



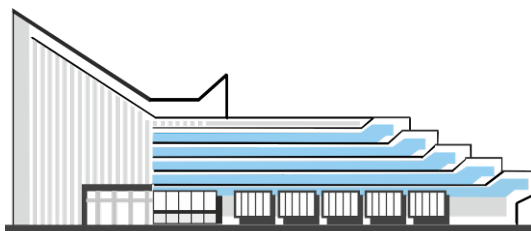
Министерство образования Республики Беларусь
Белорусский национальный технический университет



С т р о и т е л ь н ы й ф а к у л ь т е т

**СОВРЕМЕННЫЕ МЕТОДЫ
РАСЧЕТОВ И ОБСЛЕДОВАНИЙ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

Материалы
76-й студенческой
научно-технической конференции



Минск
БНТУ
2020

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
Белорусский национальный технический университет

Строительный факультет

СОВРЕМЕННЫЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТОВ И ОБСЛЕДОВАНИЙ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Материалы
76-й студенческой
научно-технической конференции

23 мая 2020 г.

Минск
БНТУ
2020

УДК 666.94.015.7

ББК 33.33я43

С56

Редакционная коллегия:

В. Ф. Зверев – канд. техн. наук, зав. кафедрой «Строительные конструкции»;

А. А. Хотько – канд. техн. наук, доцент кафедры «Строительные конструкции»;

С. М. Коледа – ст. преп. кафедры «Строительные конструкции»

Рецензенты:

Н. А. Рак – канд. техн. наук, доцент кафедры «Строительные конструкции»;

А. Н. Жабинский – канд. техн. наук, доцент кафедры «Строительные конструкции»

Сборник содержит материалы 76-й студенческой научно-технической конференции. В издании освещены материалы пленарного заседания, исследующие проблемы проектирования, конструирования и обследования железобетонных конструкций.

Предназначено для научно-педагогических работников, студентов, магистров и аспирантов.

© Белорусский национальный
технический университет, 2020

СОДЕРЖАНИЕ

<i>Аржаховский А. Д., Новак Р. Н.</i> Динамические гасители колебаний дымовых труб	5
<i>Британова Е. А., Федюк А. Ю.</i> Обучение квалификации «Инженер-строитель» в отдельных университетах мира	8
<i>Буйницкий Н. Н.</i> Особенности проектирования и расчета жесткого узла трехшарнирной деревянной арки на вклеенных стержнях	11
<i>Ванюк С. А.</i> Преимущества и недостатки проектирования с использованием BIM	15
<i>Волосач И.А.</i> Моделирование стеновой панели	19
<i>Гусак А. А., Цыганкова Я. П.</i> Обзор плит покрытия «на пролет» и сравнительный анализ их сопротивления изгибу	22
<i>Долгун Н. С.</i> Особенности расчета железобетонных колонн при равномерном расположении стержней продольной арматуры по периметру сечения колонны	25
<i>Жданович С. А.</i> Основные причины аварий эксплуатируемых зданий и сооружений	29
<i>Казаков К. А., Бобрик С. А.</i> Сейсмостойкие пустотные плиты	31
<i>Картуз А. Д., Петрушенко П. А.</i> Определение несущей способности внецентренно сжатой колонны теоретически и опытным путем при проведении испытаний	33
<i>Клюйко М., Лимасова Ю.</i> О назначении параметров клеодощатых арок кругового очертания при перекрытии спортивных и общественных сооружений пролетом 100 и более метров	35
<i>Рабецкая А. Д.</i> Перспективы применения в строительстве механических муфтовых соединений арматуры	36
<i>Ступчик С. С.</i> Сталежелезобетонные конструкции и их применение	39
<i>Хяютин Л. Е., Веремейчик А.О.</i> Сравнение методик проверки общей устойчивости балок с использованием СНиП 2-23-81* и ТКП EN 1993-1-1-2009 при изгибно-крутильной форме потери устойчивости	44
<i>Хомич В. И.</i> Проектирование рамных узлов производственных одноэтажных зданий по ТКП EN 1993 и их моделирование в программных комплексах	49
<i>Чечуха Е. Г.</i> К расчету железобетонных колонн в зависимости от типа каркаса здания по нормам разных стран	56
<i>Чужба Е. В.</i> Необходимость учета и расчет пространственной работы однопролётных производственных зданий и сооружений	58
<i>Вихляев А. И.</i> Проблемы определения расчетного сопротивления локальной нагрузке стенок балок с гофрированной стенкой	60
<i>Подымако В. И.</i> Проверка устойчивости стенки сварной балки при совместном действии локальных и сдвиговых усилий	63
<i>Шугало В. А.</i> Расширение области применения железобетонных конструкций в каркасном строительстве производственных зданий	66
<i>Яковец Т. С.</i> Тенденции развития берегоукрепительных мероприятий в гидросооружениях с использованием геосинтетиков	69

Динамические гасители колебаний дымовых труб

Аржаховский А.Д., Новак Р.Н.

Научный руководитель – Гринев В.В.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Введение

Не так давно мы наблюдали следующую картину: в одном из городов была замечена высокая труба, которая раскачивалась со стороны в сторону /3/. На улице был слышен скрип металла, так как каркас трубы – металлический. Колебания были настолько большими, что в какой-то момент казалось: вот-вот и конструкция рухнет. Нас заинтересовал этот вопрос, и мы решили узнать из-за чего происходили колебания конструкция.

По информации из открытых источников в интернете, мы узнали, что шла плановая замена гасителей колебаний на выхлопной трубе рис. 1, так как с течением времени гасители колебаний изнашивались.



Рис.1. Динамический гаситель колебаний (фотография, не относящаяся к объекту)

Нас очень заинтересовала эта тема (динамические гасители колебаний дымовых труб) и мы решили выполнить по ней научную работу.

Динамические гасители

Динамический гаситель в простейшем исполнении представляет собой массу на пружине, с помощью которой он крепится к объекту защиты /1, 2/. Динамический гаситель был изобретен Фрамом в 1909 г. Динамические гасители колебаний считают одним из наиболее эффективных пассивных виброзащитных средств, способных подавлять установившиеся вынужденные колебания механизмов и конструкций при моногармоническом возмущении.

Динамическим гасителем колебаний называется устройство, состоящее из сравнительно жесткого элемента, называемого далее массой, присоединенного с помощью упругой связи (или связи, соединенной параллельно с демпфирующим элементом) к защищаемой конструкции. Параметры гасителя - масса, квазиупругий коэффициент и коэффициент демпфирования - определяются в результате расчета или назначаются по конструктивным соображениям. Если парциальная частота гасителя близка к частоте вынужденных колебаний конструкции, то масса гасителя совершает колебания, амплитуда которых, как правило, значительно превышает амплитуду колебаний конструкции. Возникающие при этом упругие и диссипативные силы в элементах гасителя, воздействуя на защищаемую конструкцию, уменьшают ее колебания.

Динамические гасители колебаний в зависимости от конструктивной схемы делятся на три группы: гасители с гибким элементом (пружинные), маятниковые и комбинированные гасители.

Принципиальная схема гасителя, состоящего из "массы", квазиупругого элемента и демпфирующего устройства во всех указанных трех случаях одинакова. "Масса" представляет, как правило, призматический или цилиндрический стальной или чугунный груз. В отдельных случаях возможно применение железобетонных грузов.

Пружинный гаситель содержит упругий элемент в виде стальной пружины, системы стальных пружин или специальных резин.

Для гашения горизонтальных колебаний дымовых труб и башенных сооружений рекомендуется использовать успешно применяемые на практике гасители маятникового типа, принципиальная схема такого гасителя изображена на рис.1. Маятниковые гасители следует применять в основном при гашении низкочастотных колебаний с частотой 1-3 Гц.



Рис.2. Схема маятникового гасителя

Для виброгашения зданий часто оказывается целесообразным использование схемы гасителя колебаний, разработанного в Уральском Промстройниипроекте (рис.2); такие гасители позволяют одновременно гасить как горизонтальные, так и вертикальные колебания.

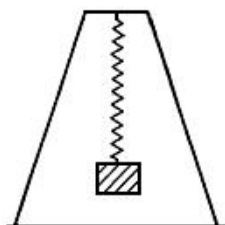


Рис.3. Схема гасителя конструкции Уралпромниипроекта

По характеру зависимости реакции гасителя от амплитуд колебаний следует различать *линейные и нелинейные* динамические гасители. В основном рассматриваются линейные гасители, которые применяются значительно чаще. Принципиальная схема линейного гасителя изображена на рис.3.

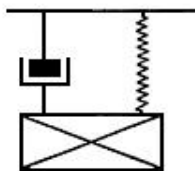


Рис.4. Схема гасителя с демпфером вязкого трения

Диссипативные свойства гасителя могут быть обусловлены не только наличием демпфера вязкого трения, как показано на рис.3, но и большим внутренним неупругим сопротивлением пружины или иной связи.

Гасители могут использоваться для различных целей, например для уменьшения амплитуд колебаний или ускорений перекрытий в связи с необходимостью удовлетворения требованиям санитарных норм, для уменьшения амплитуд внутренних усилий в конструкциях исходя из требований прочности и повышения надежности.

В зависимости от цели применения гасителей и от характера внешнего воздействия устанавливается критерий качества виброгашения, по степени уменьшения которого можно судить об эффективности гасителей. Эффективность гашения колебаний следует определять для гасителей с оптимальными параметрами.

Классификация расчетных случаев и назначение критерия качества виброгашения зависят от характера внешнего воздействия. Необходимо различать следующие воздействия.

Гармоническое воздействие с мало (до $\pm 5\%$) изменяющейся частотой. Источником такого воздействия может быть, например, синхронный электродвигатель. Для борьбы с возникающими при этом вибрациями могут быть использованы гасители без дополнительных демпфирующих элементов. Диссипативные свойства таких гасителей обычно не учитываются.

Гармоническое воздействие с нестабильной частотой. Источником такого воздействия могут быть, например, асинхронные электродвигатели и другие двигатели с изменяющимся числом оборотов. Применение гасителей без демпфирования в подобных случаях не дает эффекта.

Присоединяя такие гасители, можно несколько изменить собственные частоты, обычно вместо резонансной собственной частоты p возникают две близкие (отличающиеся менее, чем на 15-20%) собственные частоты системы с гасителем p_{01}, p_{02} , причем $p_{01} < p < p_{02}$. Такой раздвижки оказывается недостаточно, чтобы собственные частоты оказались вне пределов диапазона изменения частоты воздействия, поэтому резонанс возникает, но лишь на других частотах. В подобных случаях следует использовать гасители с повышенными диссипативными свойствами либо применять систему виброзащиты в виде большого числа по-разному настроенных гасителей. В настоящем выпуске даны в основном рекомендации по подбору гасителей с демпфированием.

Периодические импульсные воздействия нагрузки при прохождении через резонанс по своему характеру близки к гармоническому воздействию с нестабильной частотой. В этих случаях необходимо применять гасители с демпфированием.

Воздействие ветра может возбудить автоколебания типа "ветровой резонанс" или "галомирование", а также вызвать стационарные случайные колебания от пульсаций ветрового напора. Во всех этих случаях должны использоваться гасители с повышенными диссипативными свойствами, так как пульсации ветра представляют собой воздействие с широким спектром частот, а в режиме автоколебаний диапазон резонансно-опасных частот не ограничен, по крайней мере, снизу (если при некоторой критической скорости ветра, соответствующей p , возбуждаются автоколебания, то при меньшей критической скорости ветра, соответствующей p_{01} , тоже будут возбуждаться автоколебания).

При проектировании гасителей следует учитывать, что в процессе эксплуатации сооружения возможно изменение массы и других характеристик, влияющих на собственные частоты сооружения, в частности, при нестабильной частоте гармонического воздействия гаситель без демпфирования может оказаться неэффективным, если масса конструкции будет существенно изменяться.

Заключение

Динамические гасители колебаний могут применяться как для снижения расчетных сейсмических нагрузок на несущие конструкции зданий, так и для повышения надежности особо ответственных зданий, при этом расчетные нагрузки на такие здания не снижаются. Для здания повышенной этажности с металлическим каркасом в случае применения гасителя расчетная горизонтальная сейсмическая нагрузка на здание может быть снижена на балл, а для зданий с железобетонным каркасом соответственно на половину балла. Применение гасителей для высоких зданий в сейсмических районах оправдано еще и тем, что один и тот же гаситель снижает реакцию здания как на сейсмическое воздействие, так и на ветровое.

Динамические гасители колебаний могут применяться как самостоятельная система сейсмозащиты, так и в сочетании с другими системами активной сейсмозащиты. В первом случае гасители колебаний рекомендуется применять преимущественно для зданий с расчетной сейсмичностью 7 баллов.

К недостаткам сейсмозащиты зданий с помощью динамических гасителей следует отнести относительную сложность конструкций гасителей колебаний и невозможность их применения для массового строительства из-за необходимости индивидуальной настройки гасителя для каждого конкретного здания.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Электронный ресурс. <http://docs.cntd.ru/document/1200074917>
2. Электронный ресурс <http://www.arhplan.ru/buildings/seismic/system-shock-absorber>
3. <https://www.youtube.com/watch?v=cIrnxMHHJiQ>

Обучение квалификации «Инженер-строитель» в отдельных университетах мира

Британова Е. А., Федюк А. Ю.
Научный руководитель – Гринев В. В.
Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Введение

В связи с развитием строительного дела и частными инвестициями в городское строительство, профессия строителя становится более актуальной в настоящий момент. Профессия заключается в многообразии процессов, необходимых для возведения качественного сооружения. С развитием технологий и материалов совершенствуется и образование по профессии "Инженер-строитель". Корректно сформулированная система теоретических и практических знаний в области строительства во многом определяет высоко квалифицированного специалиста. В ходе исследования было проведено сравнение учебных планов университетов, выпускающих студентов по профессии «инженер-строитель»: Белорусский Национальный Технический Университет (Беларусь) в дальнейшем БНТУ, Technische Universität München (Германия), далее TUM и Technische Universität Graz (Австрия) далее TUG.

Сравнение обучения по профессии инженер-строитель

Анализируя учебные планы в трех странах выбранных университетов, мы установили схожесть и выявили различия в обучении профессии «инженер-строителей».

Обучение в Австрии и Германии длится 3 года, в Беларуси - 4 года.

В Австрии и Германии действует «Европейская система перевода и накопления баллов» (ECTS) учёта учебной работы студентов при освоении образовательной программы или курса. На практике система ECTS используется при переходе студентов из одного учебного заведения в другое на всей территории Европейского союза и других, принявших эту систему, европейских стран. Один учебный год соответствует 60 ECTS-баллам, что составляет около 1500—1800 учебных часов. Целью ECTS является оптимизация планирования, контроля и учета полученных студентом знаний и навыков по каждой дисциплине, а также студенческой мобильности. Баллы ECTS начисляются за каждый зачтённый предмет (лекции, практические упражнения, семинары, курсы иностранных языков и т.п.), подтверждённые оценкой или зачётом. Студент получает надлежащие данному предмету баллы, при условии, если он выполнит определённые программой обучения условия зачётов и получит положительную оценку. Также баллы присуждаются за подготовку дипломной работы или за студенческую практику, если они являются основной частью обучения.

В Беларуси, как и в двух других странах, учебный год в учреждениях высшего образования делится на два семестра. В конце каждого семестра студенты проходят текущую аттестацию (зачеты и экзамены), при успешной сдаче которых, студент переводится на следующий семестр. Для перехода на следующий курс студенты проходят летнюю практику.

В первый год обучения студенты изучают такие дисциплины как математика, физика, химия и геодезия. В Беларуси дополнительно изучают политологию, психологию, философию и историю.

На второй год обучения в трех странах изучается гидромеханика, геология, ЧМРЗ и технология строительного производства. Также в Германии и Австрии начинают изучать строительство фундаментов и оснований в 3 семестре, в то время как в Беларуси изучение начинается только в 5 семестре. В Германии в 4 семестре появляется факультативное занятие по строительству деревянных сооружений и металлоконструкций. Железобетонные конструкции в Германии изучаются как обязательная дисциплина в 4 семестре.

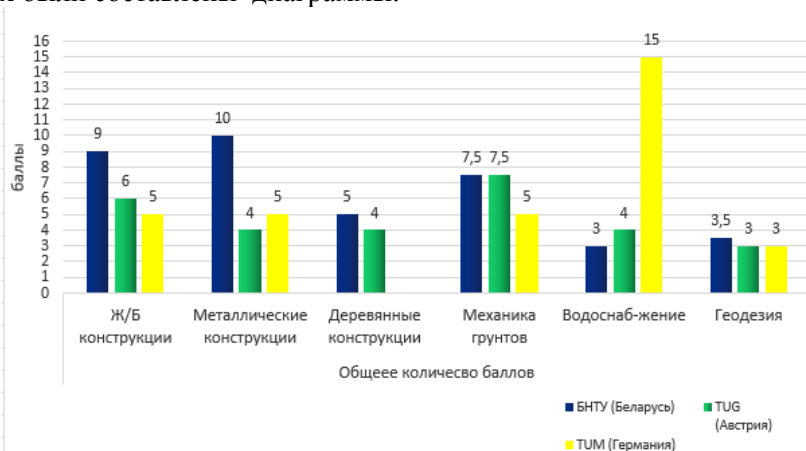
На третий и четвертый год обучения в Беларуси изучаются металлические и железобетонные конструкции. В то время как в Австрии железобетонные конструкции изучаются в 4 и 5 семестре.

Третий год обучения для Австрии и Германии является последний в программе бакалавра, поэтому студенты могут выбрать модуль дальнейшего обучения сами.

В течение 6 семестра в Австрии и Германии делают бакалаврскую работу. В Беларуси студенты проходят преддипломную практику, которая позволяет собрать данные для дипломной работы. По сравнению с дипломом, бакалаврская работа немного проще в теоретическом смысле. Там более практическая направленность, мало обобщающих вопросов, меньше теоретизирования. Бакалаврская и дипломная работа позволяет в дальнейшем обучаться в магистратуре.

Для полноценного анализа мы перевели учебный план Беларуси в баллы ECTS. Так к концу обучения в Германии и Австрии нужно набрать 180 баллов, в Беларуси 249 баллов (с учетом летних практик и дипломного проекта).

Изучив программы обучения, мы выделили ряд дисциплины и сравнили, какое количество баллов они набирают на протяжении всего учебного процесса в университетах разных стран. На основании этих данных были составлены диаграммы.

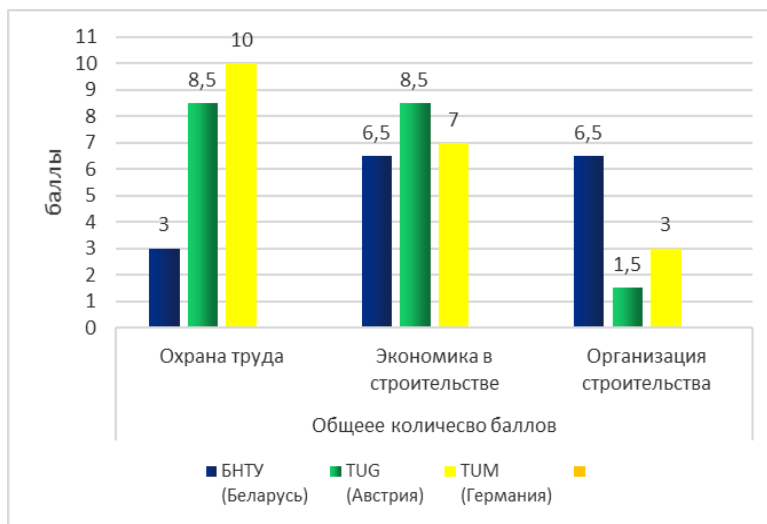


Из диаграммы видно, что в БНТУ железобетонным и металлическим конструкциям отведено наибольшее количество баллов, т.е. на изучение дисциплины дано больше часов, чем в TUG и TUM.

Механика грунтов и геодезия в БНТУ, TUG и TUM набирают примерно одинаковое количество баллов. Водоснабжение в TUM (Германия) оценивается в 15 баллов, что значительно больше, чем в TUG (Австрия) и в БНТУ (Беларусь).

Стоит отметить, что в TUM металлические и деревянные конструкции изучаются как единый модуль и на эти дисциплины выделено 5 баллов. В то время как в БНТУ и TUG на каждую из этих дисциплин приходится в среднем по 4-5 баллов.

Инженер-строитель - это не только специалист, занимающийся планированием и проектированием строительных и ремонтных работ. В его обязанности входит определение нужного количества рабочей силы и материалов, работа с документацией, подготовка технических заданий. Также инженер-строитель координирует и контролирует работу строителей на объекте. Поэтому помимо технических предметов, важны такие дисциплины, как организация строительного производства, охрана труда, экономика в строительстве.



В БНТУ охрана труда изучается один семестр и оценивается в 3 балла, в TUM и TUG эта дисциплина изучается более детально (состоит из нескольких модулей) и на данную дисциплину выделено 10 и 8,5 баллов соответственно.

Экономика в строительстве во всех университетах изучается примерно одинаковое количество часов и отдано примерно 7 баллов в каждом университете.

На организацию в строительстве в Беларуси отведено 2 семестра (6,5 баллов), в TUG и TUM данная дисциплина изучается один семестр (по 1,5 и 3 балла соответственно).

Заключение

Проделанная работа позволила ознакомиться с особенностями обучения профессии «инженер-строитель» в разных странах. Сравнив системы обучения студентов в разных странах, можно сделать вывод, что в каждой из них есть как плюсы, так и минусы. Специфика отдельных образовательных моделей, когда студенты могут выбрать любой модуль обучения является более персонализированным подходом к студенту. За счет дополнительного изучения филологического модуля в Беларуси срок обучения на год больше, чем в других странах.

Хотим выразить огромную благодарность кандидату технических наук, доценту кафедры «Строительные конструкции» Згировскому Александру Игоревичу и деканату строительного факультета за предоставленные материалы.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Учебный план первой ступени высшего образования очной формы обучения по специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» 2017.
2. Ergänzung zum Curriculum für das, bachelorstudium Technische Universität Graz, 2017.
3. Curriculum 2016 Technische Universität München.
4. <http://myeuropoint.com/blog/ects/>

Особенности проектирования и расчета жесткого узла трехшарнирной деревянной арки на клеенных стержнях

Буйницкий Н.Н.

Научный руководитель: Згировский А.И.

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

В последние годы в строительстве особой востребованностью пользуются здания и сооружения с пролетами более 30 м. Для подобных строений применяют массивные арки, рамы и фермы. Для отдельных большепролетных сооружениях по физическим, эстетическим и технологическим свойствам наиболее рационально применять сборные несущие конструкции из древесины с устройством жестких узлов.

Сборные клеедеревянные конструкции (КДК) из отдельных блоков с устройством жестких узлов на клеенных стержнях (система ЦНИИСК) получили распространение в Республике Беларусь. Но большинство таких конструкций производится в Российской Федерации.

Особенностью системы данных конструкций позволяют получить различные конструкции пролетом свыше 100 м из унифицированных элементов. Благодаря большой прочности и компактности стыки могут устраиваться в любом сечении конструкции по пролету без увеличения габаритов сечения, без накладок и пр. [4].

В зарубежной практике применяются большепролетные конструкции (в основном пространственные конструкции) из деревянных элементов пролетами до 100 м и более. Широкое применение данные конструкции получили в спортивных (стадионы, хоккейные арены, крытые бассейны, теннисные корты), выставочных, общественных (железнодорожные станции), складских сооружениях с агрессивной средой, дорожных сооружениях (пешеходные и автомобильные мосты) [5].

Одна из проблем при проектировании и монтаже арочных конструкций – устройство жестких узловых соединений сплочения отдельных частей полуарок (отправочных элементов). В деревянных конструкциях узловое соединения никогда не будут полностью жесткими и на практике изгибающий момент в них будет ниже расчетного [7].

Существуют варианты устройства жестких узлов арочных конструкций: наклонно клеенных стержнях и стальных накладках; нагелей через врезные вертикальные или горизонтальные прокладки; зубчатого шипа с клеенным стержнем и стальной прокладкой; клеештыревого соединения с металлическими фланцами и полимербетоном; на клеенных стержнях, с полимербетоном и фанерными накладками; двусторонних накладок из профильной стали и болтов; соединения на клеенных стальных стержнях и деревянных накладках [6].

В данной статье приведены результаты исследований конструктивного решения и анализа несущей способности жесткого узла деревянной арки пролетом 72 м на клеенных стержнях и стальных накладках.

