

ФГБОУ ВО «Пензенский государственный
университет архитектуры и строительства»



*Всероссийская
научно-техническая
конференция*

АКТУАЛЬНЫЕ ПРОБЛЕМЫ МЕХАНИКИ В СОВРЕМЕННОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ



ПЕНЗА, 2024

УДК 69 (06)

ББК 38 ф

А 43

АКТУАЛЬНЫЕ ПРОБЛЕМЫ МЕХАНИКИ В СОВРЕМЕННОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Материалы Всероссийской научно-технической конференции. – Пенза,
2024

Под редакцией доктора технических наук,
профессора, зав. кафедрой «Механика»
Шейна А.И.

© ФГБОУ ВО «Пензенский государственный
университет архитектуры и строительства»

**Обращение к участникам Всероссийской конференции
«Актуальные проблемы механики в современном строительстве»**

Уважаемые коллеги!



Наша конференция посвящена 80-летию строительного образования в Пензенской области. Научная мысль заставляет человечество двигаться вперед. Конференция, это результат научной деятельности и творческого участия ученых, преподавателей и студентов, передает опыт и знания нашей молодежи. Вовлекает в процесс научных исследований и открытий. Наиболее интересные материалы конференции мы размещаем в юбилейном №20 электронном журнале «Моделирование и механика конструкций». Очень надеемся на Ваше сотрудничество и приглашаем всех заинтересованных ученых и инженеров присылать свои статьи и доклады для опубликования в материалах конференции, а также приезжать к нам для чтения и обсуждения ваших докладов.

Желаю всем плодотворной творческой работы, удачи в научных поисках, глубоких знаний, во благо будущего Пензенской области и нашей страны.

Зав. кафедрой «Механика» ПГУАС
д.т.н., профессор А.И. Шейн

ДИАГНОСТИКА ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ, ПОСТРОЕННЫХ ИЗ БЫВШИХ РАНЕЕ В УПОТРЕБЛЕНИИ КОНСТРУКЦИЙ

Артюшин Дмитрий Викторович,

*Пензенский государственный университет архитектуры и строительства,
г.Пенза,*

*кандидат технических наук, доцент, декан Инженерно-строительного
института*

Кузнецов Антон Эдуардович,

*Пензенский государственный университет архитектуры и строительства,
г.Пенза, студент*

В настоящее время вызывает серьезное опасение техническое состояние и безопасная эксплуатация каркасных зданий различного назначения, построенных из бывших ранее в употреблении железобетонных конструкций. Существуют два противоположных мнения по вопросу целесообразности применения бывших в употреблении строительных конструкций в целом и железобетонных в частности. Одни специалисты считают, что их вполне можно использовать для строительства новых объектов, поскольку по своей несущей способности бывшие в употреблении, но находящиеся в работоспособном состоянии конструкции могут не уступать только что выпущенным с завода аналогам. Кроме того, такие конструкции значительно дешевле новых, следовательно, их применение позволяет снизить стоимость строительства того или иного объекта в целом. Но есть и другая точка зрения, сторонники которой не поддерживают использование бывших ранее в употреблении железобетонных конструкций при строительстве новых объектов. Тем не менее, подобная практика строительства зданий различного назначения была достаточно широко распространена в начале нынешнего столетия.

В связи с этим актуальной задачей является своевременная оценка технического состояния зданий, построенных из бывших ранее в употреблении строительных конструкций, и определение очередности работ по ремонту, усилению или замене конструктивных элементов. Основные виды повреждений

и дефектов строительных конструкций подобных зданий с железобетонным каркасом можно рассмотреть на примере результатов обследования одноэтажного здания пристроя к существующему производственному корпусу, построенного в Пензенской области в 2008 году в соответствии с проектом ООО «Пензаагропроект». Общий вид и план здания показаны на рисунках 1, 2.



Рисунок 1 – Общий вид здания

Здание одноэтажное, каркасного типа с шагом колонн в продольном направлении 6,0 м, в поперечном – 12 м. Размеры здания в осях 46,9×48,1 м, высота до низа стропильных конструкций 5,5 м. Пространственная жесткость здания в целом обеспечивается совместной работой фундаментов, колонн, вертикальных связей и диска покрытия. В качестве стропильных конструкций в основном используются двухскатные решетчатые железобетонные балки длиной 11,96 м и частично металлические фермы пролетом 12,0 м. Балки опираются на железобетонные колонны прямоугольного сечения размером 400×400 мм. Покрытием здания служат железобетонные ребристые плиты из тяжелого бетона высотой 300 мм, в покрытии устроены светоаэрационные фонари. Кровля мягкая из двух слоев наплавленного материала по утеплителю из минераловатных плит ППЖ-200 толщиной 120 мм. Наружные стены выполнены из однослойных керамзитобетонных панелей за исключением локальных участков из кирпичной кладки.

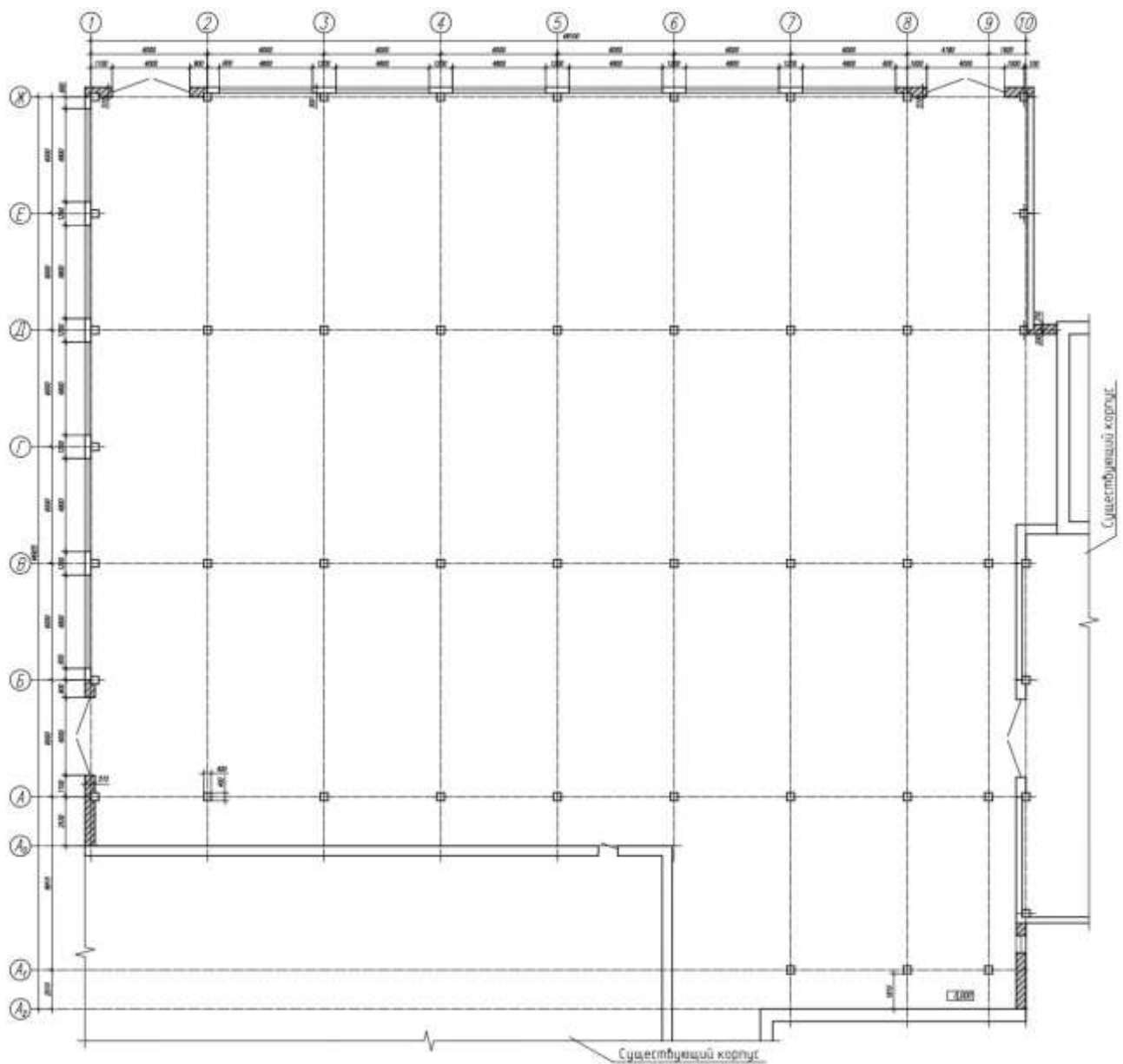







Рисунок 2 – План здания на отм. 0,000

Проведенным техническим обследованием здания [1-3] было установлено, что несущие и ограждающие конструкции имеют повреждения различной степени, влияющие на их прочность и эксплуатационные качества. В таблице 1 представлены основные виды повреждений и дефектов несущих конструкций, а также способы их устранения.

Таблица 1 – Основные виды повреждений несущих конструкций здания

№ п/п	Описание повреждения (дефекта)	Общий вид повреждения (дефекта)	Способы устранения повреждения (дефекта)
1	2	3	4
1.	Вертикальные трещины вдоль продольной арматуры железобетонных колонн		<ul style="list-style-type: none"> • Затереть цементным тестом пластичной консистенции (раствором) с добавлением латекса (до 5%) имеющиеся трещины в колоннах
2.	Участки локальных обнажений и коррозии продольной (и поперечной) арматуры железобетонных колонн		<ul style="list-style-type: none"> • Очистить арматуру металлической щеткой от ржавчины. • Восстановить защитный слой бетона на поврежденных участках колонн

3.	<p>Сеть многочисленных трещин в средней части железобетонной колонны</p>		<ul style="list-style-type: none"> • Выполнить усиление колонны, см. рисунок 3
4.	<p>Малая толщина защитного слоя бетона, обнажение и коррозия арматуры железобетонных стропильных балок покрытия</p>		<ul style="list-style-type: none"> • Очистить арматуру металлической щеткой от ржавчины. • Восстановить защитный слой бетона на поврежденных участках железобетонных балок
5.	<p>Поверхностная коррозия элементов металлических стропильных ферм покрытия</p>		<ul style="list-style-type: none"> • Выполнить антикоррозионную обработку преобразователем ржавчины (модификатором) и покраску металлических ферм
6.	<p>Трещины, обнажения и коррозия арматуры на потолочной поверхности (в полке) и в поперечных ребрах железобетонных плит покрытия</p>		<ul style="list-style-type: none"> • Затереть имеющиеся трещины цементным тестом пластичной консистенции (раствором) с добавлением латекса (до 5%). • Очистить арматуру металлической щеткой от ржавчины. • Восстановить защитный слой бетона

1	2	3	4
7.	Обнажения и коррозия рабочей арматуры продольных ребер железобетонных плит покрытия		<ul style="list-style-type: none"> • Очистить арматуру металлической щеткой от ржавчины. • Обмазать компаундом на основе эпоксидной смолы с последующим оштукатуриванием
8.	Опасная наклонная трещина вблизи опоры в продольном ребре железобетонной плиты покрытия. Обнажение и коррозия рабочей арматуры продольного ребра		<ul style="list-style-type: none"> • Выполнить усиление плиты покрытия, см. рисунок 4

Анализируя результаты обследования конструктивных элементов здания, можно сделать следующие выводы об их техническом состоянии и степени повреждения:

- Фундаменты колонн находятся в работоспособном состоянии, о чем свидетельствует отсутствие признаков общей деформации коробки здания и трещин по линиям сопряжения стеновых панелей.

- Прочность тяжелого бетона по результатам неразрушающего контроля основных несущих конструкций в целом соответствует проектным значениям (колонны и плиты покрытия выполнены из бетона класса В20÷25, стропильные балки – из бетона класса В30).

- Подавляющая часть обследованных конструкций (колонны, балки и плиты покрытия) имеет достаточный ресурс по прочности и несущей способности, а обнаруженные дефекты могут быть устранены в ходе текущих ремонтов.

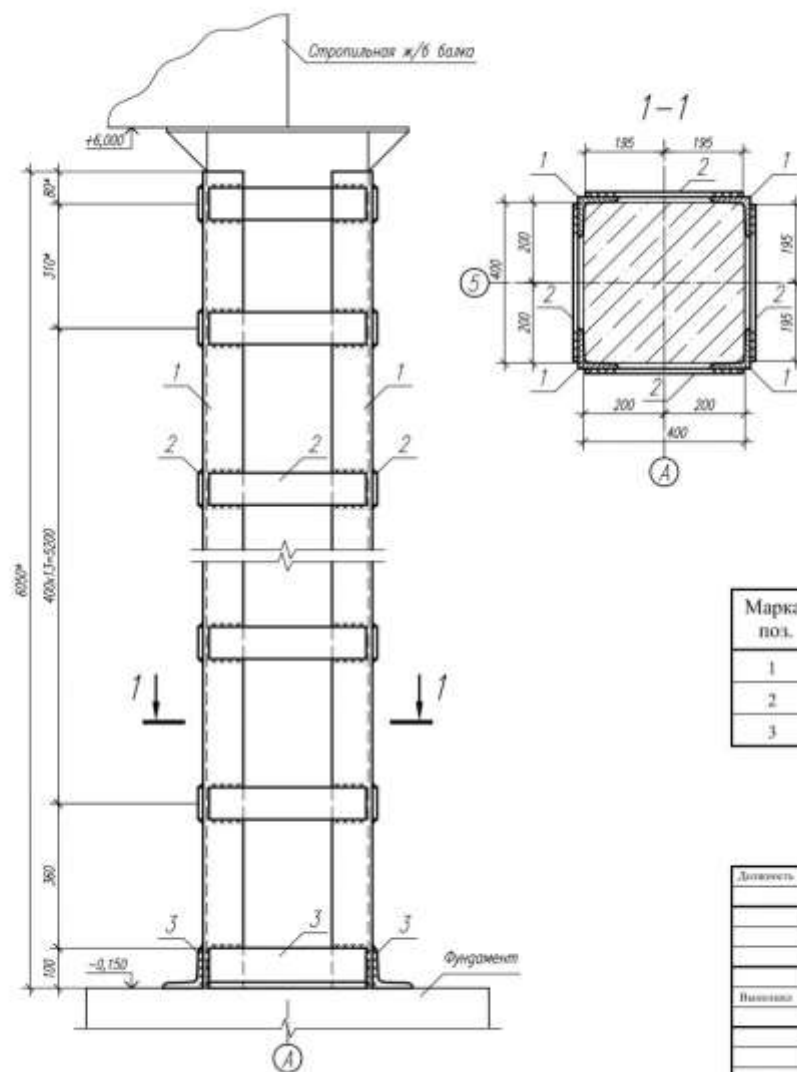
- Вместе с тем, часть обследованных железобетонных конструкций из-за многочисленных повреждений и дефектов в виде широко раскрытых трещин,

глубоких отслоений и разрушений бетона, а также обнажений и коррозии арматуры находится в недопустимом для дальнейшей эксплуатации состоянии. Такие конструктивные элементы необходимо усиливать по специально разработанному проектному решению либо заменять новыми [4-6].

В заключении можно отметить, что бывшие ранее в употреблении железобетонные изделия в целом могут быть использованы при строительстве различных зданий. Однако при выборе таких конструкций следует учитывать условия их предыдущей эксплуатации, демонтажа и хранения. Также желательно воспользоваться помощью эксперта, который сможет определить их техническое состояние и фактическую несущую способность.

Для обеспечения безопасной эксплуатации уже ранее построенных зданий из бывших в употреблении строительных конструкций следует систематически проводить их техническое обследование и выполнять текущий и капитальный ремонт, поддерживая тем самым необходимую степень надежности в соответствии с требованиями нормативных документов.

Схема усиления колонны в осях 5/А



Примечания:

1. Для элементов усиления колонны использовать сталь марки С245 /ГОСТ 27772-88*./
2. Размеры, помеченные *, уточнить по месту.
3. Для плотного прилегания уголков обоймы усиления (поз. 1) с углом колонны снять фаску на 3-5 мм, поверхность бетона по граням колонны тщательно выровнять скалыванием неровностей и зачеканкой цементным раствором.
4. Соединения сварных элементов на сварке выполнять в соответствии с ГОСТ 5264-80*.
5. Сварку выполнять электродами марки Э42 /ГОСТ 9467-75*./
6. Катеты швов принимать равными 1,2 наименьшей толщины свариваемых элементов.
7. Длину сварных швов принимать равной длине прирывать элементов.
8. После усиления колонны все стальные элементы обоймы обвязать металлической сеткой и оштукатурить цементно-песчаным раствором М100.

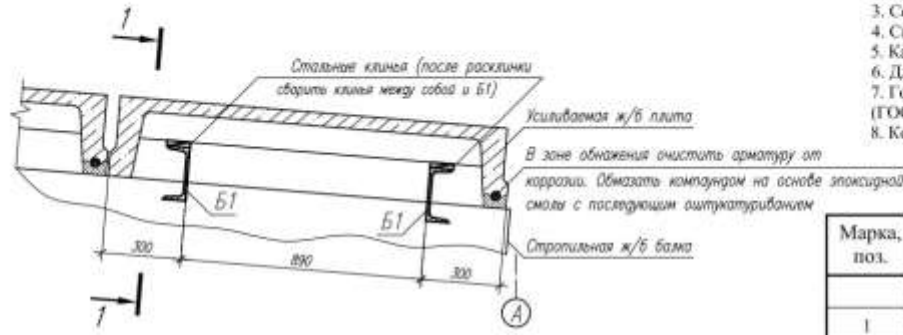
Спецификация материалов на усиление колонны

Марка, поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед., кг	Прим. (всего, кг)
1	ГОСТ 8509-93	Л 100-8 L=6050*	4	74,11	296,45
2	ГОСТ 19903-74*	-80-6 L=390	60	1,47	88,17
3	ГОСТ 8509-93	Л 100-8 L=390	4	4,78	19,11

Должность	Ф.И.О.	Подпись	Дата			
Выполнил	Артёмов Д.В.			Усиление колонны, расположенной в осях 5/А		
Схема усиления колонны. Разрез 1-1				ст.лн	л.ст.	л.ст.вн.
				РЧ	1	

Рисунок 3 – Чертеж усиления колонны стальной обоймой

Схема усиления плиты покрытия в осях 7-8/Б-А



- Примечания:
1. Для элементов усиления плиты покрытия использовать сталь марки С245 /ГОСТ 27772-88*/.
 2. Размеры, помеченные *, уточнить по месту.
 3. Соединения сварных элементов на сварке выполнять в соответствии с ГОСТ 5264-80*.
 4. Сварку выполнять электродами марки Э42 /ГОСТ 9467-75*/.
 5. Катеты швов принимать равными 1,2 наименьшей толщины свариваемых элементов.
 6. Длину сварных швов принимать равной длине примыкания свариваемых элементов.
 7. Готовое изделие окрасить грунтовкой ГФ-021 (ГОСТ 25129-82) и эмалью ХВ-110 (ГОСТ 18374-79*).
 8. Конструкция кровли условно не показана.

Спецификация материалов на усиление плиты покрытия

Марка, поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед., кг	Прим. (всего, кг)
		Балка Б1	2	104,68	209,36
1	ГОСТ 8240-97	Швеллер N18 L=6000*	1	97,80	97,80
2	ГОСТ 19903-74*	-150.10 L=250	2	2,94	5,89
3	ГОСТ 19903-74*	-65.8 L=121	2	0,49	0,99
		Стальные клинья (δ=10)	20		

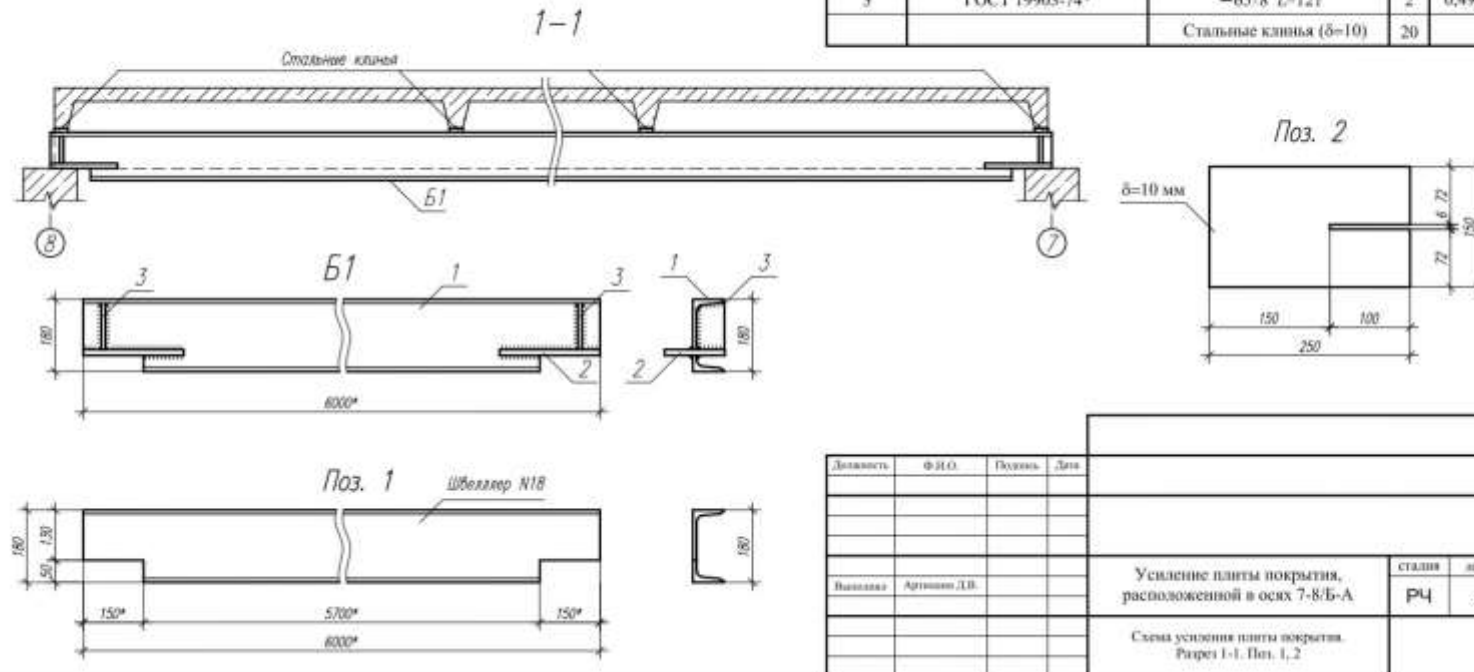


Рисунок 4 – Чертеж усиления плиты покрытия подведением стальных балок

Библиографический список:

1. СП 13-102-2003. Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений. М., 2004. 32 с.

2. Артюшин Д.В., Коновалов П.В. Исследование действительной работы несущих конструкций каркасных зданий на примере строящегося торгового центра [Электронный ресурс] // Моделирование и механика конструкций. 2017. №5. Систем. требования: Adobe Acrobat Reader. URL: http://mechanicspguas.ru/Plone/nomera-zhurnala/no5/stroitelnye-konstrukcii-zdaniya-i-sooruzheniya/5.12/at_download/file.

