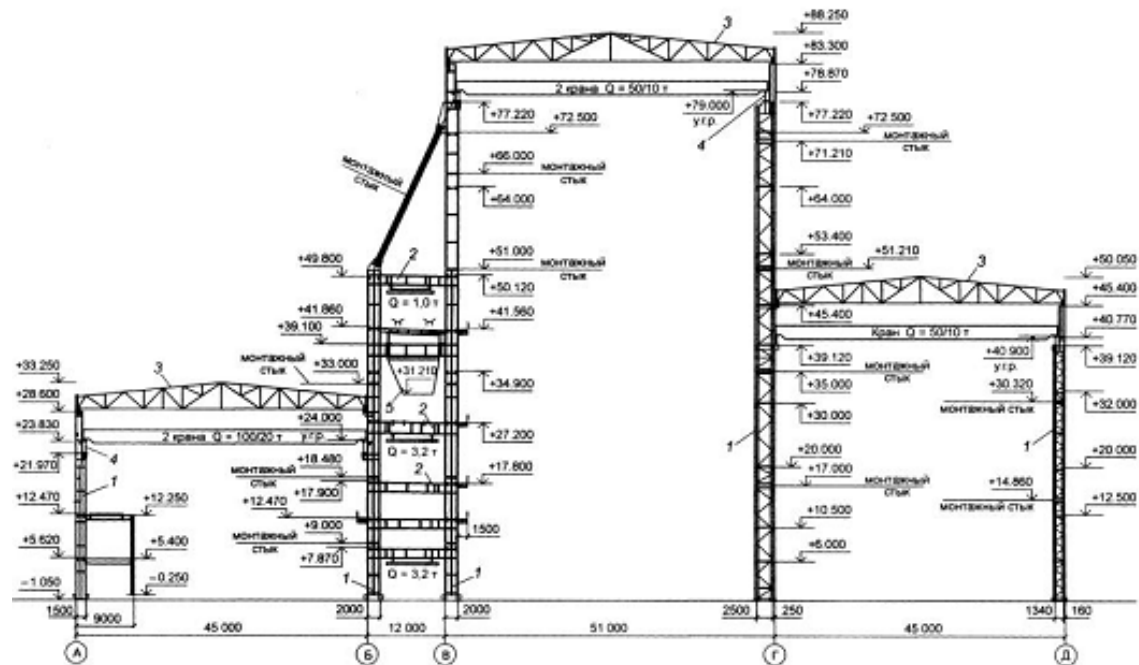


Рисунок 2. – Общий вид каркаса производственного здания ТЭС

**Перекрытие штаб-квартиры
национального олимпийского комитета**

Лихимович М.А.

(Научный руководитель – Лагун Ю.И.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

1 Введение

В настоящий момент в Минске проектируется и строится ряд уникальных строительных зданий и сооружений. К таким уникальным сооружениям можно смело отнести и здание Штаб-квартиры Национального олимпийского комитета (далее НОК).

Уникальность указанного сооружения заключается:

- в уникальной архитектурно-выразительной компоновке (см. рисунок 1);
- в уникальных конструктивных решениях купольного покрытия универсального зала;
- в уникальных конструктивных решениях перекрытия универсального зала.

Целью настоящей работы является выявление особенностей напряженно-деформированного состояния перекрытия универсального зала.

2 Особенности конструктивного решения перекрытия универсального зала

Здание олимпийского комплекса запроектировано в монолитном железобетонном каркасе с подземным и 5 надземными этажами. Перекрытие – монолитное толщиной 220 мм с устройством в зоне колонн капителей размерами в плане 2,1х2,1 м, общей высотой 450 мм. Сетка колонн принята от 5,5х5,5 до 8х8м.

Покрытие центральной части олимпийского комплекса, выполненное в виде купола, несущая конструкция которого запроектирована в виде двухслойного сетчатой оболочки. Данная конструкция опирается на монолитное железобетонное перекрытие пятого этажа универсального зала.

Особенностью данного перекрытия являются большие пролеты между опорными ригелями и консольные выступы по краям (см. рисунок 2). Такая особенность обусловлена круглой в плане формой перекрытия и большим холлом под ним, что требует обеспечения хорошей освещенности и большого свободного пространства. Как следствие, в этом месте принята редкой сетка колонн.

Для обеспечения прочности и жесткости в проекте приняты в качестве несущих конструкций стальная балочная клетка, выполненная по неразрезной схеме и консольными участками. Неразрезность сопряжения балок в монтажных узлах обеспечивается «рыбами» (см. рисунок 3).

По контуру перекрытия предусмотрена круговая неразрезная балка, которая воспринимает нагрузки непосредственно от купола.

Для обеспечения требуемой огнестойкости несущих конструкций, все стальные конструкции обетонируются.

3 Особенности внешних нагрузок на перекрытие универсального зала

К особенностям внешнего воздействия на перекрытие можно отнести нагрузку от купола, которая передается в виде сосредоточенных сил, приложенных к внешнему круговому неразрезному ригелю. Суммарная величина максимальной силы достигает 10 тс, что в общем случае создает значительные внутренние усилия в элементах балочной площадки, и приводит к значительным деформациям перекрытия (см. рисунок 4).

4 Выводы

- 1) В работе проведен анализ архитектурно-конструктивных решений, примененных при проектировании здания Штаб-квартиры НОК.
- 2) В работе проведен анализ внешних нагрузок, действующих на купольное покрытие и перекрытие универсального зала.
- 3) В работе проведен анализ принятых конструктивных решений стального балочного перекрытия и определены оптимальные проектные решения.