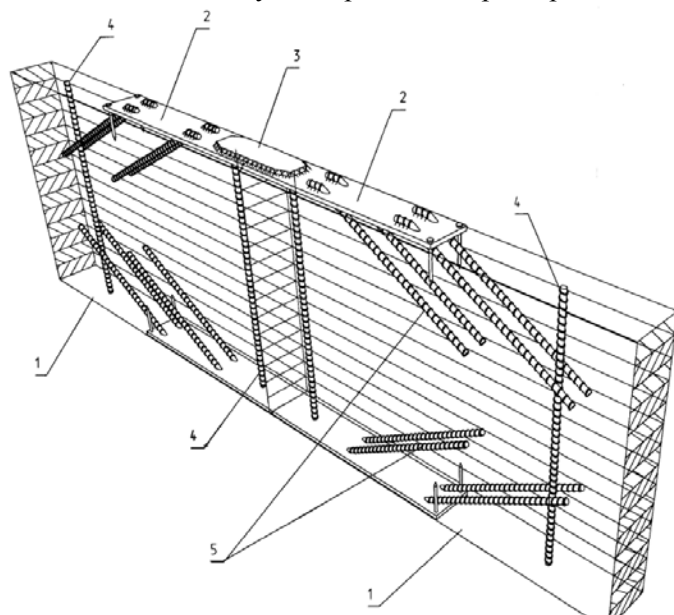


Рис. 1 Исследуемый жесткий узел на клеенных стержнях Общий вид:

1 - стыкуемые элементы арок; 2 - накладки из полосовой стали; 3 - монтажные накладки из стали; 4 - арматурные стержни, клеенные поперек волокон (при необходимости); 5 – клеенные наклонные арматурные стержни под углом 30-45 градусов.

Жесткие стыки рассчитываются на усилия, действующие в данном узле. Жесткие монтажные стыки большепролетных арок рекомендуется устраивать в сечениях с небольшими изгибающими моментами.

Конструктивное решение жесткого узла на клеенных стержнях отправочных элементов клеелесной арки пролетом 72 м под расчетную нагрузку (постоянную, снеговую, ветровую, полезную) показано на рис.2. Жесткий узел сопряжения представляет собой две части полуарки, соединяемых посредством стальных арматурных стержней, четырех накладок из полосовой стали и двух монтажных накладок. Согласно статического расчета плоской арки в программном комплексе «Lira», усилия в данном узловом соединении будут соответствовать усилиям в табл. 1. Недостаток данного программного комплекса – не распознает криволинейную поверхность, импортированную из AutoCAD (появляется необходимость разбиения криволинейного элемента на прямые составляющие). Программный комплекс «SCAD» лишен данного недостатка.

Для проектирования и расчета данного узла первоначально необходимо задаться определенными параметрами (диаметром арматурного стержня, длиной клеенной части, угол, взаимное расположение арматурных стержней) после чего выполняют проверку соблюдения норм.

Согласно [1] в качестве клеенных в древесину стержней следует использовать стальную арматуру периодического профиля класса S400 диаметром 12-25 мм; угол наклона стержней к волокнам древесины от 30° до 45°; длина клеивания стержней не менее 0,6h для сжатых стержней и не менее 20d – для растянутых.

К металлическим накладкам обеих частей полуарки, соединенных сварным соединением с отгибами арматурных стержней периодического профиля S400 ϕ 20 мм, клеенных под углом 30° в древесину. Минимально регламентированный угол принимаю для возможности расстановки клеенных стержней с обеих сторон отправочного элемента арки, минимизации количества арматурных стержней при возможности применения максимальной длины анкеровки в древесину.

Диаметр отверстия в древесине для установки стержней следует принимать на 4-6 мм больше номинального диаметра клеиваемого стержня.

В качестве клея следует использовать эпоксидные клеи [2].

Длина клеенной части арматурного стержня в древесину $l = 1100$ мм. Расположение арматурных стержней принимаю двухрядное по 3 стержня в каждом ряду. Расположение арматурных стержней в один ряд (возможность такого использования считаю нецелесообразным в связи с вероятным появлением усилий, действующие на арку из плоскости).

«V»-образное расположение арматурных стержней обусловлено тем, что в верхней части сечения арка работает на растяжение, а нижняя - сжимаемая зона. Соответственно одна часть анкеров работает на продавливание, другая часть на выдергивание.

Таблица 1 Наихудшее сочетание усилий в жестком узле (статический расчет арки).

Усилия		
N (кН)	M _y (кН*м)	Q _z (кН)
-489.638	879.286	123.494

В жестком узле действуют продольная и поперечная силы и момент.

Согласно нормативной документации [1,2] арматурные стержни работают на выдергивание и продавливание (при этом нормальные напряжения в растянутых и сжатых стержнях не должны превышать расчетных сопротивлений арматуры соответственно сжатию и растяжению) следует рассчитывать по формуле:

$$R_d = f_{sv,90,d} \cdot k_{\sigma} \cdot k_{nF} \cdot \pi d_o \cdot l_d \cdot n k_{n4} \cdot k_{n5} \cdot k_{n6}, \quad (1)$$

Данная формула применима для расчета стержней, работающих на продавливание или выдергивание поперек волокон древесины. При расчете клеенных под наклоном стержней, расчет необходимо производить на усилия, полученные путем из разложения в пластине по направлению стержней из условия (1), в котором вместо $f_{sv,90,d}$ принимается $f_{sv,\alpha,d} = 3,5$ МПа (для ели и сосны) [1].

В качестве основы при моделировании жестких узлов сопряжения принята арка кругового очертания пролетом 72,0 м, сечением 300x1728(h) мм.

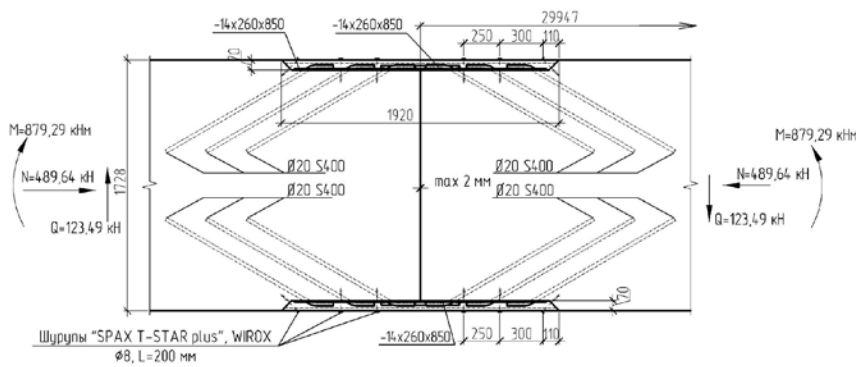


Рис. 2. Проектируемый жесткий узел. Вариант конструирования.

В связи с тем, что вычисление прогибов элементов полуарок и деформаций каждого отдельного вклеенного арматурного стержня в результате действия нагрузки трудоемкие и громоздкие, то в данном случае использование 3D-модели более целесообразно, так как ускоряет время расчета и позволяет получить достаточно точный результат.

Для расчета узлового соединения на основе полученных усилий статического расчета арки, производится моделирование узла в программном комплексе Ansys SpaceClaim (геометрия узла) с последующим импортом модели в Altair SimSolid.

Геометрию узла задаем в программном комплексе Ansys SpaceClaim: краевое расстояние анкеров от торца узла 175 мм, от грани арки – 70 мм; межосевые расстояния 140 мм по ширине арки и 280 мм по длине металлической пластины.

Длину металлической пластины определяю исходя из расположения, приваренных к ней арматурных стержней.

В программном комплексе Altair SimSolid задаются характеристика материалов, связи, нагрузки. Физические связи между элементами создаются в автоматическом режиме (в ручном режиме удаляется связь между двумя элементами полуарок, т.к. расстояние между ними не должно превышать 2 мм, программа по умолчанию объединяет элементы до 3 мм).

В результате вычислений, сечения пластины закладной детали и арматурные вклеенные стержни подобраны верно (максимальное напряжение в монтажной пластине 205 МПа).

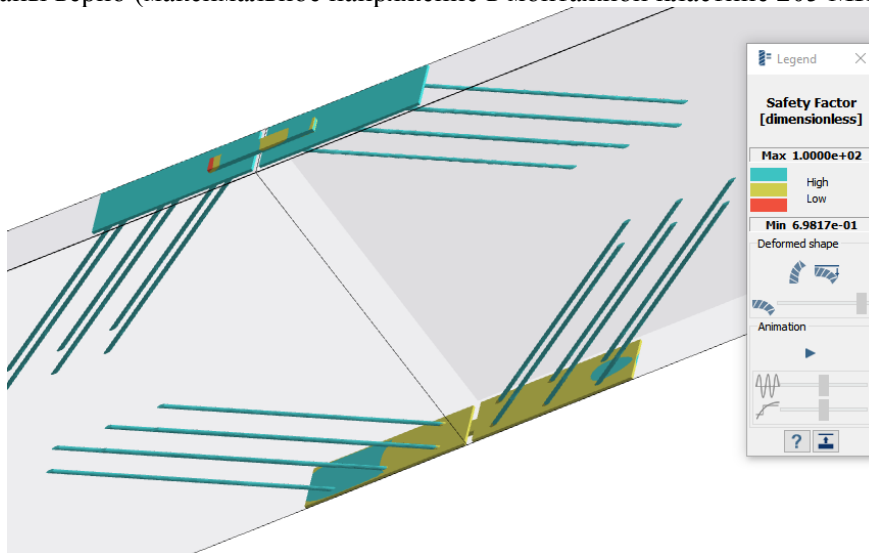


Рис. 3. Коэффициент использования элементов узлового соединения.

Выводы:

Проектирование и расчет деревянных большепролетных конструкций с устройством жестких стыковых узлов на вклеенных стержнях достаточно сложный и трудоемкий процесс: для расчета необходимо использование от трех различных программных комплексов.

Для проектирования трехшарнирной арки необходимо пройти следующие этапы:

- сбор нагрузок;
- предварительного статический расчет арки;
- определение основных сечений арки;

определение оптимального места расположения жесткого узла стыка элементов полуарки; конструирование, моделирование и расчет непосредственно узлового соединения.

Усложняет процесс проектирования и конструирования на территории Республики Беларусь отсутствие актуализированных норм, экспериментальной базы и опыта проектирования.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. ТКП 45-5.05-146–2009. Деревянные конструкции. Строительные нормы проектирования / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск: РУП «Минсктиппроект», 2009. – 63 с.
2. СП 64.13330.2011. Деревянные конструкции. Нормы проектирования – М.: МСиЖКХ РФ, 2016 – 108 с.
3. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80)/ЦНИИСК им. Кучеренко – М.: Стройиздат, 1986. – 216 с
4. Калугин А.В. Деревянные конструкции. Учебное пособие – М.: Издательство АСВ, 2003. – 224 с
5. Турковский С.Б., Погорельцев А.А., Преображенская И.П. Клееные деревянные конструкции с узлами на клеенных стержнях в современном строительстве (система ЦНИИСК) – М.: РИФ «Стройматериалы», 2013. -308с.
6. Шмидт А.Б., Дмитриев П.А. Атлас строительных конструкций из клееной древесины и водостойкой фанеры: Учебное пособие. – М., Издательство АСВ, 2001 – 292 с.
7. Roberto Crocetti – Large span timber structures. Division of Structural Engineering Lund University.

Преимущества и недостатки проектирования с использованием BIM

Ванюк С.А.

Научный руководитель – Згировский А.И.
Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Данная статья посвящена преимуществам и недостаткам проектирования каркаса с использованием BIM.

В современном мире, направленном на сокращение затрат и уменьшения влияния человеческой деятельности на окружающую среду, проектировщикам приходится искать новые пути решения поставленных технических задач. С этим им может помочь использование BIM-технологий.

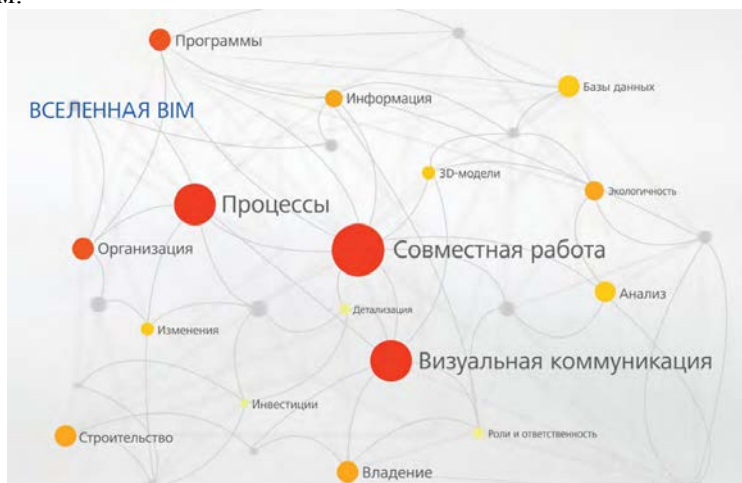
В Республике Беларусь невелико количество организаций, которые могут единолично вести проектирование целого здания, не прибегая к использованию субподрядчиков, так как для этого необходимы большие материальный, технический, а также, немаловажный, человеческий ресурсы. Поэтому имеется большое количество частных и государственных организаций, сосредоточенных на решении проектной задачи в определенной области. В виду своей направленности каждая организация выбирает ПО наиболее подходящее для своих целей.

Так как различные разработчики ПО видят по-разному архитектуру и логику построения модели, то отсюда возникает следующий вопрос и один из наиболее явных недостатков BIM-проектирования: как из-за этого многообразия, используемого ПО, свести все части объекта в единую модель? Поэтому использование BIM-технологий в большинстве своем ограничивается лишь построением модели, из которой берутся чертежи для проектирования. В дальнейшем модель используется только для правок в связи с проблемами, возникающими в процессе строительства, и быстрого получения чертежей. Это уменьшает потенциал использования BIM-технологий.

Для того, чтобы тщательно разобраться в преимуществах и недостатках BIM, дадим для начала определение этому понятию. По-нашему мнению наиболее точное определение дает официальный сайт Autodesk. BIM-технологии (BuildingInformationModeling) – это информационное моделирование сооружений; процесс коллективного создания и использования информации о сооружении, формирующий основу для всех решений на протяжении жизненного цикла объекта (от планирования до проектирования, выпуска рабочей документации, строительства, эксплуатации и сноса). Однако к всему выше сказанному хотелось бы добавить, что ошибочно будет считать BIM-технологии просто набором программ и семейств – это метод проектирования, так как он учитывает все параметры жизненного цикла здания, что и следует из определения выше. Совокупность этого всего и формирует информационную модель, в которой изменение одного параметра ведет к изменению всех остальных.

BIM повышает точность передачи и ускоряет доступ к информации, например, исполнительной документации. Однако в виду того, что процент построенных зданий невелик по сравнению с существующим жилищным фондом, доскональное исследование эффективности применения BIM не представляется возможным. [1]

Как устроены взаимосвязи в BIM можно увидеть из рисунка. Из него можно сделать выводы, что основным преимуществом использования BIM является возможность совместной работы над одним проектом.



Метод проектирования, основанный на параметрическом моделировании, позволяет совместно использовать созданные цифровые модели с другими членами команды, чтобы добиться совместного успеха. Сотрудничество является фундаментальной концепцией всего процесса BIM. Сотрудничество помогает членам команды преодолеть препятствия. Процесс BIM поддерживает взаимодействие и связь на протяжении всего жизненного цикла здания. Согласно данным Вустерского политехнического института, в традиционном процессе строительства 30% от общей стоимости направляется в никуда, из-за ошибок координации, отсутствия сотрудничества, неэффективности труда, потраченного впустую материала, отсутствия оптимизации. Причиной этого является, среди прочего, линейная схема работы и фрагментации отрасли промышленной архитектуры.

Среди основных особенностей информационного моделирования зданий необходимо выделить следующие, связанные со спецификой строительной деятельности:

1. Модель строительного объекта чаще всего создается тогда, когда самого сооружения еще нет. Например, в процессе проектирования, когда модель на определенное время фактически становится виртуальным объектом-оригиналом, но при этом она является своеобразной копией настоящего здания, которое появится в будущем. Таким образом, на начальной (проектно-строительной) стадии информационная модель здания – это обязательный элемент, ведущий к построению самого здания, это основной результат рабочего процесса, а объектом-заместителем модель становится намного позже, когда здание уже построено. Если же говорить о памятниках архитектуры, то на момент моделирования их может уже не быть.

2. Строительно-технологические процессы и их моделирование могут быть весьма протяжены во времени. Например, период вывода АЭС из эксплуатации может длиться 70 лет. За такой период вряд ли возможно говорить о модели как о некоем завершенном продукте, здесь на первое место выходят процесс и методика моделирования.

3. Специфика строительных объектов такова, что они довольно часто могут практически одновременно проектироваться, строиться и эксплуатироваться. [2, с.93]

Описав, что представляет BIM, можно описать некоторые особенности его применения:

1. Одной из главных особенностей BIM является своевременное выявлять ошибки традиционного 2D проектирования, повышение продуктивности команды, сокращение времени на проект;

2. Трехмерная визуализация. Возможность 3D-визуализации моделей BIM может принести большую пользу в качестве средства подтверждения работоспособности и демонстрации особенностей самой конструкции, таких как: транспортировка, доступ, последовательность строительства, хранение и безопасность.

3. Использование совместной среды BIM позволит существенно экономить время во время предварительного проектирования. Координационные проверки не нужны, поскольку информация, полученная из модели, приведет к меньшему количеству ошибок, что обычно вызвано неточной и нескоординированной информацией;

4. Распределение ресурсов и сокращение отходов. Согласно исследованиям, в строительной отрасли почти 10% материалов тратятся впустую, а 30% - переработка. Как упоминалось в статьях Articlesbased (2009), проекты строительства очень часто планируются на основе наличия ресурсов, а также других внешних факторов. Благодаря BIM, при планировании строительства 4D, члены команды могут понять объем работы и доступность различных ресурсов для оптимизации ее и рабочей силы.

5. С помощью BIM можно заранее рассчитать бюджет каждого этапа строительства и контролировать расходы в режиме реального времени. Технология позволяет не просто построить трёхмерную информационную модель, но и составить точный график строительства;

6. Своевременное обнаружение коллизий. BIM коллизии можно разделить на три категории:

-Тяжелые столкновения - два элемента занимают одно и то же пространство.

-Легкие столкновения - свободное пространство (зазор или допуск), необходимые для сборки установок.

-Технологические столкновения проверка последовательности сборки и графика поставки.

Консалтинговая компания McGrawHillConstruction провела опрос среди компаний строительной отрасли и узнала, какие преимущества они получили с внедрением BIM. Так, 41% опрошенных компаний отметили сокращение количества ошибок после внедрения технологии. 35% и 32% обратили внимание на улучшение коммуникации между руководителями и проектировщиками и улучшение имиджа предприятия. [3]



Рис. 2. Преимущества, полученные с внедрением BIM

Однако наряду с этими преимуществами существует и ряд недостатков:

Приведение использования BIM к единому стандарту. К сожалению, практически в любой компании, переходящей на BIM, рано или поздно появляются типовые проблемы: путаница в семействах, разные подходы к работе у специалистов, использование различных параметров семейств для одних и тех же свойств, сложности с организацией схемы совместной работы и так далее. Все это снижает эффективность применения программы. Становится непонятно, кто наилучшим образом подходит для того, чтобы вести загрузку данных в модель и сопровождать эту модель. Как результат этого: данные для процесса эксплуатации являются неполными, это связано с тем, что в модель не вносились изменения на основе проектных изменений, произведенных после завершения этапа проектирования, и, таким образом, она является неточной моделью сооружения, которая должна была бы соответствовать тому, что построено.

Так же не совсем понятно, как действовать, если субподрядчики работают в различных комплексах, как соединить это все воедино. Поэтому стандартизация требуется на законодательном уровне. В связи с этим уже имеется ряд постановлений, и на их основе появляется стратегия перехода строительной отрасли от использования 2D-инструментов к использованию BIM-технологий.

BIM хорошо себя показывает для решения проблем формообразования, использования пространства и представления проекта, на это работают такие его особенности, как отличные инструменты визуализации и разрешение конфликтов взаимного расположения объектов. Однако в других частях процесса на первое место выходит необходимость производить разного рода расчеты и формировать расчетные модели, специально предназначенные для конкретных видов расчетов и симуляций, в которых учитываются необходимые упрощения и многие другие особенности. Во многих случаях эти модели в принципе невозможно получить из базы данных BIM автоматически, и, следовательно, проблемная дисциплина попросту исключается из интегрированного процесса проектирования. В результате отдельно нужно производить модель для расчетного комплекса и проектной программы. Однако уже в самих проектных программах можно производить статрасчет, но качество и удобство интерфейса еще требует доработки, поэтому все еще остается удобным использование вспомогательных приложений.

Трудоемкость создания модели. Из-за насыщенности информации, создание BIM модели является более трудозатратой, чем, к примеру, создание двухмерного чертежа, из-за необходимости моделирования каждого элемента модели, в то время как двухмерный чертеж может иметь некий процент абстрактности подачи информации и меньшее количество деталей. К примеру, при эскизном проектировании многоэтажного жилого дома легче построить в двухмерном пространстве типовой этаж и с помощью калькулятора снять все необходимые технико-экономические показатели. В то время как в BIM-программах возникает необходимость моделировать все этажи, либо прибегать к созданию спецификации и вбивать в них формулы для подсчета ТЭП-ов. [4, с.6]

Обучение BIM в ВУЗах. В настоящее время специалистов строительных профессий готовят в отраслевых профильных заведениях среднего профессионального и высшего образования. Там же они проходят различные курсы повышения квалификации. Недосток специалистов на всех этапах с навыками и базовыми знаниями новых технологий критичен. Государственное регулирование изменений в образовательном процессе строительных ВУЗов направлено на изменение, сложившейся на рынке, ситуации: в ближайшей перспективе должны быть изменены и разработаны образовательные стандарты по подготовке специалистов строительной отрасли национальной экономики. Сотрудничество практиков строительного рынка с учебными заведениями по подготовке программ обучения является, по нашему мнению, важнейшим этапом внедрения BIM-технологии в Беларуси на государственном уровне. В этом случае ВУЗы смогут разработать учебные программы на основе рекомендаций по содержанию курсов, предложенных авторами, и подготовить молодых специалистов, которым предстоит работать с новыми инструментами BIM и развивать строительную отрасль. В настоящее время уже имеются некоторые контакты между ВУЗами и различными организациями, однако это все же являются единичные случаи.

Заключение. Информационное моделирование зданий часто рассматривают как следующую технологическую ступень в строительной отрасли, и это так по праву. Однако эта технология не создавалась под нынешние или прошлые методы работы отрасли. Принятие BIM потребует адаптаций, инвестиций и улучшения сотрудничества между основными дисциплинами.

Как в самой технологии, так и между разработчиками продуктов для неё остаётся множество сложных проблем, которые необходимо преодолеть. Для тех, кто пользуется новыми инструментами и видит выгоду от них, бывает трудно найти решения своих проблем, однако, по их пониманию, производители программного обеспечения постоянно улучшают возможности продуктов ради устранения затруднений. Вместе с тем, нужны большие усилия для того, чтобы обмен данными между соперничающими системами стал более гладким, и все приверженцы технологии должны осознать, что BIM-утопии очень далеко до материализации.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Сетевой научный журнал «Научная идея» [Электронный ресурс].
2. <http://www.nauch.idea.ru>
3. Технология BIM: суть и основы внедрения информационного моделирования зданий: В. В. Талапов – М.: ДМК-пресс, 2015. – 410 с.
4. Н.Ш. Мустафин, А.А. Барышников, С.А. Горелов Повышение ресурсной производительности на всех этапах проектирования и строительства с помощью программных технологий BIM/ Региональное развитие. 2016. No 3(15). – 25 с.
5. В. В. Талапов, Технологии BIM: расходы на внедрение и доходы от пользования, [Электронный ресурс]. Систем. требования: AdobeAcrobatReader
6. http://isicad.ru/ru/articles.php?article_num=14092

Моделирование стеновой панели

Волосач И.А.

Научный руководитель: Зверев В.Ф.

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

Введение. В данной статье будет рассмотрено моделирование расчетной схемы и расчет наружной несущей стеновой панели перемычкой. Общая толщина 350 мм, толщина несущего слоя – 90 мм. Сопротивление теплопередачи данной конструкции значительно превышает нормативное значение $R = 3,60 \text{ м}^2\text{°C/Вт}$. Опирается панель на платформенный стык через раствор толщиной 10 мм, сверху толщина шва 20 мм.

Сбор нагрузок. Отличительной чертой при сборе нагрузок для панели с перемычкой является то, что нагрузка от вышележащих панелей и перекрытий на 1 этаж выше данной панели передаются через простенки, а перемычка воспринимает свой собственный вес и часть нагрузки вышележащего перекрытия по грузовой площади.

Жесткость опор. Для создания расчетной схем необходимо знать жесткость опор, то есть жесткость платформенных стыков сверху и снизу панели на сжатие и сдвиг.

Для платформенного горизонтального стыка, в котором сжимающая нагрузка передается через опорные участки плит перекрытий и два растворных шва, уложенные между плитами перекрытий и соединяемыми элементами, погонная жесткость при сжатии равна:

$$K_n = \left(\lambda'_m + \lambda''_m + \frac{h_{pl}}{k_c E_{pl}} \right)^{-1} \times f \quad (1);$$

где:

f - ширина опоры.

$k_c = 1.17$

Погонная жесткость данного стыка на сдвиг:

$$K_n = f G_r \left(\frac{1}{h_r} + \frac{1}{h_r} \right) \quad (2).$$

Моделирование. Расчетная схема создана с использованием программы DlubalRFEM.