3. Гучкин И.С., Артюшин Д.В. Оценка эксплуатационной пригодности железобетонных балок по данным натурного обследования // Известия высших учебных заведений. Строительство. 2004. №8 (548). С. 131-133.

4. Муленкова В.И. Расчет и конструирование усиления железобетонных и каменных конструкций / В.И. Муленкова, Д.В. Артюшин. Пенза: ПГУАС, 2014. 117 с.

5. Гучкин И.С. Проектирование усиления однопролетных железобетонных балок подведением промежуточной жесткой опоры: И.С. Гучкин, С.Г. Багдоев, Д.В. Артюшин // Региональная архитектура и строительство. 2009. №1. С. 82-86.

6. Баранова Т.И., Гучкин И.С., Артюшин Д.В., Попов Д.В. Инженерные методы восстановления поврежденных конструкций в период строительства железобетонных каркасных зданий // Региональная архитектура и строительство. 2008. №2. С. 32-34.

ВНЕЦЕНТРЕННО НАГРУЖЕННАЯ КОЛОННА ПЛАВНО-ПЕРЕМЕННОГО ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ

Бакушев Сергей Васильевич,

*Пензенский государственный университет архитектуры и строительства,
г. Пенза*

доктор технических наук, профессор кафедры «Механика»

Коровушкина Екатерина Дмитриевна,

*Пензенский государственный университет архитектуры и строительства,
г. Пенза, студент*

Колонны плавно-переменного поперечного сечения, работающие на внецентренное сжатие, не получили широкого распространения при строительстве каркасов гражданских и промышленных зданий за исключением, возможно, лишь свайных фундаментов. Связано это, по-видимому, прежде всего со сложной технологией изготовления таких конструкций. Вместе с тем, колонны с плавно-переменным поперечным сечением получили широкое распространение при строительстве железобетонных опор линий электропередач. Как и центрально сжатые колонны, колонны с плавно-переменным поперечным сечением, работающие на внецентренное сжатие, позволяют более рационально использовать рабочую площадь поперечного сечения, что, в конце концов, приводит к экономии материала.

Обзор литературы последнего десятилетия показывает, что интерес к колоннам плавно переменного поперечного сечения не выходит из поля зрения инженеров и исследователей. Так в работах С.Н. Царенко [1, 5, 8] рассматриваются вопросы устойчивости и колебаний стержней переменного сечения. В работах Л.М. Коган-Розенцвейга [3, 4] исследуется работа стержня переменного сечения при продольно-поперечном изгибе. В работах А.Л. Готмана и Л.Я. Соколова [6, 7] оценивается работа комбинированных свай переменного сечения на горизонтальную нагрузку. В статье [2] исследуется работа стальной рамы переменного сечения с расщеплением карнизного узла. В статьях [9, 10, 11] рассматриваются стойки и балки переменного сечения.

Теоретические основы.

Если поперечное сечение внецентренно сжатой колонны плавно-переменное, то нормальные напряжения в какой-либо точке (x, y) поперечного сечения на уровне z следует вычислять по формуле:

$$\sigma_z(x, y, z) = \frac{F}{A(z)} + \frac{Fy_0y}{I_x(z)} + \frac{Fx_0x}{I_y(z)}. \quad (1)$$

Уравнение нейтральной линии при этом будет иметь вид:

$$1 + \frac{y_0y}{i_x^2(z)} + \frac{x_0x}{i_y^2(z)} = 0, \quad (2)$$

где $i_x^2(z) = \frac{I_x(z)}{A(z)}$; $i_y^2(z) = \frac{I_y(z)}{A(z)}$.

Отрезки, отсекаемые нейтральной линией на осях координат, являющихся главными центральными осями инерции поперечного сечения, будут определяться по формулам:

$$a_x(z) = -\frac{i_y^2(z)}{x_0}; \quad a_y(z) = -\frac{i_x^2(z)}{y_0}. \quad (3)$$

Положение опасного по нормальным напряжениям поперечного сечения $z_{\text{оп}}$ можно найти из уравнения:

$$\frac{\frac{\partial A(z)}{\partial z}}{[A(z)]^2} + \frac{y_0y \frac{\partial I_x(z)}{\partial z}}{[I_x(z)]^2} + \frac{x_0x \frac{\partial I_y(z)}{\partial z}}{[I_y(z)]^2} = 0. \quad (4)$$

Несущая способность колонны по сжатым $(-)$ или растянутым $(+)$ волокнам оценивается по опасному сечению с использованием формулы:

$$F \leq \frac{R_{\sigma}^{(\pm)} \gamma_d}{\frac{1}{A(z_{\text{оп}})} + \frac{y_0 y_{\text{max}}^{(\pm)}}{I_x(z_{\text{оп}})} + \frac{x_0 x_{\text{max}}^{(\pm)}}{I_y(z_{\text{оп}})}}. \quad (5)$$

Прямоугольное поперечное сечение.

Пусть колонна плавно-переменного сечения имеет прямоугольное

поперечное сечение размером $b(z) \times h(z)$ (рис. 1). Размеры нижнего сечения обозначим $b_0 \times h_0$, размеры верхнего сечения обозначим $b_1 \times h_1$. Пусть для всех сечений по высоте колонны выполняется зависимость:

$$b(z) = k \cdot h(z). \quad (6)$$

Уравнение наклонного ребра $a_0 a_1$ колонны в системе координат U, Z можно записать в следующем виде:

$$u(z) = \frac{1}{2} \sqrt{b_0^2 + h_0^2} - \frac{1}{2} \left(\sqrt{b_0^2 + h_0^2} - \sqrt{b_1^2 + h_1^2} \right) \frac{z}{H}. \quad (7)$$

С учётом зависимости (6) уравнение (7) получает вид:

$$u(z) = \frac{1}{2} \sqrt{k^2 + 1} \left[h_0 - (h_0 - h_1) \frac{z}{H} \right]. \quad (8)$$

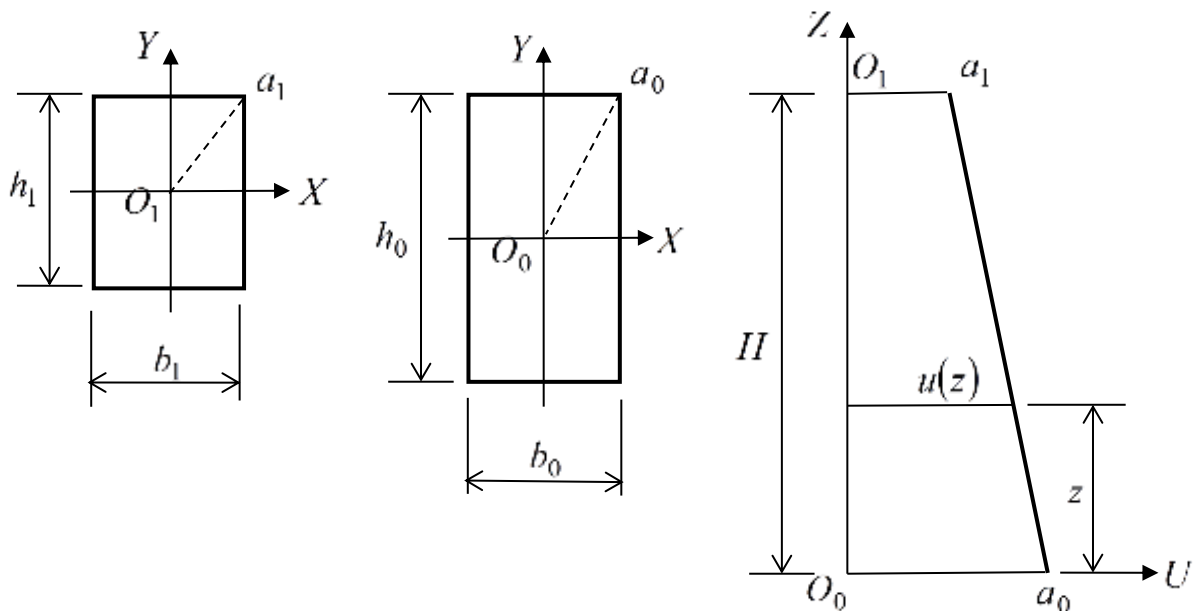


Рисунок 1 – Поперечные сечения колонны
плавно переменного сечения

Так как $u^2 = \frac{1}{4} (h^2 + b^2)$, то с учётом зависимости (6) получим:

$$h(z) = \frac{2 \cdot u(z)}{\sqrt{k^2 + 1}}; \quad b(z) = k \frac{2 \cdot u(z)}{\sqrt{k^2 + 1}}. \quad (9)$$

Теперь геометрические характеристики прямоугольного поперечного

сечения получают вид:

$$A(z) = b(z) \cdot h(z) = k \frac{4 \cdot u(z)}{k^2 + 1}; \quad (10)$$

$$I_x(z) = \frac{b(z) \cdot h(z)^3}{12} = k \frac{4 \cdot u(z)^4}{3(k^2 + 1)^2}; \quad I_y(z) = \frac{b(z)^3 \cdot h(z)}{12} = k^3 \frac{4 \cdot u(z)^4}{3(k^2 + 1)^2}; \quad (11)$$

$$i_x^2(z) = \frac{I_x(z)}{A(z)} = \frac{1}{3} \frac{u(z)^3}{k^2 + 1}; \quad i_y^2(z) = \frac{1}{3} k^2 \frac{u(z)^3}{k^2 + 1}. \quad (12)$$

Пример расчёта.

Рассмотрим в качестве примера колонну высотой $H = 12$ м с плавно-переменным прямоугольным сечением:

$$b_0 = 1 \text{ м}; h_0 = 1,5 \text{ м}; b_1 = 0,5 \text{ м}; h_1 = 0,75 \text{ м}.$$

Колонна внецентренно сжата силой $F = 500$ кН, приложенной в точке с координатами $x_0 = 0,125$ м; $y_0 = 0,1875$ м. Расчётное сопротивление материала колонны по сжимающим напряжениям $R_{\sigma}^{(-)} = 50$ МПа, расчётное сопротивление материала колонны по растягивающим напряжениям $R_{\sigma}^{(+)} = 5$ МПа. Коэффициент условий работы $\gamma_d = 1$.

$$\text{Вычисляем коэффициент } k = \frac{b_0}{h_0} = \frac{b_1}{h_1} = \frac{1}{1,5} = \frac{0,5}{0,75} = 0,667.$$

Уравнение (8) получает вид:

$$u(z) = \frac{1}{2} \sqrt{0,667^2 + 1} \cdot \left[1,5 - (1,5 - 0,75) \frac{z}{12} \right] = 0,9015 - 0,0376 \cdot z.$$

Вычисляем геометрические характеристики поперечных сечений колонны (формулы (10)-(12)):

$$\begin{aligned} A(z) &= k \frac{4 \cdot u(z)}{k^2 + 1} = 0,667 \frac{4 \cdot (0,9015 - 0,0376 \cdot z)}{1,202} = 2,001 - 0,0835 \cdot z; \\ I_x(z) &= k \frac{4 \cdot u(z)^4}{3(k^2 + 1)^2} = 0,667 \frac{4 \cdot (0,9015 - 0,0376 \cdot z)^4}{3 \cdot 1,202^2} = \\ &= 0,6155 \cdot (0,9015 - 0,0376 \cdot z)^4; \end{aligned}$$

$$I_y(z) = k^3 \frac{4 \cdot u(z)^4}{3(k^2 + 1)^2} = 0,667^3 \frac{4 \cdot (0,9015 - 0,0376 \cdot z)^4}{3 \cdot 1,202^2} =$$

$$= 0,2738 \cdot (0,9015 - 0,0376 \cdot z)^4;$$

$$i_x^2(z) = \frac{1}{3} \frac{u(z)^3}{k^2 + 1} = \frac{(0,9015 - 0,0376 \cdot z)^3}{3 \cdot 1,202} = 0,2774 \cdot (0,9015 - 0,0376 \cdot z)^3;$$

$$i_y^2(z) = \frac{1}{3} k^2 \frac{u(z)^3}{k^2 + 1} = 0,667^2 \frac{(0,9015 - 0,0376 \cdot z)^3}{3 \cdot 1,202} =$$

$$= 0,0822 \cdot (0,9015 - 0,0376 \cdot z)^3.$$

Отрезки, отсекаемые нейтральной линией на осях координат равны:

$$a_x(z) = -\frac{i_y^2(z)}{x_0} = -\frac{0,0822 \cdot (0,9015 - 0,0376 \cdot z)^3}{0,125} =$$

$$= -0,6576 \cdot (0,9015 - 0,0376 \cdot z)^3;$$

$$a_y(z) = -\frac{i_x^2(z)}{y_0} = -\frac{0,2774 \cdot (0,9015 - 0,0376 \cdot z)^3}{0,1875} =$$

$$= -1,4795 \cdot (0,9015 - 0,0376 \cdot z)^3.$$

В итоге, в верхнем сечении, когда $z = H = 12$ м

$$a_x(12) = -0,0600 \text{ м}; \quad a_y(12) = -0,1351 \text{ м};$$

в среднем сечении, когда $z = \frac{H}{2} = 6$ м

$$a_x(6) = -0,2031 \text{ м}; \quad a_y(6) = -0,5177 \text{ м};$$

в нижнем сечении, когда $z = H = 0,0$ м

$$a_x(0) = -0,4817 \text{ м}; \quad a_y(0) = -1,0837 \text{ м}.$$

На рис. 2 показано положение нейтральной линии в верхнем, среднем и нижнем сечениях колонны.

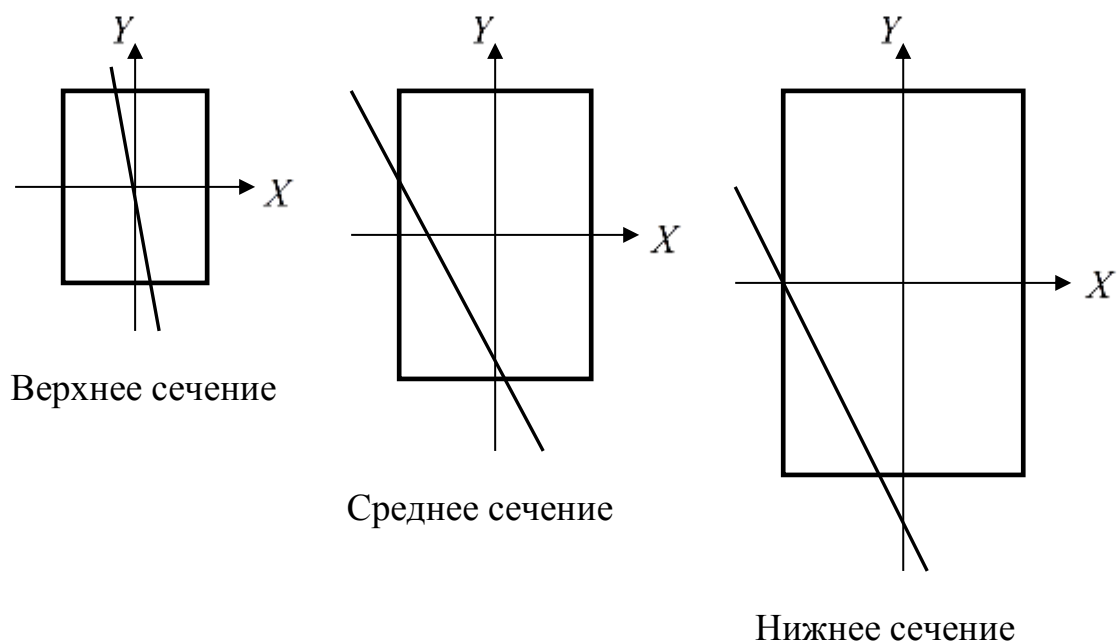


Рисунок 2 – Положение нейтральной линии в верхнем, среднем и нижнем сечениях колонны

Ядро сечения, построенное в верхнем, среднем и нижнем сечениях колонны показано на рис. 3.

- верхнее сечение колонны ($z = H = 12$ м):

Т.1: $x_0 = 0$ м; $y_0 = 0,0675$ м;

Т.2: $x_0 = 0,0300$ м; $y_0 = 0$ м;

Т.3: $x_0 = 0$ м; $y_0 = -0,0675$ м;

Т.4: $x_0 = -0,0300$ м; $y_0 = 0$ м.

$a_x = -\infty$ м, $a_y = -0,375$ м.

$$x_0 = -\frac{i_y^2}{a_x} = 0 \text{ м};$$

$$y_0 = -\frac{i_x^2}{a_y} = -\frac{0,2774 \cdot (0,9015 - 0,0376 \cdot 12)^3}{-0,375} = 0,0675 \text{ м}.$$

$a_x = -0,25$ м, $a_y = -\infty$ м.

$$x_0 = -\frac{i_y^2}{a_x} = -\frac{0,0822 \cdot (0,9015 - 0,0376 \cdot 12)^3}{-0,25} = 0,0300 \text{ м};$$

$$y_0 = -\frac{i_x^2}{a_y} = 0 \text{ м}.$$

$$a_x = -\infty \text{ м}, a_y = 0,375 \text{ м}.$$

$$x_0 = -\frac{i_y^2}{a_x} = 0 \text{ м};$$

$$y_0 = -\frac{i_x^2}{a_y} = -\frac{0,2774 \cdot (0,9015 - 0,0376 \cdot 12)^3}{0,375} = -0,0675 \text{ м}.$$

$$a_x = 0,25 \text{ м}, a_y = -\infty \text{ м}.$$

$$x_0 = -\frac{i_y^2}{a_x} = -\frac{0,0822 \cdot (0,9015 - 0,0376 \cdot 12)^3}{0,25} = -0,0300 \text{ м};$$

$$y_0 = -\frac{i_x^2}{a_y} = 0 \text{ м}.$$

- среднее сечение $\left(z = \frac{H}{2} = 6 \text{ м}\right)$:

Т.1: $x_0 = 0 \text{ м}; y_0 = 0,1521 \text{ м};$

Т.2: $x_0 = -0,0677 \text{ м}; y_0 = 0 \text{ м};$

Т.3: $x_0 = 0 \text{ м}; y_0 = -0,1521 \text{ м};$

Т.4: $x_0 = 0,0677 \text{ м}; y_0 = 0 \text{ м}.$

$$a_x = -\infty \text{ м}, a_y = -0,56375 \text{ м}.$$

$$x_0 = -\frac{i_y^2}{a_x} = 0 \text{ м};$$

$$y_0 = -\frac{i_x^2}{a_y} = -\frac{0,2774 \cdot (0,9015 - 0,0376 \cdot 6)^3}{-0,56375} = 0,1521 \text{ м}.$$

$$a_x = -0,375 \text{ м}, a_y = -\infty \text{ м}.$$

$$x_0 = -\frac{i_y^2}{a_x} = -\frac{0,0822 \cdot (0,9015 - 0,0376 \cdot 6)^3}{-0,375} = 0,0677 \text{ м};$$

$$y_0 = -\frac{i_x^2}{a_y} = 0 \text{ м}.$$

$$a_x = -\infty \text{ м}, a_y = 0,56375 \text{ м}.$$

$$x_0 = -\frac{i_y^2}{a_x} = 0 \text{ м};$$

$$y_0 = -\frac{i_x^2}{a_y} = -\frac{0,2774 \cdot (0,9015 - 0,0376 \cdot 6)^3}{0,56375} = -0,1521 \text{ м}.$$

$$a_x = 0,375 \text{ м}, a_y = -\infty \text{ м}.$$

$$x_0 = -\frac{i_y^2}{a_x} = -\frac{0,0822 \cdot (0,9015 - 0,0376 \cdot 6)^3}{0,375} = -0,0677 \text{ м};$$

$$y_0 = -\frac{i_x^2}{a_y} = 0 \text{ м}.$$

- нижнее сечение ($z = 0 \text{ м}$):

$$\text{Т.1: } x_0 = 0 \text{ м}; y_0 = 0,2710 \text{ м};$$

$$\text{Т.2: } x_0 = 0,1204 \text{ м}; y_0 = 0 \text{ м};$$

$$\text{Т.3: } x_0 = 0 \text{ м}; y_0 = -0,2710 \text{ м};$$

$$\text{Т.4: } x_0 = -0,1204 \text{ м}; y_0 = 0 \text{ м}.$$

$$a_x = -\infty \text{ м}, a_y = -0,75 \text{ м}.$$

$$x_0 = -\frac{i_y^2}{a_x} = 0 \text{ м};$$

$$y_0 = -\frac{i_x^2}{a_y} = -\frac{0,2774 \cdot (0,9015 - 0,0376 \cdot 0)^3}{-0,75} = 0,2710 \text{ м}.$$

$$a_x = -0,5 \text{ м}, a_y = -\infty \text{ м}.$$

$$x_0 = -\frac{i_y^2}{a_x} = -\frac{0,0822 \cdot (0,9015 - 0,0376 \cdot 0)^3}{-0,5} = 0,1204 \text{ м};$$

$$y_0 = -\frac{i_x^2}{a_y} = 0 \text{ м.}$$

$$a_x = -\infty \text{ м, } a_y = 0,75 \text{ м.}$$

$$x_0 = -\frac{i_y^2}{a_x} = 0 \text{ м;}$$

$$y_0 = -\frac{i_x^2}{a_y} = -\frac{0,2774 \cdot (0,9015 - 0,0376 \cdot 0)^3}{0,75} = -0,2710 \text{ м.}$$

$$a_x = 0,5 \text{ м, } a_y = -\infty \text{ м.}$$

$$x_0 = -\frac{i_y^2}{a_x} = -\frac{0,0822 \cdot (0,9015 - 0,0376 \cdot 0)^3}{0,5} = -0,1204 \text{ м;}$$

$$y_0 = -\frac{i_x^2}{a_y} = 0 \text{ м.}$$

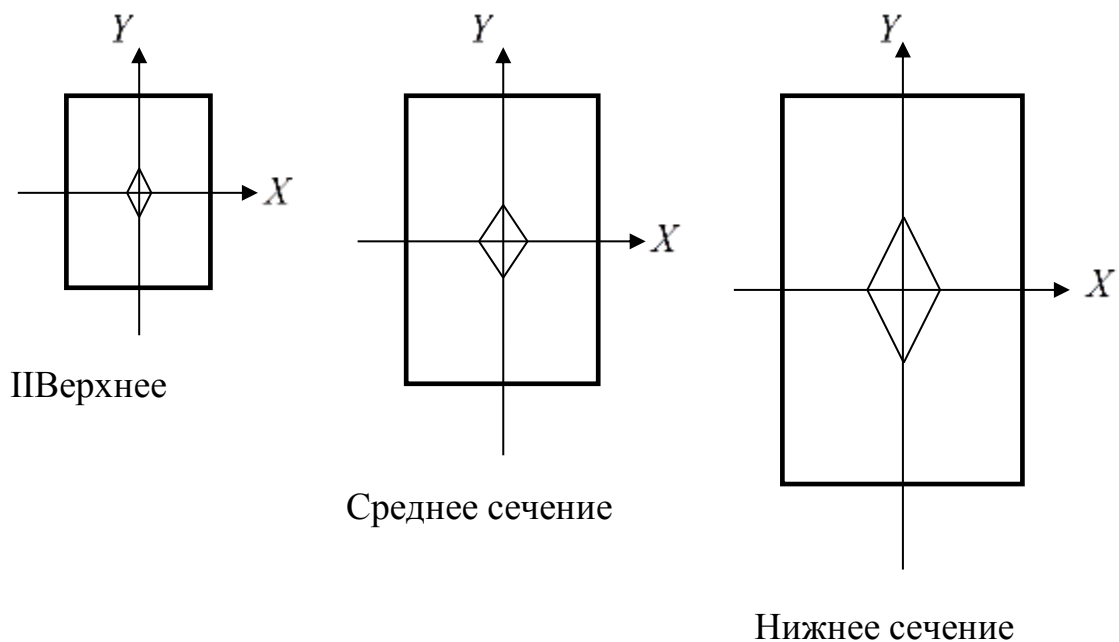


Рисунок 3 – Ядро сечения в верхнем, среднем и нижнем сечениях

Оценим несущую способность стержня по верхнему, среднему и нижнему сечениям колонны. Судя по положению нейтральной линии (рис. 2) во всех

сечениях опасной точкой по сжимающим нормальным напряжениям будет правый верхний угол, а опасной точкой по растягивающим нормальным напряжениям будет левый нижний угол поперечного сечения.