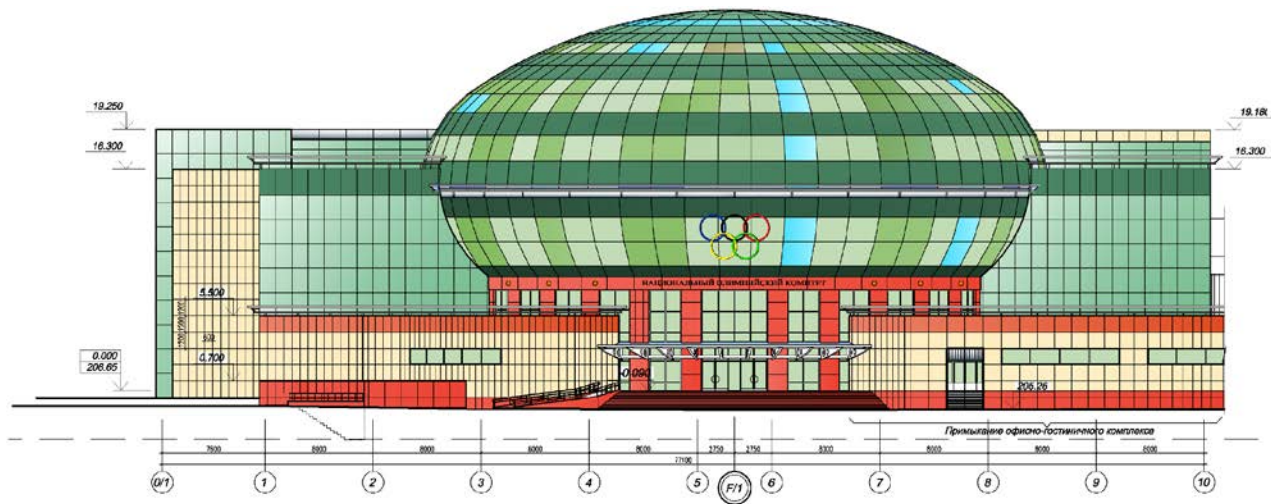


Рисунок 1 – Фасад здания Штаб-квартиры НОК в г. Минска

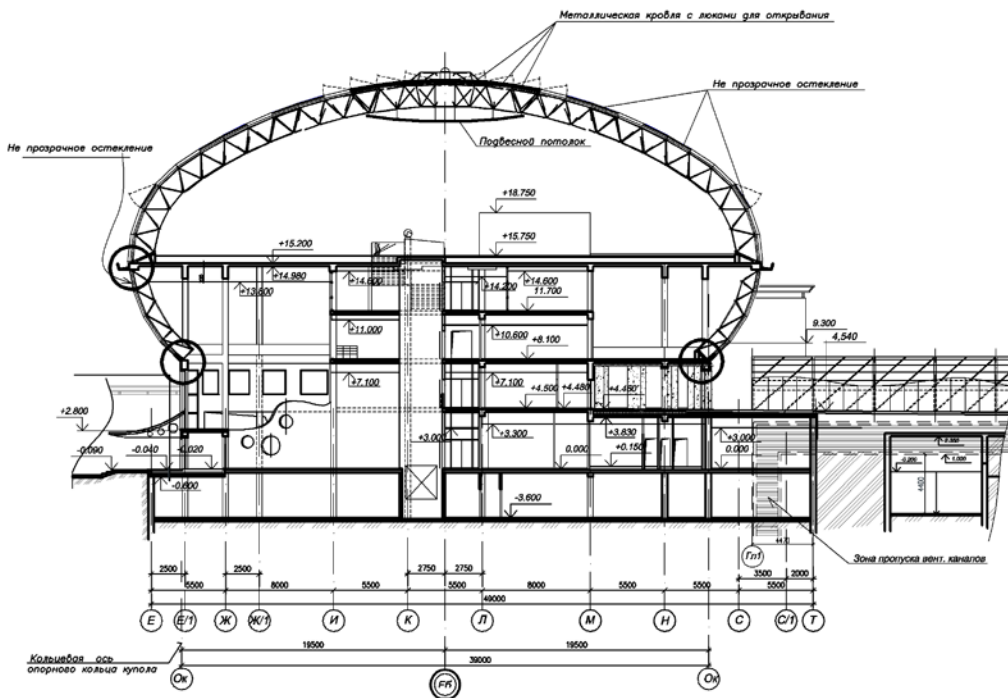


Рисунок 2 – Разрез здания Штаб-квартиры по оси F/1

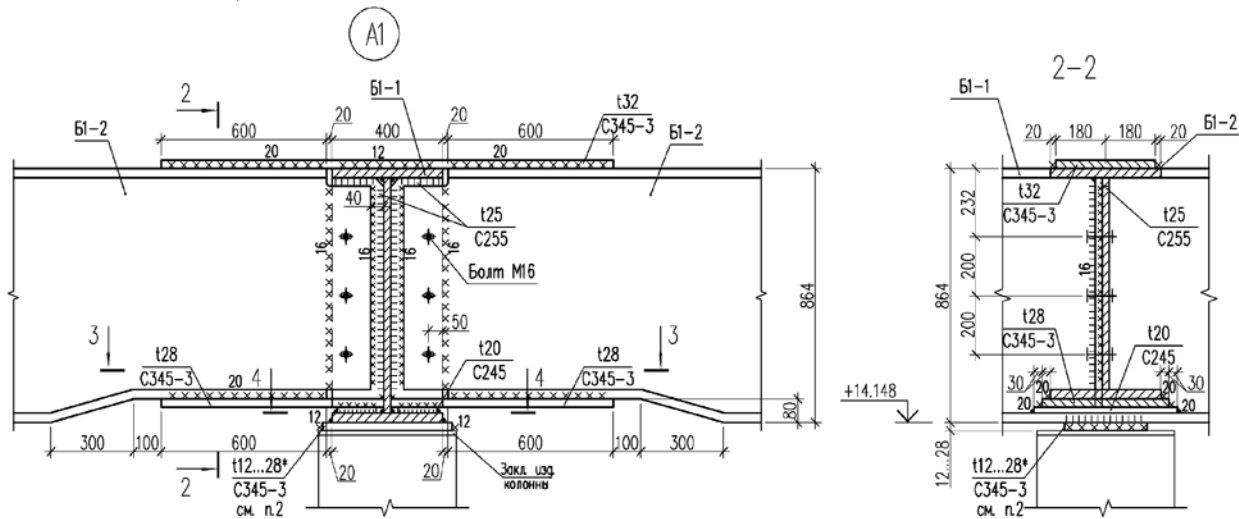


Рисунок 3 – Монтажные узлы сопряжения элементов балочного перекрытия

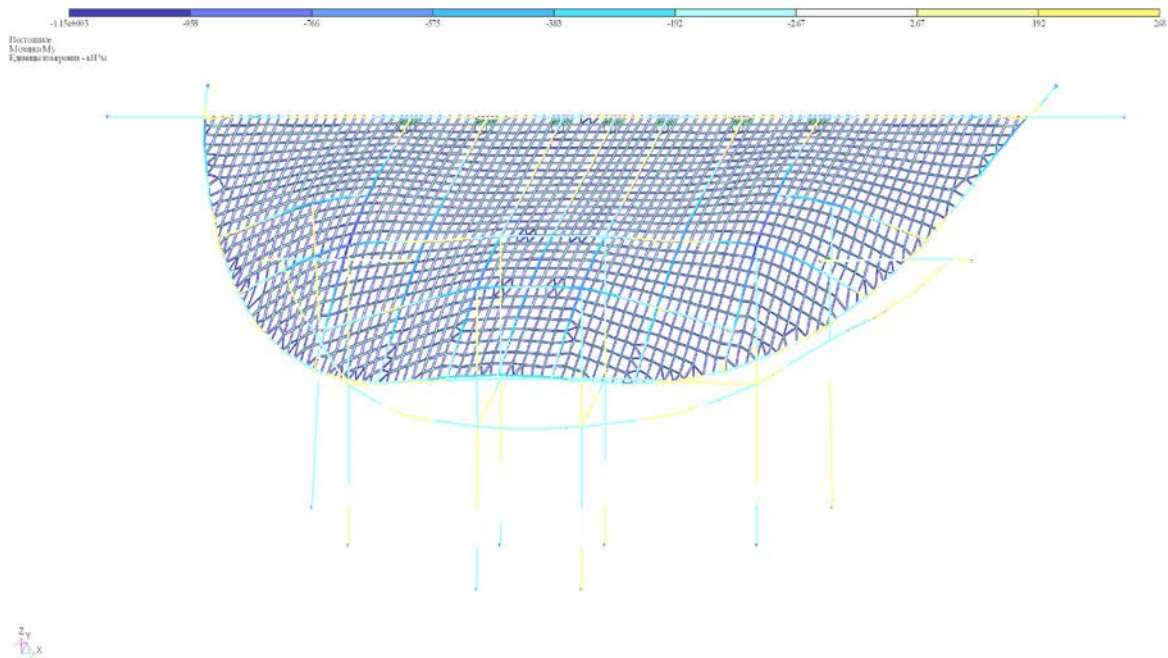


Рисунок 4 – Деформированная схема балочного перекрытия

Энергопассивный дом

Киеня С.А.

(Научный руководитель – Иванов В.А.)

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

Широкий резонанс и большую актуальность приобрели в последнее время мировые тенденции, касающиеся вопросов экологии. Не последнее место в списке подобных проблем занимает и создание природного, экологически чистого жилья, в котором человек чувствовал бы себя комфортно и гармонично.

Развитие энергоэффективных построек восходит к исторической культуре северных народов. Примером техники повышения энергоэффективности дома является русская печь, отличающаяся толстыми стенками, хорошо сохраняющими тепло, и оснащенная дымоходом со сложной конструкцией лабиринтов. К современным экспериментам повышения энергоэффективности зданий можно отнести сооружение, построенное в 1972 году в городе Манчестер в штате Нью Гэмпшир (США) (рисунок 1). В 1973–1979 годах был построен комплекс «Еcono-Нouse» в городе Отаниеми, Финляндия.



Рисунок 1 – Экодом в городе Манчестер в штате Нью Гэмпшира (США)

Пассивный дом, энергоэффективный дом или экодом – это сооружение, основной особенностью которого является отсутствие необходимости отопления или малое энергопотребление – в среднем около 10 % от удельной энергии на единицу объема, потребляемой большинством современных зданий.

Материалы, из которых строятся энергопассивные дома в наше время, должны быть доступными и экологически чистыми. При их применении должны учитываться энергоемкость, экологичность и жизненный цикл. Как раз всем перечисленным характеристикам и отвечает прессованная солома (рисунок 2).



Рисунок 2 – Соломенный блок