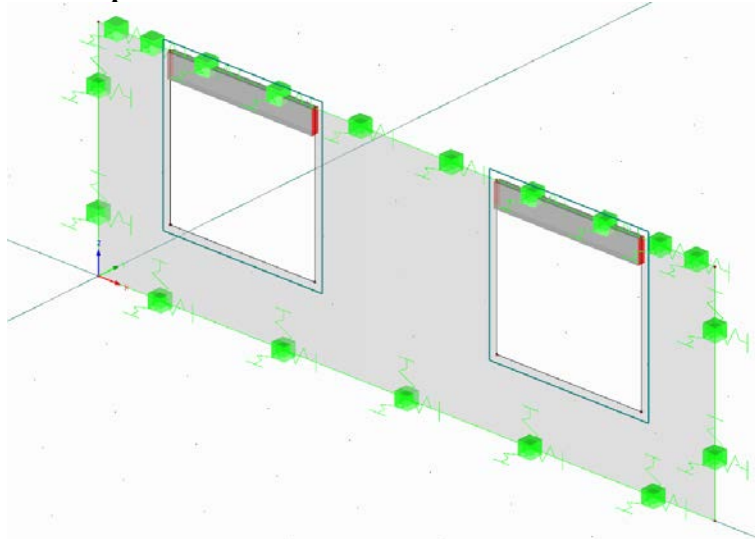


Рис.1 Общий вид расчетной схемы

При создании расчетной схемы простенки с подоконными частями моделируются как оболочки, а перемычки – как балки со смещением.

В верхних и нижних опорах расчетной схемы введены следующие значения жесткостей: по оси Z - на сжатие, а по осям X и Y - на сдвиг в общей системе координат.

В результате расчета получены следующие данные:

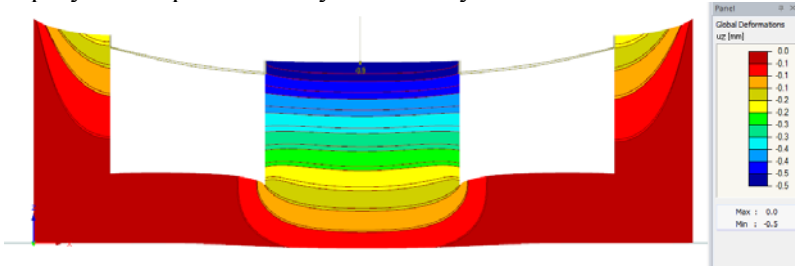


Рис.2Обще деформации при практически постоянном сочетании

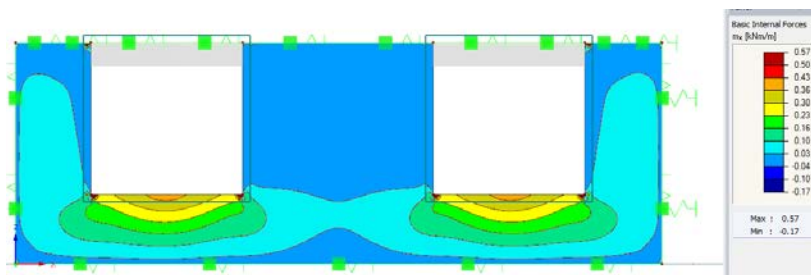


Рис.3 Карта изгибающего момента относительно горизонтальной локальной оси X в плоскости панели, m_x

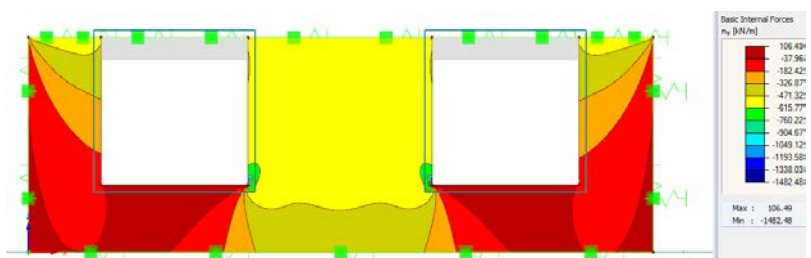


Рис.4 Карта вертикального усилия по локальной оси Y, p_y

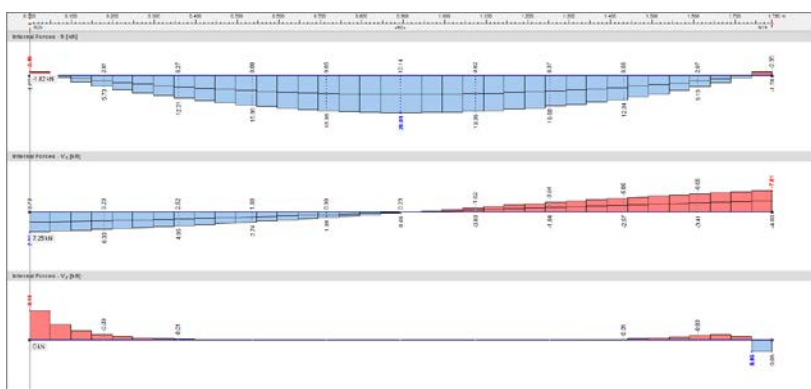


Рис.5 Усилия в перемычке

Все усилия получены по сочетаниям форм. 6.10(a, b) EN 1990.

Расчет. Расчет простенка выполняется как для слабо армированного элемента (пункт 12 EN 1992), а если не проходит по данному пункту, то как для внецентренно - сжатого элемента. Перемычка рассчитывается как изгибаемый элемент.

Заключение. Знание жесткости стыков позволяет в большей степени приблизить расчетную схему сборной конструкции к реальности, что позволяет получить в более точные результаты внутренних сил и деформаций, по которым можно проектировать более надежные и экономичные конструкции.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. В.В. Данель, Московский государственный строительный университет – «Определение жестко-стей платформенных стыков»
2. ТКП EN 1992-1-1-2009 (02250) Еврокод 2.Проектирование железобетонных конструкций
3. ТКП EN 1990-2011* (02250)Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций

Обзор плит покрытия «на пролет» и сравнительный анализ их сопротивления изгибу.

Гусак А.А., Цыганкова Я.П.
 Научный руководитель – Мадалинский Г.Г., Гринев В.В.
 Белорусский национальный технический университет
 Минск, Беларусь

Введение

В данной статье рассмотрены отличия в результате расчета плит «на пролет» по нормам, действующим в 1974 году (СССР) и расчета при помощи современного программного комплекса, реализующего общий деформационный метод.

В качестве анализируемого источника принята книга: «Конструкции покрытий из элементов длиной «на пролет», Москва 1974г[1].

Теоретическая часть

В мировой строительной практике для покрытия одноэтажных промышленных зданий применяются плиты длиной на пролет, которыми перекрываются пролеты длиной более 30м.

Эти плиты получили широкое распространение из-за довольно большой сжатой зоны при относительно маленькой растянутой. Как мы знаем бетон хорошо работает на сжатие и плохо – на растяжение, что в данных плитах учтено.

Плиты «на пролет» - сравнительно новое, прогрессивное конструктивное решение. Эти плиты перекрывают большой пролет здания, не требуют стропильных балок или ферм, они сразу опираются на подстропильные (продольные) балки или фермы, уложенные по колоннам. Пролет продольных подстропильных конструкций, как правило, равен 12 м по средним рядам колонн и 6 м — по крайним рядам. Опирание на подстропильные конструкции может быть поверху или понизу.

В данных плитах чаще всего используется арматура марки АIV. Поскольку нагрузка на перекрытие распределяется по всей его площади, исходя сверху, основные растягивающие напряжения испытывает нижний слой арматуры, который и является рабочим в этом направлении. Верхний же армирующий слой получает нагрузку на сжатие. В основном при армировании плит используют арматурные пряди или отдельные стержни

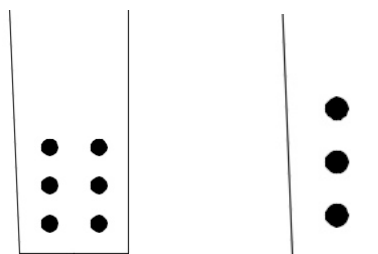


Рис. 1. Армирование пучками и отдельными стержнями

Плиты «на пролет» могут иметь различное очертание. За рубежом наиболее часто применяются плиты типов Т и 2Т. Кроме того, в Германии используют гиперболические панели, складчатые панели трапециевидного сечения, в Румынии — панели сводчатого типа. В странах СНГ наиболее детально разработаны плиты КЖС, 2Т и П-образные.

В данной статье рассмотрим 4 вида плит: КЖС, «2Т», «П», гиперболическая.

Плиты КЖС имеют 3 типоразмера: основной – для зданий с нулевой привязкой колонн крайних рядов и 2 дополнительных, с одной и двумя консолями по торцам – для зданий с привязкой 250мм. Плиты типа КЖС применяются при пролетах 18 и 24 м взамен стропильных конструкций и укладываются на подстропильные конструкции. Плиты имеют П-образное поперечное сечение, из пологого тонкостенного цилиндрического свода - оболочки толщиной 30 мм, двух продольных ребер - диафрагм и двух торцовых поперечных ребер. Высота диафрагм и поперечных ребер изменяется в зависимости от пролета плиты. В опорных зонах диафрагм устанавливаются дополнительные сварные каркасы. Для обеспечения трещиностойкости опорных сечений устанавливаются сварные сетки из проволочной арматуры.

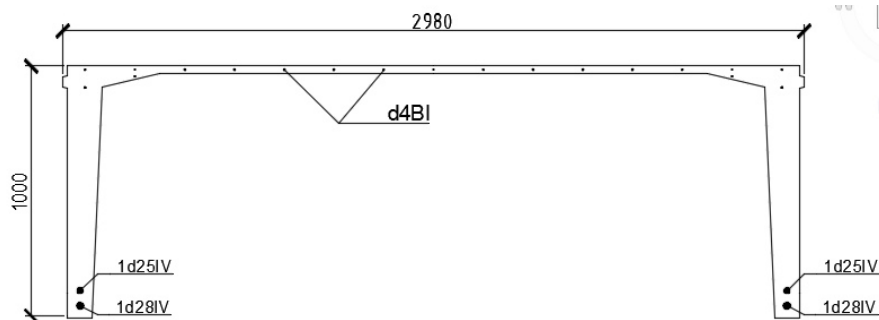


Рис. 2. Поперечное сечение плиты КЖС

Плиты 2Т разработаны для малоуклонной кровли (уклон 1:30) с полкой переменной толщины и ребрами по контуру плиты.

Укладывают плиты на стропильные и подстропильные конструкции. Их можно использовать в районах с различной снеговой нагрузкой, в зданиях с мостовыми кранами и подвесным транспортом в условиях слабой и среднеагрессивной газовой среды. Они обеспечивают устойчивость верхних сжатых поясов стропильных и подстропильных конструкций, через них нагрузка с торца здания передается на продольные ряды колонн.

Плита "2Т" состоит из двух продольных предварительно напряженных ребер и полки. Толщина полки таких плит может достигать 50 мм, развитая сжатая зона позволяет уменьшить высоту продольных ребер по сравнению с плитами П-образного поперечного сечения. Незначительные изгибающие моменты в поперечном направлении плиты дают возможность отказаться от поперечных ребер, что существенно упрощает конструкцию и технологию изготовления плит.

Недостатком этих плит следует считать несовпадение их ребер с узлами верхнего пояса ферм, что вызывает местный изгиб верхнего пояса. Поэтому плиты "2Т" чаще опирают на балки и арки. Значительные трудности возникают и при сопряжении плит между собой в покрытии. Эти и некоторые другие недостатки ограничивают применение таких плит, особенно в районах с большими снеговыми нагрузками.

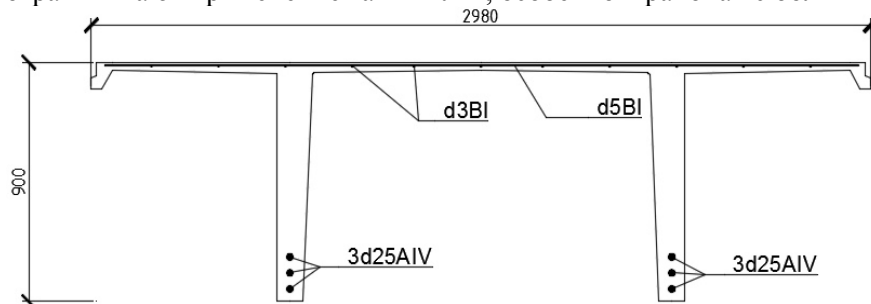


Рис. 3. Поперечное сечение плиты 2Т

П-образные плиты разработаны двух типов: с полкой переменной толщины и с поперечными ребрами. Плиты предназначены для покрытий с малоуклонной кровлей.

Плиты П-образные демонстрируют прекрасные характеристики и небольшой вес, используются в прокладке водопроводов, теплосетей, возведении производственных зданий, объектов частного домостроения. Стандартные П-образные плиты перекрытия, рассчитанные на большие нагрузки, выполняются из бетона высокого качества с обязательным армированием. Особенность конструкций описываемого типа – наличие ребер, которые обычно располагаются в одном/двух направлениях по плоской поверхности. Благодаря П-образной форме удастся добиться максимальной прочности при воздействии изгибающей нагрузки, но значительно уменьшить вес. Правда, неровная форма ограничивает использование изделия – в частном строительстве плиты выбирают только для обустройства подвалов и чердаков, часто – гаражей.

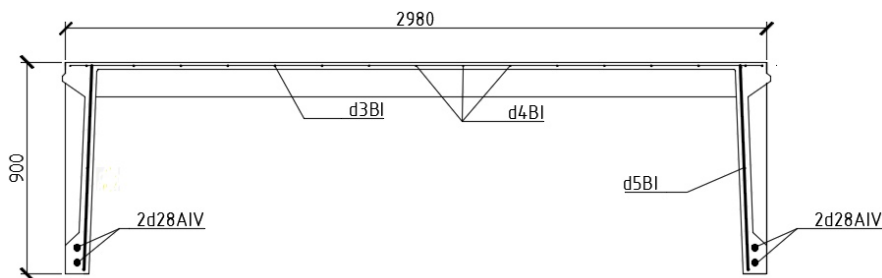


Рис. 4. Поперечное сечение плиты «П»

Гиперболическая плита - пространственная конструкция, у которой верхняя и нижняя поверхности криволинейны, а расстояния между ними так малы, что отношение толщины конструкции к радиусу ее кривизны составляет от 1/20 до 1/1000.

Для покрытий производственных зданий чаще всего используют оболочки положительной кривизны; в покрытиях общественных, спортивных и других сооружений - нередко висячие оболочки отрицательной кривизны. Рассмотрим примеры устройства наиболее распространенных покрытий. Сборные железобетонные покрытия в виде цилиндрических оболочек наиболее эффективно устраивать из крупноразмерных (длиной на пролет) сводчатых панелей, выполняющих одновременно функции плит покрытия и стропильных ферм.

Плиты-оболочки устанавливают на подстропильные фермы и крепят к ним, приваривая закладные детали к опорным пластинам на верхнем поясе ферм

Применение таких конструкций покрытия упрощает монтаж каркасов зданий: после установки, выверки и закрепления колонн монтируют подстропильные фермы; в том же потоке устанавливают панели-оболочки покрытия. Конструкции строят, поднимают и устанавливают традиционными способами. Цилиндрические оболочки делают также и сборными из ребристых плит размером 3 x 6 м, укрупняя их в монтажные секции 3 x 18 м (по три плиты в секции) и устанавливая на стропильные конструкции.

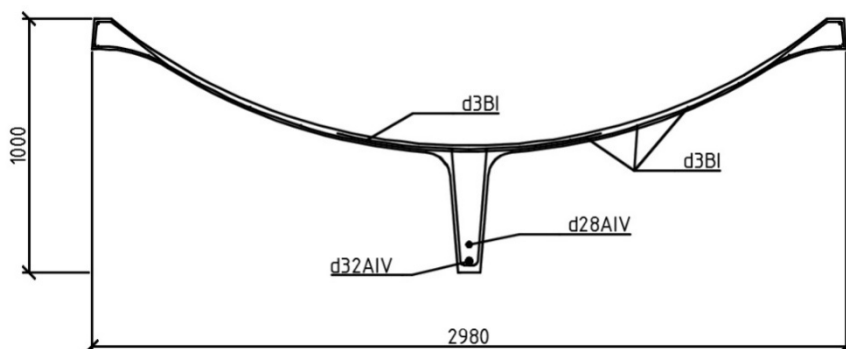


Рис. 5. Поперечное сечение гиперболической оболочки

Выводы

Проанализировав данные таблицы, делаем вывод, что по нашим расчетам плиты КЖС, «2Т», «П» могут выдержать гораздо большую нагрузку, в сравнении с данными 1974 года. А расчетные значения гиперболической плиты практически совпали со значениями, принятыми для сравнения. Разность в значениях можно объяснить погрешностями в расчетах. Так как при использовании программных комплексов, реализующих деформационный метод, достигается высокая точность и скорость вычислений.

За предоставленную информацию по плитам выражаем благодарность профессору кафедры «Строительные конструкции» Давыдову Евгению Юрьевичу.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Конструкции покрытий из элементов длиной на пролет. Анализ технических решений и предположения по областям применения./Кутухтин Е.Г.[и др.], Москва 1974г. – 75с.
2. Электронный ресурс. <http://stroyproizvodstvo.ru/konstrukcii-pokrytij-s-primeneniem-plit-na-prolet/>

Особенности расчета железобетонных колонн при равномерном расположении стержней продольной арматуры по периметру сечения колонны

Долгун Н.С.

Научный руководитель – Рак Н.А.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Введение

В данной статье рассмотрены особенности расчета сечений, нормальных к продольной оси колонн безбалочных каркасов зданий, при равномерном расположении стержней продольной арматуры по периметру сечения колонны.

Наиболее нагруженные колонны нижних этажей имеют эксцентриситет приложения продольной силы меньше случайного, обусловленного случайными причинами, которые не могут быть оценены расчетом. К таким причинам следует отнести неоднородность свойств бетона по сечению, начальное искривление сжатого элемента, отклонение его от вертикали, неучтенные горизонтальные силы [1].

Согласно действующих в Республике Беларусь норм железобетонных конструкций [2] при расчете сжатых элементов следует принимать минимальный эксцентриситет равным $e_0 = h/30$, но не менее 20 мм, при этом h является высотой сечения.

При расчете железобетонных элементов со случайным эксцентриситетом нейтральная ось располагается за пределами сечения, т.е. бетон всего сечения сжат, а напряжения в менее сжатой арматуре не достигают расчетной прочности арматуры, что соответствует области деформирования 4 [3].

Расчет таких элементов с использованием деформационной модели расчета является сложной задачей и заключается в нахождении такого положения нейтральной оси сечения, при котором выполняется условие равновесия внешних и внутренних продольных сил [3].

Решение этой задачи при использовании линейно параболической диаграммы деформирования бетона приведено в методических указаниях [4] для случая сосредоточенного расположения продольной арматуры у наиболее сжатой и менее сжатой грани сечения.

В случае равномерного распределения расположения стержней продольной арматуры по периметру сечения колонны расчет рекомендуется производить по общей деформационной модели [3].

Представляется что, более рационально решить задачу, используя упрощенную деформационную модель [4]. В этом случае расположенные на одной высоте стержни арматуры объединяют в группы (рисунок 1), для каждой из которых определяют относительные деформации арматуры, исходя из гипотезы плоских сечений.

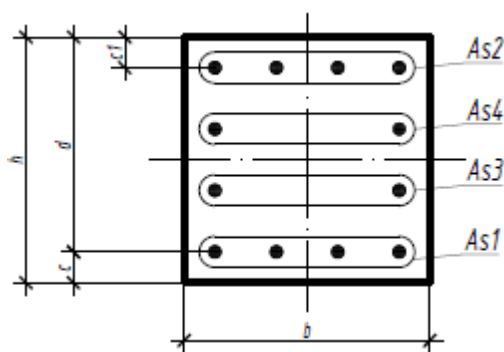


Рисунок 1. Объединение стержней арматуры в 4 группы при расчете по упрощенной деформационной модели (УДМ4)

Представляется что, более рационально решить задачу, осуществив несколько иную группировку стержней, объединяя расположенные в более сжатой половине сечения стержни в одну группу, а расположенные в менее сжатой половине в другую (рисунок 2). При этом считается, что все стержни группы расположены в уровне центра тяжести стержней этой группы.

В данной работе поставлена задача сравнить результаты вычислений несущей способности нагруженных со случайным эксцентриситетом сжатых железобетонных элементов при различных способах объ-

единения стержней арматуры на примере колонны первого этажа 11-этажного жилого здания, возводимого по конструктивной системе КУБ при сетке колонн 6×6 м.

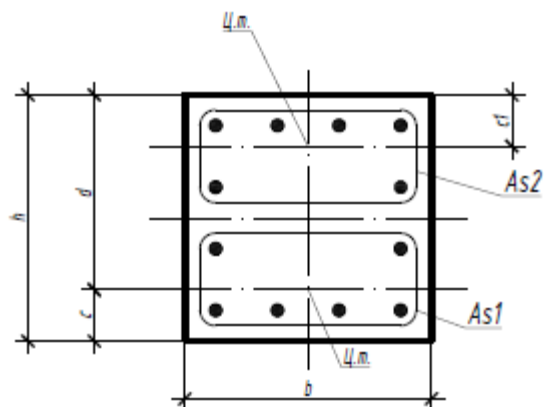


Рисунок 2. Объединение стержней арматуры в 2 группы при расчете по упрощенной деформационной модели (УДМ2)

Рассчитываемая колонна имеет сечение 400×400 мм, изготавливается из бетона нормальной плотности класса $C^{30}/_{37}$, армирована 12 стержнями $\varnothing 20$ арматуры класса S500, равномерно (с шагом 100 мм) расположенными по периметру, отстоящему от наружных грани колонны на 50 мм. Остальные параметры железобетонного сечения, характеризующие расположение арматуры, приведены в таблице. Расчетное продольное сила колонне составило 5530 кН, Эксцентриситет приложения продольной силы принят равным 20 мм согласно [2].

Расчеты выполнялись с помощью табличного процессора MS Excel, на котором был реализована методика [4]. Основные результаты расчета представлены в таблице. Анализ результатов расчетов показал, что получаемые по модели УДМ 2 параметры напряженного состояния (высота сжатой зоны, усилия в бетоне и арматуре, средние напряжения в арматуре) отличаются от получаемых по модели УДМ4 не более, чем 0,3 %.

Таблица. Основные параметры и результаты расчетов

Параметры	ρ_4	ρ_2	ρ_4 / ρ_2
Параметры сечения			
h , мм	400	400	
b , мм	400	400	
c , мм	50	83,3	
c_1 , мм	50	83,3	
Площадь арматуры A_{s1} , мм ²	1256	1884	
Площадь арматуры A_{s2} , мм ²	1256	1884	
Площадь арматуры A_{s3} , мм ²	628		
Площадь арматуры A_{s4} , мм ²	628		
Рабочая высота сечения d , мм	350	316,67	
Параметры нагрузки			
Продольная сила N_{Ed} , кН	5530	5530	
Эксцентриситет e_0 , мм	20	20	
Результаты расчетов			
Изгибающий момент относительно арматуры A_{s1} , M_{Ed1} , кНм	940,1	755,79	1,244
Относительная высота сжатой зоны ξ	1,38333	1,52540	
Высота сжатой зоны ξd , мм	484,16	483,05	1,002
Усилие в бетоне, кН	4311,61	4308,10	1,001
Напряжения в арматуре A_{s1} , МПа	172	213	
Напряжения в арматуре A_{s2} , МПа	435	435	
Напряжения в арматуре A_{s3} , МПа	299		
Напряжения в арматуре A_{s4} , МПа	427		
Усилие в арматуре, кН	1218,39	1221,90	0,997
Средние напряжения в арматуре, МПа	323,35	324,28	0,997
M_{Rd1} , кНм	952,91	764,13	1,247
Примечание: ρ_4 – значения параметров по модели УДМ4; ρ_2 – значения параметров по модели УДМ2			

Выводы

Предлагаемая при расчете сжатых со случайным эксцентриситетом железобетонных элементов (при равномерном расположении стержней продольной арматуры по периметру сечения) группировка стержней отдельно по более сжатой и менее сжатой половине сечения позволяет получить такую же несущую способность как при расчете при послойном расположении стержней.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Расчет железобетонных конструкций по прочности, трещиностойкости и деформациям / А.С. Залесов[и др.]; – М.: Стройиздат, 1988. – 320 с.
2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий: ТКП EN 1992-1-1-2009* (02250). Еврокод 2 / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2015. – 205 с.
3. Железобетонные конструкции. Основы теории расчета и конструирования: учебное пособие для студентов строительных специальностей / под ред. Т. М. Пецоляда и В. В. Тура. – Брест, БрГТУ, 2003. – 380 с., ил.

4. Проектирование монолитных железобетонных конструкций многоэтажного здания: учебно-методическое пособие для выполнения курсового проекта по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» для студентов специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» / Т.М. Пецольд [и др.]; Белорусский национальный технический университет, Кафедра «Железобетонные и каменные конструкции». – Минск: БНТУ, 2017. - 149, [1] с. : ил., табл.

Основные причины аварий эксплуатируемых зданий и сооружений

Жданович С.А.

Научный руководитель – Шилов А. Е.