- Верхнее сечение колонны ($z = H = 12$ м).

Сжатая зона: $x_{\max}^{(-)} = 0,25$ м; $y_{\max}^{(-)} = 0,375$ м.

$$F^{(-)} \leq \frac{-R_{\sigma}^{(-)} \gamma_d}{\frac{1}{A(z_{\text{оп}})} + \frac{y_0 y_{\max}^{(-)}}{i_x(z_{\text{оп}})} + \frac{x_0 x_{\max}^{(-)}}{i_y(z_{\text{оп}})}} = -5 \cdot 10^7 \cdot 1 \cdot \left[\frac{1}{2,001 - 0,0835 \cdot 12} + \frac{0,1875 \cdot 0,375}{0,6155 \cdot (0,9015 - 0,0376 \cdot 12)^4} + \frac{0,125 \cdot 0,25}{0,2738 \cdot (0,9015 - 0,0376 \cdot 12)^4} \right]^{-1} = -7,6 \text{ кН.}$$

Растянутая зона: $x_{\max}^{(+)} = -0,25$ м; $y_{\max}^{(+)} = -0,375$ м.

$$F^{(+)} \leq \frac{R_{\sigma}^{(+)} \gamma_d}{\frac{1}{A(z_{\text{оп}})} + \frac{y_0 y_{\max}^{(+)}}{i_x(z_{\text{оп}})} + \frac{x_0 x_{\max}^{(+)}}{i_y(z_{\text{оп}})}} = 5 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot \left[\frac{1}{2,001 - 0,0835 \cdot 12} - \frac{0,1875 \cdot 0,375}{0,6155 \cdot (0,9015 - 0,0376 \cdot 12)^4} - \frac{0,125 \cdot 0,25}{0,2738 \cdot (0,9015 - 0,0376 \cdot 12)^4} \right]^{-1} = -1,1 \text{ кН.}$$

- Среднее сечение колонны ($z = \frac{H}{2} = 6$ м).

Сжатая зона: $x_{\max}^{(-)} = 0,3775$ м; $y_{\max}^{(-)} = 0,56375$ м.

$$F^{(-)} \leq \frac{-R_{\sigma}^{(-)} \gamma_d}{\frac{1}{A(z_{\text{оп}})} + \frac{y_0 y_{\max}^{(-)}}{i_x(z_{\text{оп}})} + \frac{x_0 x_{\max}^{(-)}}{i_y(z_{\text{оп}})}} = -5 \cdot 10^7 \cdot 1 \cdot \left[\frac{1}{2,001 - 0,0835 \cdot 6} + \frac{0,1875 \cdot 0,56375}{0,6155 \cdot (0,9015 - 0,0376 \cdot 6)^4} + \frac{0,125 \cdot 0,3775}{0,2738 \cdot (0,9015 - 0,0376 \cdot 6)^4} \right]^{-1} = -21,5 \text{ кН.}$$

Растянутая зона: $x_{\max}^{(+)} = -0,3775$ м; $y_{\max}^{(+)} = -0,56375$ м.

$$F^{(+)} \leq \frac{R_{\sigma}^{(+)} \gamma_d}{\frac{1}{A(z_{\text{оп}})} + \frac{y_0 y_{\text{max}}^{(+)}}{i_x(z_{\text{оп}})} + \frac{x_0 x_{\text{max}}^{(+)}}{i_y(z_{\text{оп}})}} = 5 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot \left[\frac{1}{2,001 - 0,0835 \cdot 6} - \frac{0,1875 \cdot 0,56375}{0,6155 \cdot (0,9015 - 0,0376 \cdot 6)^4} - \frac{0,125 \cdot 0,3775}{0,2738 \cdot (0,9015 - 0,0376 \cdot 6)^4} \right]^{-1} = -5,2 \text{ кН.}$$

- Нижнее сечение колонны ($z = 0$ м).

Сжатая зона: $x_{\text{max}}^{(-)} = 0,5$ м; $y_{\text{max}}^{(-)} = 0,75$ м.

$$F^{(-)} \leq \frac{-R_{\sigma}^{(-)} \gamma_d}{\frac{1}{A(z_{\text{оп}})} + \frac{y_0 y_{\text{max}}^{(-)}}{i_x(z_{\text{оп}})} + \frac{x_0 x_{\text{max}}^{(-)}}{i_y(z_{\text{оп}})}} = 5 \cdot 10^7 \cdot 1 \cdot \left[\frac{1}{2,001 - 0,0835 \cdot 0} + \frac{0,1875 \cdot 0,75}{0,6155 \cdot (0,9015 - 0,0376 \cdot 0)^4} + \frac{0,125 \cdot 0,5}{0,2738 \cdot (0,9015 - 0,0376 \cdot 0)^4} \right]^{-1} = -42,0 \text{ кН.}$$

Растянутая зона: $x_{\text{max}}^{(+)} = -0,5$ м; $y_{\text{max}}^{(+)} = -0,75$ м.

$$F^{(+)} \leq \frac{R_{\sigma}^{(+)} \gamma_d}{\frac{1}{A(z_{\text{оп}})} + \frac{y_0 y_{\text{max}}^{(+)}}{i_x(z_{\text{оп}})} + \frac{x_0 x_{\text{max}}^{(+)}}{i_y(z_{\text{оп}})}} = 5 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot \left[\frac{1}{2,001 - 0,0835 \cdot 0} - \frac{0,1875 \cdot 0,75}{0,6155 \cdot (0,9015 - 0,0376 \cdot 0)^4} - \frac{0,125 \cdot 0,5}{0,2738 \cdot (0,9015 - 0,0376 \cdot 0)^4} \right]^{-1} = -26,1 \text{ кН.}$$

Таким образом, несущая способность колонны определяется по верхнему сечению.

Вычисляем производные в уравнении (4):

$$\frac{\partial A(z)}{\partial z} = -0,0835; \quad \frac{\partial I_x(z)}{\partial z} = -0,0925 \cdot (0,9015 - 0,0376 \cdot z)^3;$$

$$\frac{\partial I_y(z)}{\partial z} = -0,0411 \cdot (0,9015 - 0,0376 \cdot z)^3.$$

Уравнение (4) при этом получает вид:

$$\frac{0,0835}{(2,001 - 0,0835 \cdot z)^2} + \frac{0,2442 \cdot y_0 y + 0,5482 \cdot x_0 x}{(0,9015 - 0,0376 \cdot z)^5} = 0. \quad (13)$$

Так как $x_0 = 0,125$ м; $y_0 = 0,1875$ м, то уравнение (13) приводится к виду:

$$\frac{0,0835}{(2,001 - 0,0835 \cdot z)^2} + \frac{0,0458 \cdot y + 0,0685 \cdot x}{(0,9015 - 0,0376 \cdot z)^5} = 0. \quad (14)$$

Принимая во внимание, что правый верхний угол поперечного сечения, для которого $x = \frac{1}{2}b(z) = k \frac{u(z)}{\sqrt{k^2 + 1}}$; $y = \frac{1}{2}h(z) = \frac{u(z)}{\sqrt{k^2 + 1}}$ является опасным по

сжимающим нормальным напряжениям, то уравнение (14) получает вид:

$$\frac{0,0835}{(2,001 - 0,0835 \cdot z)^2} + \frac{0,0458 \cdot \frac{u(z)}{\sqrt{k^2 + 1}} + 0,0685 \cdot k \frac{u(z)}{\sqrt{k^2 + 1}}}{(0,9015 - 0,0376 \cdot z)^5} = 0.$$

Или, поскольку $k = 0,667$ и $u(z) = 0,9015 - 0,0376 \cdot z$, получаем:

$$\begin{aligned} & \frac{0,0835}{(2,001 - 0,0835 \cdot z)^2} + \\ & + \frac{0,0458 \cdot \frac{0,9015 - 0,0376 \cdot z}{1,2018} + 0,0685 \cdot 0,667 \frac{0,9015 - 0,0376 \cdot z}{1,2018}}{(0,9015 - 0,0376 \cdot z)^5} = 0; \end{aligned}$$

или

$$0,0835 \cdot (0,9015 - 0,0376 \cdot z)^4 + 0,0761 \cdot (2,001 - 0,0835 \cdot z)^2 = 0. \quad (15)$$

Уравнение (15) не имеет действительных корней. График уравнения (15) показан на рис. 4.

Поскольку график (Рис. 4) выражает значение производной $\frac{\partial \sigma_z}{\partial z}$, вычисленной по высоте колонны, причём эта производная монотонно убывающая функция, то функция $\sigma_z(z)$ будет монотонно возрастающей выпуклостью вверх, не имеющей локальных экстремумов. Следовательно, опасным по нормальным сжимающим напряжениям будет верхнее поперечное сечение колонны ($z = H$).

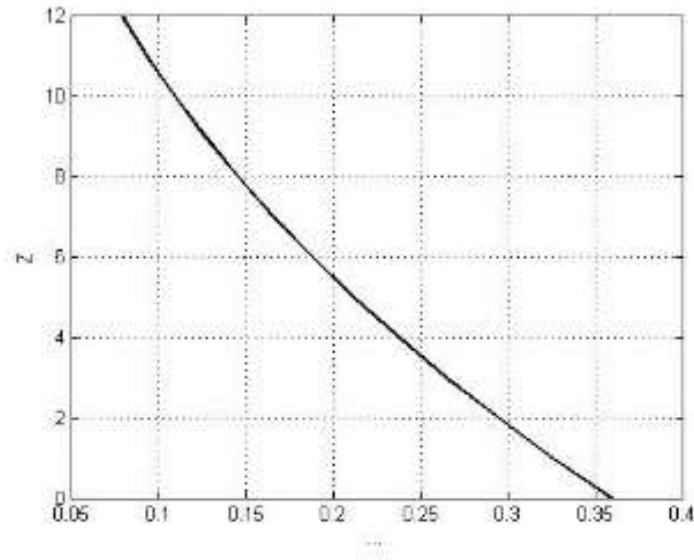


Рисунок 4 – График

Принимая во внимание, что левый нижний угол поперечного сечения, для которого $x = -\frac{1}{2}b(z) = -k \frac{u(z)}{\sqrt{k^2 + 1}}$; $y = -\frac{1}{2}h(z) = -\frac{u(z)}{\sqrt{k^2 + 1}}$ является опасным по растягивающим нормальным напряжениям, то уравнение (14) получает вид:

$$\frac{0,0835}{(2,001 - 0,0835 \cdot z)^2} - \frac{0,0458 \cdot \frac{u(z)}{\sqrt{k^2 + 1}} + 0,0685 \cdot k \frac{u(z)}{\sqrt{k^2 + 1}}}{(0,9015 - 0,0376 \cdot z)^5} = 0.$$

Или

$$0,0835 \cdot (0,9015 - 0,0376 \cdot z)^4 - 0,0761 \cdot (2,001 - 0,0835 \cdot z)^2 = 0. \quad (16)$$

График уравнения (16) показан на рис. 5. Поскольку график (Рис. 5) выражает значение производной $\frac{\partial \sigma_z}{\partial z}$, вычисленной по высоте колонны, причём эта производная монотонно возрастающая функция, то функция $\sigma_z(z)$ будет монотонно возрастающей выпуклостью вниз, не имеющей локальных экстремумов.

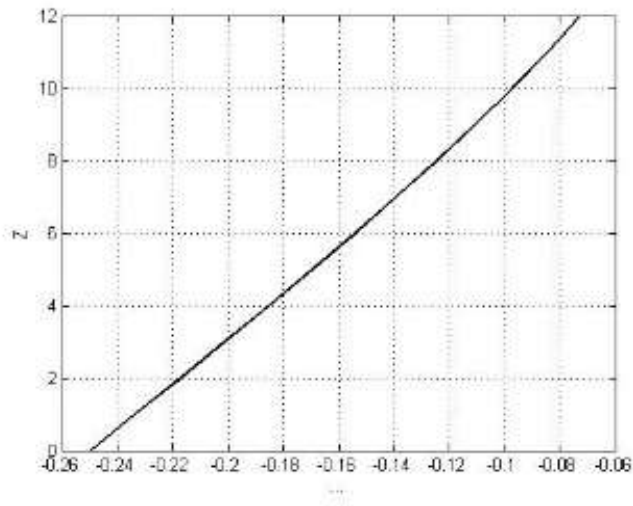


Рисунок 5 – График

Следовательно, опасным по нормальным сжимающим напряжениям будет верхнее поперечное сечение колонны ($z = H$).

Таким образом, исследование уравнения (4) показывает, что в данном случае прямоугольной внецентренно сжатой колонны с плавно-переменным сечением и заданной точкой приложения внешней силы, опасным по растягивающим и сжимающим напряжениям будет верхнее поперечное сечение.

Выводы.

1. Положение нейтральной линии во внецентренно сжатой колонне с плавно-переменным сечением зависит от рассматриваемого поперечного сечения.

2. Во внецентренно сжатых колоннах с плавно-переменным сечением ядро сечения увеличивает свои размеры при рассмотрении поперечных сечений от верхнего к нижнему.

3. Во внецентренно сжатых колоннах с плавно-переменным сечением, сечения, опасные по растягивающим и сжимающим нормальным напряжениям могут, вообще говоря, располагаться на разных уровнях, то есть не совпадать.

Библиографический список:

1. Царенко С.Н. Устойчивость конических стоек трубчатого сечения. // Вісник СевНТУ. 2014. № 148. С. 64-68.

2. Улитин Г.М., Царенко С.Н. Устойчивость упругого весомого стержня переменной изгибной жесткости, моделирующего конструкции башенного типа. // Строительная механика и расчет сооружений. 2015. № 6 (263). С. 36-40.

3. Улитин Г.М., Царенко С.Н. Изгибные колебания стержня с переменной жесткостью и распределенной массой. // Прикладная математика и механика. 2015. Т. 79. № 6. С. 817-823.

ПЕРЕВОДНАЯ ВЕРСИЯ:

Ulitin G.M., Tsarenko S.N. Flexural vibrations of a rod of variable stiffness and distributed mass. // Journal of Applied Mathematics and Mechanics. 2015. Т. 79. № 6. С. 572-576.

4. Каган-Розенцвейг Л.М. Метод определения усилий в упругих сжато-изогнутых стержнях переменного сечения. упрощенное уравнение изгиба (II). // Вестник гражданских инженеров. 2016. № 1 (54). С. 75-81.

5. Каган-Розенцвейг Л.М. О продольно-поперечном изгибе консольного стержня переменного сечения. // Вестник гражданских инженеров. 2007. № 4 (13). С. 14-17.

6. Готман А.Л., Соколов Л.Я. Расчет комбинированных свай переменного сечения на горизонтальную нагрузку. // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. 2014. № 2. С. 79-90.

7. Готман А.Л., Соколов Л.Я. Исследования работы комбинированных свай переменного сечения на горизонтальную нагрузку и их расчет. // Известия высших учебных заведений. Строительство. 2013. № 6 (654). С. 105-114.

8. Исаев А.В., Вахтель Р.Р., Закиров Р.А. Численные исследования напряженно-деформированного состояния стальной рамы переменного сечения

с расщеплением карнизного узла. // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. 2017. № 4 (42). С. 159-166.

9. Бакушев С.В., Зарипова Г.М. Оценка прочности и жёсткости стоек переменного сечения. // Актуальные проблемы механики в современном строительстве [Текст]: сб. науч. статей. Международ. науч.-техн. конф. – Пенза: ПГУАС, 2014. – 10-21 с.

10. Бакушев С.В., Зарипова Г.М. К вопросу о расчёте стержней переменного сечения, работающих на изгиб. // Актуальные проблемы механики в современном строительстве [Текст]: Материалы III Международ. науч.-техн. конф. – Пенза: ПГУАС, 2014. – 4-9 с.

11. Бакушев С.В., Зарипова Г.М. К вопросу об изгибе стержня переменного сечения. // Актуальные проблемы механики в современном строительстве [Текст]: Материалы III Международ. науч.-техн. конф. – Пенза: ПГУАС, 2014. – 9-21 с.

УДК 539.3/6

ВНЕЦЕНТРЕННО НАГРУЖЕННАЯ СТОЙКА С РАСПРЕДЕЛЁННОЙ ПОПЕРЕЧНОЙ НАГРУЗКОЙ

*Бакушев Сергей Васильевич,
Пензенский государственный университет архитектуры и строительства,
г.Пенза*

доктор технических наук, профессор кафедры «Механика»

Мирзаханов Магомед Рамисович,

*Пензенский государственный университет архитектуры и строительства,
г.Пенза, студент*

Колонны, составляющие несущий каркас гражданских и промышленных зданий в основном работают либо на осевое, либо на внецентренное сжатие. При этом они же воспринимают и горизонтальную ветровую нагрузку, передающуюся на ограждающие конструкции. Таким образом, колонны гражданских и промышленных зданий, находясь в условиях внецентренного

сжатия, воспринимают ещё и поперечную распределённую, как правило, по линейному закону, нагрузку.

В работе [1] решена задача расчёта внецентренно сжатой стойки с поперечной нагрузкой в виде сосредоточенных сил. Вопросам расчёта внецентренно сжатых стоек посвящены многие работы учёных и инженеров последнего десятилетия. Так в работе [2] рассматривается задача расчёта составных сжато-изгибаемых и внецентренно-сжатых деревянных стоек с податливыми нелинейно-деформируемыми связями сдвига. Интерес вызывают также вопросы расчёта внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементов из древесины и полимерных материалов [3]. Внецентренное сжатие с учётом нелинейной работы конструкции рассмотрено в работе [4]. Вопросы экспериментального исследования внецентренно сжатых стоек рассмотрены в работе [5]. Оценка несущей способности внецентренно сжатых железобетонных стоек выполнена в статье [6]. В нижеперечисленных работах выполнены исследования несущей способности и напряжённо-деформированного состояния сталетрубобетонных [7] или железобетонных [8] колонн и стоек с учётом нелинейных диаграмм работы материалов [9], а также предварительного напряжения трубобетонных стоек [10]. Вопросы определения перемещений во внецентренно сжатой стойке рассмотрены в работах [11, 12]. В работе [13] решена задача внецентренного ударного воздействия на упругую стойку.

В данной работе рассматриваются вопросы определения как несущей способности, так и вопросы построения нейтральной линии и ядра сечения внецентренно сжатой упругой массивной стойки, нагруженной дополнительно поперечной распределённой нагрузкой.

Теоретические основы расчёта.

Условие прочности поперечного сечения, взятого на расстоянии $z = L - l$ от основания внецентренно нагруженной массивной стойки, воспринимающей ещё и поперечную распределённую по линейному закону нагрузку (рис. 1), можно записать в следующем виде [14]:

$$\sigma_Z^{\max} = \frac{F}{A} + \frac{Fy_0y}{l_x} + \frac{Fx_0x}{l_y} + \frac{(q_1 + 2q_0)x}{6l_y}(L - z)^2 \leq R_{\sigma}\gamma_d. \quad (1)$$

В формуле (1) обозначено:

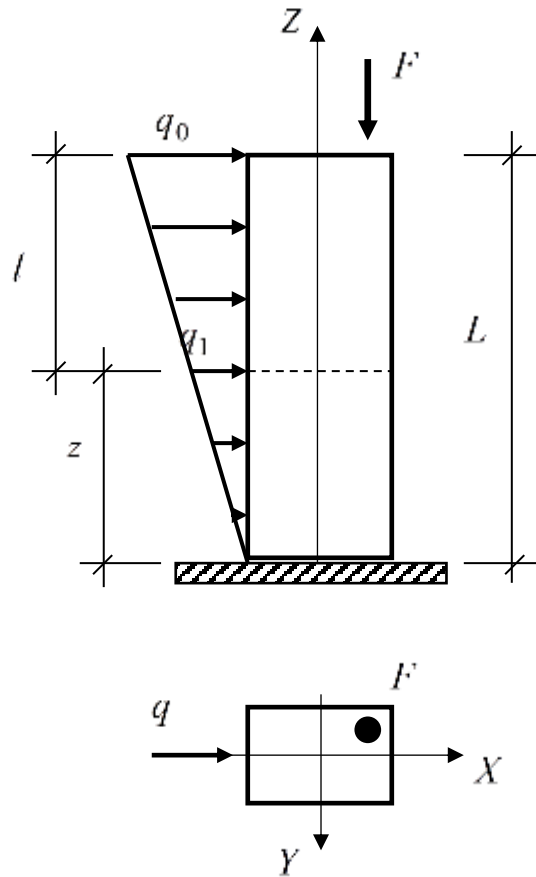


Рисунок 1 – Стойка

F – равнодействующая внешних сил, действующая параллельно оси стержня, но не совпадающая с ней;

x_0, y_0 – координаты точки приложения силы F ;

x, y – координаты точки, в которой действует максимальное нормальное напряжение σ_Z^{\max} .

q_0 – интенсивность распределённой нагрузки в верхнем сечении стойки;

q_1 – интенсивность распределённой нагрузки в рассматриваемом сечении стойки;

L – длина стойки;

l – расстояние от верхнего сечения стойки до рассматриваемого сечения;

A – площадь поперечного сечения стойки;

I_x и I_y – осевые моменты инерции поперечного сечения стойки относительно главных центральных осей;

R_{σ} – расчётное сопротивление материала стойки по нормальным напряжениям;

γ_d – коэффициент условий работы.