Используется солома, смоченная глиняным раствором (90 % – солома и 10 % – глина). Эта «мокрая» технология обобщает четырехвековой немецкий опыт «фахтверкового» (каркасного) строительства в природно-климатических условиях, сходных с белорусскими (рисунок 3, 4).



Рисунок 3 – процесс возведения дома из соломенных блоков



Рисунок 4 – соломенный экодом. Отделка фасада

Солома прессуется пресс-подборщиками или вручную на специальных прессах. Спрессованный блок перевязывается металлической проволокой, или нейлоновым шнуром. Размер блоков в среднем составляет 90 см в длину, 45 см в ширину и 35 см в высоту. Вес блока около 23 кг. Средняя плотность 80–150 кг/м³. Обычно используется солома ржи, льна или пшеницы, возможно также использование сена.

Соломенные блоки относятся к группе горючих материалов Г4 (согласно ГОСТ 30244-94 «Материалы строительные. Методы испытаний на горючесть»), имеют коэффициент дымообразования 393,91 м²/кг и согласно ГОСТ 12.1.044 «Пожаровзрывоопасность веществ и материалов. Номенклатура показателей и методы их определения» относятся к группе материалов с умеренной дымообразующей способностью Д2.

Соломенный экодом обладает рядом преимуществ:

- Низкая стоимость. 1 м³ соломы стоит 140 тыс. рублей, в сравнении 1 м³ кирпича рядового пустотелого 500 тыс. рублей;

- Доступность материалов;

- Малый вес. Из-за легкого веса соломенных блоков зданию не требуется тяжелый фундамент, для строительства не требуются строительные механизмы;

- Теплопроводность соломы в сухом состоянии при температуре (18 ± 5) °С составляет не более 0,050-0,065 Вт/м °С, дерева 0,18 Вт/м °С и 0,7 Вт/м °С кирпича, что приводит к снижению затрат на отопление дома. Затраты на отопление соломенного дома не превышают 20 киловатт часов в год на квадратный метр, в то время как норма для многоквартирного крупнопанельного дома по СНиП 120 киловатт часов в год на м²;

- Хорошие показатели звукопроницаемости, не менее 41 дБ;

- Экологичность. Солома – возобновляемый ресурс;

- При полном соблюдении технологии долговечность такого дома должна быть не меньше, чем 100 лет.