Белорусский национальный технический университет,

Минск, Беларусь

При создании нового здания в проекте предусматривается определенный теоретический уровень надежности его конструкций и узлов их сопряжения. В зависимости от качества изделий и их монтажа начальная надежность здания несколько меньше теоретической. С первого дня существования здания в отдельных его узлах и конструкциях начинают происходить изменения, выражающиеся в ухудшении различных характеристик и показателей. Эти изменения по значимости и интенсивности различны: одни приводят к ухудшению комфорта помещений, другие – к авариям и разрушениям всего здания; одни можно быстро устранить, другие устранить вообще не возможно; одни протекают в течение времени медленно и не прерывно, другие – случайно и бессистемно. Но все изменения через какой-то промежуток времени приводят к нарушению работоспособности (невозможности выполнения заданных функций или разрушению). Таким образом, на протяжении всего срока нормального функционирования здания имеется вероятность (возможность) выхода из строя всего здания полностью или его отдельных элементов. Чем меньше такая вероятность, тем надежнее здание.

Правильно организованная система планово-предупредительных ремонтов, направленная на профилактическое предупреждение повреждений, обеспечивает безотказную работу конструкций зданий. Оперативная ликвидация возникших неисправностей конструкций зданий во многом зависит от подготовленности работников ремонтно-эксплуатационных организаций, знания ими природы, причин и механизма повреждений, умения быстро ориентироваться в каждом конкретном случае, чтобы определить степень опасности и выбрать необходимый способ ремонта.

Накопление информации о повреждениях и деформациях конструкций зданий дает возможность избежать и предупредить аналогичные повреждения при эксплуатации зданий и сооружений.

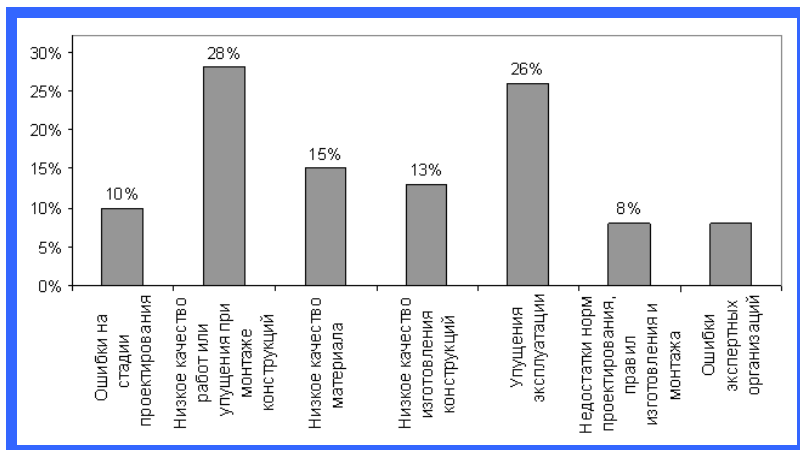
Согласно [1] основными причинами аварий конструкций в эксплуатируемых зданиях и сооружениях являются:

- деформации грунтов и оснований;
- причины архитектурно-технологического происхождения;
- природно-стихийные бедствия;
- причины техногенного характера;

В разделе № 10 ТКП 45-1.04-305-2016 [2], действующим в настоящий момент на территории РБ приведены основные дефекты и повреждения конструкций, часто являющимися основными причинами эксплуатируемых зданий и сооружений, а именно: вызванные принятыми проектными решениями; образовавшиеся при изготовлении или возведении конструкций; возникшие в результате физического износа; от агрессивных воздействий среды; от нарушения правил эксплуатации.

Согласно результатам исследований [3] ниже перечислены особенности эксплуатируемых конструкций, неучёт которых может привести к аварийному состоянию зданий и сооружений, а именно: отсутствие паспортов зданий и сооружений; отсутствие инструкций по эксплуатации, перепланировке и ремонту строительных конструкций конкретного здания с учетом специфики эксплуатации; отсутствие или некомплектность исходных чертежей, результатов изысканий и расчетов; отсутствие системы и графиков проведения экспертизы; подбор подрядчиков на экспертизу по принципу «минимизации» затрат, формальное написание заключений; не выполнение предписаний реальной (настоящей) экспертизы по стандартной причине «отсутствия средств»; привыкание к опасности – ежедневное «соприкосновение» с поврежденными и дефектными конструкциями; отсутствие конкретного лица, отвечающего за безопасность и безаварийность здания.

Ниже приведена информация компании «ВЕЛД»
Научно-промышленного союза РФ об основных причинах аварий зданий и сооружений.



- Предлагаемые мероприятия по снижению аварийности зданий и сооружений согласно[3]:
- анализ результатов расследования аварий в кругу специалистов профессионалов;
 - актуализация нормативной базы в области работ по предотвращению аварий;
 - совершенствование приборов и методов НК в привязке к строительным конструкциям с учетом специфики их эксплуатации;
 - совершенствование методов оценки технического состояния конструкций и прогноза аварий, в том числе оценка остаточного ресурса, надежности, безопасности, риска аварийного обрушения;
 - создание общего перечня и реестров объектов повышенной опасности в строительстве для каждого региона страны (с указанием адресов);
 - паспортизация (в том числе электронная) зданий и сооружений и создание инструкций по эксплуатации зданий и сооружений, отнесенных к опасным производственным объектам.
 - мониторинг ОПО, разработка методик и приборов мониторинга;
 - создание научно-методических центров по изучению, анализу и предотвращению аварий;
 - создание и возрождение школ по подготовке кадров высшей квалификации в области предотвращения аварий зданий.

Изучение опыта разных стран, в частности РФ, информации о случаях повреждений и обрушении зданий и сооружений, анализ причин возникновения дефектов и повреждений позволит специалистам РБ выявить наиболее опасные моменты в ходе их строительства и эксплуатации, а значит снизить аварийность зданий и сооружений.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Ройтман А.Г. Предупреждение аварий жилых зданий / Стройиздат, Москва, 1990г. -240с.
2. ТКП 45-1.04-305-2016 «Техническое состояние и техническое обслуживание зданий и сооружений» / Министерство архитектуры и строительства РБ, Минск, 2017г. -107с.
3. 3. Аварии зданий и сооружений. Причины и последствия. / Материалы III Международной конференции «Предотвращение аварий зданий и сооружений» от 20.11.2008, Москва, -20 с.

Сейсмостойкие пустотные плиты

Казаков К.А., Бобрик С.А.

Научный руководитель: Зверев В.Ф.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Введение. Вес пустотных плит до 40% меньше, чем вес массивных плит перекрытия, и их производство требует меньше бетона. Пустотные плиты, как правило, укладываются без промежуточных опор и могут сразу подвергаться полной нагрузке. Дополнительный бетонный слона строительной площадке более не является строго необходимым. По этим причинам они широко используются во всем мире.

В широко используемой до сих пор технологии формирования плит путем их непрерывного формования, установка поперечной арматуры, устройство поперечных стыков, установка закладных деталей, подъемных анкеров, выступов арматуры или бетонных выемок невозможна или требует высоких затрат. Поэтому предварительно напряженные пустотные плиты в строительстве не применяются в сейсмических зонах, или применяются с ограничениями. Не следует также забывать и издержки на отходы при нарезке плит пилой.

Преднапряжённые пустотные плиты для сейсмических районов. Решение компании Vollert позволяет избежать недостатков предварительно напряженной пустотной плиты, обусловленных технологией формирования. Преднапряжённые пустотные перекрытия производят на линии циркуляции.

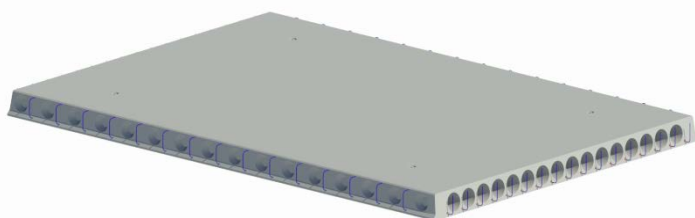


Рис.1 Сейсмостойкая пустотная плита

При этом каждая пустотная плита изготавливается в соответствии с формой и размером детали без отходов на обрезку, в соответствии с проектом. Напрягаемая и дополнительная арматура, поперечные стыки, элементы сопряжения, закладные детали и выемки-заглушки легко устанавливаются на паллете для предварительно напряженных изделий. Только во время процесса бетонирования временно вводятся формователи пустот.

Параметры плит:

Произвольная ширина пустотных плит - до 3 м, длина пустотных плит - до 12 м, толщина пустотных плит - от 12 см до 26,5 см.

Усилия предварительного напряжения для плит перекрытия до 2,4 м - не более 2500 кН.

Качество бетона (в зависимости от состава смеси) - до 60 МПа.

Класс огнестойкости - до F120.

Гибкая геометрия пустот (по желанию).

В качестве напрягаемой арматуры используются канаты или стержни Ат800[2], дополнительная арматура класса АІ[3](S240[4]).

Таблица 1

Ширина пролётов

Толщина плиты, см	Нагрузка, кН/м ²	Ширина пролёта, м
15	5	6,5
15	9	5
20	5	9
20	9	7
20	13	6
26,5	5	12
26,5	9	11
26,5	13	8,5
26,5	17	7

Исходные значения для несущих пролетов, необходима проверка на соот-

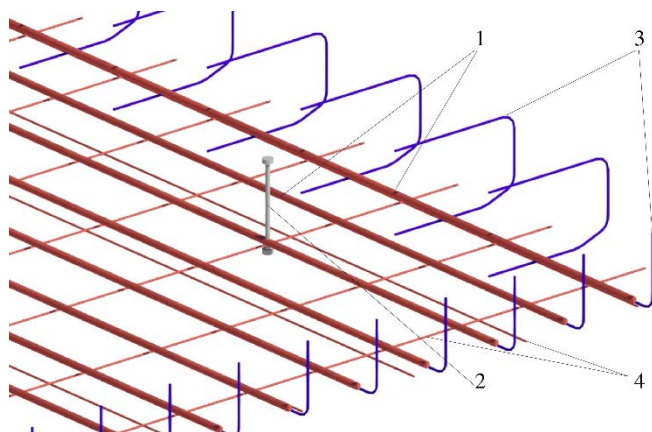


Рис.2 Фрагмент армирования плиты:
1 – преднапряжённая арматура; 2 – закладной анкер РеikkoКК; 3 – выпуски;
4 – нижняя сетка

Арматурные выпуски и вуты позволяют объединить плиты перекрытия в единый массив. Это является решающим фактором для несущей способности при сильных землетрясениях.

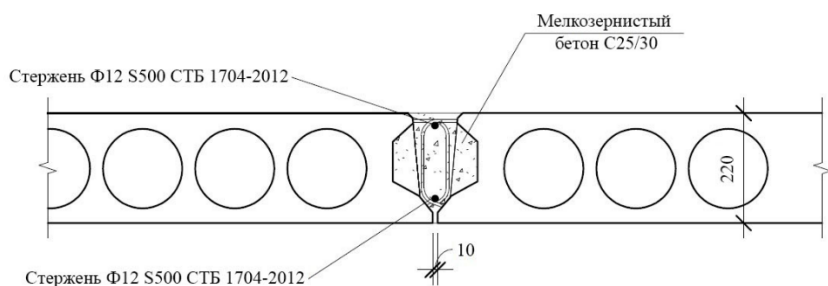


Рис.3 Монтажный узел плит перекрытия

Заключение. У инженеров-конструкторов и проектировщиков инженерных систем появляются совершенно новые возможности по сравнению с ранее известными пустотными плитами перекрытий. Данная технология формования плит различной ширины и размеров позволяет создать совершенно новую архитектуру и сейсмостойкие здания до 12 этажей.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. <https://www.vollert.de/ru/vollert-anlagenbau-gmbh/>
2. <https://www.peikko.com/>
3. <https://binokor.uz/>
4. ГОСТ 10884-94 Сталь арматурная термомеханически упроченная для железобетонных конструкций.
5. ГОСТ 5781-82 Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций.
6. СТБ 1704-2012 Арматураненапрягаемая для железобетонных конструкций.

Определение несущей способности внецентренно сжатой колонны теоретически и опытным путем при проведении испытаний

Каргуз А.Д., Петрушенко П.А.

Научный руководитель – Даниленко И.В.

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

Для студентов специальности ПГС в 6 семестре проводятся лабораторные работы по курсу «Железобетонные конструкции», в том числе работа по испытанию внецентренно нагруженной колонны. После проведения испытаний студенты визуально определяют характер работы сечения внецентренно сжатого элемента (по случаю больших или малых эксцентриситетов) и строят графики «нагрузка-относительные деформации» и «нагрузка-прогиб».

Мы предлагаем в ходе проведения данной лабораторной работы выполнять также расчеты по определению опытного и теоретического значения максимального момента, возникающего в колонне.

1. Значения, полученные опытным путем:

На рис. 1 показан опытный образец и схема приложения нагрузки. Продольная сила прикладывается с эксцентриситетом 100мм. Нагрузка, при которой произошло разрушение колонны - 187 кН

В этом случае максимальный момент, полученный опытным путем:

$$M_{оп} = N \times e = 187 \times 0,1 = 18,7 \text{ кНм}$$

Также при проведении испытаний устанавливается:

- прочность бетона (с помощью склерометра) $f_{cm} = 25 \text{ МПа}$,
- продольная арматура колонны 4Ø6 ($A_S = 57 \text{ мм}^2$ - площадь 2Ø6, т.к. применяется симметричное армирование);
- защитный слой бетона $C_{ном} = 20 \text{ мм}$,
- $f_{yd} = 500 \text{ МПа}$

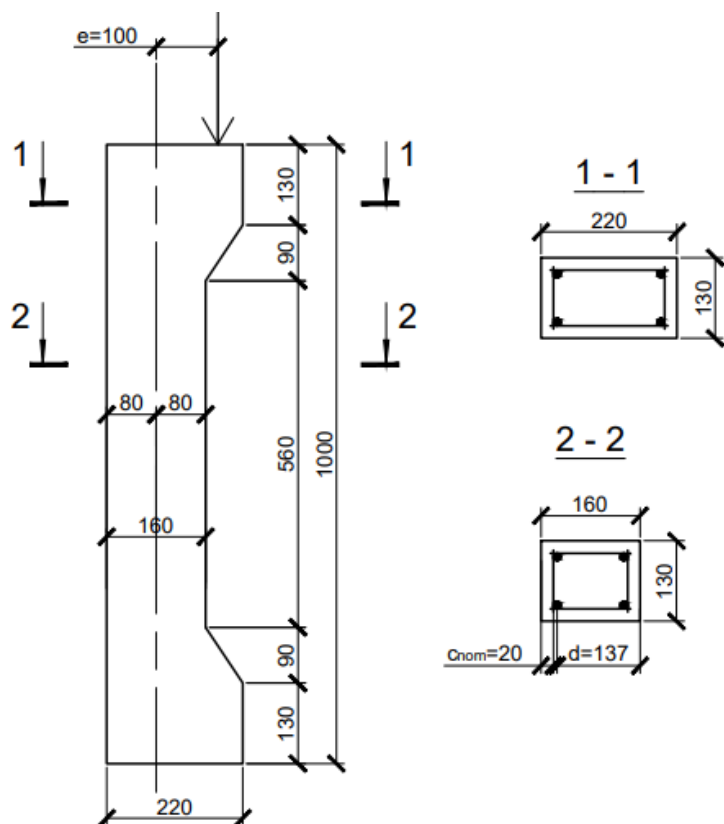


Рисунок 1 – Схема проведения испытаний

В этом случае полезная высота сечения

$$d = h - (C_{nom} + \frac{\varnothing}{2}) = 160 - (20 + \frac{6}{2}) = 137 \text{ мм}$$

2. Значения, полученные теоретическим путем:

Для определения параметров для расчета теоретического момента вычисляем коэффициент α_c :

$$\alpha_c = \frac{N}{f_{cm} \times b \times d} = \frac{187 \times 10^3}{25 \times 130 \times 137} = 0,42$$

По этому значению делаем вывод, что сечение находится во второй области деформирования (случай больших эксцентриситетов) с выраженной растянутой зоной и разрушением по растянутой арматуре – что мы и наблюдали при испытании колонны.

По таблицам значений параметров напряженно-деформированного состояния сечения по значению α_c определяем коэффициент $\alpha_m = 0,33$ и определяем теоретический момент:

$$\begin{aligned} M_T &= f_{cm} b d^2 \alpha_m + f_{yd} A_s (d - c) \\ &= 25 \times 130 \times 137^2 \times 0,33 + 500 \\ &\quad \times 57(137 - 23) = 23 \text{ кНм} \end{aligned}$$

О назначении параметров клеодощатых арок кругового очертания при перекрытии спортивных и общественных сооружений пролетом 100 и более метров

Клюйко М., Лимасова Ю.
Научный руководитель – Фомичев В.Ф.
Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Клеодощатые арки широко используют при строительстве крытых рынков, выставочных павильонов, спортивных и концертно-зрелищных сооружений. Основные параметры таких сооружений – пролет $L(m)$ и строительный подъем арки $f(m)$ принимают в зависимости назначения конкретного сооружения на основании задания на проектирование, подготовленного заказчиком.

В большинстве случаев приоритет отдается 3-х шарнирным аркам, поскольку они являются экономически более выгодными и надежными в работе.

На 1-ом этапе производится статический расчет. Внутренние усилия, возникающие в арках от различных нагрузок, определяются по правилам строительной механики (изгибающие моменты M , продольные N и поперечные Q силы) в различных сечениях по длине арки.

На 2-ом этапе проектирования арки осуществляется конструктивный расчет, в результате выполнения которого получают рабочие чертежи клеодощатых элементов арки и чертежи соединительных стальных деталей в опорных и коньковом узлах, а также в монтажном стыке полуарок.

Нами запроектированы плоские клеодощатые арки (шаг конструкций 6м) пролетами 100 и 120м для снегового района ПБ (г. Минск) и ИБ (г. Гомель). В расчетах учитывались нагрузки от собственной массы конструкции покрытия, снеговые и ветровые нагрузки для этих районов. При этом учитывалось то обстоятельство, что опорные узлы арок располагались на отм.+5м.

Длины дуг арок покрытия составляли 110 и 128,7м соответственно. В первом случае полуарка в расчетах разбивалась на 11 участков, а во втором на 13. Укрупнительный (монтажный) стык каждой полуарки покрытия располагался в середине ее длины для обеспечения возможности транспортировки отправочных элементов с предприятия-изготовителя до места расположения объекта.

При выполнении статических расчетов арок использовались программные комплексы LIRA и SCAD.

При анализе статических расчетов арок рассматривались по отдельности эпюры M , N и Q , построенные по значениям для всех узловых точек арок. Доминирующим фактором, влияющим на размеры сечений клеодощатых арок, является величина изгибающего момента. Поэтому для наглядности представления картины распределения максимальных моментов по длине арки на основе исходных эпюр изгибающих моментов строилась огибающая эпюра M . Значения ординат для этой эпюры вычислялись для реально возможных сочетаний нагрузок в каждом из сечений арок, как в области положительных, так и отрицательных значений изгибающих моментов M . Материалом для изготовления дощатых элементов арок покрытия приняты остроганные с 4 сторон доски толщиной 33мм из сосны или ели 1 и 2 сортов. Скомпонованные прямоугольной формы сечения арок имели размеры $b \times h$ примерно равные (30x235)см и (30x261)см соответственно для пролетов 100м и 120м. В первом случае высота поперечного сечения h равняется примерно $1/43$ параметра L , а во втором – $1/46$ величины пролета.

Арки покрытия относятся к сжато-изгибаемым (внецентренно-сжатым) элементам. Расчетные сопротивления древесины сжатию приняты равными для 1 сорта 16 МПа, а для 2 – 15 МПа. Доски 1 сорта в количестве 5 слоев размещались с двух сторон по кромкам клеодощатых пакетов, а в остальной части сечения предусматривалось использование древесины 2 сорта.

Проверка прочности принятых сечений клеодощатых арок показала, что запас (резерв) прочности в поперечном сечении арки пролетом 100м составил 13,1%, а при пролете 120м – 11,5%. Эти резервы можно считать достаточно обоснованными, поскольку в выполненных расчетах не учтены технологические нагрузки на арки в сооружениях (искусственное освещение, системы вентиляции и пожаротушения).

Перспективы применения в строительстве механических муфтовых соединений арматуры

Рабецкая А.Д.

Научный руководитель – Хотько А.А.

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

Многоэтажные каркасные жилые и общественные здания, гостиницы, спортивные комплексы и др. в Республике Беларусь последние десятилетия все чаще строятся из монолитного железобетона. При устройстве армирования монолитных железобетонных конструкций зданий и сооружений соединение арматурных стержней может выполняться следующими типами стыковки:

- Стыковка арматуры без сварки внахлест;
- Механическое муфтовое соединение.

Более простым способом стыкования арматуры является соединение арматуры внахлест.

Соединение арматуры внахлест может выполняться как с загибом стержней (для сохранения положения стержней в сечении), так и без загиба (со смещением стержней в сечении). Как первое, так и второе конструктивное решение несомненно сказывается на надежности железобетонной конструкции. К недостаткам соединения внахлест следует также отнести необходимость дополнительного поперечного армирования в месте стыка. Соединение внахлест приводит к увеличению процента армирования в местах стыка и препятствует уплотнению бетона.

Механические муфтовые соединения могут выполняться в нескольких вариантах[1, 2, 5, 6, 7]:

Муфтовое соединение арматурных стержней с конической резьбой (рис. 1);



Рис. 1. Муфтовое соединение с конической резьбой

Муфтовое соединение арматурных стержней с параллельной резьбой (рис. 2);



Рис. 2. Муфтовое соединение с параллельной резьбой

Муфтовое соединение арматурных стержней с использованием арматуры винтового периодического профиля (рис. 3);

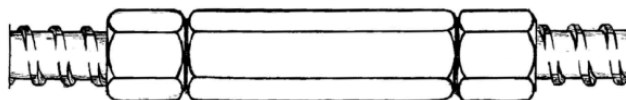


Рис. 3. Муфтовое соединение арматуры винтового профиля

Соединение арматурных стержней с помощью обжимной муфты (рис. 4);

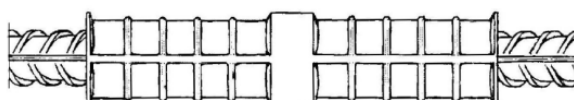


Рис. 4. Обжимная муфта

Комбинированное соединение, сочетающее в себе обжимную и резьбовую муфту (рис. 5).



Рис. 5. Комбинированное муфтовое соединение

В каждую группу входит несколько подвидов муфт, отличающихся конструктивными нюансами, способами стыковки. Монтаж с помощью резьбовых муфт обеспечивает прочность, меньший расход материала. В отличие от метода стыковки внахлест не увеличивает процент армирования в месте стыка [5, 6, 7].

Соединительные муфты в зависимости от вида имеют свои конструктивные особенности, способы применения. Для производства муфт применяются трубы небольшого диаметра. Внутри – гладкая поверхность (для обжимных видов) или нанесена трубная микрорезьба с дюймовым шагом. Наружный стыковочный конец выполняется в форме многогранника. Резьба создается различными способами: накатки, штамповки и др.

Края соединяемых стержней помещаются внутрь муфты, после чего соединяются встык при помощи навинчивания на резьбу и фиксируются шпильками. Для соединения арматурных стержней различного диаметра применяются позиционные муфты. Они применяются для прямого и поперечного соединения прямой или изогнутой арматуры. Стоимость сборки конструкции закладывают при планировке и составлении общей сметы [5, 6, 7, 8].

Несомненным преимуществом муфтовых соединений по сравнению с соединениями внахлест, является снижение расхода арматуры, улучшение условий уплотнения бетона. В случае использования механического муфтового соединения создается равнопрочное соединение в местах высоких напряжений. Муфтовое соединение обеспечивает отличную электрическую проводимость разряда молнии для заземления зданий, устойчивость к ударным нагрузкам при техногенных или природных воздействиях.

Недостатки муфтовых соединений зависят от вида применяемых муфт. Основными ограничениями применения муфтовых соединений является стоимость самих муфт, необходимость применения специального оборудования и оснастки, наличие квалифицированных специалистов, способных выполнять такие соединения, более длительные сроки устройства соединений. Как показала практика, в меньшей степени эти недостатки касаются обжимных муфт. Среди основных недостатков обжимных муфтовых соединений – невозможность сохранять заявленный уровень качества при изменении условий эксплуатации, сложность выполнения требований по деформативности. Однако, ряд опубликованных исследований свидетельствуют об экономической целесообразности применения механических обжимных муфт по сравнению с соединениями арматуры внахлест [1, 2].

Тем не менее, не смотря на более высокую надежность муфтовых соединений по сравнению с соединениями арматуры внахлест, на сегодняшний день в строительной отрасли сложилась парадоксальная ситуация. Очевидно, что снижение стоимости муфт возможно при условии организации местных производств, увеличения объема их использования. Однако, большая часть строительных организаций не имеют необходимого оборудования и квалифицированных специалистов для устройства муфтовых соединений. В сочетании с другими факторами, такими как высокая стоимость муфт и оснастки, необходимость дополнительного контроля выполнения работ по устройству механических соединений, большая продолжительность выполнения муфтовых соединений арматуры по сравнению с соединениями внахлест, это вынуждает строительные организации отказываться от механических муфтовых соединений в пользу соединений арматуры внахлест.