Уравнение нейтральной линии в рассматриваемом сечении стойки приводится к виду:

$$1 + \frac{y_0 y}{i_x^2} + \left[x_0 + \frac{(q_1 + 2q_0)[L - z]^2}{6F} \right] \frac{x}{i_y^2} = 0. \quad (2)$$

Отрезки, отсекаемые нейтральной линией в рассматриваемом сечении на осях координат, являющихся главными центральными осями инерции сечения, определяются не только геометрией сечения и точкой приложения силы F , но и величиной силы F , а также интенсивностью распределённой нагрузки, причём величина этого отрезка на оси X зависит от положения рассматриваемого сечения. Величина отрезков равна:

$$a_x = -\frac{i_y^2}{x_0 + \frac{(q_1 + 2q_0)[L - z]^2}{6F}}; \quad a_y = -\frac{i_x^2}{y_0}. \quad (3)$$

На основании формул (3) можно построить не только нейтральную линию, но и ядро сечения:

$$x_0 = -\frac{i_y^2}{a_x} - \frac{(q_1 + 2q_0)[L - z]^2}{6F}; \quad y_0 = -\frac{i_x^2}{a_y}. \quad (4)$$

Несущая способность внецентренно нагруженного стержня с поперечной распределённой нагрузкой определяется по наиболее нагруженным точкам контура опасного поперечного сечения стержня в сжатой и растянутой зонах, в соответствии с формулой

$$F \leq \frac{R_{\sigma} \gamma_d}{\frac{1}{A} + \frac{y_0 y_{\max}}{l_x} + \frac{x_0 x_{\max}}{l_y} + \frac{(q_1 + 2q_0)x}{6l_y F} L^2}. \quad (5)$$

Опасное сечение, в котором $\sigma_Z = \sigma_Z^{\max}$, в соответствии с (1), будет совпадать с нижним сечением стойки при $z = 0$.

Пример расчёта.

Рассмотрим упругую массивную стойку длиной $l = 4 \text{ м}$ с прямоугольным поперечным сечением с размерами $b = 0,4 \text{ м}$ и $h = 0,6 \text{ м}$. Стойка внецентренно сжата силой $F = 20 \text{ кН}$, приложенной в точке с координатами $x_0 = 0,1 \text{ м}$ и $y_0 = 0,15 \text{ м}$ (рис. 1). Кроме того, на стойку по всей её длине в направлении оси X действует распределённая по линейному закону нагрузка, максимальная интенсивность которой $q_0 = 5 \text{ кН/м}$. Расчётное сопротивление материала стойки $R_{\sigma} = 100 \text{ МПа}$, коэффициент условий работы принимаем $\gamma_d = 1$.

Квадраты радиусов инерции поперечного сечения стойки равны:

$$i_x^2 = \frac{l_x}{A} = \frac{bh^3}{12bh} = 2 \frac{0,4 \cdot 0,6^3}{12 \cdot 0,4 \cdot 0,6} = 0,03 \text{ м}^2;$$

$$i_y^2 = \frac{l_y}{A} = \frac{b^3h}{12bh} = \frac{0,4^3 \cdot 0,6}{12 \cdot 0,4 \cdot 0,6} = 0,013 \text{ м}^2.$$

В верхнем сечении стойки ($z = L$) отрезки, отсекаемые нейтральной линией на осях координат, будут равны:

$$a_x = -\frac{i_y^2}{x_0} = -\frac{0,013}{0,1} = -0,13 \text{ м}; \quad a_y = -\frac{i_x^2}{y_0} = -\frac{0,03}{0,15} = -0,2 \text{ м};$$

В среднем сечении стойки ($z = 0,5L$) отрезки, отсекаемые нейтральной линией на осях координат, будут равны:

$$a_x = -\frac{i_y^2}{x_0 + \frac{(q_1 + 2q_0)[L - z]^2}{6F}} = -\frac{0,013}{0,1 + \frac{(2,5 + 2 \cdot 5)[4 - 2]^2}{6 \cdot 20}} = -0,02516 \text{ м};$$

$$a_y = -\frac{i_x^2}{y_0} = -0,2 \text{ м}.$$

В нижнем сечении стойки ($z = 0$) отрезки, отсекаемые нейтральной линией на осях координат, будут равны:

$$a_x = -\frac{i_y^2}{x_0 + \frac{(q_1 + 2q_0)[L - z]^2}{6F}} = -\frac{0,013}{0,1 + \frac{(0 + 2 \cdot 5)[4 - 0]^2}{6 \cdot 20}} = -0,00907 \text{ м};$$

$$a_y = -\frac{i_x^2}{y_0} = -0,2 \text{ м}.$$

На рис. 2 показано положение нейтральных линий в верхнем, среднем и нижнем сечениях стойки.

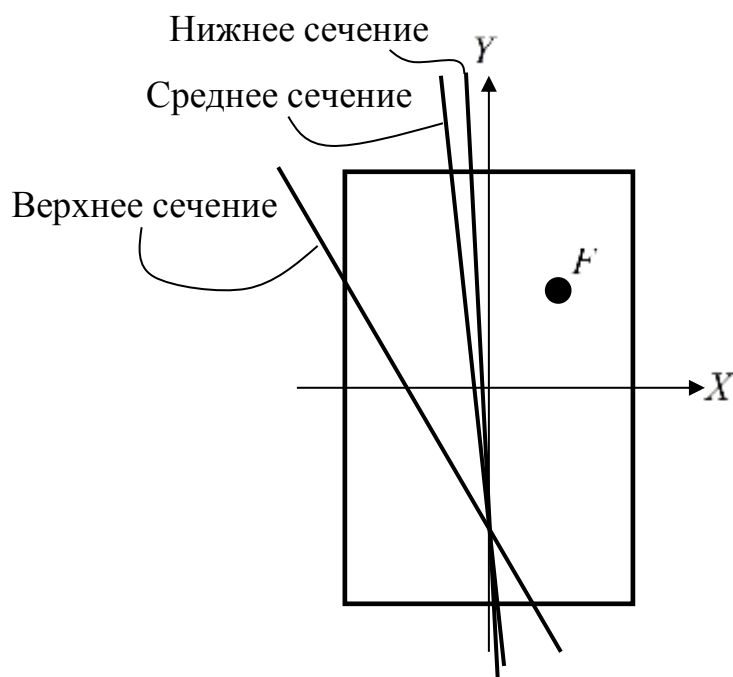


Рисунок 2 – Сечение стойки

Положение ядра сечения в верхнем, среднем и нижнем сечениях стойки показано на рис. 3. Координаты вершин ядра сечения, следующие:

- верхнее сечение $z = L$:

т.1: $x_0 = 0 \text{ м}; y_0 = 0,1 \text{ м};$

т.2: $x_0 = 0,065 \text{ м}; y_0 = 0 \text{ м};$

т.3: $x_0 = 0 \text{ м}; y_0 = -0,1 \text{ м};$

Т.4: $x_0 = -0,065 \text{ м}; y_0 = 0 \text{ м}.$

$$a_x = -\infty \text{ м}, a_y = -0,3 \text{ м}. \quad x_0 = -\frac{i_y^2}{a_x} = 0 \text{ м}, \quad y_0 = -\frac{i_x^2}{a_y} = -\frac{0,03}{-0,3} = 0,1 \text{ м}.$$

$$a_x = -0,2 \text{ м}, a_y = -\infty \text{ м}. \quad x_0 = -\frac{i_y^2}{a_x} = -\frac{0,013}{-0,2} = 0,065 \text{ м}, \quad y_0 = -\frac{i_x^2}{a_y} = 0 \text{ м}.$$

$$a_x = -\infty \text{ м}, a_y = 0,3 \text{ м}. \quad x_0 = -\frac{i_y^2}{a_x} = 0 \text{ м}, \quad y_0 = -\frac{i_x^2}{a_y} = -\frac{0,03}{0,3} = -0,1 \text{ м}.$$

$$a_x = 0,2 \text{ м}, a_y = -\infty \text{ м}. \quad x_0 = -\frac{i_y^2}{a_x} = -\frac{0,013}{0,2} = -0,065 \text{ м}, \quad y_0 = -\frac{i_x^2}{a_y} = 0 \text{ м}.$$

- среднее сечение $z = \frac{L}{2}$:

Т.1: $x_0 = -0,41667 \text{ м}; y_0 = 0,1 \text{ м};$

Т.2: $x_0 = -0,35167 \text{ м}; y_0 = 0 \text{ м};$

Т.3: $x_0 = -0,41667 \text{ м}; y_0 = -0,1 \text{ м};$

Т.4: $x_0 = -0,48167 \text{ м}; y_0 = 0 \text{ м}.$

$a_x = -\infty \text{ м}, a_y = -0,3 \text{ м}.$

$$x_0 = -\frac{i_y^2}{a_x} - \frac{(q_1 + 2q_0)[L - z]^2}{6F} = 0 - \frac{(2,5 + 2 \cdot 5)[4 - 2]^2}{6 \cdot 20} = -0,41667 \text{ м}.$$

$$y_0 = -\frac{i_x^2}{a_y} = -\frac{0,03}{-0,3} = 0,1 \text{ м}.$$

$a_x = -0,2 \text{ м}, a_y = -\infty \text{ м}.$

$$x_0 = -\frac{i_y^2}{a_x} - \frac{(q_1 + 2q_0)[L - z]^2}{6F} = -\frac{0,013}{-0,2} - \frac{(2,5 + 2 \cdot 5)[4 - 2]^2}{6 \cdot 20} = -0,35167 \text{ м}.$$

$$y_0 = -\frac{i_x^2}{a_y} = 0 \text{ м}.$$

$a_x = -\infty \text{ м}, a_y = 0,3 \text{ м}.$

$$x_0 = -\frac{i_y^2}{a_x} - \frac{(q_1 + 2q_0)[L - z]^2}{6F} = 0 - \frac{(2,5 + 2 \cdot 5)[4 - 2]^2}{6 \cdot 20} = -0,41667 \text{ м}.$$

$$y_0 = -\frac{i_x^2}{a_y} = -\frac{0,03}{0,3} = -0,1 \text{ м.}$$

$$a_x = 0,2 \text{ м, } a_y = -\infty \text{ м.}$$

$$x_0 = -\frac{i_y^2}{a_x} - \frac{(q_1 + 2q_0)[L - z]^2}{6F} = -\frac{0,013}{0,2} - \frac{(2,5 + 2 \cdot 5)[4 - 2]^2}{6 \cdot 20} = -0,48167 \text{ м.}$$

$$y_0 = -\frac{i_x^2}{a_y} = 0 \text{ м.}$$

- нижнее сечение $z = 0$:

$$\text{T.1: } x_0 = -1,33333 \text{ м; } y_0 = 0,1 \text{ м;}$$

$$\text{T.2: } x_0 = -1,26833 \text{ м; } y_0 = 0 \text{ м;}$$

$$\text{T.3: } x_0 = -1,33333 \text{ м; } y_0 = -0,1 \text{ м;}$$

$$\text{T.4: } x_0 = -1,39833 \text{ м; } y_0 = 0 \text{ м.}$$

$$a_x = -\infty \text{ м, } a_y = -0,3 \text{ м.}$$

$$x_0 = -\frac{i_y^2}{a_x} - \frac{(q_1 + 2q_0)[L - z]^2}{6F} = 0 - \frac{(0 + 2 \cdot 5)[4 - 0]^2}{6 \cdot 20} = -1,33333 \text{ м.}$$

$$y_0 = -\frac{i_x^2}{a_y} = -\frac{0,03}{-0,3} = 0,1 \text{ м.}$$

$$a_x = -0,2 \text{ м, } a_y = -\infty \text{ м.}$$

$$x_0 = -\frac{i_y^2}{a_x} - \frac{(q_1 + 2q_0)[L - z]^2}{6F} = -\frac{0,013}{0,2} - \frac{(0 + 2 \cdot 5)[4 - 0]^2}{6 \cdot 20} = -1,26833 \text{ м.}$$

$$y_0 = -\frac{i_x^2}{a_y} = 0 \text{ м.}$$

$$a_x = -\infty \text{ м, } a_y = 0,3 \text{ м.}$$

$$x_0 = -\frac{i_y^2}{a_x} - \frac{(q_1 + 2q_0)[L - z]^2}{6F} = 0 - \frac{(0 + 2 \cdot 5)[4 - 0]^2}{6 \cdot 20} = -1,33333 \text{ м.}$$

$$y_0 = -\frac{i_x^2}{a_y} = -\frac{0,03}{0,3} = 0,1 \text{ м.}$$

$$a_x = 0,2 \text{ м}, a_y = -\infty \text{ м}.$$

$$x_0 = -\frac{i_y^2}{a_x} - \frac{(q_1 + 2q_0)[L - z]^2}{6F} = -\frac{0,013}{0,2} - \frac{(0 + 2 \cdot 5)[4 - 0]^2}{6 \cdot 20} = -1,33333 \text{ м}.$$

$$y_0 = -\frac{i_x^2}{a_y} = 0 \text{ м}.$$

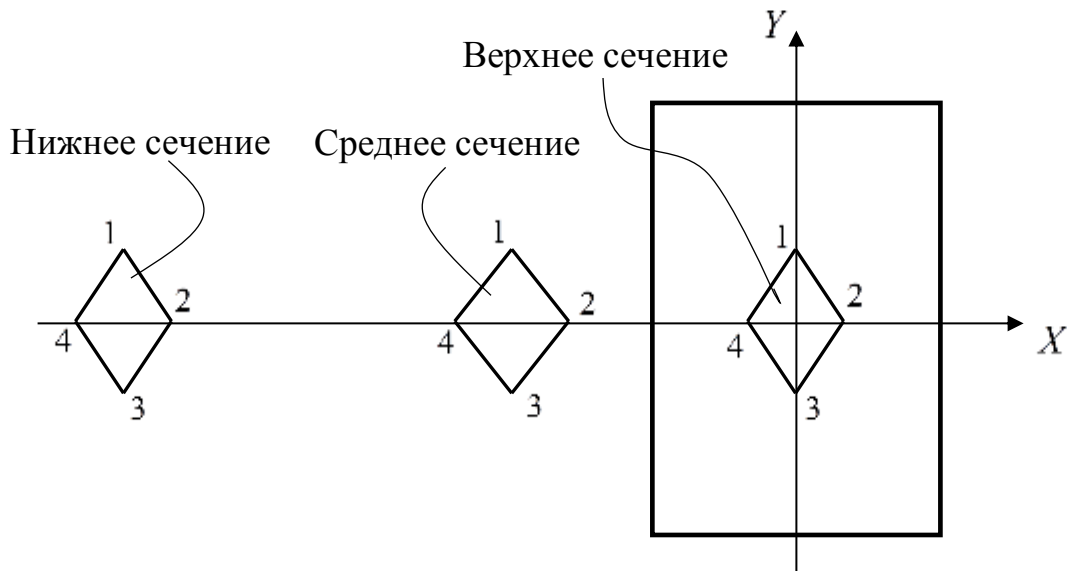


Рисунок 3 – Сечение стойки

Несущая способность стойки, в соответствии с рис. 2, определяется в точке с координатами $x_m = 0,2 \text{ м}$; $y_m = 0,3 \text{ м}$. Без учёта распределённой нагрузки несущая способность равна:

$$F \leq \frac{R_{\sigma} \gamma_d}{\frac{1}{A} + \frac{y_0 y_{\max}}{l_x} + \frac{x_0 x_{\max}}{l_y}} = \frac{10}{\frac{1}{0,4 \cdot 0,6} + \frac{0,15 \cdot 0,3 \cdot 12}{0,4 \cdot 0,6^3} + \frac{0,1 \cdot 0,2 \cdot 12}{0,4^3 \cdot 0,6}} = 0,6 \text{ кН}.$$

Несущая способность стойки с распределённой нагрузкой равна:

$$F \leq \frac{R_{\sigma} \gamma_d}{\frac{1}{A} + \frac{y_0 y_{\max}}{l_x} + \frac{x_0 x_{\max}}{l_y} + \frac{(q_1 + 2q_0)x_{\max}}{6l_y F} L^2} = \frac{10}{\frac{1}{0,4 \cdot 0,6} + \frac{0,15 \cdot 0,3 \cdot 12}{0,4 \cdot 0,6^3} + \frac{0,1 \cdot 0,2 \cdot 12}{0,4^3 \cdot 0,6} + \frac{(0 + 2 \cdot 5) \cdot 0,2 \cdot 12}{6 \cdot 0,4^3 \cdot 0,6 \cdot 20} 4^2} = 0,1 \text{ кН}.$$

Выводы.

1. Действие распределённой поперечной нагрузки на внецентренно нагруженную стойку приводит к изменению положения нейтральной линии.

2. Ядро сечения под действием поперечной распределённой нагрузки сдвигается от центра тяжести поперечного сечения стойки и его положение для разных поперечных сечений будет разным.

3. Несущая способность внецентренно нагруженной стойки при учёте поперечного распределённого воздействия уменьшается.

Результаты исследований могут найти применение при расчёте массивных внецентренно сжатых упругих стоек на поперечную распределённую нагрузку.

Библиографический список:

1. Бакушев С.В., Лоцинин Н.А. Расчёт внецентренно сжатой стойки на поперечную нагрузку // Моделирование и механика конструкций. 2023. №17.

2. Попов Е.В., Гетман Д.В., Лабудин Б.В., Сопилов В.В., Елуков А.С. Расчёт сжато-изогнутых составных деревянных стоек с нелинейно-податливыми связями сдвига. // Вестник Поволжского государственного технологического университета. Серия: Материалы. Конструкции. Технологии. 2022. № 1. С. 55-70. DOI: 10.25686/2542-114X.2022.1.55.

3. Пятикрестовский К.П., Исследование сопоставительных расчетов внецентренно сжатых и сжато-изгибаемых элементов из древесины (по нормам СНиП ii-25-80 и по теории сопротивления материалов) // Известия высших учебных заведений. Лесной журнал. 2014. № 3 (339). С. 114-124.

4. Обозов В.И. Нелинейный изгиб железобетонных гибких колонн при внецентренном сжатии / В.И. Обозов, Х.А. Эль-Тохари // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. - 2007. - № 2. - С. 33-36.

5. Бузало Н.А. Экспериментальное исследование напряжённо-деформированного состояния внецентренно сжатых стоек с повреждениями /

Н.А. Бузало, И.В. Гонтаренко // Науковедение: интернет-журнал. - 2014. - № 1 (20). - С. 56.

6. Георгиев С.В., Соловьёва А.И., Беккиев М.Ю. К методике расчета по прочности железобетонных гибких внецентренно сжатых стоек. // Инженерный вестник Дона. 2022. № 12 (96). С. 572-590.

7. Римшин В.И., Семенова М.Н., Шубин И.Л., Кришан А.Л., Астафьева М.А. Исследования несущей способности внецентренно сжатых сталетрубобетонных колонн. // Строительные материалы. 2022. № 6. С. 8-14. DOI: 10.31659/0585-430X-2022-803-6-8-14.

8. Тарасов А.А. Определение напряженно-деформированного состояния внецентренно сжатых железобетонных стержней с использованием деформационной модели // Строительная механика и конструкции. 2021. № 2 (29). С. 70-79.

9. Ведерникова А.А., Опбул Э.К. Расчет несущей способности внецентренно сжатых трубобетонных элементов с учетом нелинейных диаграмм материалов // Вестник гражданских инженеров. 2021. № 1 (84). С. 36-45. DOI: 10.23968/1999-5571-2021-18-1-36-45.

10. Горынин Г.Л., Снигирева В.А. Математическое моделирование напряженно-деформированного состояния внецентренно сжатых предварительно напряженных трубобетонных стоек // Известия высших учебных заведений. Строительство. 2020. № 11 (743). С. 5-17. DOI: 10.32683/0536-1052-2020-743-11-5-17.

11. Бакушев С.В. Перемещения внецентренно нагруженного упругого стержня // Региональная архитектура и строительство. 2019. № 1 (38). С. 69-75.

12. Бакушев С.В. Перемещения внецентренно нагруженного упругого стержня с учётом его собственного веса. // //Строительная механика и расчёт сооружений. – 2019. №4 (285). – С.2-9.

13. Бакушев С.В. Внецентренный упругий удар. // //Строительная механика и расчёт сооружений. – 2019. №5 (286). – С.26-33.

14. Бакушев С.В., Колесникова М.С. Виды распределённых нагрузок на сооружения. // Электронный журнал «Моделирование и механика конструкций». Выпуск №7. 2018

УДК 539.3/6

ОСЕВОЕ РАСТЯЖЕНИЕ-СЖАТИЕ УПРУГИХ СТЕРЖНЕЙ, СОДЕРЖАЩИХ n -НЕОДНОРОДНОСТЕЙ

*Бакушев Сергей Васильевич,
Пензенский государственный университет архитектуры и строительства,
г. Пенза
доктор технических наук, профессор кафедры «Механика»*

Под неоднородным упругим стержнем будем понимать такой стержень, различные части которого составляющие единое целое, имеют различные механические характеристики и геометрические размеры. Под действием внешней осевой нагрузки неоднородный стержень работает упруго. Для неоднородного упругого стержня остается справедливой гипотеза плоских сечений [1]. Вопросам расчёта неоднородных стержней из условия прочности и жёсткости посвящены многие работы. Так в работе [2] для построения инженерной теории сопротивления неоднородных стержней использована интегральная формула, по которой перемещения точек тела в исходной задаче теории упругости неоднородного тела представляют через перемещения точек в такой же задаче, только для однородного упругого тела (сопутствующая задача). В результате решения определяются как компоненты вектора перемещения любой точки неоднородного стержня, так и напряжения, а также внутренние силовые факторы в сечении – продольная сила и два изгибающих момента. В статье [3] построена объемная конечно-элементная модель деформирования гибкого неоднородного стержня при осевом сжатии. При допущении об отсутствии разрушения стержня установлен процесс его формоизменения, связанный с большими перемещениями, и указан момент времени достижения в

верхнем тонком слое на выпуклой поверхности изогнутого стержня предельной деформации. Решение задачи выполнялось с использованием программных комплексов ANSYS и LS-DYNA. В работе [4] исследуется устойчивость шарнирно опёртого по концам непризматического неоднородного по длине упругого стержня. Показано, что конструированием неоднородности можно увеличить (уменьшить) критическую силу и тем самым в определённом смысле оптимизировать конструкцию. В статье [5] приводятся варианты компоновки составных сечений железобетонных стержней и метод расчета напряженно-деформированного состояния стержней, составленных из двух или более бетонных ветвей.

Теоретические основы.

Рассмотрим упругий неоднородный стержень II-го типа [6], состоящий из n – неоднородных частей (рис. 1). Каждая часть имеет свою длину l_1, l_2, \dots, l_n , площадь поперечного сечения A_1, A_2, \dots, A_n , модуль упругости E_1, E_2, \dots, E_n , удельный вес материала $\gamma_1, \gamma_2, \dots, \gamma_n$. При этом соблюдается условия, что $l_1 = l_2 + l_3 + \dots + l_n$.