В идеале, пассивный дом должен быть независимой энергосистемой, вообще не требующей расходов на поддержание комфортной температуры. Отопление пассивного дома должно происходить благодаря теплу, выделяемому живущими в нем людьми и бытовыми приборами. Горячее водоснабжение, также, может осуществляться за счет установок возобновляемой энергии: тепловых насосов или солнечных водонагревателей. Решать проблему охлаждения/кондиционирования здания также предполагается за счет соответствующего архитектурного решения, а в случае необходимости дополнительного охлаждения за счет *альтернативных источников энергии*, например, геотермального теплового насоса.

Для достижения энергоэффективности необходимо оптимизировать следующие процессы:

1. Теплоснабжение.
2. Электроснабжение.
3. Энергоснабжение.

Для оптимизации теплоснабжения применяются следующие технологии и элементы: *тепловой насос* – преобразует низкопотенциальное тепло грунта, водоемов или воздуха в тепло для системы отопления и горячего водоснабжения; *солнечный коллектор* – установка, использующая энергию солнечной радиации для нужд отопления и горячего водоснабжения; *вихревой термогенератор* – инновационное устройство, предназначенное для преобразования электрической энергии в тепловую, без использования нагревательных элементов; *отопительные котлы*; *электроконвекторы*.

Оптимизировать электроснабжение пассивного дома позволяют следующие инновационные методы: использование *ветрогенераторов малой мощности* позволяет эффективно использовать энергию ветра, преобразуя ее в электроэнергию; *солнечные модули* – предназначенные для преобразования поступающей солнечной радиации в электричество; *гибридные системы*, сочетающие в себе традиционные способы производства электроэнергии (дизельные генераторы) и инновационные.

Достичь низкого энергопотребления помогает проектирование системы вентиляции с рекуперацией тепла (рисунок 5).

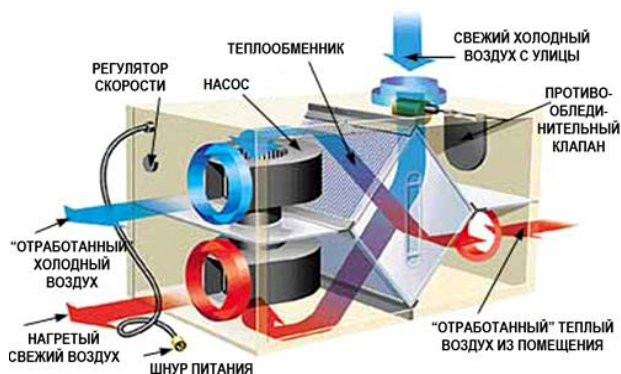


Рисунок 5 – Схема работы рекуператора

Система рекуперации тепла – один из ключевых энергосберегающих элементов нулевого дома и ее внедрение позволяет существенно повысить качество воздуха по санитарным показателям и показателям влажности.

Система требует специальных планировочных и инженерных решений, поэтому может быть интегрирована в систему теплоснабжения только на стадии проектирования и последующего строительства энергоэффективного дома.

Электронная система «Умный дом» позволит эффективно контролировать энергосистему дома. Система обеспечивает экономное использование энергии в соответствии с заданными параметрами, а также позволяет в случае необходимости минимизировать энергопотребление путем включения спящего режима. С ее помощью возможно самостоятельно установить необходимые климатические параметры в любом помещении дома (температуру и влажность). Система контроля имеет визуальную панель управления. Имеется возможность управления умной системой дома с мобильного телефона или через интернет.

Массовое строительство экодомов, создание экопоселений – один из перспективных путей развития будущего человечества, это эффективное средство решения многих экологических проблем, стоящих перед людьми в XXI веке.

УДК 624.014

Результаты натурного обследования несущих строительных конструкций покрытия крытого рынка в г. Мозырь

Каленто М.Г

(Научный руководитель – Згировский А.И.,
консультант – Кеда А.Н.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Здание крытого рынка расположено в районе старого центра г. Мозыря на пересечении улиц Советская и Интернациональная на пл. Горького (рисунок 1). Крытый рынок был построен в 1987 году по проекту института «Белгипроторг». Здание рынка эксплуатировалось по назначению более 20 лет без капитального ремонта.



Рисунок 1 – Общий вид крытого рынка

Крытый рынок двухэтажный, с цокольным этажом сложной конфигурации в плане. Габаритные размеры здания в плане 106,25x80 м. Размеры торгового зала, перекрытого деревянными арками имеют размеры в плане 48,0x36,0 м. Высота этажей – 3,0 м, максимальная высота в торговом зале – 13,125 м.

Конструктивная схема здания смешанная. Несущий каркас – железобетонный, наружные несущие стены кирпичные, над торговым залом несущие клееные деревянные трехшарнирные арки пролетом 36,0 м на монолитной железобетонной раме.

Торговый зал перекрыт несущими клееными деревянными трехшарнирными арками сечением 200x1360(h) мм пролетом 36 м. Арки опираются на монолитную железобетонную раму. Арки – треугольные, выполненные из прямолинейных элементов из досок толщиной 32 мм. В приопорной и коньковой зонах арки попарно соединены при помощи балок распорок сечением 150x900(h) мм. В каждом пролете, от опорного узла до коньковой части полуарок расположено по 18 прогонов сечением 150x260(h) мм. Крепление балок к полуаркам осуществляется посредством металлических деталей – башмаков. По аркам в уровне верхнего пояса с шагом 1,0 м расположены клееные деревянные прогоны. Крепление прогонов осуществляется при помощи тонкостенных гнутых металлических элементов. Покрытие торгового зала выполнено из стального оцинкованного листа по деревянному настилу.

Пространственную жесткость зданию крытого рынка придают распорки, расположенные по торцам клееных полуарок, прогоны и двойной дощатый косой настил.

В 2005 году произошло обрушение участков покрытия рынка площадью до 54 м² в двух пролетах. Причиной обрушения явилась пластинчатая коррозия и разрушение стальных кронштейнов. Поврежденные участки покрытия были демонтированы и выполнено новое деревянное покрытие. В 2008 году произошло частичное обрушение прогонов. Здание на момент этого обрушения уже не эксплуатировалось (рисунок 2). В 2010 году обрушение покрытия продолжилось. Суммарная площадь обрушения составляет более 200 м².