Если еще несколько лет назад, учитывая требования ТКП 45-5.03-131-2009 [3] о не допустимости выполнения стыковых соединений внахлест рабочей вертикальной арматуры диаметром от 20 до 40 мм монолитных фундаментов и вертикальных монолитных конструкций (колонны, диафрагмы жесткости, стены и др.), такой переход можно было выполнить только через проектные и научно-исследовательские организации после соответствующего технического обоснования [1, 2], то на сегодняшний день ситуация изменилась. Учитывая, что такие ограничения по использованию соединений арматуры внахлест, заложенные в ТКП 45-5.03-131-2009, отсутствуют в нормативных документах по проектированию железобетонных конструкций (ТКП EN 1992-1-1-2009) [4], это позволило проектным организациям (под давлением строительных компаний) более свободно и активно переходить от использования муфтовых соединений арматуры на соединения арматуры внахлест. Предприятия, занимающиеся изготовлением муфт, и находящиеся в стадии становления, на сегодняшний день находятся в ситуации резкого сокращения объемов реализации, угрожающие сворачиванию производства. Все в совокупности может привести к полному отказу от использования муфтовых механических соединений.

Тем не менее, следует учесть более высокую надежность муфтовых механических соединений по сравнению с соединениями арматуры внахлест. Так, например, при стыковке арматуры с помощью муфтовых соединений соблюдается соосность арматуры каркасов колонн. При соединении внахлест передача усилия с одного стержня на другой происходит через бетон. Поэтому, прочность соединения внахлест зависит от прочностных характеристик бетона. В случае разрушения бетона в месте перепуска передача усилия от одного стержня на другой невозможна. Механическое соединение обеспечивает гарантию со-

хранения непрерывности передачи усилий в армировании конструкции независимо от состояния или наличия бетона.

При коррозии арматурная сталь увеличивается в размере, что приводит к отслаиванию и растрескиванию защитного слоя бетона. Так как прочность соединений внахлестку зависит от сцепления между бетоном и сталью, разрушение бетона под воздействием коррозии приводит к отказу работы соединения стержней внахлест. При использовании технологии механического соединения арматуры конструктивная целостность сохраняется даже при нарушении защитного слоя бетона, так как механические муфты ведут себя как целый арматурный стержень.

Также следует учитывать, что соединение внахлест запрещено применять при строительстве в сеймоопасных районах, а также в конструкциях, воспринимающих вибрации и динамические нагрузки.

Выводы:

Выбор типа стыковки арматурных стержней при устройстве армирования монолитных железобетонных конструкций зданий и сооружений следует выполнять не только исходя из результатов экономического сравнения, но также учитывать влияние выбранного соединения арматуры на надежность конструкций здания или сооружения, что необходимо отразить в требованиях нормативного документа по проектированию железобетонных конструкций.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Пецольд Т.М. Механический способ соединения арматуры с помощью обжимных муфт / В.Н.Козловский, А.И.Венжик[Электронный ресурс].–Режим доступа: http://proekt.by/stroitelnie_resheniya-b27.0/. – Дата доступа 14.05.2020.
2. Пецольд Т.М. Практика применения механических соединений арматуры при строительстве «Гостинично-делового комплекса с теннисным центром в городе Минске» / В.В.Латыш // Вестник Полоцкого государственного университета. Сер. Ф. Прикладные науки. – 2018. - №16. – С. 51–54.
3. Монолитные бетонные и железобетонные конструкции: правила возведения : ТКП 45-5.03-131-2009. –Минск: Стройтехнорм, 2009. – 23 с.
4. Проектирование железобетонных конструкций: ТКП EN 1992-1-1-2009. Еврокод 2. Часть 1-1 : Общиеправила и правила для зданий. – Минск :Стройтехнорм, 2009. – 192 с.
5. Применение механических соединений арматуры железобетонных конструкций: Методическое пособие/ - Москва: Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации, 2016 - 89с.
6. [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://psk-holding.ru/library/articles/>. – Дата доступа 14.05.2020.
7. [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://www.enerprom.ru/qa/111.html>. – Дата доступа 14.05.2020.
8. [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://metagarant-minsk.by/articles/>. – Дата доступа 14.05.2020.

Сталежелезобетонные конструкции и их применение

Ступчик С.С.

Научный руководитель – Згировский А.И.

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

Данная статья посвящена аналитическому обзору сталежелезобетонных конструкций и области их применения.

Введение. Работа над увеличением основных показателей эффективности конструкций – одно из ключевых направлений развития строительной отрасли. Достигнуть сокращения материалоемкости, стоимости, трудоемкости и сроков строительства позволяет применение сталежелезобетона – композитного материала, состоящего из стали и железобетона, работающих совместно в составе единой конструкции. Сталежелезобетонные конструкции благодаря объединению двух совершенно разных материалов обладают свойствами и стали, и железобетона, что позволяет им оптимально работать и в растянутой, и в сжатой зонах. Сталь преимущественно работает на растяжение, а бетон – на сжатие. Такая комбинация обладает большей жесткостью при меньшем размере поперечного сечения по сравнению с другими конструкциями, а так же отличается пониженным расходом стали, что, в свою очередь, обеспечивает снижение себестоимости.

Работа сталежелезобетонной конструкции достаточно сложная и требует учета многих факторов, из которых вытекает главный недостаток этого вида конструкций – сложность и трудоемкость расчета.

В современных реалиях вопрос экономии ресурсов и использования их с максимальной пользой стоит особенно остро, что к сожалению не находит отражения на современной строительной отрасли Республики Беларусь.

История развития и современное состояние сталежелезобетонных конструкций. Согласно исторической справке, развитие сталежелезобетонных конструкций началось с конца XIX в., когда строители оштукатуривали бетоном железные балки для обеспечения огнезащиты и для повышения коррозионной стойкости. Однако строители отмечали, что такие балки имели повышенную жесткость и прочность. В середине 50-х гг. XX века стало возможным увеличение пролетов мостов, выполненных из сталежелезобетона, благодаря использованию решетчатых сталежелезобетонных пролетных систем, так как железобетонные плиты на верхнем поясе фермы работают вместе с поясом.

В 1970 г. была разработана система «SWMB»: особая конструктивная схема возведения высотных зданий, основанная на использовании трубобетонных конструкций из стали и заполнителя из сверхвысокопрочного бетона. Административное здание «TwoUnionSquare» в США было построено по системе «SWMB» в 1988 г.. В настоящее время достаточно часто применяются монолитные железобетонные плиты по стальному профилированному настилу (СПН). За рубежом применение такого решения в перекрытиях общественных зданий – одно из самых распространенных.

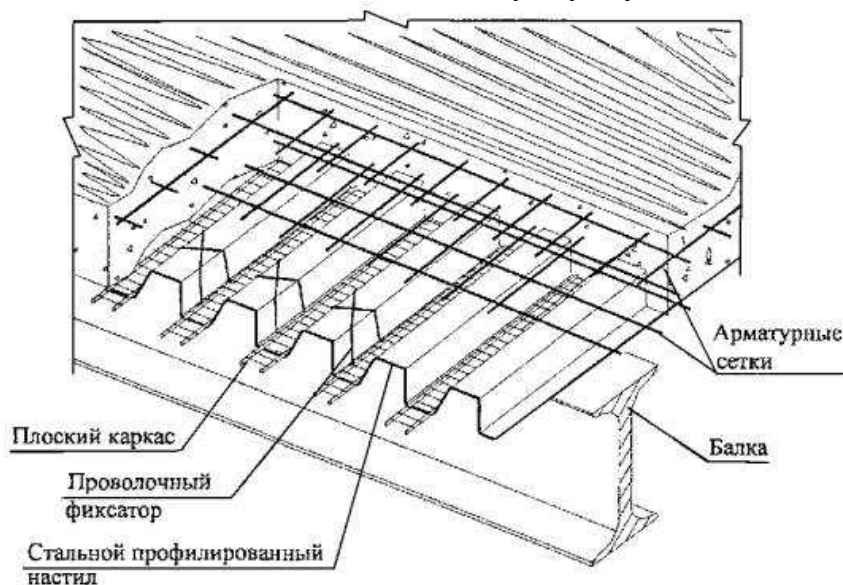


Рисунок 1. Монолитная ЖБ плита по СПН

Применение сталежелезобетонных перекрытий также эффективно в многоэтажных жилых и административных зданиях со стальным каркасом, строящихся в труднодоступных и сейсмических районах, а также в промышленных зданиях. СПН в такой конструкции выполняет две главные задачи: обеспечивает бетонирование железобетонной плиты, являясь опалубкой, и выполняет функции несущей арматуры после отвердевания бетона. В настоящее время достаточно разнообразны применяемые в строительстве типы сталежелезобетонных конструкций:

- плиты, армированные гладкой листовой сталью или СПН;
- линейные сталежелезобетонные балочные элементы, армированные обычной и высокопрочной напрягаемой внешней полосовой арматурой;
- комбинированные балки с необетонированной, частично или полностью обетонированной стальной балкой и плитой, опирающейся на верхний или нижний пояс балки;
- колонны, выполненные из брусковых элементов с внешним армированием четырьмя уголками;
- железобетонные конструкции с жесткой арматурой в форме двутавра, крестообразного сечения, корчатого сечения, «сляба» сплошного сечения, а также с частичным обетонированием жесткой арматуры;
- трубобетонные конструкции: с внешней стальной оболочкой и бетонным ядром без арматуры или армированным продольной гибкой арматурой (с железобетонным ядром) и др..

Отдельно необходимо остановиться на одной из важнейших задач при возведении конструкций из сталежелезобетона – обеспечении совместной работы стальной и железобетонной составляющих. Эта задача решается установкой соединительных элементов: жестких и гибких упоров, анкеров. В случае жестких упоров на бетон действует местное смятие, вызванное передачей бетону сжимающих усилий посредством соответствующих упорных поверхностей. Гибкие упоры работают на изгиб, у его основания образуется наибольшее смятие бетона. Существует понятие стад-болта – это анкер, который представляет собой калиброванный стальной стержень или арматуру периодического профиля и приваривается одним концом к верхнему поясу балки. СПН с выштамповками также служит для объединения составных частей сталежелезобетонной конструкции, обеспечивая передачу сил сдвига с помощью зацепления стали и бетона, а также благодаря силам трения. Для фрикционного соединения составляющих сталежелезобетона применяют высокопрочные болты и шпильки. Их главное преимущество заключается в уменьшении местных возмущений и концентрации сдвигающих усилий и напряжений по сравнению с упорами и анкерами.

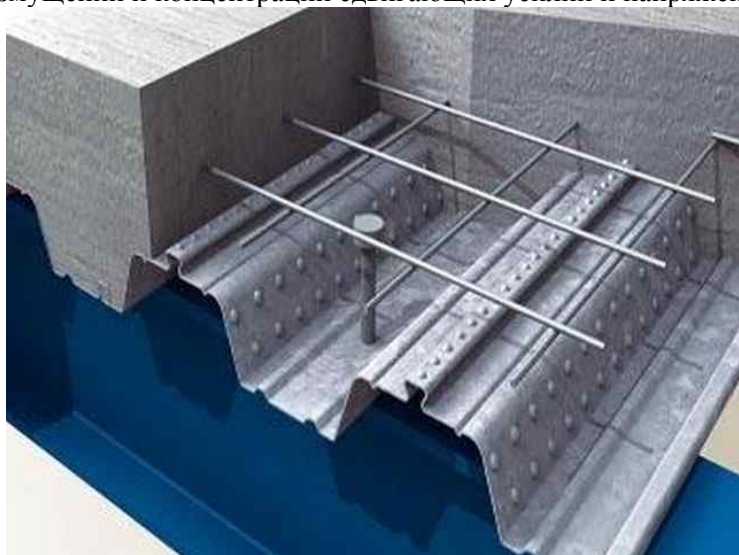


Рисунок 2. Приваренный стад-болт

Наиболее широкое распространение сталежелезобетонные конструкции получили в области строительства мостов. Например, в Японии более чем в 50-ти мостах применены гофрированные стенки. Впервые такое решение было применено при возведении моста «Yahagigawabridge», 2005 г.. Однако за рубежом сталежелезобетон активно применяется при строительстве промышленных и гражданских зданий и сооружений, в том числе жилых домов. В США сталежелезобетон также используют для строительства и реконструкции взлетно-посадочных полос аэропортов, метрополитенов, а также в высотных зданиях.

В России сталежелезобетонные конструкции не являются новыми, однако не получают широкого распространения. Область их применения весьма ограничена: многопролетные и мостовые сооружения, вodosоды и трубопроводы в гидроэлектростанциях, путепроводы и виадуки. В отдельных случаях сталеже-

лестобетонные конструкции используют в строительстве высотных зданий, например, «Лахта центра». Перекрытия башни представляют собой монолитные железобетонные плиты по СПН, колонны – композитную конструкцию, состоящую из стального сердечника и железобетона вокруг него.

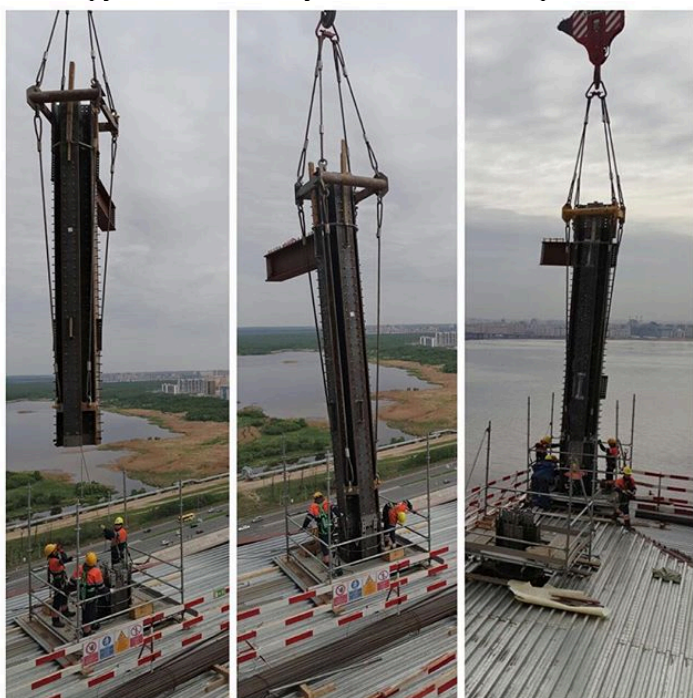


Рисунок 3. Монтаж стального сердечника композитных колонн Лахта-центра

Одной из причин, препятствующих повсеместному распространению сталежелезобетона в России, считается отсутствие полной и четкой нормативной базы по проектированию и изготовлению сталежелезобетонных конструкций. Однако 30 декабря 2016 г. приказом Минстроя России был утвержден Свод правил по строительству, распространяющийся на проектирование зданий и сооружений различного назначения. Кроме того, в России действуют СП 159.1325800.2014 «Сталежелезобетонные пролетные строения автодорожных мостов. Правила расчета», СП 35.13330.2011 «Мосты и трубы», Стандарт организации (СТО) 0047-2005 «Перекрытия сталежелезобетонные с монолитной плитой по стальному профилированному настилу. Расчет и проектирование», СТО 0062-2009 «Упоры анкерные стержневые системы КОСО и технология их приварки к стальным балкам монолитных сталежелезобетонных перекрытий и закладным пластинам. Технические требования».

В Беларуси ситуация со сталежелезобетонными конструкциями слабо отличается от ситуации в РФ. Одним из немногочисленных примеров применения такого конструктивного решения является завод по производству газетной бумаги в г. Шклов. В 2006-2007 гг. в рамках строительства проектный институт "Белпромпроект" совместно с БНТУ запроектировал перекрытия производственных корпусов. Общая площадь перекрытий составила 4800 м.кв. Известно, что «ручной» расчет таких конструкций в значительной мере трудоемок, в связи с чем, для расчета использовалась компьютерная программа «FPLASTIC», разработанная сотрудниками кафедры "Металлические и деревянные конструкции" под руководством профессора Мартынова Ю.С. В основу программы положен собственный алгоритм, реализующий обобщенную на сталежелезобетонные конструкции "деформационную модель". Все расчеты соответствуют действующим нормативным документам и учитывают физическую нелинейность.

На территории РБ действует ТКП 45-5.03-16-2005 (02250) «Конструкции сталежелезобетонные покрытий и перекрытий. Правила проектирования».

На территории Европейского союза действуют Еврокоды EN 1994-1-1:2004 и EN 1991-1-2:2004.

Основные преимущества и недостатки сталежелезобетонных конструкций. Одно из преимуществ сталежелезобетонных изгибаемых элементов с внешней арматурой – повышение жесткости (вертикальной и горизонтальной) и прочности конструкций. В связи с этим становится возможным уменьшение размеров поперечного сечения несущих элементов. В свою очередь это приводит к уменьшению массы конструкции, а значит – к экономии строительных материалов. В таблице ниже приведены данные технико-экономических исследований.

Таблица 1. Экономия в результате применения сталежелезобетонных конструкций в зданиях и сооружениях.

Экономия (условия)	Эконо-	Сниже-
--------------------	--------	--------

	мля стали, %	ние приве- денных за- трат, %
По сравнению со стальными конструктивными элементами	28...33	25...30
По сравнению с железобетонными монолитными и сборными конструктивными элементами	11	45..50

Сталежелезобетонные конструкции демонстрируют свою эффективность не только на стадии строительства, что ведет к экономии денежных средств, но и на стадии эксплуатации, доказывая свою надежность и удобство обслуживания. Кроме того, расположение стали по контуру конструкции как оболочки, то есть использование ее и в качестве несущей арматуры, и в качестве несъемной опалубки, способствует удешевлению работ, повышению производительности труда при строительстве и уменьшению продолжительности строительства по сравнению с применением железобетонных конструкций. Несущая способность сталежелезобетонных конструкций с внешним армированием в виде стального листа достигается путем увеличения процента содержания листовой арматуры, а также само расположение такого армирования (на гранях конструктивных элементов) в случае оптимального применения высокопрочного бетона и небольших размеров поперечного сечения способствует увеличению несущей способности. Также увеличение несущей способности наблюдается благодаря эффекту обжатия бетона, которое создается облоймой в случае внешнего армирования. Кроме вышеперечисленных достоинств для конструкций из сталежелезобетона характерны простота сборки, ремонта и усиления конструкции, а также более высокая пожароустойчивость вследствие защиты стали от местного температурного воздействия железобетоном. Увеличение устойчивости конструкции за счет применения сталежелезобетона позволяет использовать этот материал в сейсмически опасных районах. Высокая сейсмостойкость и жаростойкость – одни из самых значимых преимуществ

Особенности методов расчета сталежелезобетонных конструкций. Расчет сталежелезобетонных пролетных конструкций имеет некоторые сложности, вызванные следующими особенностями:

- стадийностью работы конструкции (связанной с последовательным включением в работу частей сечения);
- сочетанием двух материалов, имеющих различные свойства и индивидуальные особенности работы в конструкции;
- внутренней статической неопределимостью сечений конструкций;
- учетом внешних и внутренних силовых факторов; – активным применением предварительного напряжения;
- значительным воздействием неупругих деформаций на работу конструкции.

В применяемых методах расчета сталежелезобетонных изгибаемых элементов принимают допущение об отсутствии деформаций сдвига в месте соприкосновения стали и бетона, считают справедливой гипотезу плоских сечений. Однако при наличии связей любой степени жесткости присутствует скольжение составных элементов, значит диаграмма продольных деформаций по высоте сечения прерывается в месте соприкосновения стали и бетона. Поэтому используемое допущение не совсем справедливо.

Кроме того, распределение деформаций и напряжений в стальной и железобетонной частях сталежелезобетонной конструкции обуславливается деформационными свойствами составных элементов и швами объединения, ввиду значительной жесткости которых важнейшую роль при расчетах играют упругие свойства материалов.

Натурные и численные исследования сталежелезобетонных конструкций. Для оценки напряженно деформированного состояния (НДС) сталежелезобетонных конструкций проводят различные эксперименты: численные (аналитические) и натурные. Численные методы исследования поведения конструкции с помощью различных программных комплексов являются мало затратными по сравнению с экспериментальными исследованиями, однако последние имеют явное преимущество – наиболее обширные и достоверные сведения об НДС конструкции и особенностях ее поведения в реальных условиях эксплуатации. Проводятся исследования как отдельных балок, так и сталежелезобетонных перекрытий, состоящих из стальных балок и опирающейся на них железобетонной плиты.

К основным выводам, полученным в результате проанализированных численных и натурных экспериментов, относятся:

- текучесть металла, достижение временного сопротивления бетона сопутствует разрушению исследуемых перекрытий;
- большая несущая способность сталежелезобетонных балок;
- отсутствие деформаций соединительных средств;

- видимые продольные трещины в бетоне появляются после возникновения существенных пластических деформаций и интенсивно развиваются до момента разрушения;
- относительные деформации бетона и стали существенно больше предельных;
- имеет место пространственная работа сталежелезобетонного перекрытия;
- разрушение вызывается пластическими деформациями, интенсивно развивающимися в балках, и исключением из работы сжатой зоны плиты
- в сравнении с отдельной балкой несущая способность балки в перекрытии выше в 1,14...1,24 раза, прогибы меньше в 1,5 раза; – характер зависимости прогибов от величины нагрузки меняется: на начальных этапах нагружения практически прямая пропорциональная зависимость, однако далее прогибы значительно увеличиваются при малом увеличении нагрузки, что связано с появлением податливости контакта.

Выводы. Сталежелезобетонные конструкции широко применяются во всем мире, однако имеют достаточно ограниченную область применения в Беларуси и России. В гражданском строительстве сталежелезобетон практически не применяется. Эффективность сталежелезобетонных конструкций по сравнению со стальными и железобетонными конструкциями позволяет достичь значительного увеличения прочности и жесткости, существенной экономии денежных средств и трудозатрат, сокращения сроков строительства и др. Расчет сталежелезобетонных конструкций имеет ряд специфических особенностей, которые могут быть учтены в расчетных программных комплексах, дающих адекватные результаты расчета согласно проанализированным исследованиям.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Мартынов Ю.С. Сталежелезобетонные конструкции в промышленном и гражданском строительстве Белорусской ССР. Опыт разработки и внедрения. Мн.: БелНИИНТИ, 1989.

2. Мартынов Ю.С., Александрович А.С. К вопросу о методике статического расчета сталежелезобетонных решетчатых покрытий с объединением на сварке // Техника, технология, организация и экономика строительства. Строительная механика и строительные конструкции. Вып. 10. – Минск: Вышэйшая школа, 1984.

3. СП 266.1325800.2016 «Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования» (Приказ Минстроя России от 30 декабря 2016 г. № 1030/пр).

4. Кибириева Ю.А., Астафьева Н.С., Применение конструкций из сталежелезобетона. [Электронный ресурс]. URL: <https://cyberleninka.ru/article/n/primeneniye-konstruktsiy-iz-stalezhelezobetona/viewer> (дата обращения 14.04.2020).

5. ТКП 45-5.03-16-2005 (02250). Конструкции сталежелезобетонные покрытий и перекрытий. Правила проектирования. Введ. 2006-07-01. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2005.

Сравнение методик проверки общей устойчивости балок с использованием СНиП 2-23-81* и ТКП EN 1993-1-1-2009 при изгибно-крутильной форме потери устойчивости

Хаютин Л.Е., Веремейчик А.О.
 Научный руководитель – Давыдов Е.Ю.
 Белорусский национальный технический университет,
 Минск, Беларусь.

1. Введение

С 01.01.2010 на территории РБ действует альтернативная система нормативных документов, касающаяся расчета строительных конструкций. Ее структура может быть представлена в виде следующей схемы:



В свою очередь каждый из Еврокодов разбит на некоторое количество документов. Еврокод 3 включает в себя 10 документов. Проверка общей устойчивости при изгибно-крутильной форме потери устойчивости ведется в соответствии с ТКП EN 1993-1-1–2009 «Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий». Этот документ является идентичным европейскому стандарту EN 1993-1-1:2009 Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Национальная редакция каждого документа Еврокода включает полный текст Еврокода, а также национальное приложение, которое актуализирует нормативный документ по вопросам технологии ведения строительных работ, климатическим особенностям, применяемым в строительстве материалам, изделиям, конструкциям.

Переход к европейским стандартам в области строительства является важным для нашего государства как в экономическом, так и политическом смысле. Этот шаг позволит беспрепятственно производить проектные работы иностранных фирм на территории РБ и в свою очередь производить проектирование строительных конструкций нашими специалистами на территории ЕС.

Кроме отмеченных выше положительных сторон ввода европейских норм на территории РБ, существуют и отрицательные стороны. Одной из таких сторон является то, что, как говорят многие специалисты, Еврокод не способен охватить все вопросы проектирования строительных конструкций. Вторая проблема заключается в экономичности продукции, получаемой на основании европейских норм. Целью настоящей работы является сравнение методики проверки общей устойчивости балок с использованием СНиП 2-23-81* и ТКП EN 1993-1-1-2009, что косвенно характеризует экономичность проектируемой строительной продукции. Вторая задача – указать на проблемные места в обоих документах касательно проверки общей устойчивости балок перекрытия.

2. Сравнение методик проверки общей устойчивости балок

С использованием ТКП EN 1993-1-1-2009

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y * \frac{f_y}{\gamma_{M1}}, \quad (1)$$

где W_y — по условию поставленной задачи принимается как момент сопротивления для поперечных сечений класса 3;

χ_{LT} — понижающий коэффициент при потере устойчивости плоской формы изгиба;

f_y — расчетное сопротивление стали (предел текучести);

γ_{M1} — частный коэффициент безопасности при определении несущей способности элемента по устойчивости (принимается равным 1).