Следует отметить, что распределение неоднородностей по длине стержня может быть самым разнообразным, причём неоднородности длинами l_2, l_3, \dots, l_n могут располагаться в разных частях стержня. Поперечное сечение неоднородностей также может быть совершенно произвольным.

Для определения внутренних усилий, действующих в каждом неоднородном участке стержня, имеем уравнения равновесия

$$N_1 + N_2 = F; N_1 + N_3 = F; \dots; N_1 + N_n = F \quad (1)$$

и уравнения совместности деформаций

$$\Delta l_1 = \Delta l_2 + \Delta l_3 + \dots + \Delta l_n,$$

или

$$\frac{N_1 l_1}{E_1 A_1} = \frac{N_2 l_2}{E_2 A_2} + \frac{N_3 l_3}{E_3 A_3} + \dots + \frac{N_n l_n}{E_n A_n}. \quad (2)$$

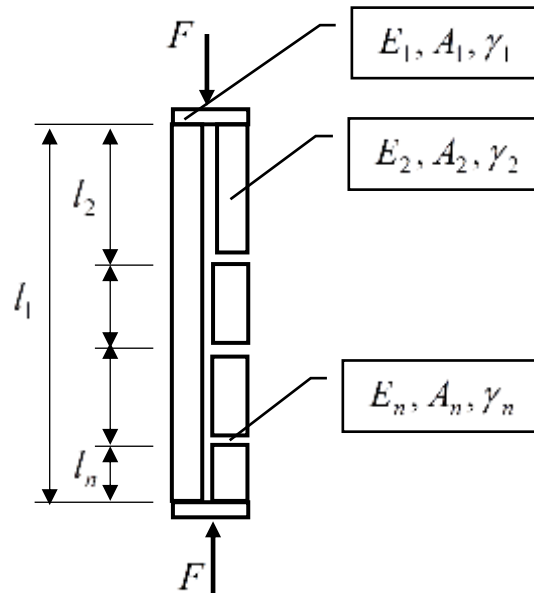


Рисунок 1 – Неоднородный упругий стержень, состоящий из n – частей

Решая совместно систему уравнений (1), (2), найдём внутренние усилия в каждой неоднородности стержня:

$$N_1 = F \frac{\frac{l_2}{E_2 A_2} + \frac{l_2}{E_2 A_2} + \frac{l_3}{E_3 A_3} + \dots + \frac{l_n}{E_n A_n}}{\frac{l_1}{E_1 A_1} + \frac{l_2}{E_2 A_2} + \frac{l_3}{E_3 A_3} + \dots + \frac{l_n}{E_n A_n}}; \quad (3)$$

$$N_2 = N_3 = \dots = N_n = F \left(1 - \frac{\frac{l_2}{E_2 A_2} + \frac{l_2}{E_2 A_2} + \frac{l_3}{E_3 A_3} + \dots + \frac{l_n}{E_n A_n}}{\frac{l_1}{E_1 A_1} + \frac{l_2}{E_2 A_2} + \frac{l_3}{E_3 A_3} + \dots + \frac{l_n}{E_n A_n}} \right).$$

Продольные силы в каждой однородной части поперечного сечения связаны с нормальными напряжениями соотношениями:

$$N_1 = \sigma_{1z} A_1; \quad N_2 = \sigma_{2z} A_2; \quad \dots; \quad N_n = \sigma_{nz} A_n. \quad (4)$$

Будем считать, что на каждом неоднородном участке, то есть в пределах длин l_2, l_3, \dots, l_n , стержень сохраняет прямолинейную форму. В силу того, что

стержень находится в условиях осевого растяжения (сжатия), прямолинейная форма стержня должна сохраняться на всей длине l_1 . Покажем, что это условие не выполняется.

Действительно, найдём координаты точки приложения равнодействующей внутренних усилий N_1, N_k где $k = 2, 3, \dots, n$.

Точка приложения равнодействующей продольных сил N_1 и N_k на участке длиной l_k определяется из условия, что внутренние изгибающие моменты от продольных сил N_1 и N_k относительно осей X_k, Y_k , проходящих через точку приложения равнодействующей продольных сил N_1 и N_k , равны нулю:

$$M_x = \int_{A_1} \sigma_{1z} y dA + \int_{A_k} \sigma_{kz} y dA = \sigma_{1z} \int_{A_1} y dA + \sigma_{kz} \int_{A_k} y dA = \sigma_{1z} S_{1x_k} + \sigma_{kz} S_{kx_k} = 0;$$

$$M_y = \int_{A_1} \sigma_{1z} x dA + \int_{A_k} \sigma_{kz} x dA = \sigma_{1z} \int_{A_1} x dA + \sigma_{kz} \int_{A_k} x dA = \sigma_{1z} S_{1y_k} + \sigma_{kz} S_{ky_k} = 0.$$

Учитывая соотношения (3), получим:

$$\sigma_{1z} S_{1x_k} + \sigma_{kz} S_{kx_k} = \frac{F}{A_1} \frac{\frac{l_2}{E_2 A_2} + \frac{l_2}{E_2 A_2} + \frac{l_3}{E_3 A_3} + \dots + \frac{l_n}{E_n A_n}}{\frac{l_1}{E_1 A_1} + \frac{l_2}{E_2 A_2} + \frac{l_3}{E_3 A_3} + \dots + \frac{l_n}{E_n A_n}} S_{1x_k} +$$

$$+ \frac{F}{A_k} \left(1 - \frac{\frac{l_2}{E_2 A_2} + \frac{l_2}{E_2 A_2} + \frac{l_3}{E_3 A_3} + \dots + \frac{l_n}{E_n A_n}}{\frac{l_1}{E_1 A_1} + \frac{l_2}{E_2 A_2} + \frac{l_3}{E_3 A_3} + \dots + \frac{l_n}{E_n A_n}} \right) S_{kx_k} = 0;$$

(5)

$$\sigma_{1z} S_{1y_k} + \sigma_{kz} S_{ky_k} = \frac{F}{A_1} \frac{\frac{l_2}{E_2 A_2} + \frac{l_2}{E_2 A_2} + \frac{l_3}{E_3 A_3} + \dots + \frac{l_n}{E_n A_n}}{\frac{l_1}{E_1 A_1} + \frac{l_2}{E_2 A_2} + \frac{l_3}{E_3 A_3} + \dots + \frac{l_n}{E_n A_n}} S_{1y_k} +$$

$$+ \frac{F}{A_k} \left(1 - \frac{\frac{l_2}{E_2 A_2} + \frac{l_2}{E_2 A_2} + \frac{l_3}{E_3 A_3} + \dots + \frac{l_n}{E_n A_n}}{\frac{l_1}{E_1 A_1} + \frac{l_2}{E_2 A_2} + \frac{l_3}{E_3 A_3} + \dots + \frac{l_n}{E_n A_n}} \right) S_{ky_k} = 0.$$

В системе (5), в соответствии с рис. 2

$$S_{1x_k} = A_1 y_{kN}^I; S_{kx_k} = -A_k y_{kN}^K; S_{1y_k} = -A_1 y_{kN}^I; S_{ky_k} = -A_k y_{kN}^K. \quad (6)$$

В соотношениях (6), см. рис. 2

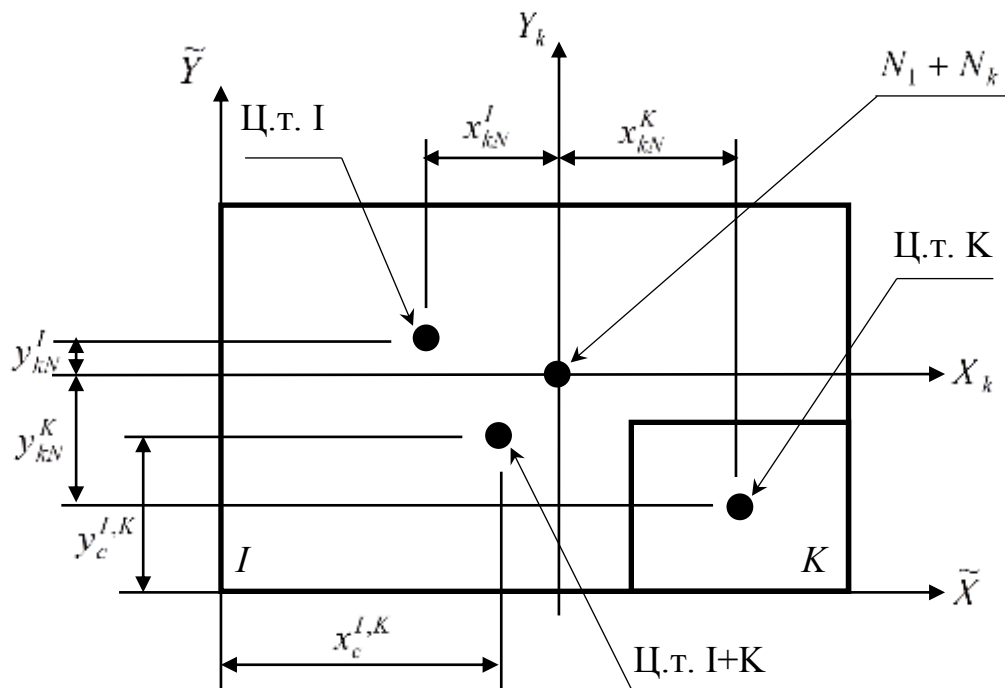


Рисунок 2 – Поперечное сечение

x_{kN}^I, x_{kN}^K – расстояния вдоль оси X_k от центров тяжести первой и второй частей плоской фигуры поперечного сечения до точки приложения равнодействующей сил N_1 и N_k , то есть до оси Y_k ;

y_{kN}^I, y_{kN}^K – расстояния вдоль оси Y_k от центров тяжести первой и второй

частей плоской фигуры поперечного сечения до точки приложения равнодействующей сил N_1 и N_k , то есть до оси X_k .

При этом предполагается, что начало системы координат X_k, Y_k, Z_k совпадает с точкой приложения равнодействующей сил N_1 и N_k , причём оси X_k, Y_k располагаются между центрами тяжести первой и второй частями поперечного сечения стержня.

Рассматривая геометрию поперечного сечения неоднородного стержня на участке l_k , можно найти соотношение между величинами x_{kN}^I, x_{kN}^K , а также между величинами y_{kN}^I, y_{kN}^K :

$$x_{kN}^I = f_1(x_{kN}^K), \quad y_{kN}^I = f_k(y_{kN}^K). \quad (7)$$

Из уравнений (5), с учётом соотношений (6) и (7) можно найти координаты точки приложения равнодействующей продольных сил N_1 и N_k в поперечном сечении стержня на участке l_k :

$$\begin{aligned} & \frac{\frac{l_2}{E_2 A_2} + \frac{l_2}{E_2 A_2} + \frac{l_3}{E_3 A_3} + \dots + \frac{l_n}{E_n A_n}}{\frac{l_1}{E_1 A_1} + \frac{l_2}{E_2 A_2} + \frac{l_3}{E_3 A_3} + \dots + \frac{l_n}{E_n A_n}} f_k(y_{kN}^K) - \\ & - \left(1 - \frac{\frac{l_2}{E_2 A_2} + \frac{l_2}{E_2 A_2} + \frac{l_3}{E_3 A_3} + \dots + \frac{l_n}{E_n A_n}}{\frac{l_1}{E_1 A_1} + \frac{l_2}{E_2 A_2} + \frac{l_3}{E_3 A_3} + \dots + \frac{l_n}{E_n A_n}} \right) y_{kN}^K = 0; \end{aligned} \quad (8)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\frac{l_2}{E_2 A_2} + \frac{l_2}{E_2 A_2} + \frac{l_3}{E_3 A_3} + \dots + \frac{l_n}{E_n A_n}}{\frac{l_1}{E_1 A_1} + \frac{l_2}{E_2 A_2} + \frac{l_3}{E_3 A_3} + \dots + \frac{l_n}{E_n A_n}} f_1(x_{kN}^K) - \\ & - \left(1 - \frac{\frac{l_2}{E_2 A_2} + \frac{l_2}{E_2 A_2} + \frac{l_3}{E_3 A_3} + \dots + \frac{l_n}{E_n A_n}}{\frac{l_1}{E_1 A_1} + \frac{l_2}{E_2 A_2} + \frac{l_3}{E_3 A_3} + \dots + \frac{l_n}{E_n A_n}} \right) x_{kN}^K = 0. \end{aligned}$$

Центр тяжести.

Для неоднородной плоской фигуры единичной толщины, расположенной перпендикулярно к оси \tilde{Z} , направленной к центру земли, центр тяжести в некоторой вспомогательной системе координат \tilde{X}, \tilde{Y} определяется формулами [7]

$$x_c = \frac{\int_A x \gamma_s(x, y) dA}{\int_A \gamma_s(x, y) dA}; \quad y_c = \frac{\int_A y \gamma_s(x, y) dA}{\int_A \gamma_s(x, y) dA}. \quad (9)$$

Здесь $\gamma_s(x, y)$ – вес единицы площади плоской фигуры толщиной равной единице;

$$\int_A \gamma_s(x, y) dA \text{ – вес всей плоской фигуры.}$$

Центр тяжести плоской фигуры, состоящей из двух частей с разными объёмными весами, будет определяться в системе вспомогательных координат \tilde{X}, \tilde{Y} (рис. 2), в соответствии с формулами (9), на участке l_k соотношениями

$$x_c = \frac{\int_{A_1} x \gamma_1 dA + \int_{A_k} x \gamma_k dA}{\int_{A_1} \gamma_1 dA + \int_{A_k} \gamma_k dA} = \frac{\gamma_1 \int_{A_1} x dA + \gamma_k \int_{A_k} x dA}{\gamma_1 A_1 + \gamma_k A_k} = \frac{\gamma_1 S_{1\tilde{x}} + \gamma_k S_{k\tilde{x}}}{\gamma_1 A_1 + \gamma_k A_k};$$
$$y_c = \frac{\int_{A_1} y \gamma_1 dA + \int_{A_k} y \gamma_k dA}{\int_{A_1} \gamma_1 dA + \int_{A_k} \gamma_k dA} = \frac{\gamma_1 \int_{A_1} y dA + \gamma_k \int_{A_k} y dA}{\gamma_1 A_1 + \gamma_k A_k} = \frac{\gamma_1 S_{1\tilde{y}} + \gamma_k S_{k\tilde{y}}}{\gamma_1 A_1 + \gamma_k A_k}. \quad (10)$$

В формулах (10) $\gamma_1, \gamma_k, k = 2, 3, \dots, n$ – объёмные веса первой, второй, ..., k – ой частей неоднородного стержня.

Анализ результатов.

Следует отметить, что координаты центров тяжести поперечного сечения стержня на участках l_2, l_3, \dots, l_n в системе вспомогательных координат \tilde{X}, \tilde{Y} , вообще говоря, не совпадают.

Сопоставляя формулы (8) и (10), можно утверждать, что точки приложения

равнодействующей продольных сил N_1, N_k где $k = 2, 3, \dots, n$ на участках l_2, l_3, \dots, l_n не совпадают, вообще говоря, с центрами тяжести неоднородного плоского поперечного сечения стержня на соответствующих участках l_2, l_3, \dots, l_n . Кроме того, анализ формул (8) показывает, что точки приложения равнодействующей R_{1k} продольных сил N_1 и N_k на участках l_2, l_3, \dots, l_n имеют разные координаты и не совпадают.

Следовательно, продольные силы R_{1k} и R_{1k+1} создают относительно друг друга внутренний момент M_R в сечении на стыке участков l_k и l_{k+1} . Плоскость действия этого момента зависит в самом общем случае от геометрии рассматриваемого неоднородного стержня, а также его механических характеристик.

Таким образом, рассматриваемый неоднородный стержень на стыке участков l_k и l_{k+1} будет испытывать, вообще говоря, кривой изгиб. Кроме того, для обеспечения напряжённо-деформированного состояния неоднородного стержня соответствующего, вообще говоря, условиям осевого растяжения-сжатия, внешнюю сосредоточенную силу F следует прикладывать в точке поперечного сечения, расположенной как можно ближе к проекциям точек приложения равнодействующих сил $R_{12}, R_{13}, \dots, R_{1n}$ на эту плоскость поперечного сечения. Но поскольку силы $R_{12}, R_{13}, \dots, R_{1n}$ действуют на разных участках стержня, то в этом случае внешняя сила F будет приложена вне точек приложения равнодействующих сил $R_{12}, R_{13}, \dots, R_{1n}$.

Таким образом, неоднородный стержень будет находиться в условиях внецентренного растяжения-сжатия и испытывать кривой изгиб на стыке участков.

Принимая гипотезу плоских сечений для неоднородного стержня при определении внутренних усилий в каждой однородной части (формулы (3)), мы, фактически, пренебрегаем изгибающим моментом, возникающим на каждом участке l_2, l_3, \dots, l_n за счёт наличия разнородности. В силу этого, после определения координат точек приложения равнодействующей продольных сил

N_1, N_k где $k = 2, 3, \dots, n$ и на участках l_2, l_3, \dots, l_n , оценку прочности на каждом однородном участке стержня следует выполнять по методике расчёта внецентренно сжатого (растянутого) стержня.

Выводы.

1. Положения точек приложения равнодействующей внутренних продольных сил в неоднородном упругом стержне не зависят от действующей внешней нагрузки на стержень.

2. Точки приложения равнодействующей внутренних продольных сил в неоднородном упругом стержне в рассматриваемых сечениях не совпадают, вообще говоря, с центрами тяжести рассматриваемых неоднородных поперечных сечений стержня.

3. Точка приложения равнодействующей внутренних продольных сил в неоднородном упругом стержне может совпасть с центром тяжести неоднородного поперечного сечения стержня при определённых условиях.

4. Для обеспечения напряжённо-деформированного состояния неоднородного стержня соответствующего, вообще говоря, условиям осевого растяжения-сжатия, внешнюю сосредоточенную силу F следует прикладывать в точке, наиболее близко расположенной к проекциям на плоскость поперечного сечения стержня точек приложения равнодействующих сил $R_{12}, R_{13}, \dots, R_{1n}$.

5. В неоднородном упругом стержне на стыке участков возникает внутренний, вообще говоря, кривой изгиб.

6. Неоднородный стержень под действием осевых нагрузок будет находиться в условиях внецентренного растяжения-сжатия и испытывать кривой изгиб на стыках неоднородных участков.

Библиографический список:

1. Александров А.В. Сопротивление материалов: Учеб для вузов/А.В. Александров, В.Д. Потапов, Б.П. Державин. Под ред. А.В. Александрова. – 6-е изд., стер. – М.: Высш. Шк., 2008. – 560 с.: ил.
2. Горбачев В.И. Инженерная теория сопротивления неоднородных стержней из композиционных материалов. // Вестник Московского государственного технического университета им. Н.Э. Баумана. Серия Естественные науки. 2016. № 6 (69). С. 56-72.
3. Егоров А.В. Прогибы неоднородного стержня при осевом сжатии. // Труды МАИ. 2018. № 101. С. 3.
4. Амензаде Р.Ю., Гасымов М.Г., Мирзоев С.С. Устойчивость неоднородного по длине упругого стержня // Доклады Академии наук. 2003. Т. 393. № 5. С. 615-617.
5. Узунова Л.В. Несущая способность сжатых составных железобетонных стержней при различных вариантах компоновки сечения // Известия КГТУ. 2011. № 21. С. 137-143.
6. Бакушев С.В. К вопросу о равнопрочности неоднородных упругих стержней [Электронный ресурс]//Моделирование и механика конструкций. 2021. №13.
7. Бутенин Н.В., Лунц Я.Л., Меркин Д.Р. Курс теоретической механики. В двух томах. Т. 1. Статика и кинематика. – 3-е изд., стереотип. – М.: Наука. Главная редакция физико-математической литературы, 1979. – 272 с.

К ВОПРОСУ ОБ ОСЕВОМ РАСТЯЖЕНИИ-СЖАТИИ НЕОДНОРОДНЫХ УПРУГИХ СТЕРЖНЕЙ

*Бакушев Сергей Васильевич,
Пензенский государственный университет архитектуры и строительства,
г.Пенза,
доктор технических наук, профессор кафедры «Механика»
Шереметьева Марина Ивановна,
Пензенский государственный университет архитектуры и строительства,
г.Пенза, студент*

Под неоднородным упругим стержнем будем понимать такой стержень, различные части которого составляющие единое целое, имеют различные механические характеристики и геометрические размеры, и под действием нагрузки работают упруго. Для неоднородного упругого стержня остается справедливой гипотеза плоских сечений [1]. Вопросам расчёта неоднородных стержней из условия прочности и жёсткости посвящены многие работы, в частности работы [2 - 5].

Однородный упругий стержень.

Рассмотрим однородный упругий достаточно длинный стержень, находящийся в условиях осевого растяжения или сжатия под действием сосредоточенных сил, приложенных по торцам стержня (Рис. 1). Введём декартову систему координат X, Y, Z так, чтобы ось Z совпадала с продольной осью стержня, а начало координат располагалось в центре тяжести поперечного сечения.

Вполне понятно, что в окрестностях торцевых сечений напряжённое состояние стержня будет сложным. Но в областях, достаточно удалённых от торцевых сечений напряжённое состояние стержня, в соответствии с принципом Сен-Венана, выравнивается и становится однородным, соответствующим осевому растяжению.

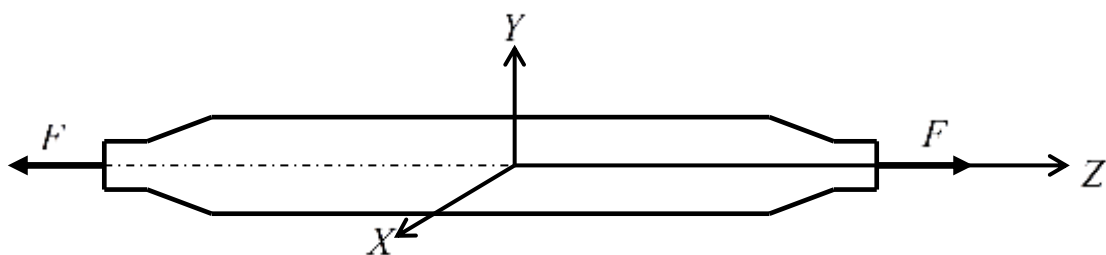


Рисунок 1 – Однородный упругий стержень

Связь продольной силы N с нормальным напряжением $\sigma_z = (x, y)$ в поперечном сечении площадью A , в части стержня, соответствующей осевому растяжению, описывается соотношением:

$$N = \int_A \sigma_z(x, y) \cdot dA. \quad (1)$$

На основании данных эксперимента, показывающих одинаковое удлинение волокон стержня при его растяжении, и гипотезой плоских сечений Бернулли, делается вывод [1], [6] о равномерном распределении напряжений $\sigma_z = (x, y)$ по площади поперечного сечения стержня. Таким образом, связь между продольной силой N и нормальным напряжением $\sigma_z = Const$ в поперечном сечении стержня определяется, на основании (1), зависимостью:

$$N = \sigma_z A \quad (2)$$

При этом продольная сила предполагается приложенной в центре тяжести поперечного сечения, так как она определяется методом сечений, в соответствии с которым внутренние усилия приводятся к главному вектору и главному моменту внутренних сил, приложенных в центре тяжести поперечного сечения.