Рисунок 2 – Внутренний интерьер крытого рынка

В 2011 году были обследованы несущие клееные деревянные трехшарнирные арки покрытия крытого рынка пролетом 36 м, их опорные и коньковые узлы, а также прогоны и распорки между поларками в районе опорных узлов сечением.

В результате обследования прогонов и элементов их крепления выявлены следующие дефекты и повреждения:

1) прогоны увлажнены в местах протечек кровли, особенно в опорных зонах;

2) выявлено разрушение защитного покрытия на отдельных участках в виде биоповреждения (мох, плесень);

3) выявлено дополнительное обрушение кровли и прогонов покрытия;

4) разрушение защитного покрытия арок на многочисленных участках;

5) поверхностная коррозия металлических элементов крепления.

Для проверки несущей способности несущих конструкций был выполнен статический расчет трехшарнирных арок покрытия крытого рынка с использованием программного вычислительного комплекса «Лира-Windows» в соответствии с действующими нормами [1–3].

Фактические постоянные нагрузки определены по результатам натурного обследования и контрольных вскрытий кровли.

Снеговая нагрузка на покрытие принята для снегового района ИБ по схемам № 1, 8 приложения 3 норм [1] при коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,6$.

Анализ данных натурного освидетельствования, а также результатов статических и поверочных расчетов несущих треугольных клееных деревянных арок покрытия крытого рынка на пл. Горького, 5 в г. Мозыре Гомельской области позволяет сделать следующие выводы:

1. Общее состояние несущих клееных деревянных конструкций покрытия (треугольные арки, балки-распорки и частично прогонов) является удовлетворительным.

2. Выполненные поверочные расчеты с учетом изменения нагрузки на основные элементы покрытия показали, что несущая способность несущих клееных деревянных арок покрытия достаточна для восприятия постоянной и снеговой нагрузок.

3. Несмотря на увеличение расчетной нагрузки по сравнению с первоначальной расчетной, несущие деревянные конструкции покрытия обладают достаточной несущей способностью для восприятия эксплуатационных нагрузок, и их усиления не требуется.

4. Дефектов и повреждений конструкций, снижающих их эксплуатационную надежность, не обнаружено.

5. Существующие неповрежденные прогоны покрытия можно использовать для повторного применения.

6. Незначительное локальное поверхностное микологическое поражение деревянных конструкций произошло вследствие длительного, измеряющегося годами, периодического их увлажнения, что, однако не снижает их эксплуатационную надежность.

7. Состояние кровельного покрытия неудовлетворительное.

8. Для проведения аварийно-восстановительных работ крыши здания крытого рынка требуется выполнить следующий комплекс работ:

- разборку существующих элементов кровли, прогонов, подшивки, утеплителя, за исключением полуарок и распорок;

- просушку деревянных элементов крыши естественным образом в весенне-летний период на протяжении не менее 2-3 недель;

- произвести био-, огнезащитное покрытие деревянных элементов;

- антикоррозийное и огнезащитное покрытие металлических элементов;

- устройство новой конструкции кровельного покрытия основного здания крытого рынка в соответствии с проектом.

9. Не допускается изменять схему работы несущих конструкций крытого рынка. Треугольные арки покрытия необходимо предохранять от перегрузки. Не допускается установка, крепление на конструкциях технологического оборудования, подвеска рекламных щитов, блоков, талей и других механизмов.

ЛИТЕРАТУРА

1. СНиП 2.01.07–85. «Нагрузки и воздействия».

2. СНиП 2.01.07–85. «Нагрузки и воздействия» (Дополнения. Разд. 10. Прогибы и перемещения).–М.:1988.

3. ТКП-45-5.05-146-2009. Деревянные конструкции. Нормы проектирования. – Минск, 2009.

УДК 624.014.2

Оценка эффективности использования различных типов покрытия

Древило Н.Н.

(научный руководитель – Жабинский А.Н.)

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

В данной статье приведены результаты исследовательской работы, проведенной в процессе разработки дипломного проекта. Задачей на проектирование послужило здание печи, входящее в состав технологической линии по выплавке полированного стекла на заводе в г. Гомеле. Пролет здания составляет 43 м, длина здания 50 м. По заданию, в качестве ригеля использовалась металлическая ферма из парных уголков с параллельными поясами. Высота фермы составляет 3,5 м, и она имеет строительный подъём равный 1 м (рисунок 1).

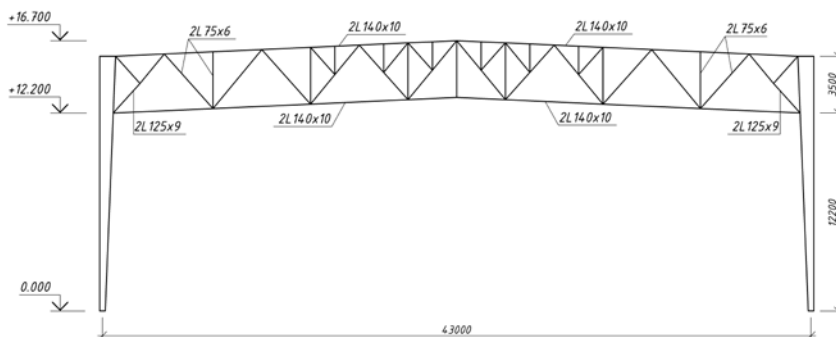


Рисунок 1 – Ферма из парных уголков с параллельными поясами

Устойчивость каркаса в поперечном направлении обеспечена жестким сопряжением колонн с фермами. В продольном постановкой вертикальных связей. В ходе разработки дипломного проекта было принято решение дополнительно рассмотреть другие возможные варианты покрытия здания. Один из них – это использовать в качестве ригеля двутавр сплошного сечения. Другой – в качестве ригеля использовать плоскую бесшарнирную арку сплошного сечения с затяжкой в уровне верха колонн (рисуноки 2, 3).