Понижающий коэффициент χ_{LT} определяется при помощи кривых потери устойчивости с использованием условной гибкости $\bar{\lambda}$. С учетом использования в расчетах прокатных балок двутаврового сечения марок 60Б1-100Б1 и аналогичных им по геометрическим размерам составных балок, изготовленных из стали С235, за расчетные кривые потери устойчивости принимаем В для прокатных профилей и С для составных, согласно строке (3) пункта 6.3.1.4 (рис. 1).

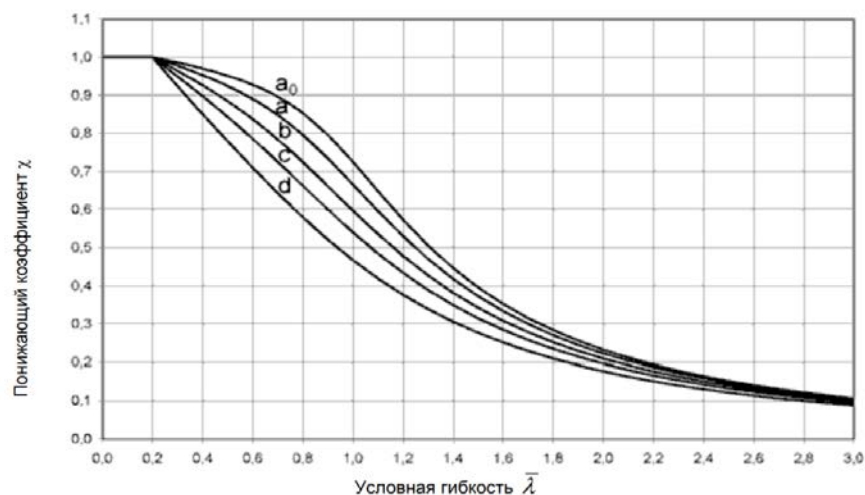


Рисунок 1. Кривые потери устойчивости

Условная гибкость:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}}, \quad (2)$$

где W_y — момент сопротивления элемента;

M_{cr} — критический момент потери устойчивости плоской формы изгиба в упругой стадии;

f_y — расчетное сопротивление стали.

Критический момент потери устойчивости по изгибно-крутильной форме (потеря плоской формы изгиба) элемента симметричного сечения, изгибаемого в плоскости симметрии можно определить по формуле:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\Pi^2 E I_z}{(k_z L)^2} \left(\sqrt{\left(\frac{k_z}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k_z L)^2 G I_t}{\Pi^2 E I_z}} + (C_2 z_g)^2 - C_2 z_g \right), \quad (3)$$

где L — расстояние между точками элемента, в которых он раскреплен от бокового смещения;

C_1, C_2 — коэффициенты, зависящие от внешней нагрузки, действующей на элемент, и условия раскрепления концов элемента;

k_z — коэффициент, учитывающий условия закрепления концов элемента от поворота относительно оси z-z;

k_w — коэффициент, учитывающий условия закрепления концов элемента от деформации;

$z_g = z_a - z_s$ — координата точки приложения внешней нагрузки относительно центра сдвига (изгиба) сечения;

z_a — координата точки приложения внешней нагрузки относительно центра тяжести сечения;

Коэффициенты, учитывающие условия закрепления концов элемента k_z и k_w могут быть приняты 0.5 при раскреплении концов элемента.

С использованием СНиП 2-23-81*

Расчет на устойчивость балок двутаврового сечения, изгибаемых в плоскости стенки следует выполнять по формуле:

$$\frac{M}{\varphi_b W_c} \leq R_y \gamma_c \quad (4)$$

где W_c — следует определять для сжатого пояса;
 φ_b — коэффициент, определяемый по приложению 7*;
 R_y — расчетное сопротивление стали.

При определении значения φ_b за расчетную длину балки следует принимать расстояние между точками закреплений сжатого пояса от поперечных смещений.

Согласно приложению 7*, для балок двутаврового сечения с двумя осями симметрии для определения коэффициента φ_b необходимо вычислить коэффициент φ_1 по формуле:

$$\varphi_1 = \psi \frac{J_y}{J_x} \left(\frac{h}{l_{ef}} \right) \frac{E}{R_y} \quad (5)$$

где значения ψ следует принимать по таблицам 77 и 78* в зависимости от характера нагрузки и параметра α , который должен вычисляться по формулам:

а) Для прокатных двутавров:

$$\alpha = 1,54 \frac{J_t}{J_y} \left(\frac{l_{ef}}{h} \right)^2 \quad (6)$$

где l_{ef} - расчетная длина балки или консоли;

h - полная высота сечения;

J_t - момент инерции сечения при кручении.

б) Для сварных двутавров, составленных из трех листов:

$$\alpha = 8 \left(\frac{l_{ef} t_1}{h b_f} \right)^2 \left(1 + \frac{a t^3}{b_f t_1^3} \right) \quad (7)$$

где t — толщина стенки;

b_f, t_1 — ширина и толщина пояса балки;

h — расстояние между осями поясов;

a — размер, равный $0,5h$.

По условию закрепления балки и приложения нагрузки, коэффициент ψ вычисляется по формуле:

$$\psi = 1,75 + 0,09\alpha \quad (8)$$

Значение коэффициента φ_b необходимо принимать:

при $\varphi_1 \leq 0,85$ $\varphi_b = \varphi_1$; при $\varphi_1 > 0,85$ $\varphi_b = 0,68 + 0,21\varphi_1$, но не более 1,0.

3. Результаты вычислений

Таблица 1

Номер двутавра	Значения по Еврокоду		Значения по СНиП		Разница значений, %
	$\chi l t$	M_{cr} , кНм	φ_b	M_{cr} , кНм	
Прокатные					
60Б1	0,360	220	0,434	265	17
70Б1	0,380	319	0,466	390	18

80Б1	0,400	464	0,503	584	20
90Б1	0,415	659	0,542	850	22
100Б1	0,455	943	0,608	1260	25
Составные					
1*	0,350	214	0,489	299	28
2*	0,385	446	0,552	640	30
3*	0,425	879	0,652	1347	34

Расчетная схема балки:



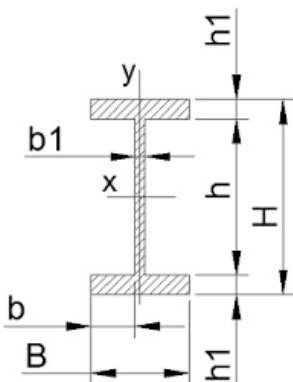
Размеры составных двутавров, применяемых в расчетах:

1*: $H=592\text{мм}$, $h=560\text{мм}$, $h_1=16\text{мм}$, $B=230\text{мм}$, $b_1=12\text{мм}$

2*: $H=786\text{мм}$, $h=750\text{мм}$, $h_1=18\text{мм}$, $B=280\text{мм}$, $b_1=14\text{мм}$

3*: $H=994\text{мм}$, $h=950\text{мм}$, $h_1=22\text{мм}$, $B=320\text{мм}$, $b_1=16\text{мм}$

Размеры составных двутавров были подобраны для приблизительного соответствия прокатным двутаврам 60Б1, 80Б1, 100Б1.



4. Преимущества и недостатки представленных методов

1) ТКП EN 1993-1-1-2009

Процесс расчетов по ТКП EN существенно облегчает использование кривых потери устойчивости. Например, в пункте 6.3.2.2 “Кривые потери устойчивости плоской формы изгиба. Общий случай” использование данного графика при известной условной гибкости позволяет пропустить применение достаточно объемной и трудоемкой для вычисления формулы 6.56. Однако, в свою очередь, использование данных кривых сопряжено с низкой точностью определения значений понижающего коэффициента χ_{LT} из-за использования графического метода.

Также к недостаткам ТКП EN можно отнести большое количество коэффициентов, не имеющих сносок на источники и пояснения. К примерам можно отнести k_z и k_w - которые были приняты равными 0.5 исключительно с учетом предоставленной рекомендации.

Существенной деталью является разделение на сварные и прокатные профили с использованием кривой потери устойчивости C, что существенно снижает конечный результат критического момента потери устойчивости. Обоснованность данного действия достаточно сомнительна.

Подытоживая, графический способ определения понижающего коэффициента можно отнести как к плюсам, за счет простоты, так и к минусам, за счет низкой точности, использования ТКП EN. Также слабой стороной является наличие неточных формулировок и отсутствующие ссылки на различные значения.

2) СНиП 2-23-81*

К преимуществам использования СНиП для решения поставленной задачи можно отнести простоту поиска необходимых данных для расчета, который, в свою очередь, осложнен наличием большого числа корректирующих коэффициентов. Так, в формуле (4) вычисление неизвестного коэффициента φ сводится к последовательному расчету трёх коэффициентов φ_1 ; α ; ψ .

Разница в расчете составных и прокатных профилей в СНиП заключается в вычислении коэффициента α . Причем, в отличие от ТКП EN, тут выделяется различие не только между прокатными и составными профилями, но и присутствует более глубокое разделение составных профилей на сварные балки, и балки с поясными соединениями на высокопрочных болтах. Отсутствие этого типа соединений в ТКП EN является еще одним недостатком.

В целом же результаты вычислений показывают, что с возрастанием номера двутавра увеличивается различие в вычислениях по двум нормативным документам, что особенно ярко выражается на примере составного двутавра 3*, для которого разница критических моментов потери устойчивости составила 34%.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Стрелецкий Н. С. Конструкции пролетных строений мостов. Металлические конструкции. Специальный курс.
2. СНиП 2-23-81*.
3. ТКП EN 1993-1-1-2009.
4. EN 1993-1-1 Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings

Проектирование рамных узлов производственных одноэтажных зданий по ТКП EN 1993 и их моделирование в программных комплексах

Хомич В.И.

Научный руководитель – Кононович К.В.

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

Введение

Необходимо отметить, что в используемом для расчёта металлоконструкций ранее СНиП 23-81* [3] не давалось каких-либо конкретных указаний для проектирования узлов и соединений. Все рекомендации, которыми могли пользоваться студенты и проектировщики, содержались в справочной литературе. В это же время, [1] содержит принципы проектирования основных типов узлов, которые служат основанием для проектирования или же для написания справочной литературы, такой как, например, [6].

При разработке рассматриваемого узла следует руководствоваться главой 6 [4], полностью посвященной узлам сопряжения элементов из двутавров.

Работа элементов узла по восприятию усилий проиллюстрирована на рисунке:

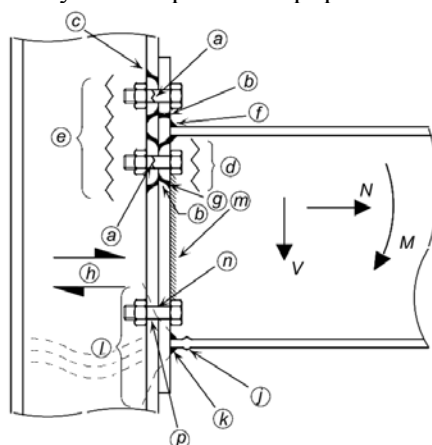


Рис.1. Восприятие усилий элементами рамного узла)

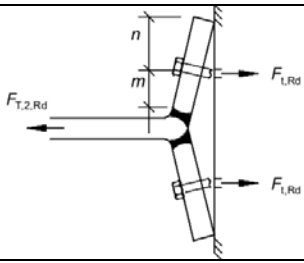
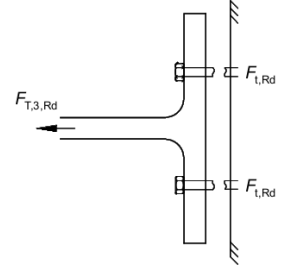
В первую очередь производится расчет болтов в растянутой зоне (стоит отметить, что для эффективной работы болтов, следует производить четкое разделение двух зон: зоны растяжения и зоны среза болтов, ведь с увеличением «плеча» верхней группы болтов увеличивается и момент, который они способны воспринять). При этом производится сначала расчет каждого ряда болтов в отдельности, а потом групп рядом стоящих болтов вместе.

Методика расчёта рамных узлов

Согласно [1] расчет следует производить по методу «Т-элемента», вовлекаемого в работу колонны при растяжении болтов. Согласно этому методу, существует три модели разрушения, представленные в таблице:

Таблица 1. Модели разрушения «Т-элементов»

Описание модели	Рисунок	Расчет
Развитие пластических деформаций в полке колонны		$F_{T,1,Rd} = \frac{(8n - 2e_w) M_{pl,1,Rd}}{2mn - e_w(m + n)}$ $M_{pl,1,Rd} = 0.25 \sum \ell_{eff,1} t_f^2 f_y / \gamma_{M0}$ <p>-пластический момент инерции эквивалентного «Т-элемента»</p>

Описание модели	Рисунок	Расчет
Развитие пластических деформаций в полке колонны одновременно с отказом болтов		$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n(\sum F_{t,Rd})}{m+n}$ $M_{pl,2,Rd} = 0.25 \Sigma \ell_{eff,2} t_f^2 f_y / \gamma_{M0}$ <p>- пластический момент инерции эквивалентного «Т-элемента»</p>
Отказ болтов при линейной работе полки колонны		$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd}$ <p>$\Sigma F_{t,Rd}$ - сумма сопротивлений болтов рассматриваемого ряда (группы рядов) на растяжение</p>

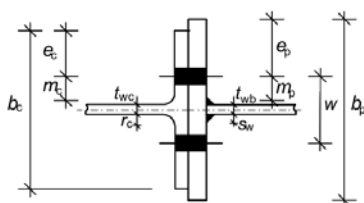


Рис 2. Основные геометрические характеристики для расчета по методу «Т-элемента»

Эффективная длина стенки колонны определяется согласно табл. 6.4 и 6.5 [4], для большего понимания принципа определения расчетного случая в зависимости от характера линий текучести, следует обратиться к табл. 2.2 [5].

После расчета рядов болтов в растянутой зоне может потребоваться коррекция усилий, воспринимаемых вышележащими рядами болтов из условия их работы в упругой стадии, чтобы избежать случая, когда верхний ряд болтов переходит в пластическую стадию работы для обеспечения расчетного сопротивления нижнего.

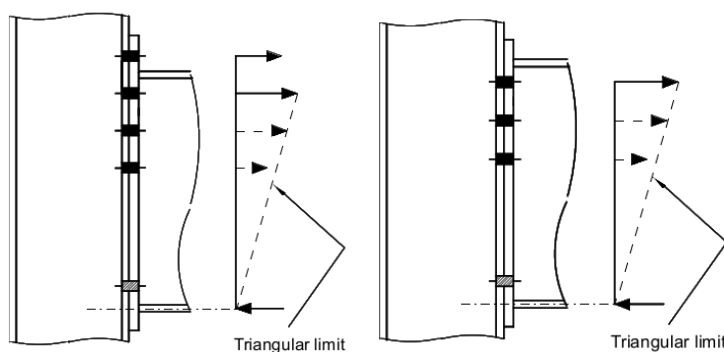


Рис 3. Линейное ограничение усилий, воспринимаемых болтами для увеличенной торцевой пластины (слева) и торцевой пластины нормальной величины (справа)

Следующим важным этапом расчета является расчет стенки колонны и стенки балки на растяжение:

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \quad F_{t,wb,Rd} = \frac{b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{y,wb}}{\gamma_{M0}}$$

Расчет производится на основании метода «Т-элемента», длина которого определяется аналогично вышеизложенному способу отдельно для стенки колонны и стенки балки.

Расчет сжатой зоны и расчет полки колонны на срез производится в соответствии с п.6.2 [4].

После определения несущей способности стенки колонны на сжатие, следует снова скорректировать усилие, которое способны нести болты растянутой зоны:

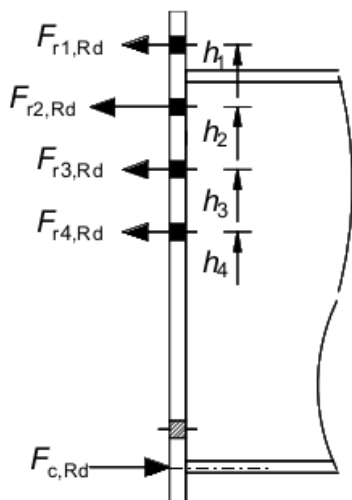


Рис 4. Коррекция усилий в болтах растянутой зоны

Уточнение усилий производится с целью выполнения следующего условия:

$$\sum F_{ri} + N_{Ed} \leq F_{c,Rd}$$

Иначе, может получиться, что болты растянутой зоны способны воспринять такой условный изгибающий момент, который не способна выдержать стенка колонны из условия работы на сжатие.

Заключительным этапом расчета элементов узла является определение несущей способности болтов на срез. Важной особенностью методики расчета любого болтового соединения по [4] является возможность учета работы болта одновременно и на срез, и на растяжение. Данный расчет не может стать исключением. Согласно таблице 3.4 [4] необходимо определить несущую способность болтов растянутой зоны на срез как 28 процентов от $\Sigma F_{t,Rd}$ (с учетом коррекции), а далее производить расчет болтов зоны среза на срез по «оставшемуся» внешнему усилию.

Окончательный этап расчета имеет самое важное значение: определяется несущая способность принятой конфигурации узла:

- По продольной силе по наименьшему из значений несущей способности полки колонны и полки балки на сжатие/растяжение
- По поперечной силе по несущей способности болтов из зоны сжатия на срез
- По изгибающему моменту на основании несущей способности болтов из зоны растяжения на растяжение с учетом корректировок усилий в болтах, а также по несущей способности элементов соединения на растяжение и сжатие

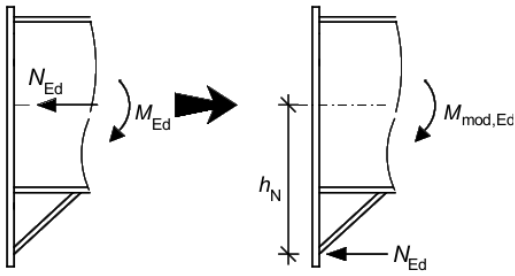
В случае, если несущая способность узла не обеспечена, требуется производить усиление методами, не противоречащими [4]

Усиление узлов

Усиление рамных узлов может включать в себя как добавление дополнительных конструктивных элементов, так и модификацию существующих.

Вуты

Одним из наиболее интересных, простых и широко применяемых методов усиления являются вуты. Конструктивные требования к ним описаны в п. 6.2.6.7 [4]. Особенность вута в том, что его применение изменяет не несущую способность узла, а внешнее усилие, как показано на рисунке:



$$M_{\text{mod,Ed}} = M_{\text{Ed}} - N_{\text{Ed}} \times h_N$$

Рис5. Работа вута балки.

Согласно [4]:

- сталь вутов должна соответствовать стали элемента
- размер полки и толщина стенки вута должны быть не меньше размеров аналогичных элементов балки
- угол между полкой вута и полкой балки не должен превышать 45°

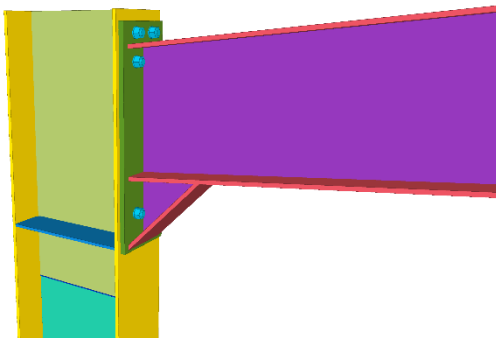


Рис 6. Узел, усиленный вутом.

Усиление зоны растяжения

Усиление зоны растяжения производится установкой дополнительных ребер жесткости в колонну.

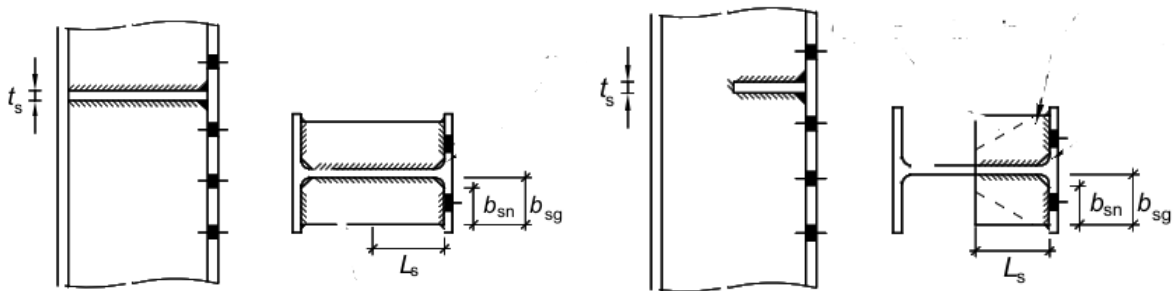


Рис7. Усиление зоны растяжения нормальным ребром (слева), ребром оптимальной длины (справа)

$$L_s \geq \frac{F_{s,Ed} \sqrt{3} \gamma_{M0}}{t_{wc} f_{y,c}}$$

Работа подобного усиления оценивается так:

$$F_{s,Ed} = \frac{m_1}{2} \left[\frac{F_{rj,Rd}}{(m_1 + m_{2L})} + \frac{F_{fj,Rd}}{(m_1 + m_{2U})} \right]$$

Усиление зоны сжатия

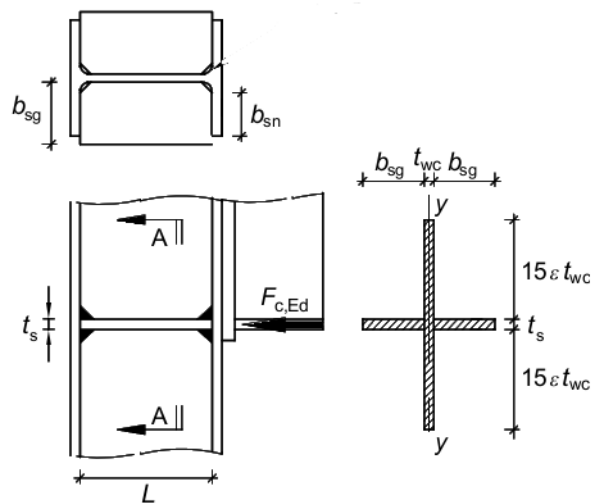


Рис 8. Конструкция усиления зоны сжатия

Работа данного усиления основывается на изменении сечения элемента, работающего на сжатие. Основопологающей характеристикой является площадь. Помимо прочего необходима проверка ребра жесткости на потерю устойчивости согласно [1] по изгибной форме:

$$N_{b,Rd} = \frac{\lambda \times A_{s,eff} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Усиление стенки колонны

Усиление стенки колонны может производиться тремя основными способами:

- Использование односторонней накладки
- Использование двусторонней накладки
- Использование стенки колонны с переменной толщиной

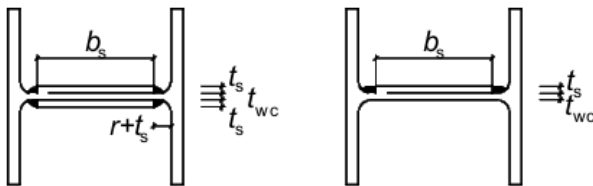


Рис 9. Конструктивные решения накладок на стенку колонны

Очевидно, что наиболее технологичным является третий тип усиления (он же показан на рисунке 11), но его применение возможно лишь в случае использования сварных двутавров в качестве колонны. При использовании любого усиления стенки колонны проводятся ее проверки согласно главе 6 [4], при этом в качестве толщины стенки используется суммарная толщина стенки колонны и накладки (или накладок).

Изгибное усиление полки колонны

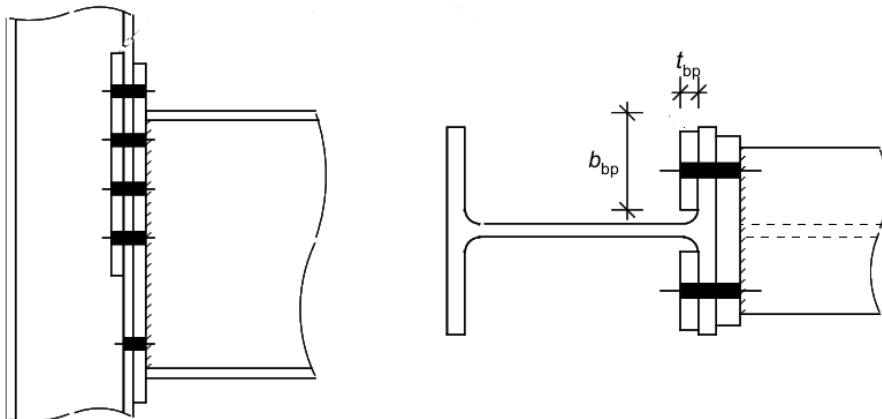


Рис 10. Усиление колонны контрпланками

Эффект от применения данного усиления описывается, как для первой модели разрушения из таблицы 2, но со следующими изменениями:

$$F_{T,Rd} = \frac{(8n - 2e_w)M_{pl,Rd} + 4nM_{bp,Rd}}{2mn - e_w(m+n)}$$

Диагональное усиление

Диагональное усиление целесообразно применять, когда требуется усилить узел сразу по двум пунктам.