Покажем, что если в поперечном сечении стержня при осевом растяжении нормальное напряжение $\sigma_z = Const$, то продольная сила будет определяться по формуле (2) и будет приложена в центре тяжести поперечного сечения.

Действительно, если $\sigma_z = Const$ в заданном сечении стержня при его растяжении, то из формулы (1) следует соотношение (2). Поскольку при осевом растяжении стержень сохраняет свою продольную ось прямолинейной, то внутренние изгибающие моменты относительно осей координат X и Y в поперечном сечении будут равны нулю:

$$\begin{aligned} M_x &= \int_A \sigma_z y dA = \sigma_z \int_A y dA = \sigma_z S_x = 0; \\ M_y &= \int_A \sigma_z x dA = \sigma_z \int_A x dA = \sigma_z S_y = 0, \end{aligned} \quad (3)$$

то есть $S_x = 0$ и $S_y = 0$.

Равенство нулю статических моментов S_x и S_y относительно осей координат X и Y говорит о том, что оси координат X и Y являются центральными, а точка их пересечения есть центр тяжести поперечного сечения.

Если бы продольная сила N была бы приложена по отношению к центру тяжести поперечного сечения с эксцентриситетами e_x и e_y , то она относительно осей X и Y создавала бы не равные нулю внутренние изгибающие моменты $M_x = N \cdot e_y$ и $M_y = N \cdot e_x$. Но, поскольку в соответствии с формулами (3) $M_x = 0$ и $M_y = 0$, то $e_x = 0$ и $e_y = 0$. Следовательно, продольная сила N приложена в центре тяжести поперечного сечения однородного упругого стержня.

Неоднородный упругий стержень.

Рассмотрим неоднородный упругий стержень I-го типа [7]. Пусть стержень длиной l состоит из двух частей (рис. 2). Механические характеристики первой части обозначим E_1, A_1 , второй части соответственно E_2, A_2 . Здесь E_1, E_2 - модули упругости, A_1, A_2 - площади первой и второй части поперечного сечения стержня.

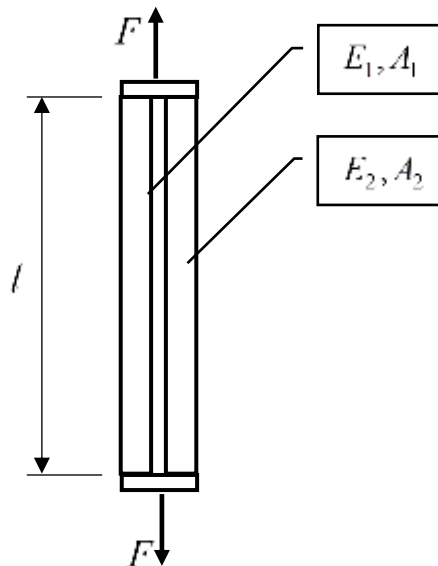


Рисунок 2 – Неоднородный упругий стержень, состоящий из двух частей

Так как для неоднородных упругих стержней гипотеза плоских сечений остается справедливой, то продольная сила в каждой однородной части поперечного сечения будет определяться по формулам [7]:

$$N_1 = \frac{F}{1 + \frac{E_2 A_2}{E_1 A_1}}; \quad N_2 = \frac{F}{1 + \frac{E_2 A_2}{E_1 A_1}} \frac{E_2 A_2}{E_1 A_1}; \quad (4)$$

причём,

$$N_1 + N_2 = F. \quad (5)$$

Для нормальных напряжений, равномерно распределённых по площади каждой однородной части, имеем связь между продольными силами и нормальными напряжениями:

$$N_1 = \sigma_{1z} A_1; \quad N_2 = \sigma_{2z} A_2. \quad (6)$$

Так как стержень при осевом растяжении сохраняет прямолинейную форму, то внутренние изгибающие моменты относительно осей координат X и Y (ось Z – направлена вдоль продольной оси стержня, но, возможно, не совпадает с ней) в поперечном сечении будут равны нулю:

$$\begin{aligned} M_x &= \int_{A1} \sigma_{1z} \cdot y \cdot dA + \int_{A2} \sigma_{2z} \cdot y \cdot dA = \sigma_{1z} \int_{A1} y \cdot dA + \sigma_{2z} \int_{A2} y \cdot dA = \\ &= \sigma_{1z} \cdot S_{1x} + \sigma_{2z} \cdot S_{2x} = 0; \end{aligned}$$

$$M_y = \int_{A_1} \sigma_{1z} \cdot x \cdot dA + \int_{A_2} \sigma_{2z} \cdot x \cdot dA = \sigma_{1z} \int_{A_1} x \cdot dA + \sigma_{2z} \int_{A_2} x \cdot dA = \\ = \sigma_{1z} \cdot S_{1y} + \sigma_{2z} \cdot S_{2y} = 0.$$

Учитывая соотношения (4), получим:

$$\sigma_{1z} \cdot S_{1x} + \sigma_{2z} \cdot S_{2x} = \frac{1}{A_1} \frac{S_{1x}}{1 + \frac{E_2 A_2}{E_1 A_1}} + \frac{1}{A_2} \frac{S_{2x}}{1 + \frac{E_2 A_2}{E_1 A_1}} \frac{E_2 A_2}{E_1 A_1} = 0; \\ \sigma_{1z} \cdot S_{1y} + \sigma_{2z} \cdot S_{2y} = \frac{1}{A_1} \frac{S_{1y}}{1 + \frac{E_2 A_2}{E_1 A_1}} + \frac{1}{A_2} \frac{S_{2y}}{1 + \frac{E_2 A_2}{E_1 A_1}} \frac{E_2 A_2}{E_1 A_1} = 0. \quad (7)$$

В системе (7)

$$S_{1x} = -A_1 \cdot y_N^I; \quad S_{2x} = -A_2 \cdot y_N^{II}; \quad S_{1y} = -A_1 \cdot x_N^I; \quad S_{2y} = -A_1 \cdot x_N^{II}. \quad (8)$$

При этом предполагается, что начало координат системы X, Y, Z совпадает с точкой приложения равнодействующей сил N_1 и N_2 , причём оси X, Y располагаются между центрами тяжести первой и второй частями поперечного сечения стержня (рис. 3).

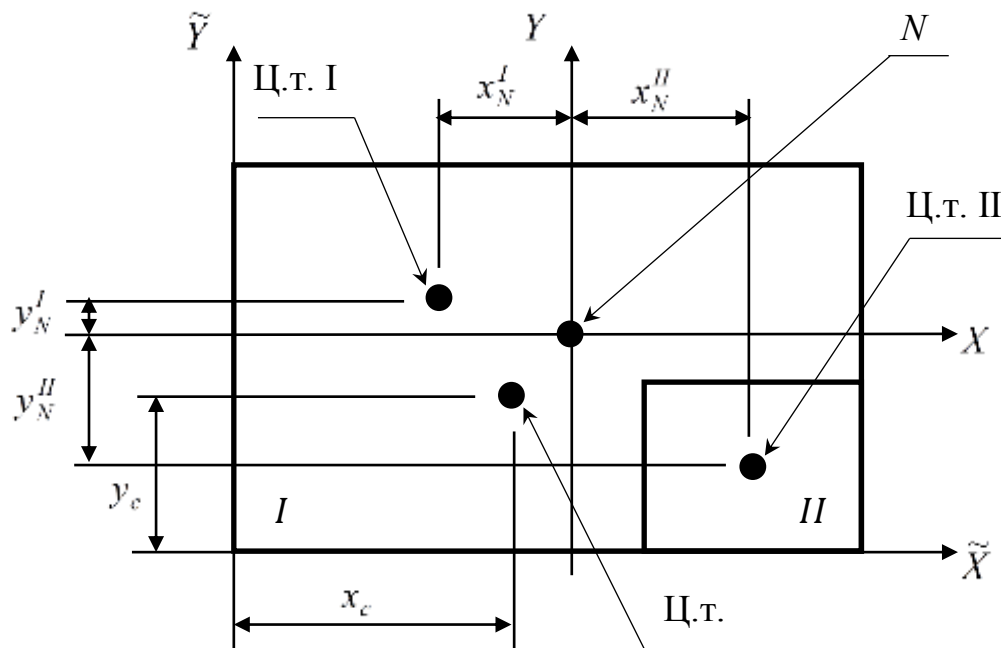


Рисунок 3 – Поперечное сечение

В соотношениях (8)

x_N^I, x_N^{II} – расстояния вдоль оси Y от центров тяжести первой и второй частей плоской фигуры до точки приложения равнодействующей сил N_1 и N_2 , то есть до оси Y ;

y_N^I, y_N^{II} – расстояния вдоль оси X от центров тяжести первой и второй частей плоской фигуры до точки приложения равнодействующей сил N_1 и N_2 , то есть до оси X .

Рассматривая геометрию поперечного сечения неоднородного стержня, можно найти соотношение между величинами x_N^I, x_N^{II} , а также между величинами y_N^I, y_N^{II} :

$$x_N^I = f_1(x_N^{II}); \quad y_N^I = f_2(y_N^{II}). \quad (9)$$

Из уравнений (7), с учётом соотношений (8) и (9) можно найти координаты точки приложения равнодействующей продольных сил N_1 и N_2 в поперечном сечении стержня:

$$-\frac{f_2(y_N^{II})}{1 + \frac{E_2 A_2}{E_1 A_1}} + \frac{y_N^{II}}{1 + \frac{E_2 A_2}{E_1 A_1}} \frac{E_2 A_2}{E_1 A_1} = 0; \quad -\frac{f_1(x_N^{II})}{1 + \frac{E_2 A_2}{E_1 A_1}} + \frac{x_N^{II}}{1 + \frac{E_2 A_2}{E_1 A_1}} \frac{E_2 A_2}{E_1 A_1} = 0. \quad (10)$$

Для неоднородной плоской фигуры единичной толщины, расположенной перпендикулярно к оси \tilde{Z} , направленной к центру земли, центр тяжести в некоторой вспомогательной системе координат \tilde{X}, \tilde{Y} определяется формулами [8]

$$x_c = \frac{\int_A x \cdot \gamma_s(x, y) \cdot dA}{\int_A \gamma_s(x, y) \cdot dA}; \quad y_c = \frac{\int_A y \cdot \gamma_s(x, y) \cdot dA}{\int_A \gamma_s(x, y) \cdot dA}. \quad (11)$$

Здесь $\gamma_s(x, y)$ – вес единицы площади плоской фигуры;

$\int_A x \cdot \gamma_s(x, y) \cdot dA$ – вес всей плоской фигуры.

Центр тяжести плоской фигуры, состоящей из двух частей с разными объёмными весами, будет определяться в системе вспомогательных координат \tilde{X}, \tilde{Y} , (рис. 3), в соответствии с формулами (11), соотношениями

$$x_c = \frac{\int_{A_1} x \cdot \gamma_1 \cdot dA + \int_{A_2} x \cdot \gamma_2 \cdot dA}{\int_{A_1} \gamma_1 \cdot dA + \int_{A_2} \gamma_2 \cdot dA} = \frac{\gamma_1 \int_{A_1} x \cdot dA + \gamma_2 \int_{A_2} x \cdot dA}{\gamma_1 A_1 + \gamma_2 A_2} = \frac{\gamma_1 S_{1x} + \gamma_2 S_{2x}}{\gamma_1 A_1 + \gamma_2 A_2}; \quad (12)$$

$$y_c = \frac{\int_{A_1} y \cdot \gamma_1 \cdot dA + \int_{A_2} y \cdot \gamma_2 \cdot dA}{\int_{A_1} \gamma_1 \cdot dA + \int_{A_2} \gamma_2 \cdot dA} = \frac{\gamma_1 \int_{A_1} y \cdot dA + \gamma_2 \int_{A_2} y \cdot dA}{\gamma_1 A_1 + \gamma_2 A_2} = \frac{\gamma_1 S_{1y} + \gamma_2 S_{2y}}{\gamma_1 A_1 + \gamma_2 A_2}.$$

Здесь γ_1, γ_2 – объёмные веса первой и второй частей плоской фигуры.

Сопоставляя формулы (7) и (12) можно утверждать, что точка приложения равнодействующей продольных сил N_1 и N_2 не совпадает, вообще говоря, с центром тяжести неоднородного плоского поперечного сечения стержня. В силу этого обстоятельства внешнюю сосредоточенную силу следует прикладывать в точке приложения равнодействующей продольных сил N_1 и N_2 для обеспечения осевого растяжения-сжатия стержня.

Зная координаты центра тяжести неоднородного поперечного сечения стержня во вспомогательной системе координат \tilde{X}, \tilde{Y} , а также привязав точку приложения равнодействующей сил N_1 и N_2 к вспомогательной системе координат \tilde{X}, \tilde{Y} , можно найти условия, при выполнении которых точка приложения равнодействующей будет совпадать с центром тяжести поперечного сечения стержня. При этом, как показывают численные исследования, потребуется изменить площади первой и второй частей неоднородного поперечного сечения стержня.

Пример.

Рассмотрим неоднородный стержень с прямоугольным поперечным сечением размерами $a \times b$ (рис. 4).

Стержень состоит из двух частей, выполненных из материала с разными объёмными весами γ_1 и γ_2 . Ширина первой части поперечного сечения ta , ширина второй части - na , причём $t + n = 1$.

Введём систему декартовых координат X, Y . Ось X совместим с горизонтальной осью симметрии плоской фигуры, а ось Y проведём, например,

между центрами тяжести первой и второй фигур.

$$\text{Тогда } S_{1x} = 0; S_{2x} = 0; S_{1y} = -A_1 x_N^I; S_{2y} = -A_2 x_N^{II}.$$

$$\text{Здесь } A_1 = ma \cdot b; A_2 = na \cdot b.$$

$$\text{Кроме того, } \frac{1}{2}ma + x_N^I + x_N^{II} + \frac{1}{2}na = a, \text{ то есть } x_N^I = \frac{1}{2}a - x_N^{II}.$$

$$\text{Следовательно, } S_{1y} = -ma \cdot b \left(\frac{1}{2}a - x_N^{II} \right); S_{2y} = na \cdot b \cdot x_N^{II}.$$

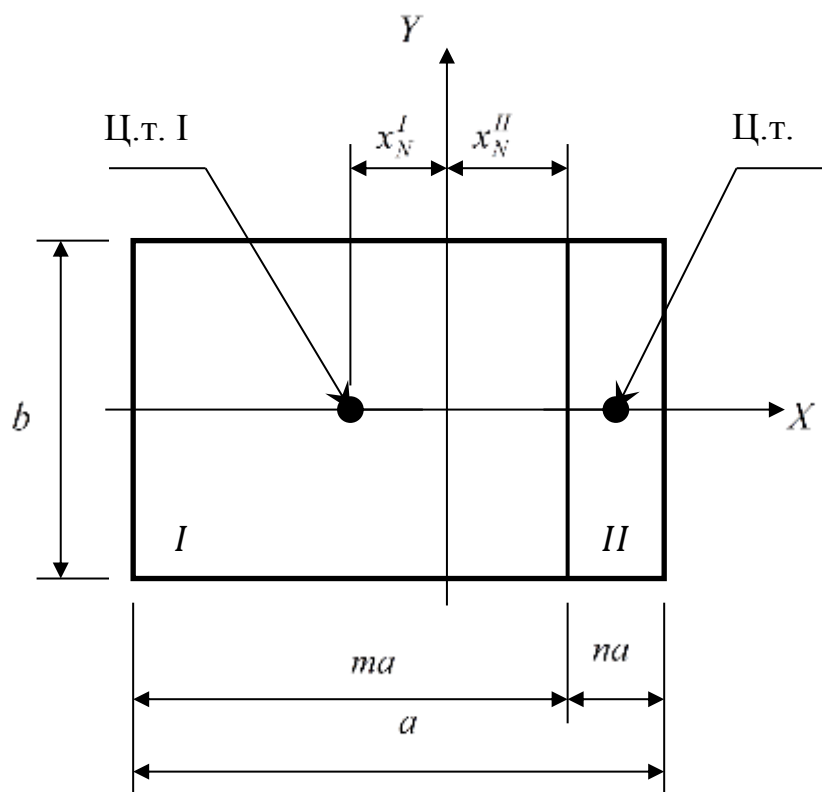


Рисунок 4 – К примеру

Таким образом, система (7) сводится к одному уравнению:

$$B_1 S_{1y} + B_2 S_{2y} = 0,$$

$$\text{где } B_1 = \frac{1}{A_1} \frac{1}{1 + \frac{E_2 A_2}{E_1 A_1}}; B_2 = \frac{1}{A_2} \frac{1}{1 + \frac{E_2 A_2}{E_1 A_1}} \frac{E_2 A_2}{E_1 A_1}.$$

$$\text{Или } -B_1 ma \cdot b \left(\frac{1}{2}a - x_N^{II} \right) + B_2 na \cdot b \cdot x_N^{II} = 0,$$

то есть $x_N^{\text{II}} = -\frac{B_1 m a}{2(B_1 m - B_2 n)}$.

По полученному значению X_N^{II} уточняется положение оси Y .

Найдём положение центра тяжести плоской фигуры (рис. 3). Введём вспомогательную систему координат \tilde{X}, \tilde{Y} (рис. 5).

Тогда

$$x_{ц.м.}^I = \frac{1}{2} m a ; \quad y_{ц.м.}^I = 0 ; \quad A_1 = m a \cdot b .$$

$$x_{ц.м.}^{\text{II}} = m a + \frac{1}{2} n a ; \quad y_{ц.м.}^{\text{II}} = 0 ; \quad A_2 = n a \cdot b .$$

Следовательно, $y_c = 0$;

$$x_c = \frac{\gamma_1 A_1 x_{ц.м.}^I + \gamma_2 A_2 x_{ц.м.}^{\text{II}}}{\gamma_1 A_1 + \gamma_2 A_2} .$$

Исходные данные:

Первая часть стержня выполнена из бетона с объёмным весом $\gamma_1 = 2400 \frac{\text{кГ}}{\text{м}^3}$; вторая часть стержня – это сталь с объёмным весом $\gamma_2 = 7800 \frac{\text{кГ}}{\text{м}^3}$.

Модуль упругости бетона $E_1 = 20000 \text{МПа}$; модуль упругости стали $E_2 = 20000 \text{МПа}$. Размеры поперечного сечения: $a = 0,6 \text{м}$; $b = 0,4 \text{м}$.

Коэффициенты: $m = 0,5 \div 0,8$; $n = 0,5 \div 0,2$.

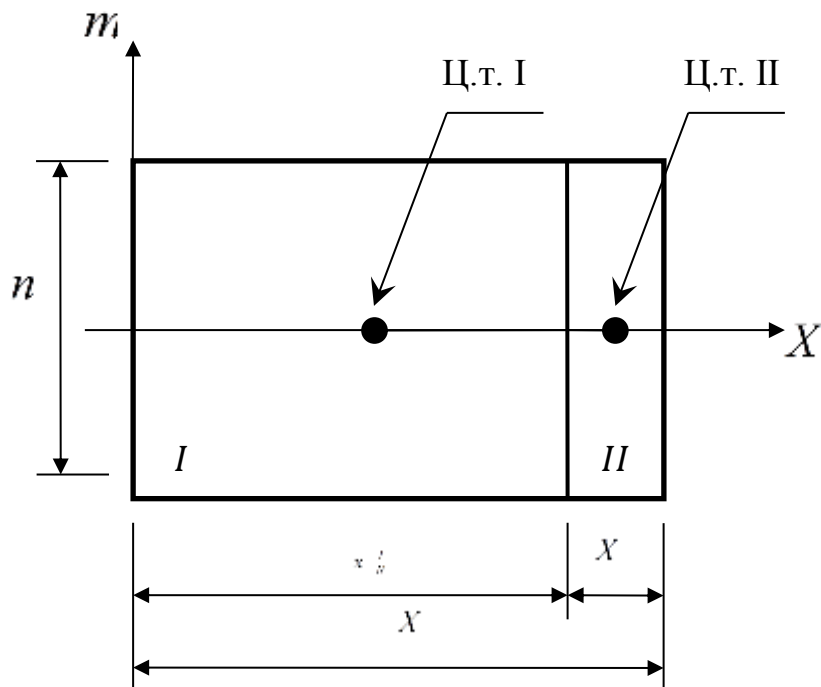


Рисунок 5 – Центр тяжести

Результаты вычислений представлены в таблице:

№	m	n	X_N^I , см.	X_N^{II} , см.	X_N , см.	$x_{Ц.т.}^I$, см.	$x_{Ц.т.}^{II}$, см.	X_c , см.	Δx , см.
1	0,5	0,5	26,67	3,33	41,67	15	45	37,94	3,73
2	0,6	0,4	24,71	5,29	42,71	18	48	38,53	4,18
3	0,7	0,3	20,87	9,13	41,87	21	51	38,46	3,41
4	0,8	0,2	10,0	20	34,00	24	54	37,45	-3,44

В таблице обозначены:

x_N^I, x_N^{II} – расстояния от центров тяжести первой и второй частей плоской фигуры до точки приложения равнодействующей;

x_N – расстояние от левой стороны плоской фигуры до точки приложения равнодействующей;

$x_{Ц.т.}^I, x_{Ц.т.}^{II}$ – координаты центров тяжести первой и второй частей плоской фигуры;

X_c – координата центра тяжести всей плоской фигуры;

Δx – расстояние между центром тяжести всей фигуры и точкой приложения равнодействующей.

Как следует из таблицы, при некотором значении параметров m и n точка приложения равнодействующей может совпадать с центром тяжести всей плоской фигуры. Это возможно, если выполняется равенство:

$$\frac{1}{2}ma + x_N^I = x_c,$$

то есть,
$$\frac{1}{2}ma + \frac{1}{2}a + \frac{B_1ma}{2[B_1m - B_2(1 - m)]} = \frac{\gamma_1 A_1 x_{u.m.}^I + \gamma_2 A_2 x_{u.m.}^{II}}{\gamma_1 A_1 + \gamma_2 A_2}.$$

Отсюда следует квадратное уравнение для определения параметра m при котором точка приложения равнодействующей совпадёт с центром тяжести всего сечения:

$$a(B_1 + B_2)m^2 + 2 \left[aB_1 - (B_1 + B_2) \frac{\gamma_1 A_1 x_{u.m.}^I + \gamma_2 A_2 x_{u.m.}^{II}}{\gamma_1 A_1 + \gamma_2 A_2} \right] m + \left(2 \frac{\gamma_1 A_1 x_{u.m.}^I + \gamma_2 A_2 x_{u.m.}^{II}}{\gamma_1 A_1 + \gamma_2 A_2} - a \right) B_2 = 0.$$

Обобщения.