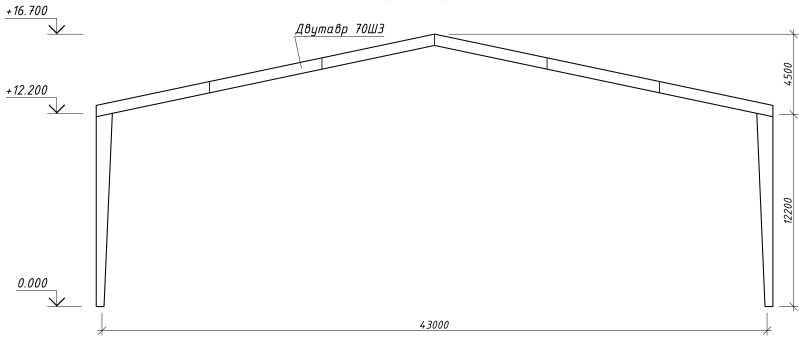


Рисунок 2 – Рама с использованием двутавра сплошного сечения

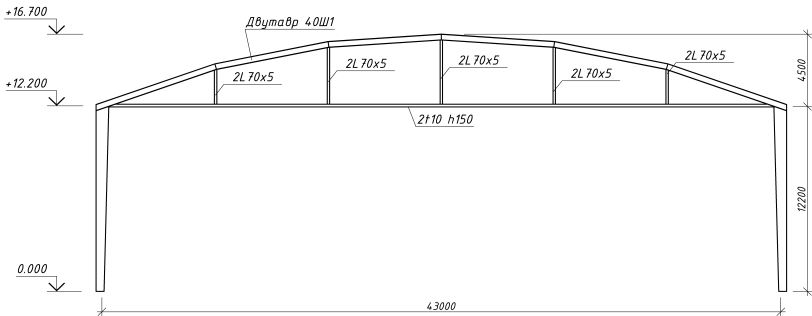


Рисунок 3 – Арка сплошного сечения с затяжкой

Проведенный статический расчет дал следующие результаты. (рисунки 4, 5).

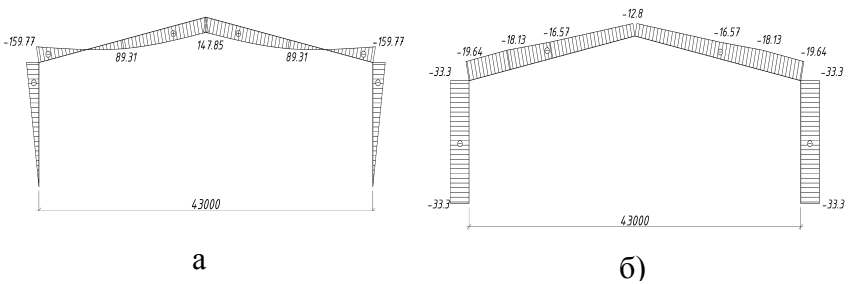


Рисунок 4 – Усилия в раме сплошного сечения:
а – эпюра изгибающих моментов; б – эпюра продольных сил

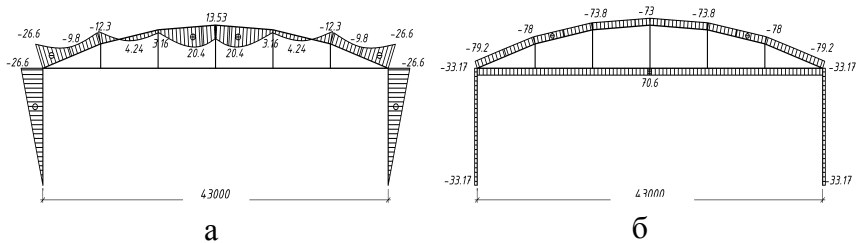


Рисунок 5 – Усилия в арке сплошного сечения с затяжкой:
 а – эпюра изгибающих моментов; б – эпюра продольных сил

Максимальный изгибающий момент: в раме сплошного сечения составил 160 т*м., в арке с затяжкой всего 27 т*м.

Максимальная продольная сила: в раме сплошного сечения 20 т, в арке 79 т., при этом в затяжке усилие составило 70 т.

По расчетным усилиям были подобраны сечения элементов, определена общая масса ригелей для различных вариантов покрытия и проведено их сравнение.

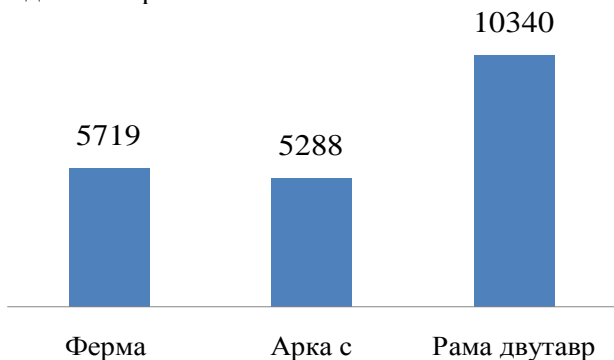


Рисунок 6 – Сравнение общей массы ригеля

Исходя из результатов сравнения общей массы ригелей видно, что максимальное количество металла расходуется на ригель сплошного сечения в виде двутавра. Следует отметить сравнение фермы и арки, арка имеет несколько меньшую массу.

Так же было подсчитано число монтажных элементов каждого типа ригеля и подсчитана площадь конструкции покрытия в свету. Ферма имеет максимальное количество монтажных элементов, тогда как арка значительно меньше. Следовательно трудоемкость изготовления арки значительно ниже чем фермы.

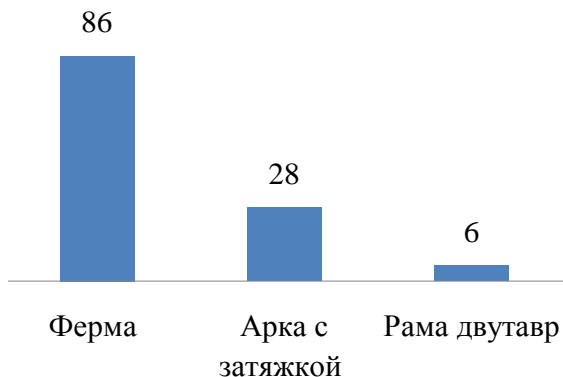


Рисунок 7 – Сравнение числа элементов ригеля

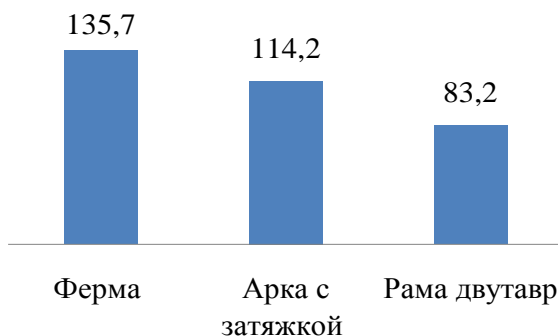


Рисунок 8 – Сравнение площади покрытия в свету

По площади покрытия в свету арка также имеет преимущество перед фермой, что для отапливаемых зданий является значимым экономическим фактором.