Основные типы диагонального усиления:

- N-тип: применяется когда требуется серьезное усиление сжатой зоны, и может использоваться одновременно с рядовым усилением сжатой зоны
- К-тип: применяется, когда высота присоединяемой балки значительно больше высоты колонны. Требует особого внимания к условиям обеспечения доступа к болтам. Верхняя часть работает на растяжение и рассчитывается аналогично усилению растянутой зоны, нижняя – на сжатие и рассчитывается аналогично усилению сжатой зоны
- Усиление «Морриса» применяется в случае, когда необходимо усиление растянутой зоны и предъявляются особые требования к размещению болтов.

Помимо прочего, указанные типы усиления участвуют в работе стенки колонны на сдвиг, на основании чего также может определяться их площадь:

$$A_{sg} \geq (V_{wp,Ed} - V_{wp,Rd})/f_y \cos\theta$$

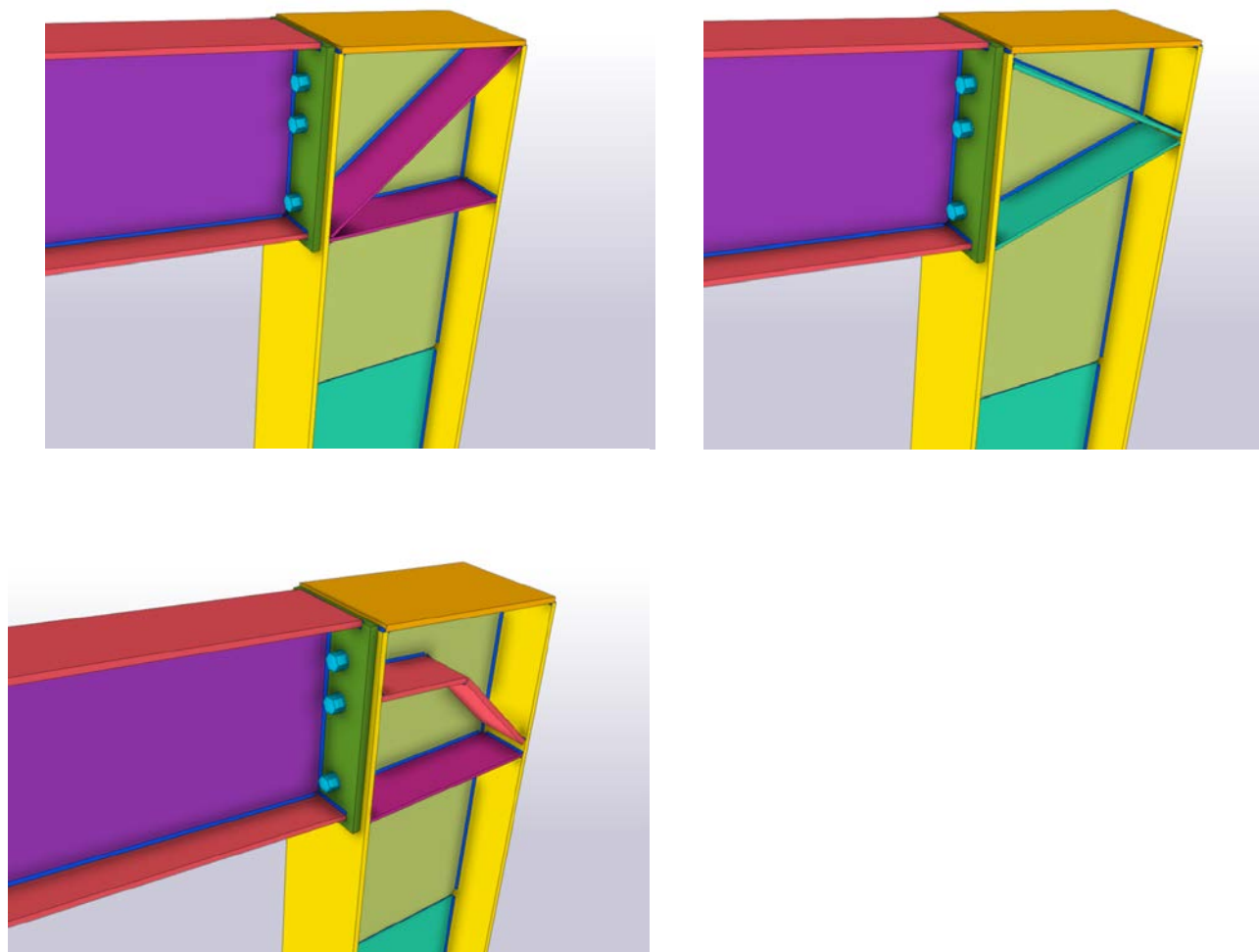


Рис 11. Диагональное усиление: «N-тип», «К-тип», усиление «Морриса» (по часовой стрелке)

Заключение

Приведенный расчёт рамных узлов является хорошо описанным и проработанным, но при этом достаточно сложным и трудоёмким при ручном расчёте. В связи с этим наиболее актуальным и прогрессивным на данный момент является моделирование рассматриваемых узлов в программных комплексах.

Наиболее удобными программами для этого являются RFEM и IDEA statica. Ниже приведено сравнение двух программных комплексов при моделировании конкретных рамных узлов.

Таблица 2. Сравнительный анализ возможностей RFEM и IDEA statica

Пункт сравнения	RFEM	IDEA statica
Возможность удобного создания узла	Узел создается в на основе уже готовой геометрии	Узел создается на основе существующих шаблонов (для этого типа узлов они достаточно точные)
Возможность удобного задания нагрузок	Узел рассчитывается на наиболее неблагоприятные сочетания	Нагрузки задаются только вручную
Возможность создания нетипового узла	- (см. рис. 19)	Любая геометрия узла
Удобное получение развернутых отчетов	+	+
Возможность экспорта/импорта из/в tekla structures	Возможен как экспорт, так и импорт	Возможен только импорт, при этом сварные швы не импортируются и требуют ручной настройки
Возможность получения карты напряжений	-	Только эквивалентные напряжения (без учета знака)
Возможность получения чертежей элементов узла	+	+
Возможность расчета усиления узлов	Ограниченный набор видов усиления	Любое усиление
Расчет сварных швов	+	+

Вывод: обе программы позволяют провести достаточно детальный расчет типовых узлов, а для расчета нетиповых узлов (например, аналогичных приведенным в [7]) следует применять IDEA statica

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. ТКП EN 1993-1-1-2009* Проектирование стальных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий
2. Серия 1.460.3 – 23.98 Стальные конструкции покрытий производственных зданий из замкнутых гнутосварных профилей прямоугольного сечения пролетом 18, 24 и 30 метров с уклоном кровли 10%
3. СНиП II-23-81*. Строительные нормы и правила. Нормы проектирования. Стальные конструкции
4. ТКП EN 1993-1-8-2009* Проектирование стальных конструкций. Часть 1-8. Расчет соединений
5. Joints in Steel Construction. Moment resisting Joints to Eurocode 3. - The British Constructional Steelwork Associational Limited – London, UK
6. Надольский В.В. Расчет и конструирование фланцевого соединения элементов прямоугольного сечения, подверженных центральному растяжению/
7. В. В. Надольский // Строительство. Прикладные науки. – 2018. №8. - С. 121-130.
8. Серия 2.440-1 Выпуск 1. Рамные и шарнирные узлы балочных клеток и примыкания ригелей к колоннам

К расчету железобетонных колонн в зависимости от типа каркаса здания по нормам разных стран

Чечуха Е. Г.

Научный руководитель - к.т.н. Шилов А. Е.
Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Расчёт железобетонных колонн напрямую зависит от принятой конструктивной схемы здания, т. е. типа каркаса, в свою очередь в зависимости от которого назначаются все параметры колонн, их расчетные длины, фактические и предельные гибкости.

Определение типа каркаса, как и подходы, по которым данный тип каркаса относится к тому или иному виду, различаются по нормам разных стран.

Различают следующие типы каркаса в зависимости от принятого ТНПА: в ТКП EN 1992-1-1-2009* [1] различают следующие типы каркаса:

– раскрепленные элементы или системы: конструктивные элементы или подсистемы, для которых при расчете и проектировании принято, что они не способствуют общей горизонтальной устойчивости конструкции;

– раскрепляющие элементы и системы: конструктивные элементы или подсистемы, для которых при расчете и проектировании принято, что они способствуют общей горизонтальной устойчивости конструкции.

Четкие указания, согласно которым тот или иной элемент следует относить к раскрепленным или раскрепляющим элементам, не даны. Таким образом, выбор той или иной системы полностью основан на предположениях и допущениях, закладываемых проектировщиком в работу каркаса.

В стандарте Великобритании BSEN 1992-1-1:2004 [4] различают:

- “braced members or systems” – structural members or subsystems, which in analysis and design are assumed *not* to contribute to the overall horizontal stability of a structure.

- “bracing members or systems” – structural members or subsystems, which in analysis and design are assumed to contribute to the overall horizontal stability of a structure.

В BSEN 1992-1-1:2004 [4] подход к определению типа каркаса аналогичен подходу ТКП EN 1992-1-1-2009* [1], действующему на территории РБ.

В СНБ 5.03.01-02[2] различают:

- несмещаемые каркасы – каркасы, имеющие связевые элементы, или без них, в которых влияние перемещения узлов на расчетные моменты и усилия незначительно (не превышает 5%) (согласно 7.1.3.9);

- смещаемые каркасы – каркасы, которые не являются несмещаемыми (согласно 7.1.3.17).

В СП 63.13330.2012 [3] нет информации по различному назначению элементов каркаса.

Методика учета эффектов второго порядка при расчете сжатых железобетонных элементов по нормам Республики Беларусь, Российской Федерации и Европейского союза имеет свои особенности и различия, при этом применений требований Еврокода 2 по рассматриваемому вопросу при проектировании в Республике Беларусь требует особой проработки и анализа для обеспечения и повышения надежности проектируемых зданий. Именно в этом заключается актуальность и востребованность данной работы, т. к. на сегодняшний день нет необходимой статистики результатов применения методов учёта эффектов второго порядка при расчете сжатых железобетонных элементов по нормам Республики Беларусь, Российской Федерации и Европейского союза и их анализу.

Сегодня в практике проектирования стали использовать программные комплексы, реализующие конечно-элементные модели, которые позволяют с единых методологических позиций рассчитывать здания разнообразных конструктивных схем, состоящие из стержневых и плоских элементов, сгруппированных в любых сочетаниях. Сейчас имеется возможность задавать достаточно сложные конфигурации и схемы зданий, моделировать различные сопряжения элементов с применением сложных пространственных шарниров и связей и т.д. При этом, однако, значительно усложнилась подготовка исходных данных и соответственно потребовалась высокая квалификация пользователей, повышенные требования к пониманию ими характера работы конструкций и узлов под нагрузкой и теоретических расчетных положений, положенных в основу программных комплексов. К сожалению, трудно выявить ошибки в формировании расчетных схем, связей, и т.п., несмотря на большое количество вспомогательных инструкций и руководств, но эти ошибки могут привести к аварийным ситуациям на объектах, о чем постоянно напоминают как авторы программ, так и реальная практика проектирования и эксплуатации зданий и сооружений.

Данная работа является обзорно-аналитической. Проработка вопросов и затронутых проблем, связанных с расчетом колонн в зависимости от типа каркаса здания требует множества расчетов, анализ которых поможет выявить преимущества и недостатки различных ТНПА и их положений. Эта работа является первым шагом в необходимых дальнейших исследованиях.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. ТКП EN 1992-1-1:2009*. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2015.
2. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2003. – 140 с.
3. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. – М.: Министерство региональной федерации РФ, 2012. – 159 с.
4. BSEN 1992-1-1:2004 - Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1: General rules and rules for building.
5. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary.

Необходимость учета и расчет пространственной работы однопролётных производственных зданий и сооружений

Чужба Е.В.

Научный руководитель – Згировский А.И.
Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Введение

Целесообразность учета пространственной работы каркаса устанавливается в каждом отдельном случае исходя из рассмотрения: размеров сооружения, его конструктивной схемы, характера, величины и способа приложения нагрузок, типа продольных конструкций с точки зрения соответствия их дополнительным требованиям (неразрезность, жесткость и т. п.), связанным с работой их на нагрузки, действующие в поперечном направлении.

Функции продольных дисков, обеспечивающих пространственную работу каркаса, могут выполнять стальные связевые фермы, площадки, а также ограждающие конструкции, выполненные из других материалов.

К числу таких дисков относятся, например, кровельные покрытия и перекрытия из сборных или монолитных железобетонных плит, стального профилированного настила, волнистой стали и т. п. Эти диски следует рассматривать в качестве продольных элементов. При нежесткой кровле, например кровле из волнистых асбестоцементных плит, учитываются только продольные связи покрытия.

Обычно в промышленных зданиях имеется по высоте несколько продольных дисков, удовлетворяющих предъявляемым к ним требованиям.

В каждом отдельном случае необходимо установить, какие именно диски должны быть учтены при расчете по пространственной схеме. В одноэтажных промышленных зданиях с покрытиями, расположенными на одном уровне, обычно учитывается только один продольный диск, расположенный в уровне покрытия (горизонтальные связи или кровля). В одноэтажных зданиях с покрытиями, расположенными на разных уровнях, могут учитываться диски, расположенные в уровне каждого из покрытий.

Расчет каркаса по пространственной схеме производится различно в зависимости от жесткости продольных дисков, числа включаемых в расчет продольных дисков и расположения колонн в плане (одинаковые или разные шаги колонн по разным рядам).

При пространственном расчете одноэтажных промышленных зданий с одним продольным диском следует:

1) стальной каркас рассматривать как систему неразрезных балок–продольных дисков на упругих опорах, где роль неразрезных балок играют продольные конструкции, а опор – поперечные рамы;

2) при пространственном расчете стального каркаса жесткую кровлю (сборные железобетонные плиты, стальной профилированный настил, волнистая сталь и др.) учитывать в качестве продольного элемента. При нежесткой кровле, например из волнистых асбестоцементных плит, учитывать только продольные связи покрытия. В отдельных случаях при наличии других продольных элементов, как, например, тормозных и рабочих площадок, рекомендуется учитывать и эти элементы, особенно при наличии в их плоскости горизонтальных поперечных воздействий;

3) расчетную схему поперечной рамы принимать в виде плоской рамы, воспринимающей, помимо приложенной непосредственно к ней внешней нагрузки, также силы горизонтального отпора, возникающие в плоскости продольных дисков вследствие пространственной работы каркаса.

Учет пространственной работы каркаса всегда целесообразен в крановых зданиях.

Вертикальные и горизонтальные крановые нагрузки приложены к отдельным рамам. При этом соседние менее нагруженные рамы за счет имеющихся связей так же включаются в работу и сдерживают перемещение рассматриваемой рамы, отсюда возникает эффект пространственной работы каркаса. Учет этого фактора помогает снизить моменты в нижних сечениях колонн и уменьшить горизонтальные перемещения каркаса. Отсюда следует и уменьшение размеров сечения колонн.

Расчет коэффициента пространственной работы

Для учета пространственной работы зданий и сооружений используется коэффициент пространственной работы α_{pr} , на который умножается перемещение рамы z , найденное в результате решения канонического уравнения. Этот коэффициент показывает на сколько перемещение рамы, работающей в пространственном блоке z_{pr} , меньше перемещения плоской рамы z :

$$z_{pr} = z \times \alpha_{pr}, \quad \text{при } \alpha_{pr} < 1,0$$

При определении значения коэффициента α_{pr} , существенное значение имеет вид несущих конструкций покрытия.

Покрытие с применением крупноразмерных железобетонных панелей можно считать жестким диском, который воспринимает горизонтальные нагрузки и оказывает влияние на пространственную работу каркаса.

Покрытие с применением стальных прогонов не может воспринимать горизонтальные нагрузки, поэтому его участие в пространственной работе каркаса не учитывается.

Указанные предпосылки приводят к двум различным подходам при определении коэффициента пространственной работы.

При использовании конструкции покрытия с использованием прогонов, коэффициент α_{pr} , находим по формуле:

$$\alpha_{pr} = 1 - \alpha + \alpha' \times \left(\frac{n_0}{\Sigma y} - 1 \right).$$

Где n_0 – число колес кранов на одном пути; $n_0 = 8$.

Σy – сумма ординат линии влияния опорной реакции подкрановой балки; $\Sigma y = 4,968$

α, α' – коэффициенты, определяемые по справочной таблице в зависимости от параметра β :

$$\beta = \frac{l^3 \cdot d \cdot m}{H^3}$$

где l – шаг поперечной рамы; $l = 12$ м.

H – высота колонны; $H = 15,2$ м.

m – отношение момента инерции нижней части колонны к суммарному моменту инерции горизонтальных связевых элементов; $m = 0,5 \dots 0,25$; примем 0,3;

d – коэффициент приведения ступенчатой колонны к колонне постоянного сечения, эквивалентной по смещению. Принимается в зависимости от вида сопряжения ригеля с колонной:

при шарнирном сопряжении $d = 1 / c = 1 / 1,270 = 0,787$;

при жестком сопряжении $d = 1 / K = 1 / 5,868 = 0,170$

Тогда в при шарнирном сопряжении:

$$\beta = \frac{12^3 \cdot 0,787 \cdot 0,3}{15,20^3} = 0,1162$$

$$\alpha = 0,58 + \frac{(0,62 - 0,58)(0,15 - 0,1162)}{0,15 - 0,1} = 0,607$$

$$\alpha' = 0,26; \quad \alpha_{pr} = 1 - 0,607 + 0,26 \times \left(\frac{8}{4,968} - 1 \right) = 0,552.$$

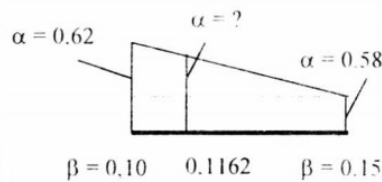
В случае жесткого сопряжения:

$$\beta = \frac{12^3 \cdot 0,170 \cdot 0,3}{15,20^3} = 0,0251$$

$$\alpha = 0,58 + \frac{(0,62 - 0,58)(0,15 - 0,0251)}{0,15 - 0,1} = 0,720.$$

$$\alpha' = 0,23; \quad \alpha_{pr} = 1 - 0,720 + 0,23 \times \left(\frac{8}{4,968} - 1 \right) = 0,420.$$

β	α	α'
0,01	0,77	0,20
0,02	0,73	0,22
0,03	0,71	0,24
0,04	0,69	0,25
0,05	0,67	0,25
0,10	0,62	0,26
0,15	0,58	0,26
0,20	0,56	0,26
0,50	0,46	0,25



УДК 624.014.2

Проблемы определения расчетного сопротивления локальной нагрузке стенок балок с гофрированной стенкой

Вихляев А.И.

Научные руководители – Надольский В.В., Верёвка Ф.А.
Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Введение

Экономическая целесообразность использования большепролетных стальных балок требует снижения собственного веса. Применение тонких гофрированных стенок – один из способов достижения достаточного уровня местной устойчивости стенок большепролетных балок без использования ребер или диафрагм. Именно из-за повышенной жесткости стенки ее толщина может быть уменьшена, что ведет за собой уменьшение собственного веса и, как следствие, более быстрый и простой монтаж. С 1990-х годов гофрированные стенки все чаще используются в качестве стенок балок, применяемых в строительстве стальных и композитных мостов (рис.1). Во время запуска таких мостов почти все поперечные сечения балок проходят, по меньшей мере, один раз над опорой, где на них действует локальная сила реакции. Во избежание достижения предельных деформаций элементов сечения подобных конструкций необходимо определить расчетное сопротивление локальной нагрузке гофрированной стенки, что может являться темой научной работы.

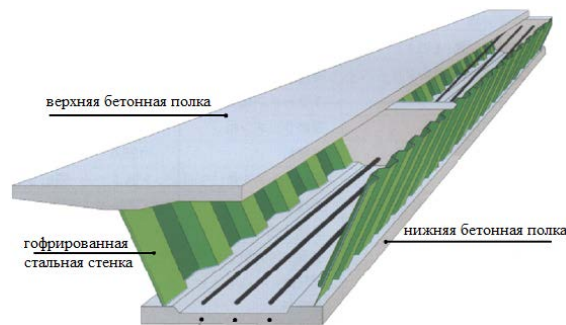


Рис. 1. Схема моста с гофрированной стенкой

Нормативная база.

В ТКП EN 1993-1-5-2009*[2] представлена методика по расчету сопротивления локальным нагрузкам:

$$F = \frac{f_{yw} L_{eff} t_w}{\gamma_{M1}} \quad (1)$$

где t_w – толщина стенки;
 f_{yw} – предел текучести материала стенки;
 L_{eff} – эффективная длина при определении сопротивления локальной нагрузки стенки;
Данный метод требует усовершенствования для расчета гофрированных стенок.

Используемое для расчета несущей способности балок с рифлеными стенками приложение D к ТКП EN 1993-1-5-2009*[2] не даёт указаний по сопротивлению локальной нагрузке. Так же в текущей версии ТКП EN 1993-1-5-2009*[2] нет формулы учета совместного воздействия локальной нагрузки и сдвигающей силы как для плоских, так и для гофрированных стенок. Существующие методы, основанные на экспериментальных данных, не исследуют случаи приложения нагрузки с эксцентриситетом, которые возникают при монтаже мостовой конструкции (рис. 2, 3).



Рис. 2. Монтажное устройство [3].

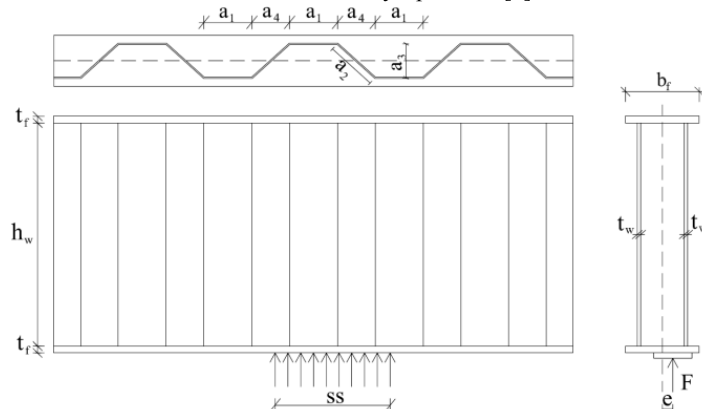


Рис. 3. Нагрузка с эксцентриситетом [3].

Существующие эксперименты.

В рамках изучения существующих методов расчета балок с гофрированной стенкой и их совершенствования 12 однопролетных балок было протестировано в Отделе Строительной Инженерии Будапештского Технологического и Экономического Университета в 2009 году [4] (рис. 4).



Рис 4 – Тестовый стенд

В тестах были испытаны образцы с различными толщинами полок, пролетами и шириной области приложения нагрузки (рис. 5).

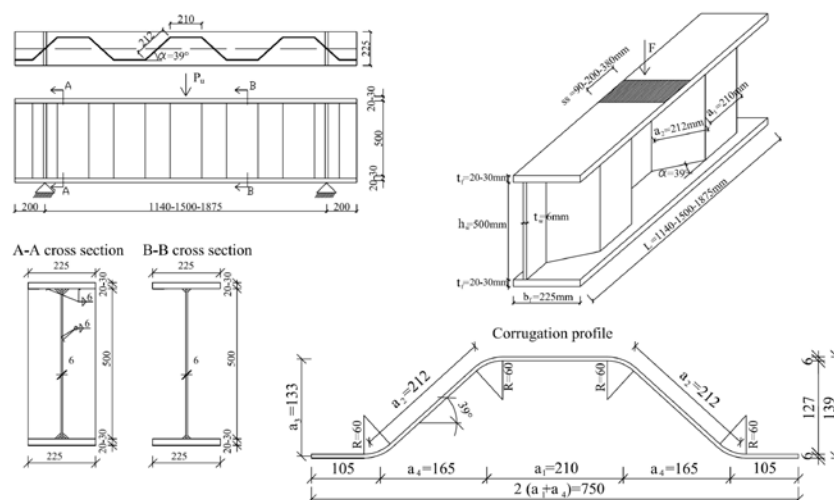


Рис. 5. Характеристики образцов [4].

В результате испытаний были получены данные о горизонтальных перемещения гофрированной стенки и вертикальных перемещения полок в зависимости от приложенной силы.

На основании исходных данных и результатах эксперимента предоставляется возможность создания расчетной модели на основе метода конечных элементов (МКЭ).

Разработка метода проектирования на основе МКЭ.

Целью расчетов методом конечных элементов является определение расчетного значения сопротивления локальной нагрузке. Большое значение имеет учет несовершенств. В рекомендациях по расчету при помощи метода конечного элемента ТКП EN 1993-1-5-2009*[2] отсутствуют стандартизированные формы несовершенств для гофрированных элементов. Применение эквивалентных геометрических несовершенств требует определения минимальной величины отсека исследуемого элемента (таблица С.2 ТКП EN 1993-1-5-2009*[2]).

Таблица 1

Эквивалентные геометрические несовершенства [2].