Обобщая приведённое выше решение на упругий неоднородный стержень, состоящий из n частей (рис. 6), получим:

$$N_1 + N_2 + \dots + N_n = F; \tag{13}$$

$$\frac{N_1 l}{E_1 A_1} = \frac{N_2 l}{E_2 A_2} = \dots = \frac{N_n l}{E_n A_n}. \tag{14}$$

Решая систему уравнений (13), (14), находим:

$$N_1 = \frac{F}{1 + \frac{E_2 A_2}{E_1 A_1} + \frac{E_3 A_3}{E_1 A_1} + \dots + \frac{E_n A_n}{E_1 A_1}};$$

$$N_2 = \frac{F}{1 + \frac{E_2 A_2}{E_1 A_1} + \frac{E_3 A_3}{E_1 A_1} + \dots + \frac{E_n A_n}{E_1 A_1}} \frac{E_2 A_2}{E_1 A_1};$$

$$N_3 = \frac{F}{1 + \frac{E_2 A_2}{E_1 A_1} + \frac{E_3 A_3}{E_1 A_1} + \dots + \frac{E_n A_n}{E_1 A_1}} \frac{E_3 A_3}{E_1 A_1}; \quad (15)$$

$$N_n = \frac{F}{1 + \frac{E_2 A_2}{E_1 A_1} + \frac{E_3 A_3}{E_1 A_1} + \dots + \frac{E_n A_n}{E_1 A_1}} \frac{E_n A_n}{E_1 A_1}$$

Величина внутренних изгибающих моментов относительно некоторых вспомогательных осей координат X, Y будет, очевидно, вычисляться по формулам:

$$M_x = \sigma_{1z} \cdot S_{1x} + \sigma_{2z} \cdot S_{2x} + \dots + \sigma_{nz} \cdot S_{nx} = 0;$$

$$M_y = \sigma_{1z} \cdot S_{1y} + \sigma_{2z} \cdot S_{2y} + \dots + \sigma_{nz} \cdot S_{ny} = 0. \quad (16)$$

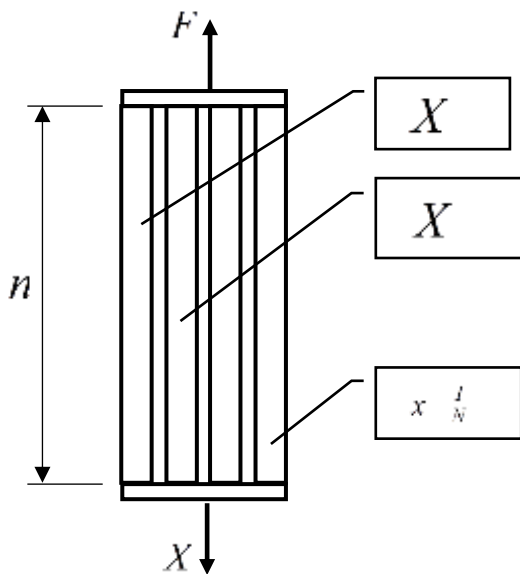


Рисунок 6 – Неоднородный упругий стержень, состоящий из m - частей

С учётом зависимостей (15), запишем формулы для определения координат точки приложения равнодействующей сил N_1, N_2, \dots, N_n в системе декартовых координат X, Y :

$$\begin{aligned}
\sigma_{1z} \cdot S_{1x} + \sigma_{2z} \cdot S_{2x} + \dots + \sigma_{nz} \cdot S_{nx} &= \frac{1}{A_1} \frac{S_{1x}}{1 + \frac{E_2 A_2}{E_1 A_1} + \frac{E_3 A_3}{E_1 A_1} + \dots + \frac{E_n A_n}{E_1 A_1}} + \\
&+ \frac{S_{2x}}{1 + \frac{E_2 A_2}{E_1 A_1} + \frac{E_3 A_3}{E_1 A_1} + \dots + \frac{E_n A_n}{E_1 A_1}} \frac{E_2}{E_1 A_1} + \frac{S_{3x}}{1 + \frac{E_2 A_2}{E_1 A_1} + \frac{E_3 A_3}{E_1 A_1} + \dots + \frac{E_n A_n}{E_1 A_1}} \frac{E_3}{E_1 A_1} + \\
&\dots + \frac{S_{nx}}{1 + \frac{E_2 A_2}{E_1 A_1} + \frac{E_3 A_3}{E_1 A_1} + \dots + \frac{E_n A_n}{E_1 A_1}} \frac{E_n}{E_1 A_1} = 0;
\end{aligned} \tag{17}$$

$$\begin{aligned}
\sigma_{1z} \cdot S_{1y} + \sigma_{2z} \cdot S_{2y} + \dots + \sigma_{nz} \cdot S_{ny} &= \frac{1}{A_1} \frac{S_{1y}}{1 + \frac{E_2 A_2}{E_1 A_1} + \frac{E_3 A_3}{E_1 A_1} + \dots + \frac{E_n A_n}{E_1 A_1}} + \\
&+ \frac{S_{2y}}{1 + \frac{E_2 A_2}{E_1 A_1} + \frac{E_3 A_3}{E_1 A_1} + \dots + \frac{E_n A_n}{E_1 A_1}} \frac{E_2}{E_1 A_1} + \frac{S_{3y}}{1 + \frac{E_2 A_2}{E_1 A_1} + \frac{E_3 A_3}{E_1 A_1} + \dots + \frac{E_n A_n}{E_1 A_1}} \frac{E_3}{E_1 A_1} + \\
&\dots + \frac{S_{ny}}{1 + \frac{E_2 A_2}{E_1 A_1} + \frac{E_3 A_3}{E_1 A_1} + \dots + \frac{E_n A_n}{E_1 A_1}} \frac{E_n}{E_1 A_1} = 0.
\end{aligned}$$

Центр тяжести плоской фигуры, состоящей из n частей с разными объёмными весами, в системе вспомогательных координат \tilde{X}, \tilde{Y} , будет определяться соотношениями

$$\begin{aligned}
x_c &= \frac{\int_{A_1} x \cdot \gamma_1 \cdot dA + \int_{A_2} x \cdot \gamma_2 \cdot dA + \dots + \int_{A_n} x \cdot \gamma_n \cdot dA}{\int_{A_1} \gamma_1 \cdot dA + \int_{A_2} \gamma_2 \cdot dA + \dots + \int_{A_n} \gamma_n \cdot dA} = \\
&= \frac{\gamma_1 \int_{A_1} x \cdot dA + \gamma_2 \int_{A_2} x \cdot dA + \dots + \gamma_n \int_{A_n} x \cdot dA}{\gamma_1 A_1 + \gamma_2 A_2 + \dots + \gamma_n A_n} = \\
&= \frac{\gamma_1 S_{1x} + \gamma_2 S_{2x} + \dots + \gamma_n S_{nx}}{\gamma_1 A_1 + \gamma_2 A_2};
\end{aligned} \tag{18}$$

$$\begin{aligned}
y_c &= \frac{\int_{A_1} y \cdot \gamma_1 \cdot dA + \int_{A_2} y \cdot \gamma_2 \cdot dA + \dots + \int_{A_n} y \cdot \gamma_n \cdot dA}{\int_{A_1} \gamma_1 \cdot dA + \int_{A_2} \gamma_2 \cdot dA + \dots + \int_{A_n} \gamma_n \cdot dA} = \\
&= \frac{\gamma_1 \int_{A_1} y \cdot dA + \gamma_2 \int_{A_2} y \cdot dA + \dots + \gamma_n \int_{A_n} y \cdot dA}{\gamma_1 A_1 + \gamma_2 A_2 + \dots + \gamma_n A_n} = \\
&= \frac{\gamma_1 S_{1y} + \gamma_2 S_{2y} + \dots + \gamma_n S_{ny}}{\gamma_1 A_1 + \gamma_2 A_2 + \dots + \gamma_n A_n}.
\end{aligned}$$

Здесь $\gamma_1, \gamma_2, \dots, \gamma_n$ – объёмные веса первой, второй, ..., n – ой частей плоской фигуры.

Сопоставляя формулы (17) и (18) можно утверждать, то точка приложения равнодействующей продольных сил N_1, N_2, \dots, N_m не совпадает, вообще говоря, с центром тяжести неоднородного плоского поперечного сечения стержня.

Дальнейшее решение по определению координат точки приложения равнодействующей сил N_1, N_2, \dots, N_n повторяет алгоритм решения для неоднородного стержня с двумя частями и здесь не приводится.

Выводы.

1. Продольная сила N приложена в центре тяжести поперечного сечения однородного упругого стержня.
2. Точка приложения равнодействующей внутренних продольных сил в неоднородном упругом стержне не совпадает, вообще говоря, с центром тяжести неоднородного поперечного сечения стержня.
3. Положение точки приложения равнодействующей внутренних продольных сил в неоднородном упругом стержне не зависит от действующей внешней нагрузки на стержень.
4. Точка приложения равнодействующей внутренних продольных сил в неоднородном упругом стержне может совпасть с центром тяжести неоднородного поперечного сечения стержня при определённых условиях.

5. Для соблюдения условий осевого растяжения-сжатия неоднородного стержня необходимо внешнюю силу прикладывать в точке приложения равнодействующей внутренних продольных сил.

Библиографический список:

1. Александров А.В. Сопротивление материалов: Учеб для вузов/А.В. Александров, В.Д. Потапов, Б.П. Державин. Под ред. А.В. Александрова. – 6-е изд., стер. – М.: Высш. Шк., 2008. – 560 с.: ил.
2. Горбачев В.И. Инженерная теория сопротивления неоднородных стержней из композиционных материалов. // Вестник Московского государственного технического университета им. Н.Э. Баумана. Серия Естественные науки. 2016. № 6 (69). С. 56-72.
3. Мищенко А.В., Ромадинов И.В. Оценка прочности гибкого слоисто-неоднородного стержня при термосиловом воздействии. // Вестник Сибирского государственного университета путей сообщения. 2020. № 2 (53). С. 78-85.
4. Мищенко А.В., Ромадинов И.В. Продольно-поперечный изгиб слоистого стержня при термосиловом воздействии. // Труды Новосибирского государственного архитектурно-строительного университета (Сибстрин). 2019. Т. 22. № 4 (74). С. 82-93.
5. Труфанов А.Н., Лесникова Ю.И., Труфанов Н.А., Сметанников О.Ю. Выбор критерия конструкционной прочности неоднородного кварцевого стержня на основе натуральных и вычислительных экспериментов. // Вычислительная механика сплошных сред. 2016. Т. 9. № 1. С. 97-108.
6. Сопротивление материалов. Под. Ред. А.Ф. Смирнова, Учебник для вузов. Изд. 3-е, перераб. и доп. М., «Высш. школа», 1975. 480 с.
7. Бакушев С.В. К вопросу о равнопрочности неоднородных упругих стержней [Электронный ресурс]//Моделирование и механика конструкций. 2021. №13.

8. Бутенин Н.В., Лунц Я.Л., Меркин Д.Р. Курс теоретической механики. В двух томах. Т. 1. Статика и кинематика. – 3-е изд., стереотип. – М.: Наука. Главная редакция физико-математической литературы, 1979. – 272 с.

УДК 69.056.53:004

СРАВНЕНИЕ ВАРИАНТОВ ПРОВЕДЕННОГО ИССЛЕДОВАНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ КРУПНОПАНЕЛЬНОГО ДОМА

*Викторов Валерий Васильевич,
Пензенский государственный университет архитектуры и строительства,
г. Пенза
кандидат технических наук, доцент кафедры «Строительные конструкции»
Викторова Ольга Леонидовна,
Пензенский государственный университет архитектуры и строительства,
г. Пенза
кандидат технических наук, доцент кафедры «Строительные конструкции»
Гришин Анатолий Евгеньевич,
Пензенский государственный университет архитектуры и строительства,
г. Пенза, студент*

Панельное домостроение в нашей стране является востребованным во многих регионах Российской Федерации, за счет относительно низкой стоимости квадратного метра жилья. При расчете зданий, в которых применяются сборные железобетонные конструкции крупнопанельных зданий, возникают определенные сложности.

В соответствии с приложением В.4 [1] при расчете несущих конструктивных систем, состоящих из сборных элементов, следует учитывать податливость их соединений.

Растворные стыки отдельных панелей крупнопанельных зданий имеют меньшую жесткость и большую податливость, чем сами конструкции стен и перекрытий. Способы учета пониженной жесткости стыков панелей при проектировании зданий и способы моделирования узлов сопряжения податливых соединений были рассмотрены в работе [2]. Однако учет

податливости стыков имеет некоторые сложности, связанные с тем, что этот вопрос в нормативной литературе до конца не проработан, и оценка деформативности некоторых видов стыков существенно затруднена. Тем не менее, в последних версиях программы "Лири-САПР" появились методы, позволяющие выполнить моделирование податливых стыков отдельных конструктивных элементов панельных зданий между собой. Суть метода моделирования жесткостных характеристик разработчиками программы до конца не разъяснена. Моделирование податливых стыков должно проводиться встроенными средствами программы "Сапфир", которая автоматически распознает тип конструкций и назначает те или иные виды стыков. В программу "Лири", которая имеет необходимые сертификаты в соответствии с ч.6, ст. 15 [3], и эти стыки передаются в виде специальных конечных элементов.

Сравнение компьютерных расчетных моделей панельного здания, выполненных со специальными конечными элементами, моделирующими податливость стыков и без таких конечных элементов и изучение влияния наличия податливых стыков панелей на напряженно-деформированное состояние несущих конструктивных элементов здания и на результаты расчета требуемого армирования являлось целью исследований.

В процессе работы были разработаны две расчетные модели: со специальными конечными элементами, моделирующими работу стыков панелей и без таких конечных элементов.

Для решения поставленной задачи было необходимо:

- смоделировать здание в программном комплексе "Сапфир";
- задать автоматическую обработку элементов здания стыками вертикальными и горизонтальными для одной расчетной схемы;
- обработать схемы в программном комплексе "Сапфир" при помощи создания триангуляционной сети;
- импортировать полученные схемы в программный комплекс "Лири-САПР";
- выполнить расчеты усилий и перемещений, возникающих в несущих

элементах, а также в узлах их сопряжений, по результатам общего расчета конструктивной системы.

Для апробации предложенной методики моделирования податливости соединений взяты панельные здания средней этажности – 9 этажные. Запроектированный жилой дом 9-этажный, состоит из 2-х блоков жилых секций, с размерами в осях $58,8 \times 13,2$ с техническим подпольем. Высота этажа – 2,8 м. Конструктивная схема здания - бескаркасная с поперечными и продольными стенами (стеновыми панелями). Проектирование крупнопанельных зданий ведется с соблюдением требований по проектированию [4,5].

На первом этапе основной задачей было моделирование крупнопанельного здания в программе "Сапфир", которое позволило задать сложную геометрию конструкций, учесть физическую, геометрическую и конструктивную нелинейности, поэтапность возведения (монтаж), позволило учесть работу естественного и свайного основания. Полученная модель импортирована расчетной программе "ЛИРА-САПР". Для этой модели выполнен расчет напряженно-деформированного состояния.

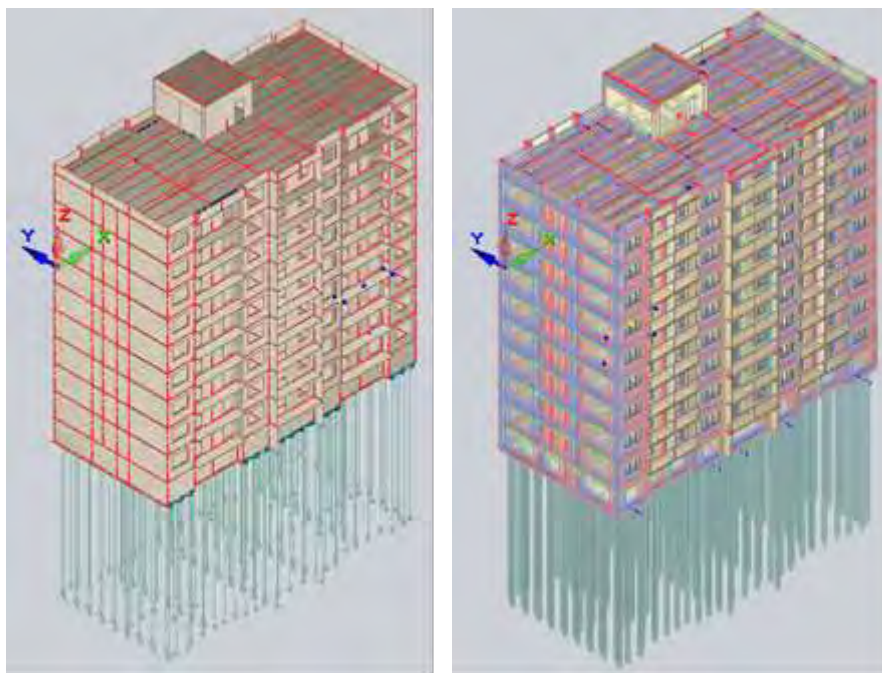


Рисунок 1 – Расчетные схемы в ПК САПФИР с моделированием податливых стыков

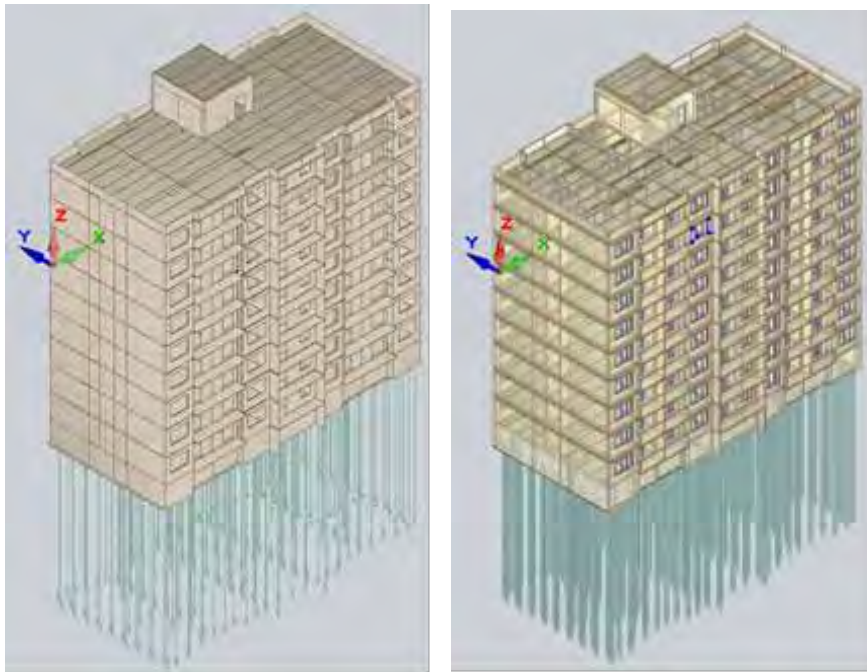


Рисунок 2 – Расчетные схемы в ПК САПФИР без моделированием податливых стыков

На втором этапе, на каждом узле стыкования панелей, средствами программы "Сапфир" установлены элементы стыков, жесткостные характеристики, которых программой "Сапфир" определялись автоматически. Эти элементы преобразуются в конечные элементы податливых стыков при конвертации модели здания из программы Сапфир в программу Лира.

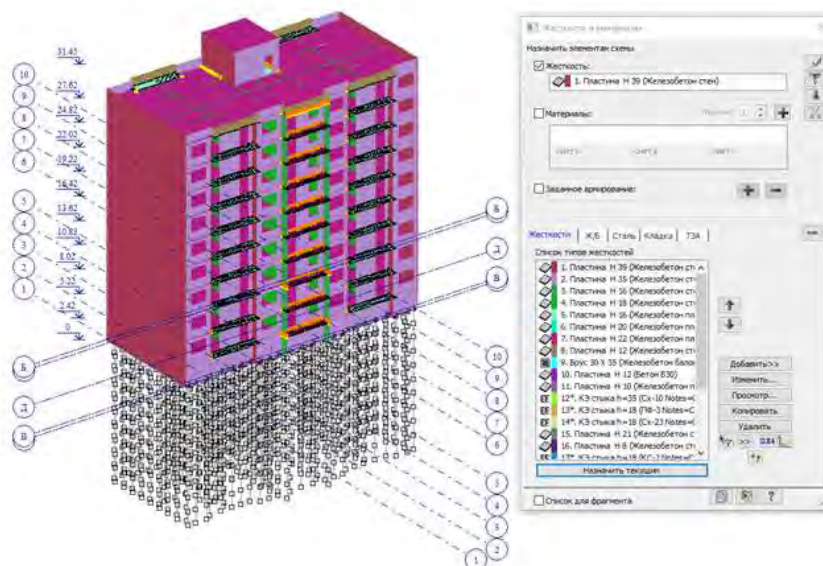


Рисунок 3 – Схема распределения жесткостных характеристик с моделированием податливых стыков

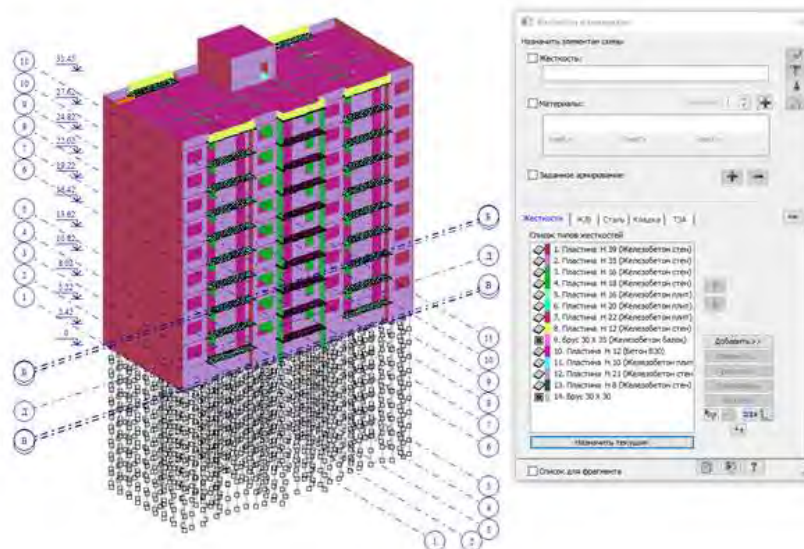


Рисунок 4 – Схема распределения жесткостных характеристик без моделирования податливых стыков

Проектируемое здание воспринимает временные и постоянные нагрузки [6]. Нагрузки, действующие на крупнопанельный дом, были заданы в программном комплексе Сапфир. Обе расчетных схемы загружены одинаково.