По результатам проведенной работы можно сделать вывод о том, что использование конструктивного решения в виде арки с затяжкой является более предпочтительным.

ЛИТЕРАТУРА

1. СНиП II-23-81*. Строительные нормы и правила. Нормы проектирования: М. 1991. – 58 с.
2. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 36 с.

Изгиб и кручение тонкостенных стержней

Гриценко О.О., Хремли Е.А.

(Научный руководитель – Башкевич И.В.)

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

Основным признаком тонкостенного стержня является характерное отношение его геометрических размеров. В поперечном сечении одно из измерений (толщина) существенно меньше другого – срединной длины контура s . Последняя в свою очередь намного меньше, чем длина стержня l :

Тонкостенный стержень в силу геометрических соотношений обнаруживает свойства, существенно отличающие его от стержней сплошного сечения. При некоторых видах загрузки не соблюдается гипотеза плоских сечений, происходит так называемая депланация сечения за счет неравномерной деформации стержня вдоль его оси [1].

При кручении тонкостенных стержней и вообще стержней с некруглым поперечным сплошным сечением, поперечные сечения плоские до деформации, искривляются по некоторой поверхности $w(x, y, z)$, что называется депланацией сечения (рисунок 1). По характеру формирования депланаций сечения по длине стержня, различают два типа кручения стержней: свободное и стесненное.

Если депланация во всех поперечных сечениях одинакова по длине стержня или иначе $w(x, y, z) = w(x, y)$, т.е. она является постоянной и не зависит от z , то такое кручение называется свободным. При переменных депланациях по длине стержня кручение называется стесненным.

При свободном кручении в поперечных сечениях стержня возникают только касательные напряжения, а при стесненном кручении, наряду с касательными возникают и нормальные напряжения. Эффект от неравномерной депланации сечения по его длине наиболее существенен для стержней открытого профиля.

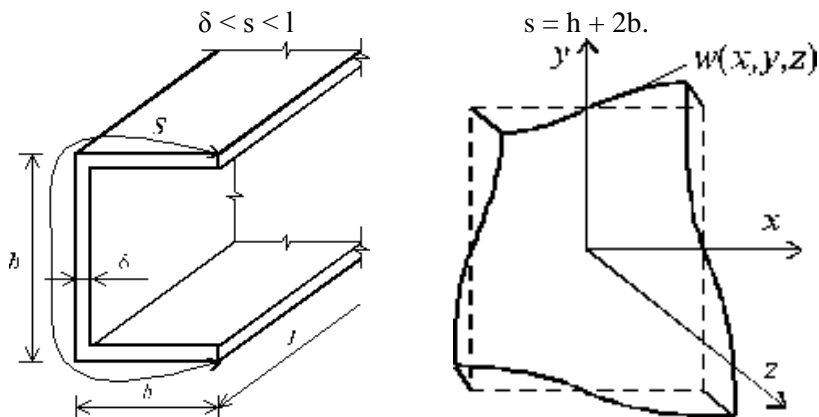


Рисунок 1 – Тонкостенный стержень

Так, например, при закручивании балки все сечение будет поворачиваться относительно продольной оси, а полки будут изгибаться в своей плоскости. Вследствие изгиба полок в них появятся нормальные напряжения, которые сведутся к двум парам, плоскости которых параллельны и расположены на расстоянии h друг от друга. Таким образом, система возникающих нормальных напряжений может быть характеризована величиной момента каждой пары M и расстоянием между плоскостями пар. Произведение моментов одной пары на расстояние между плоскостями представляет собой бимомент – система усилий, статически эквивалентная нулю, а поэтому величина его не может быть найдена из уравнения равновесия. Для его определения необходимо получить выражение угла закручивания Q в функции от координаты z , а это достигается интегрированием дифференциального уравнения углов закручивания.

Для учета данного явления необходимо ввести определение секториальной координаты, равной удвоенной площади, очерчиваемой радиус-вектором PA при движении точки A по контуру от начала отсчета O до некоторого значения дуги s . Причем при движении против хода часовой стрелки площадь считается положительной, а при движении по ходу – отрицательной.

При поперечном изгибе или кручении всегда существует такая точка, относительно которой момент от касательных сил, возникающих в поперечном сечении, равен нулю. Т. е. существует такая

ось, параллельная оси стержня, что произвольная система сил, действующая в любой проходящей через эту ось плоскости, не вызывает кручения. След этой оси на плоскости поперечного сечения образует точку, называемую центром изгиба. Для сечений, имеющих две оси симметрии, центр изгиба или центр кручения совпадают с центром тяжести.

Положение центра изгиба (или кручения) не зависит от действующих на стержень сил, а зависит только от формы и размеров поперечного сечения тонкостенного стержня.

Эпюра ω , построенная при полюсе, в качестве которого взят центр изгиба, носит название эпюры главной секториальной площади [2, 3].

Поместим радиус-вектор с началом в центре изгиба. Начинаем очерчивать контур швеллера: для определения координаты точки В двинемся против хода часовой стрелки, описывая при этом прямоугольный треугольник, удвоенная площадь которого и будет являться ординатой эпюры в точке В. Для определения координаты точки С требуется совершить уже проделанный путь со знаком «+», а затем по ходу часовой стрелки (в отрицательном направлении) переместиться в точку С, ордината которой является разностью удвоенных площадей очерченных треугольников (рисунок 2) на практике определяются в следующей порядке:

1) Выбирается положение полюса Р и строится эпюра секториальной площади относительно принятого полюса.

2) Определяется величина секториально-линейного момента $S_{\omega 0y}$ относительно полюса Р: $S_{\omega 0y} = \int \omega y dA$.