Тип несовершенства	Элемент конструкции	Форма	Величина
Глобальный	Элемент конструкции длиной l	Дуга	EN 1993-1-1:2005 (таблица 5.1)
Глобальный	Продольный элемент жесткости длиной a	Дуга	$\min(a/400, b/400)$
Локальный	Панель или отсек с короткой стороной a или b	Вид кривой выпучивания	$\min(a/200, b/200)$
Локальный	Элементы жесткости или пояса, подверженные закручиванию	Повернутая дуга	1/50

Анализируемые в эксперименте балки моделируются в расчетном комплексе Abaqus 2020 [5]. Комплекс позволяет создать точную расчетную схему исследуемых балок на основе МКЭ (рис.4.1). Модель проектируется с учетом физической и геометрической нелинейности. Сетка конечных элементов создана из восьми-узловых объемных элементов типа C3D8R. Количество конечных элементов варьируется от 130000 до 200000 в зависимости от пролетов балок. учет

геометрической нелинейности производился включением команды NGEOM, что позволило учитывать изменяющуюся матрицу жесткости системы при каждой итерации. Для всех балок была задана нагрузка в 800 000 Н (800 кН), что превышает несущую способность всех балок. В качестве метода расчета был выбран способ решения, основанный на итерационном алгоритме Ньютона-Рафсона в сочетании с методом Рикса. Данные, полученные в ходе исследований смоделированных элементов будут представлены в следующих статьях.

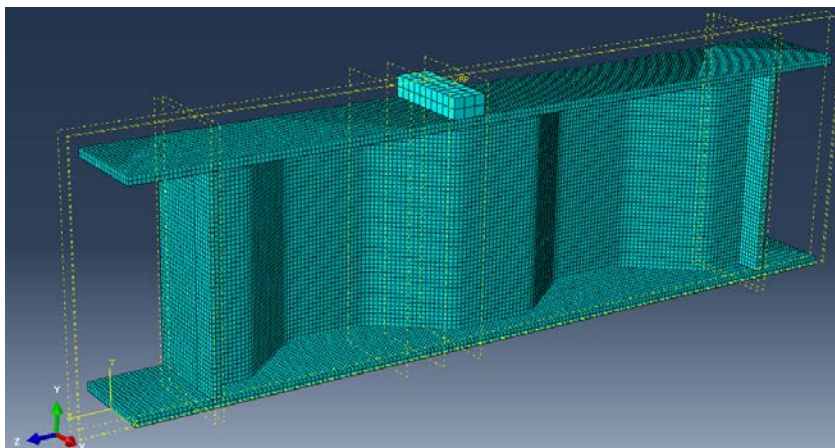


Рис. 6. Характеристики образцов [4].

Заключение

С учетом малого количества исследований по определению расчетного сопротивления гофрированных элементов локальной нагрузке и отсутствием четких рекомендаций в нормативной литературе является целесообразным изучение данной темы по следующим тезисам:

1. Анализ работы элементов балок с гофрированными стенками посредством сбора и анализа имеющихся в свободном доступе экспериментальных данных.
2. Разработка численной модели и проверка ее точности на основании имеющихся экспериментальных данных.
3. Усовершенствование предложенных методик проектирования на основе численных методов и экспериментов.

ЛИТЕРАТУРА

1. Wei Ji, Lu Deng, Shizhong Liu: "Study of vertical bending vibration behavior of continuous prestressed concrete box girders with corrugated steel webs", *Advances in Structural Engineering*, 2016.
2. ТКП EN 1993-1-5:2009*. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-5: Пластинчатые элементы конструкций.
3. L. Davaine: „I-girders launching – Influence of load eccentricity”, COMBRI project, RFCS Contract RFS-CR-03018, Document COMBRI-Report-SETRA-001, 2007.
4. Balázs Kövesdi: "Patch loading resistance of girders with corrugated webs", Budapest University of Technology and Economics, 2010.
5. Abaqus/CAE 2020, Dassault Systemes Simulia Corp., Johnston, RI, USA.

УДК 624.014.2

Проверка устойчивости стенки сварной балки при совместном действии локальных и сдвиговых усилий

Подымако В.И.

Научные руководители: Надольский В.В., Верёвка Ф.А.
Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Введение

Металлические конструкции используются в различных областях хозяйственной деятельности человека: как при строительстве общественных и жилых зданий, так и при возведении промышленных объектов. В течение жизненного цикла эти конструкции подвергаются различным видам нагрузок как в период возведения, так и в период эксплуатации.

Нагрузки часто вызывают сложное напряженное состояние в элементах сечения конструкций. В качестве примера можно привести подкрановую балку мостового крана: стенка подкрановой балки не только локально нагружена, но также подвержена действию изгибающего момента и поперечной силы. (рис. 1.).

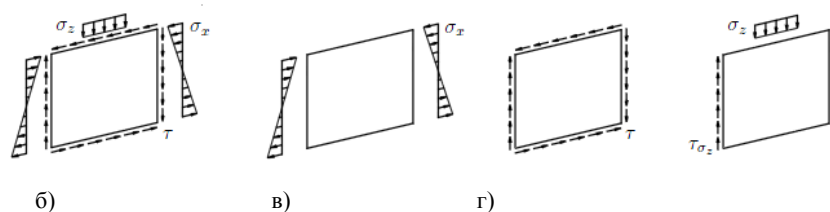


Рис. 1. Напряжения в стенке под комбинированной нагрузкой (а), изгибающие напряжение (б), напряжения сдвига (в), поперечные напряжения от локальной нагрузки (г) [2].

Для осуществления проектирования стальных пластинчатых конструкций при комбинированной нагрузке необходимо использовать EN 1993-1-5 [1].

Однако следует отметить, что в данном документе существует ряд неточностей:

Метод приведенных напряжений в соответствии с главой 10 [1], предлагает уравнение взаимодействия, основанное на гибкости одной пластины:

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\rho_x f_y / \gamma_{M1}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{\rho_z f_y / \gamma_{M1}}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\rho_x f_y / \gamma_{M1}}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{\rho_z f_y / \gamma_{M1}}\right) + 3 \cdot \left(\frac{\tau_{Ed}}{\chi_w f_y / \gamma_{M1}}\right)^2 \leq 1$$

Однако в сравнении с некоторыми из существующих нормативных документов (ASCI, CSA), метод показывает значительные расхождения, которые требуют уточнения.

Так же критерий взаимодействия, связанный с методом эффективной ширины в соответствии с главой 7.2 [1], рассматривает взаимодействие локальной нагрузки и изгибающего момента, но взаимодействие поперечной и локальной нагрузок не учитываются.

$$\eta_2 + 0.8\eta_1 \leq 1,4$$

Тем не менее, ряд экспериментальных исследований показывает, что эти две нагрузки взаимодействуют между собой.

Для устранения упомянутых выше неточностей в EN 1993-1-5 [1], Бенджамином Брауном был выполнен экспериментальный и численный анализ сварных двутавровых балок, подвергающихся приложению поперечной и локальной нагрузок.

Экспериментальное исследование устойчивости стальных пластин при комбинированном нагружении с применением подхода, предложенного Бенджамином Брауном.

В качестве экспериментальных образцов были выбраны две сварные двутавровые балки SP600 и SP1200 с различными по высоте стенками $h_w = 600$ и 1200 соответственно.

Механические свойства стали были определены на одноосное растяжение как вдоль, так и поперек направления прокатки каждой стальной пластины. Геометрические отклонения от идеальной плоскости полотна измерялись LVDT-датчиками.

Эксперимент проводился на испытательном стенде, состоящем из двух порталных рам соединенные между собой балкой, к которой прикреплены два гидравлических цилиндра мощность 1000kN каждый. Усилие цилиндров равномерно распределялось распределительными балками через ролики к загрузочным пластинам на верхнем поясе. (рис. 2 [2]).

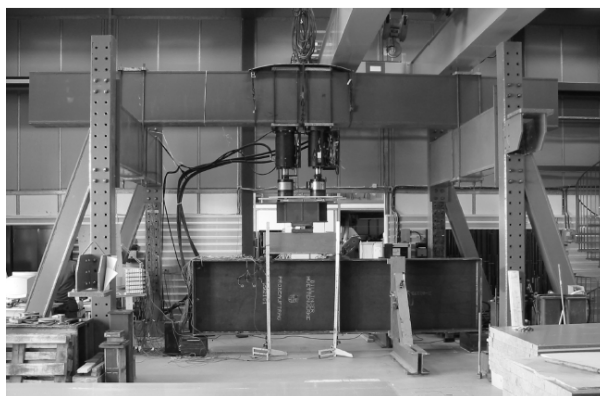


Рис. 2. Испытательная установка.

Полное измерение стенки балки проводилось при следующих шагах нагрузки:
 - SP 600: 500кН, 700кН, 830кН (предельная нагрузка) и после разгрузки

- SP 1200: 600кН, 700кН, 900кН, 1030кН (предельная нагрузка) и после разгрузки.

Деформации стенки и вертикальное смещение балки непрерывно регистрировались во время процедуры испытания.

Так же в работе была построена численная модель экспериментальных образцов, основанная на методе конечных элементов.

В результате на основании экспериментальных и численных данных была предложена модификация метода приведенных напряжений и метода эффективной ширины в EN 1993-1-5 [1] для балок без и с продольными ребрами жесткости при совместном действии локальной нагрузки, изгибающего момента и поперечной силы.

Предложение по модификации метода приведенных напряжений и метода эффективной ширины в EN 1993-1-5 [1] при комбинированном нагружении.

Метод приведенных напряжений

Предлагается объединить пункт (5) главы 10 [1] без замены в пункт (2) следующим образом:

Для усиленных и не усиленных элементами жесткости пластин, на которые действуют совместные напряжения $\sigma_{x,Ed}$, $\sigma_{z,Ed}$ и τ_{Ed} , несущая способность должна удовлетворять:

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\rho_x f_y / \gamma_{M1}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{\rho_z f_y / \gamma_{M1}}\right)^2 - V \cdot \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\rho_x f_y / \gamma_{M1}}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{\rho_z f_y / \gamma_{M1}}\right) + 3 \cdot \left(\frac{\tau_{Ed}}{\chi_w f_y / \gamma_{M1}}\right)^2 \leq 1$$

где:

$V = \rho_x \cdot \rho_z$ когда $\sigma_{x,Ed}$ и $\sigma_{z,Ed}$ оба сжатие, иначе $V = 1$

ρ_x – понижающий коэффициент, принимаемый согласно 4.5.4 [1], при действии продольных напряжений, учитывая, при необходимости, потерю устойчивости по стержневому типу;

ρ_z – понижающий коэффициент, принимаемый согласно 4.5.4 [1], при действии локальных напряжений в поперечном направлении, учитывая, при необходимости, потерю устойчивости по стержневому типу;

χ_w – понижающий коэффициент, принимаемый согласно 5.3 [1], при расчете сопротивления сдвигу.

Все понижающие коэффициенты определяют с применением условной гибкости $\bar{\lambda}_\rho$ согласно формуле (10.2) [1].

Метод эффективной ширины

Предлагается изменить пункт (1) раздела 7.2 [1] следующим образом:

Если балка нагружена сосредоточенной локальной нагрузкой, действующей на сжатый пояс, работающий одновременно на изгиб и усилие сдвига, несущая способность должна удовлетворять:

$$\eta_2 + \eta_1^{-3,6} + \eta_{3,avg}^{1,6} \leq 1$$

где:

$$\eta_2 = \frac{F_{Ed}}{F_{Rd}}$$

$$\eta_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}}$$

$$\eta_{3,avg} = \frac{V_{Ed,avg}}{V_{b,Rd}} = \frac{|V_{Ed,max}| - 0,5 \cdot F_{Ed}}{V_{b,Rd}}$$

$M_{pl,Rd}$ – расчетное значение несущей способности на изгиб в пластической стадии работы поперечного сечения, состоящего из эффективной площади поясов и площади сечения стенки независимо от класса сечения;

$V_{Ed,avg}$ – абсолютное значение максимальной расчетной силы сдвига, меньше на половину расчетной локальной силы.

Примечание — Если локальная сила отсутствует, следует применять раздел 7.1 [1].

Кроме того, должно быть соблюдены требования разделов 4.6, 5.5 и 6.6 [1].

Заключение

В статье отмечены неточности подходов к расчету стальных элементов при комбинированном нагружении, представлены экспериментальные данные, послужившие основой для приведения предложений по модификации метода приведенных напряжений и метода эффективной ширины, изложенных в EN 1993-1-5 [1].

Представляет интерес создание конечно элементных моделей сопротивления стальных балок комбинированному воздействию и сравнение полученных результатов с экспериментальными данными, полученными Бенджамином Брауном, являющемся инициатором модификации методик расчета, изложенных в EN 1993-1-5 [1].

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. EN 1993-1-5 Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-5: Plated structural elements.
2. Stability of steel plates under combined loading, Benjamin Braun, 2010г.

УДК 627.43

Расширение области применения железобетонных конструкций в каркасном строительстве производственных зданий

Шугало В.А.

Научный руководитель – Латыш В.В.

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Введение

В настоящее время большепролетные производственные здания конструируют исключительно из металла. Металл нуждается в огнезащитном и антикоррозийном покрытии, которые, в свою очередь, должны постоянно обновляться. Нужно отметить, что стоимость таких покрытий иногда может превышать стоимость самого металлического каркаса.

Настоящая статья подготовлена с целью рассмотрения возможности применения железобетона для большепролетных зданий и сравнения итоговой стоимости.

В качестве рассматриваемого, в статье, объекта выступает существующий производственный цех, несущие конструкции которого - металлические рамы пролетом 40 м. В качестве эксперимента была произведена замена металла на железобетон.

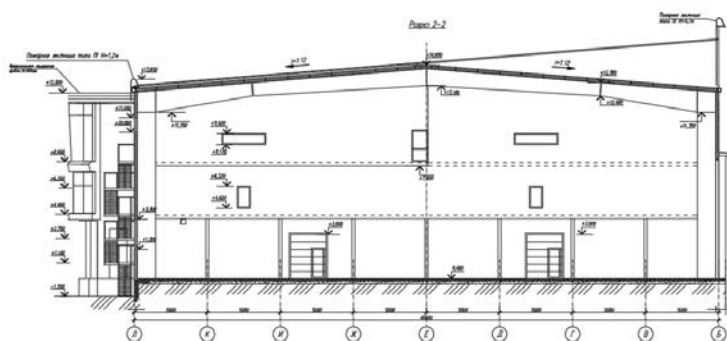


Рис. 1. Существующий металлический каркас

Рассматриваемые варианты

При поиске вариантов для замены металлической рамы на железобетонную, были обнаружены следующие варианты:

1. Первым делом обратились к серии 1.822.1-6 "Железобетонные рамы для сельскохозяйственных зданий".

Серийные рамы достигают максимальный пролет 20 м, что в два раза меньше представленной металлической.

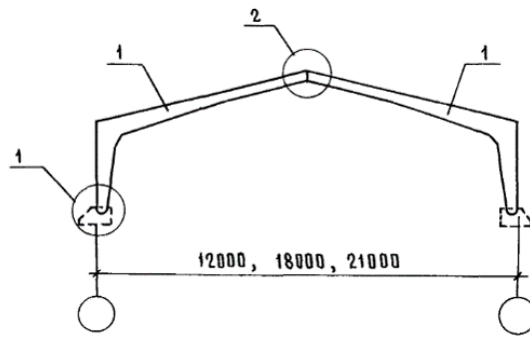


Рис. 2. Схема рам серии 1.822.1-6

2. Российская компания ВЕИК выпускает железобетонные рамы, пролет которых может достигать 29,5 м, что на 10 м меньше, чем нужно.

СРАВНИТЕЛЬНАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА	Железобетонный трехпролетный ровный каркас	Каркас из металлических конструкций
ПРОСВЕТОПЕРЕКРЫТИЕ	СВОБОДНОЕ	Ограничено высотой, жесткостью конструкции, технико-экономическими требованиями
АНТИКОРРОЗИОННАЯ ОБРАБОТКА	НЕ ТРЕБУЕТСЯ	Требуется обработка антикоррозийными составами. Пролетная высота не более 20 м
ОПЕЧАТАНИЕ КОМПОНОВ	НЕ ТРЕБУЕТСЯ	Требуется изготовление чертежей, шаблонов. Пролетная высота не более 20 м
СРОК СЛУЖБЫ	75 лет	50 лет при соблюдении всех по действующим нормам
СООПЯСЬ КАЧЕСТВАМ: цп, здания, системы, системы	1000-17 млн	3000-38 млн

от идеи к реальности - ВЕИК

300001, Россия, г. Белгород, ул. Губкина 35, кор. 23А, 16-11, 8 (4702) 37-54-89, сайт: www.veik.ru

Рис. 3. Рамы компании ВЕИК

3. Далее был рассмотрен вариант балок ВЕТОНИКА. Максимальная длина балки составляет 32 м, что меньше требуемого.

Балки SI

Скатные балки SI успешно применяются для покрытия больших проемов, например, в цехах промышленных предприятий. Для этих армированных предварительно напряженной арматурой балок характерно двутавровое сечение. Уклон верхней грани балки составляет 1:16. В соответствии с Eurocode огнестойкость балок типа SI составляет 120 минут.

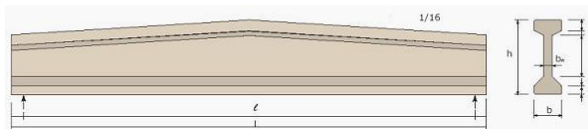


Таблица 3. Стандартные сечения балок SI

Профиль	h	b	c	d	e	f	b _w	L _{min}	L _{max}
SI 900/500	900	500	150	190	95	150	120	6000	12000
SI 1050/500	1050	500	150	190	95	150	120	6000	12000
SI 1200/500	1200	500	150	190	95	150	120	8000	16000
SI 1350/500	1350	500	150	190	95	150	120	10000	20000
SI 1500/500	1500	500	150	190	95	150	120	12000	25000
SI 1650/500	1650	500	150	190	95	150	120	14000	28000
SI 1800/500	1800	500	150	190	95	150	120	15000	30000
SI 1950/500	1950	500	150	190	95	150	120	16000	32000

Рис. 4. Балки ВЕТОНИКА

Решение

Поскольку из ранее предложенных вариантов не нашлось подходящего, был разработан вариант железобетонной рамы пролетом 40 м. Рама пролетом 40 м была поделена на 5 частей: две стойки (Ст 1), три ригеля (P1,P2).

Место стыковки было выбрано максимально приближено к месту действия нулевого момента, также были учтены условия транспортировки.

Все элементы рамы преднапряжены, была предпринята попытка избежать преднапряжения за счет использования фибробетона, но это не решило проблему ширины раскрытия трещин.

Стыки выполнены с использованием высокопрочных болтов, диаметром 24 мм.

Болты были рассчитаны в соответствии с п.3.4 ТКП EN 1993-1-8-2009.

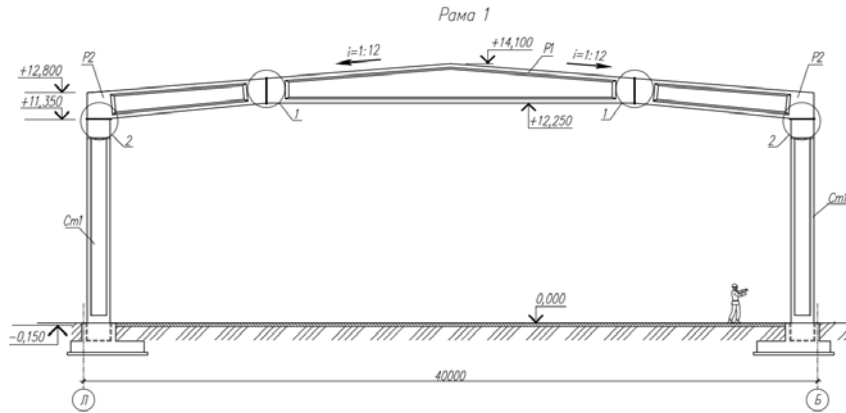


Рис. 5. Разработанный железобетонный каркас

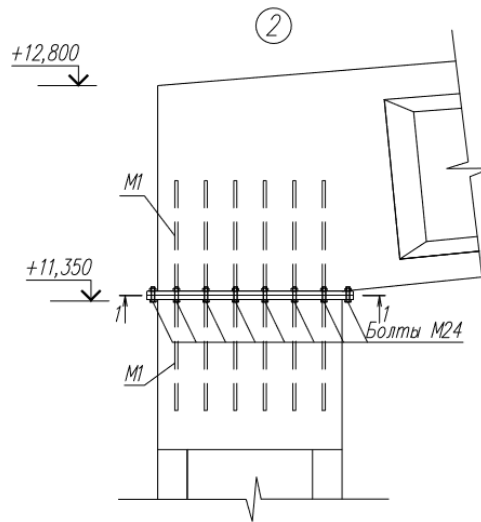


Рис. 6. Стык ригеля и стойки

Был произведен экономический сравнительный анализ железобетонного и металлического каркаса.

Конструктивное решение	Наименование конструкции	Затраты труда чел-ч	Зарплата рабочих строителей руб	Кол-во маш-ч	ЭМК руб	в т.ч. /л машинист руб	Материалы руб	Транспорт руб	СНП и ОПР руб	Планируемая прибыль руб	Сметная стоимость руб
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Базовый вариант металлический каркас	Металлическая рама	818,03	4993,17	139,49	3109,75	967,80	117998,70	8495,76	3007,94	3140,36	141713,48
	Итого	818,03	4993,17	139,49	3109,75	967,80	117998,70	8495,76	3007,94	3140,36	141713,48
Проектируемый вариант железобетонный каркас	Железобетонная рама	705,02	4415,49	175,53	3412,82	1322,71	150448,10	40711,10	2659,94	2777,04	204424,53
	Итого	705,02	4415,49	175,53	3412,82	1322,71	150448,10	40711,10	2659,94	2777,04	204424,53
Экономия	Абсолютная	113,01	577,68	-36,04	-303,07	-354,91	-32448,40	-32215,34	348,00	363,32	-62711,05
	Относительная %	16,03	13,08	-20,53	-8,88	-26,83	-21,57	-27,13	13,08	13,08	-30,68

Рис. 7. Сравнительный анализ

Выводы

На основании проведенного экономического анализа железобетонного и металлического каркаса, можно сделать следующие вывод:

Железобетонный каркас оказался на 44,6% дороже металлического, из чего можно судить о том, что несмотря на дороговизну огнезащитного и антикоррозийного покрытия металлический каркас более экономичен. Но при агрессивной среде возможно использование железобетонного варианта.

Заключение

Вариант с большепролетными железобетонными рамами имеет право на существование и нуждается в дальнейшей разработке и изучении.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. ТКП EN 1993-1-8-2009 «Проектирование стальных конструкций».-Мн.: Стройтехнорм, 2009 г. – 123 с.
2. ТКП EN 1992-1-1-2009 «Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий».-Мн.: Стройтехнорм, 2009 г. – 192 с.
3. СНБ 5.03.01-02 «Бетонные и железобетонные конструкции».-Мн.: Стройтехнорм, 2002 г. – 274 с.
4. Серия 1.822.1-6 ”Железобетонные рамы для сельскохозяйственных зданий”.
5. <http://www.betonika.lt/ru>.
6. <http://veik31.ru>.

УДК 627.43

Тенденции развития берегоукрепительных мероприятий в гидросооружениях с использованием геосинтетиков

Яковец Т.С.

Научный руководитель: Минчукова М.Е.

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

В практике строительства гидротехнических объектов часто приходится решать вопросы защиты береговых акваторий от эрозии и размыва водным потоком, возникновения оползней. Перспективным решением таких проблем является использование геосинтетических материалов.

Современные научные исследования и разработки по укреплению грунтовых откосов и склонов сооружений связаны с изготовлением новых материалов с высокими прочностными свойствами и конструкций на основе использования различных комбинаций материалов, обеспечивающих противодиффузионную эффективность и эксплуатационную надежность, а также с совершенствованием способов крепления таких конструкций к поверхности грунта. Представляют интерес следующие инновационные предложения, основанные на внедрении новых конструктивных особенностей и технологий производства:

- георешетка из растягиваемой многоосевой пластмассы, состоящая из пересекающихся полос, формирующих прямоугольные блоки;
- пространственно полимерная решетка с ячеистой структурой, выполненная из гибких полос из ПВХ, армированных арамидными или углеродными нитями;
- георешетка, выполненная из продольных пластин, соединенных между собой анкерами и имеющих дренажные прорези;
- геокompозитный материал в виде бентонитовых матов, армированный полимерной геосеткой методом термоскрепления и защищенный габионным покрытием с ячеистой структурой. Ячейки описанных покрытий заполняются сыпучим материалом;
- геотекстильная цементирующая оболочка из двух высокопрочных синтетических полотен ткани, заполненная бетонной смесью;
- ячеистая конструкция из геосотов и геотекстиля, заполненная песчано-гравийной смесью и закрепленная полимерной пропиткой; конструкция, включающая геотекстильный материал с плотностью 200-500 г/м², содержащий семена растений и покрытый пространственной геосеткой, которая прикреплена к грунту анкерами и заполнена гумусом.

Техническим результатом разработок являются повышение несущей способности, стабильности геометрических параметров конструкций, предотвращении деформаций грунтовых сооружений, увеличения срока их службы, снижение экономических затрат на возведение.

Научное издание

**СОВРЕМЕННЫЕ МЕТОДЫ
РАСЧЕТОВ И ОБСЛЕДОВАНИЙ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

Материалы
76-й студенческой
научно-технической конференции

23 мая 2020 г.