3) Вычисляется момент инерции I_x относительно оси х-х и координаты центра изгиба по формуле: $a_x = -S_{\omega 0y}/I_x$.

4) Определяется секториальная площадь относительно центра изгиба и вычисляется секториальный момент инерции по формуле:

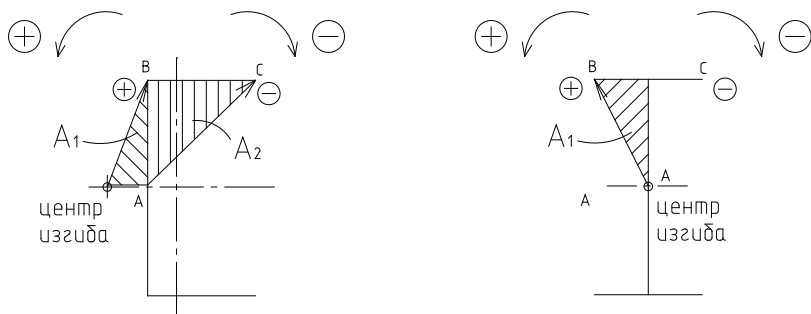
$$I_{\omega} = \int \omega^2 dA.$$

Своей задачей поставим определение дополнительных нормальных напряжений от деформации сечения при стесненном кручении:

$$\sigma_w = W/I_w \cdot \omega.$$

Рассмотрим наиболее распространенный на практике случай балки на двух опорах с равномерно распределенной нагрузкой в вертикальной плоскости.

Построение эпюры
секториальных координат



Координата эпюры в т. А равна 0
Координата эпюры в т. В равна $2A_1$
Координата эпюры в т. С равна $2(A_1 + A_2)$

Координата эпюры в т. А равна 0
Координата эпюры в т. В равна $2A_1$
Координата эпюры в т. С равна $2A_1$

Примечание: площади необходимо подставлять в указанные формулы с учётом знака (направления обхода контура сечения).

Рисунок 2 – Построение эпюр секториальных координат

В качестве примера рассмотрим прогон пролетом 5 м из гнутого равнополочного швеллера 400x100x8 из стали С255, для которого $R_y = 250$ МПа.

Геометрические характеристики профиля: $I_x = 9381,44$ см⁴;
 $W_x = 469,07$ см³.

Для двухопорной балки максимальный изгибающий момент от нагрузки $q = 9,4$ кН/м составит:

$$M_{\text{расч}} = (q l^2)/8 = (9,40 \cdot 5^2)/8 = 29,3 \text{ кНм.}$$

Тогда нормальные напряжения в сечении элемента от момента составят:

$$\sigma_u = M_{\text{расч}}/W_x = 0,0293 / 0,0004691 = 63 \text{ МПа.}$$

Определим секториальный момент инерции (см. алгоритм ранее):

$$I_\omega = \int \omega^2 dA = 102\,296 \text{ см}^6.$$

Величину бимоента для балки, загруженной равномерно распределенной нагрузкой, определяем по формуле:

$$B = \frac{q \cdot e}{\alpha^2} \left[1 - \frac{ch\alpha \left(\frac{l}{2} - z \right)}{ch \frac{\alpha l}{2}} \right] = \frac{9,4 \cdot 10^3 \cdot 0,046}{0,000059^2} \left[1 - \frac{ch 0,0059 \left(\frac{9,5}{2} - z \right)}{ch \frac{0,0059 \cdot 9,5}{2}} \right] = 1346 \text{ Нм}^2,$$

$$\text{где } \alpha = \sqrt{\frac{G \cdot I_k}{E \cdot I_\omega}} = \sqrt{\frac{0,79 \cdot 10^5 \cdot 9,38}{206 \cdot 10^9 \cdot 102296}} = 0,0059,$$

$G = 0,79 \cdot 10^5 \text{ МПа}$ – модуль сдвига стали;

$I_k = 0,37 \cdot t^3 \cdot \sum b_i = 0,37 \cdot 0,8^3 \cdot (9,5 \cdot 2 + 40) = 9,38 \text{ см}^4$ – момент инерции сечения при свободном кручении;

b_i – ширина i -го элемента сечения;

t – толщина элементов сечения, постоянная для всех в рассматриваемом случае;

$e = |ax + x0| = 4,6 \text{ см}$ – эксцентриситет приложения нагрузки относительно центра изгиба.

Тогда дополнительные нормальные напряжения, вызванное деформацией сечения, составят:

$$\sigma_w = (B \cdot \omega) / I_w = 176,6 \text{ МПа.}$$

Суммарные напряжения в сечении тонкостенного гнутого профиля составляют:

$$\sigma = \sigma_u + \sigma_w = 63 + 176,6 = 239,1 \text{ МПа} < R_y = 250 \text{ МПа.}$$

Таким образом, нормальные напряжения от деформации могут быть в разы больше нормальных напряжений от изгибающего мо-

мента. Для снижения величины дополнительных напряжений от кручения, возможна постановка раскрепления в третях балки от смещения в горизонтальной плоскости. Данное действие позволяет значительно снизить величину дополнительных напряжений от кручения.

ЛИТЕРАТУРА

1. Власов, В.З. Тонкостенные упругие стержни / В.В. Власов. – М.: Физматгиз, 1959.
2. Смирнов, А.Ф. Сопротивление материалов / А.Ф. Смирнов. – 3-е изд. – М.: «Высшая школа», 1975.
3. Карякин, Н.И. Основы расчета тонкостенных конструкций / Н.И. Карякин. – М.: «Высшая школа», 1960.

Учебное издание

СОВРЕМЕННЫЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТОВ И ОБСЛЕДОВАНИЙ
МЕТАЛЛИЧЕСКИХ И ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Материалы 67-й студенческой
научно-технической конференции

Технический редактор О.В. Песенько

Подписано в печать 02.12.2011.

Формат 60×84¹/₁₆. Бумага офсетная.

Отпечатано на ризографе. Гарнитура Таймс.

Усл. печ. л. 3,43. Уч.-изд. л. 2,68. Тираж 40. Заказ 715.

Издатель и полиграфическое исполнение:

Белорусский национальный технический университет.

ЛИ № 02330/0494349 от 16.03.2009.

Проспект Независимости, 65. 220013, Минск.

Министерство образования Республики Беларусь