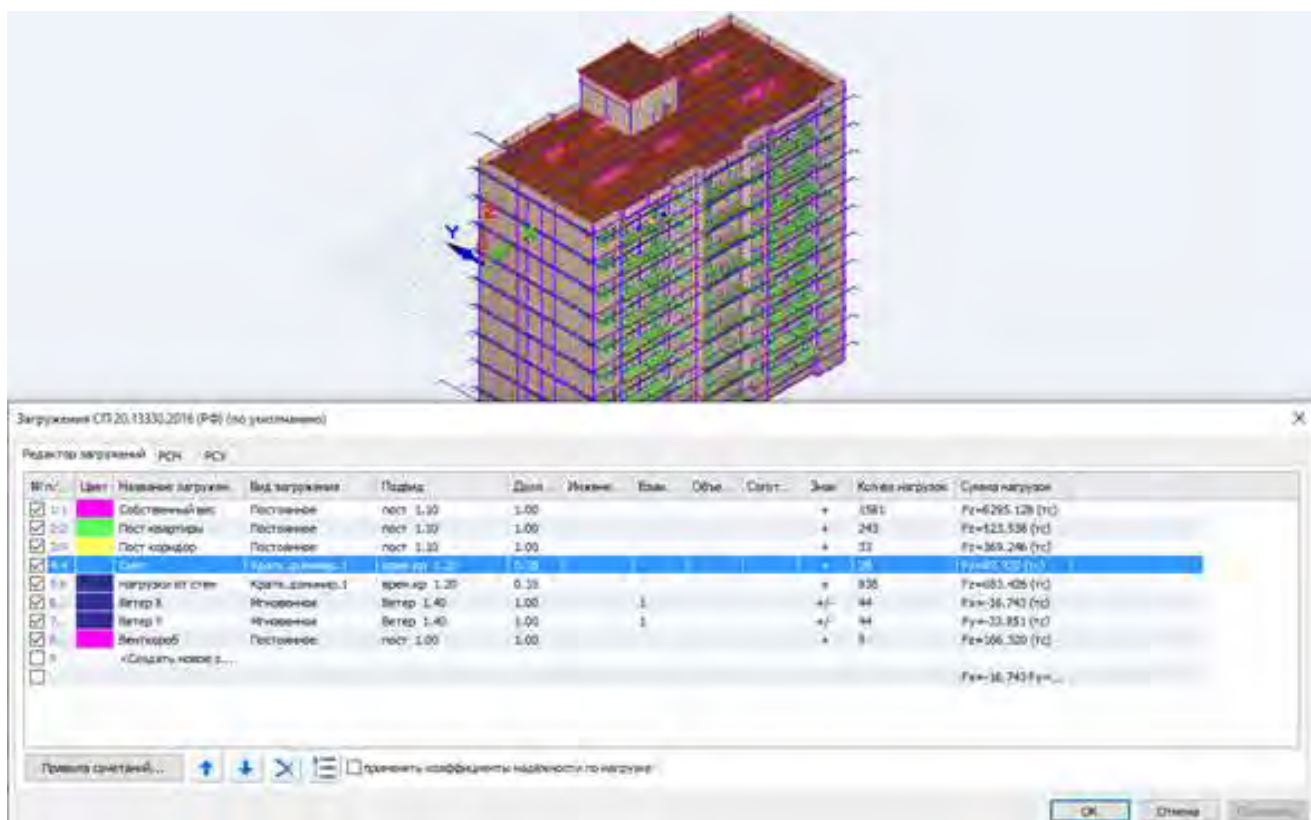


Рисунок 1 – Задание нагрузок на здание в ПК Сапфир

После создания расчетной модели выполнялся расчет напряженно-деформированного состояния крупнопанельного здания. Результаты расчета по перемещениям представлены на рисунках 6-7:

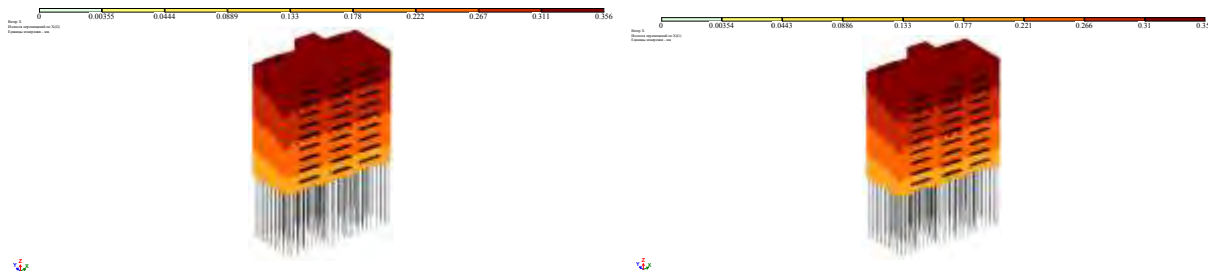


Рисунок 2 – Изополю перемещений по оси X для расчетной схемы со стыками и без стыков

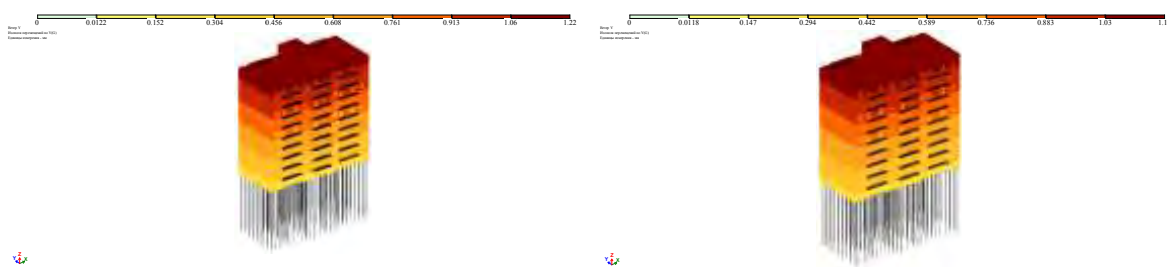


Рисунок 7 – Изополю перемещений по оси Y для расчетной схемы со стыками и без стыков

Результаты расчета по деформациям показали, что значения деформаций по оси X для расчетной схемы со стыками получились практически такими же, как для схемы без стыков. Максимальное значение перемещений от ветровых нагрузок по оси X составило 0,356 мм для схемы со стыками и 0,355 мм для схемы без стыков.

Значения деформаций по оси Y для расчетной схемы со стыками получились немного больше, чем для схемы без стыков. Максимальное значение перемещений от ветровых нагрузок по оси Y составило 1,22 мм для схемы со стыками и 1,18 мм для схемы без стыков.

Горизонтальные деформации от расчетных сочетаний нагрузок представлены на рис. 8-9.

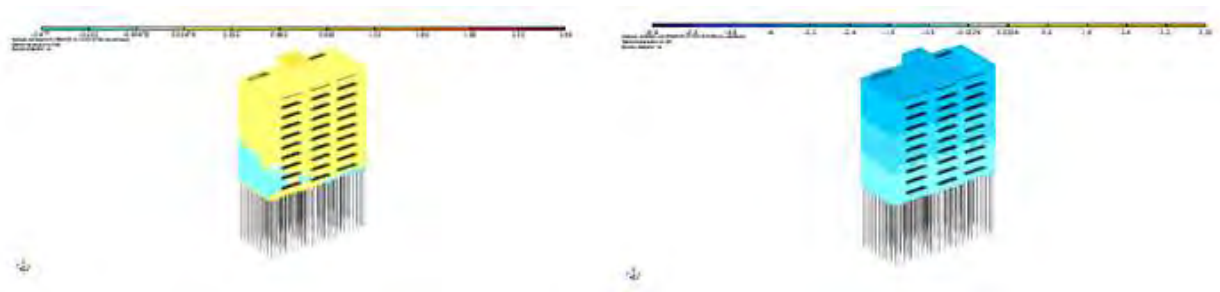


Рисунок 8 – Изополю перемещений по осям X и Y для расчетной схемы со стыками



Рисунок 9 – Изополю перемещений по осям X и Y для расчетной схемы без стыков

Результаты расчета по перемещениям показали, что максимальное значение перемещений от РСН по оси X составило 2,66 мм для схемы со стыками и 1,56 мм для схемы без стыков, а максимальное значение перемещений от РСН по оси Y составило 6,4 мм для схемы со стыками и 5,07 мм для схемы без стыков. Таким образом, значения горизонтальных деформаций по осям для расчетных схем со стыками больше, чем без стыков.

Напряжения от расчетных сочетаний нагрузок представлены на рисунках 10-11:



Рисунок 10 – Изополю напряжений M_x и M_y для расчетной схемы со стыками



Рисунок 11 – Изополя напряжений M_x и M_y для расчетной схемы без стыков

Максимальные значения напряжений по РСН составило -330 и 82,4 кН/м² для схемы со стыками, -41,3 и 49,2 кН/м² для схемы без стыков. Максимальные значения напряжений по РСН составило -156 и 139 кН/м² для схемы со стыками, -127 и 52,9 кН/м² для схемы без стыков. Таким образом, значения напряжений по осям для расчетных схем со стыками больше, чем без стыков.

По итогам расчета схем в программном комплексе Ли́ра-САПР были получены результаты по деформациям, напряжениям. Более внушительные значения деформаций и напряжений оказались в расчетной схеме со стыками. Таким образом, в исследовании напряженно-деформированного состояния крупнопанельного дома моделирование стыков панелей играет важную роль для получения верных результатов расчета составленной расчетной схемы. В проекте принимается расчетная схема с моделированием податливых стыков панелей.

Библиографический список:

1. СП 63.13330.2018 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. – М.: Минстрой РФ, 2016.

2. Викторов В.В, Викторова О.Л., Жилиева В.В., Медведев Р.Н. Особенности моделирования несущих конструкций многоэтажных панельных зданий с использованием расчетной программы SCAD [Электронный ресурс] // Моделирование и механика конструкций. 2022. №16. Систем. требования: Adobe Acrobat Reader. URL: <http://mechanicspguas.ru/Plone/nomera-zhurnala/>

no16/matematiceskoe-modelirovanie-chislennye-metody-i-kompleksy-programm/16.01/at_download/file

3. Федеральный закон от 30 декабря 2009 года №384-ФЗ "Технический регламент о безопасности зданий и сооружений" М.: РГ Федеральный выпуск №5079, 2009.

4. СП 335.1325800.2017 Крупнопанельные конструктивные системы. правила проектирования. – М.: Минстрой РФ, 2017.

5. Рекомендации по расчету каркасов многоэтажных зданий с учетом податливости узловых сопряжений сборных железобетонных конструкций. – М.: ГУП ЦПП, 2002.

6. СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. – М.: Минстрой РФ, 2016.

УДК 624.042:693.5

**МОДЕЛИРОВАНИЕ ВЕТРОВЫХ И СНЕГОВЫХ НАГРУЗОК,
ДЕЙСТВУЮЩИХ НА ПРОГОНЫ ПОКРЫТИЯ ОДНОЭТАЖНЫХ
ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ ПРИ РАЗРАБОТКЕ
КОНЕЧНОЭЛЕМЕНТНЫХ РАСЧЕТНЫХ МОДЕЛЕЙ НА ПРИМЕРЕ
ПРОГРАММЫ SCAD**

Викторов Валерий Васильевич,

*Пензенский государственный университет архитектуры и строительства,
г.Пенза*

кандидат технических наук, доцент кафедры «Строительные конструкции».

Лазебная Виктория Валерьевна

*Пензенский государственный университет архитектуры и строительства,
г.Пенза*

ассистент кафедры «Начертательная геометрия и инженерная графика»

Голубев Иван Владимирович,

*Пензенский государственный университет архитектуры и строительства,
г.Пенза, аспирант*

В настоящее время компьютерные программы по расчету несущих конструкций зданий и сооружений прочно внедрились в практику проектирования. Широкое распространение имеют расчетные программы, основанные на методе

конечных элементов такие, "Lira", "SCAD", "Stark".

Расчетные схемы строительных объектов должны отражать действительные условия их работы и соответствовать рассматриваемой расчетной ситуации [1]. Расчетные схемы должны включать в себя следующие расчетные модели:

- расчетные модели нагрузок и воздействий;
- расчетные модели, описывающие напряженно-деформированное состояние элементов конструкций и оснований;
- расчетные модели сопротивления.

Все три расчетные модели должны быть взаимоувязаны. Для создания расчетной модели нагрузок и воздействий, эти нагрузки и воздействия должны быть определены.

Величины и направление действия нагрузок зависят от района строительства, назначения и геометрических параметров проектируемого здания, технологических процессов, происходящих в здании. Значения нагрузок, действующих на несущие конструкции, заданы, как правило в технологическом задании, либо определяются по нормативным документам [2].

При разработке расчетных конечноэлементных моделей средствами указанных программ, расчетные модели нагрузок представляют собой совокупность распределенных или сосредоточенных нагрузок, приложенных непосредственно к конечным элементам или узлам конечных элементов.

Величины и направления этих нагрузок зависят от различных факторов, таких как структура конечноэлементной сетки, геометрического положения и размеров конкретного конечного элемента, поворота его осей и т.п.

Зачастую определение величин нагрузок, действующих на конечные элементы расчетной модели, представляет собой весьма сложную и трудоемкую задачу.

К таким задачам относится определение нагрузок на покрытие одноэтажных производственных зданий, не имеющих жесткого диска покрытия.

В таких зданиях конструкции покрытия представлены, как правило, прогонами. Вышележащие конструкции (например, кровельные панели типа

"сэндвич") не моделируются, а их действие на прогоны заменяется эквивалентной по значению нагрузкой. В бескрановых зданиях рассматривается, как правило четыре вида нагрузок – постоянные от веса конструкций кровли, постоянные или временные технологические нагрузки или нагрузки от инженерного оборудования; временные нагрузки от веса снега и временные нагрузки от действия ветра.

На первый взгляд определение величин нагрузок на прогоны не кажется сложным – нагрузки от действия кровельного покрытия, веса снега, да полезная инженерная нагрузки принимаются равномерно распределенными по площади покрытия. При равномерном шаге прогонов нагрузка как бы должна быть одинаковой по значению для рядовых средних прогонов и половинной для крайних прогонов. Но это утверждение справедливо только в случае разрезной конструкции покрытия, а этого практически никогда не бывает.

Конструкция покрытия в направлении ската кровли представляет собой либо полностью неразрезную балочную конструкцию, либо частично разрезную конструкцию с шарнирами в местах продольного стыка элементов покрытия – обычно 1-2 шарнира по длине. Для определения нагрузок на прогоны в этом случае необходимо выполнять расчет неразрезной балки, опорными реакциями которой и будут численно равны нагрузке на прогоны.

Если прогоны расположены неравномерно, то решение данной задачи усложняется. Но если еще и сама нагрузка изменяется по площади кровли, то решение усложняется многократно.

Так, например, в некоторых случаях снеговая нагрузка может распределяться неравномерно по площади кровли (см. рисунок 1), а если говорить про ветровую нагрузку на покрытие, то она всегда является неравномерной нагрузкой и распределяется по скату кровли в виде двух-четырех участков. Размеры участков нагрузки зависят от размеров здания и габаритов кровли (см. рисунок 2)

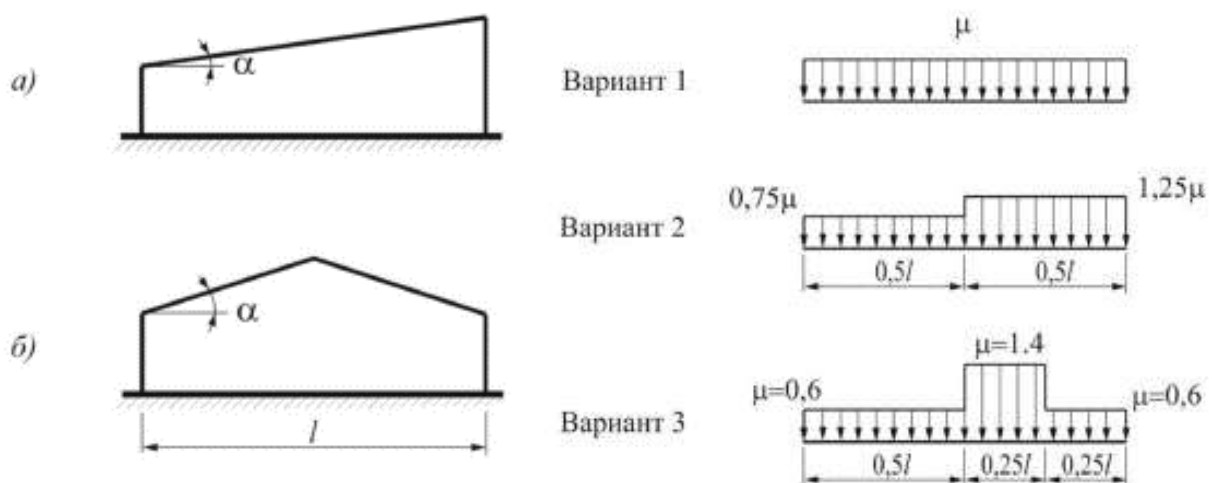


Рисунок 1 - Варианты распределения снеговых нагрузок на односкатную и двускатную кровлю

В таких условиях определение нагрузок на отдельные прогоны покрытия является весьма непростой задачей. А назначение вычисленных нагрузок к конкретным конечным элементам превращается еще и в весьма трудоемкий процесс.

Для упрощения и частичной автоматизации данного процесса предлагается следующий алгоритм действий.

Предлагается следующий порядок задания нагрузок на покрытие.

В соответствии с требованиями Нормативных документов определяются нагрузки на покрытие и границы расположения для различных зон (например, для ветровых нагрузок зоны F, G, H, I, G). Границы этих зон отмечаются фиктивными дополнительными стержнями. Пример разбивки приведен на рис. 3. Выполняется пересечение фиктивных узлов с элементами прогонов. В результате этой операции в точках пересечения стержней образуются дополнительные узлы (см. рис 4).

Средствами программы SCAD выполняется триангуляция поверхности кровли на прямоугольные плоские конечные элементы заданного размера. Результаты разбивки приведены на рис. 5 6.

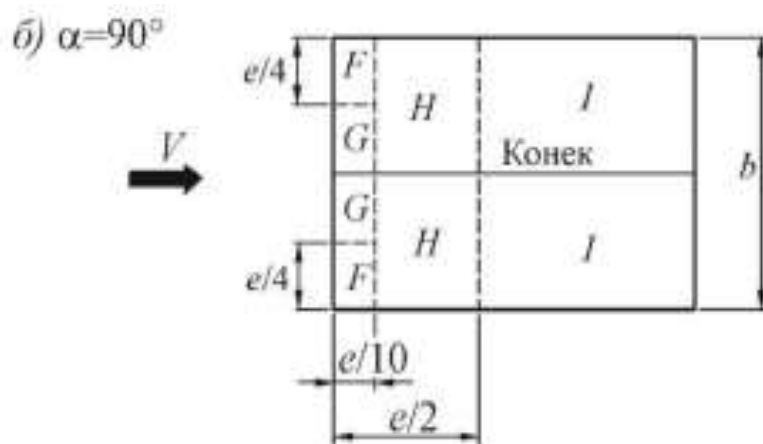


Рисунок 2 - Варианты распределения ветровых нагрузок на двускатную кровлю

На полученные пластинчатые конечные элементы прикладывается ветровая нагрузка в местной системе координат конечных элементов (см. рис. 6.). В процессе триангуляции конечные элементы прогонов разбиваются узлами пластинчатых элементов на несколько частей. Всем узлам прогонов назначаются связи по направлениям действия ветровой нагрузки (например, по оси "X" и по оси "Z"). Результат представлен на рисунке 7.

Конечным элементам пластин назначаются произвольные жесткостные характеристики. Фиктивные стержневые элементы удаляют. Модель запускается на расчет.

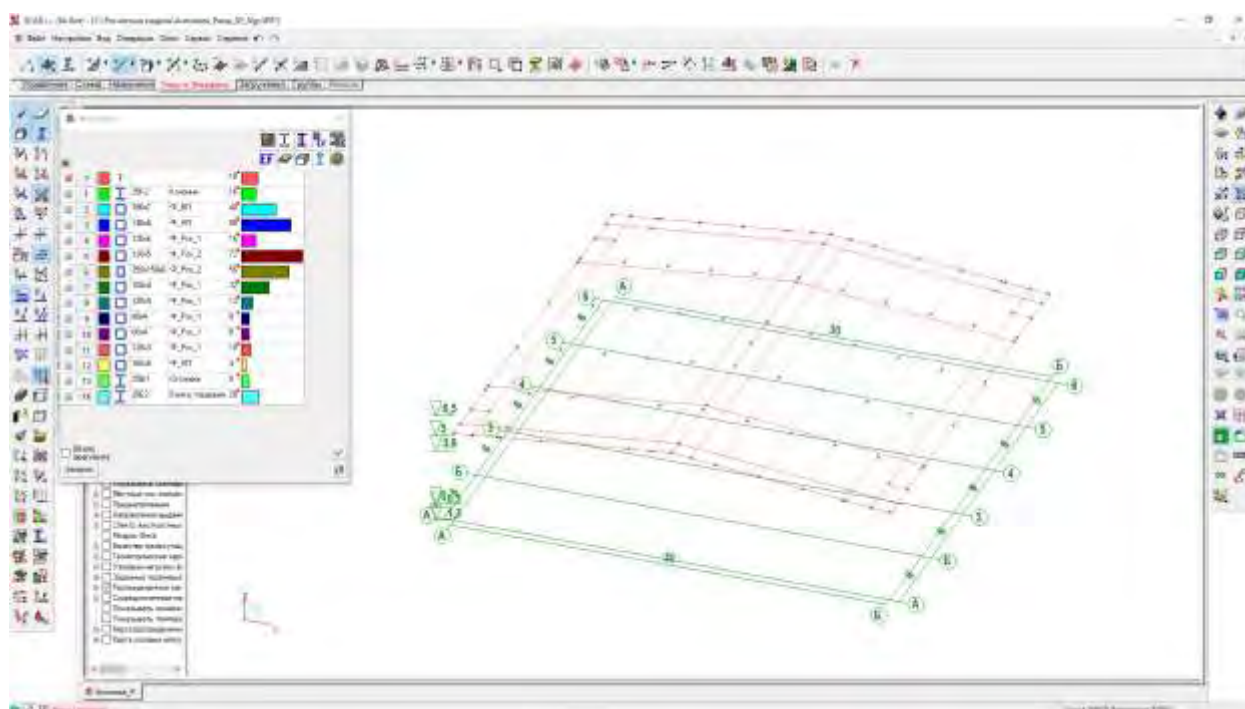


Рисунок 3 - Разметка зон действия ветровых нагрузок на двускатную кровлю

В результате расчета получают опорные реакции в узлах прогонов со связями (см. рис. 8-9). Значения этих реакций и будут по своему значению равны нагрузкам от действия ветровой нагрузки.

Программа SCAD имеет возможность сохранить результаты расчета являться опорных реакций в файл виде новой расчетной схемы. В результате сохранения новый файл содержит узлы с узловыми нагрузками (см. рис. 10).

Для переноса этих нагрузок в исходную расчетную модель выполняется слияние двух файлов, в результате которого нагрузки из новой расчетной схемы

переносят в исходную расчетную схему. Результат представлен на рис. 11.

После переноса нагрузок пластинчатые конечные элементы поверхности кровли удаляют. В результате модель становится готова к расчету.

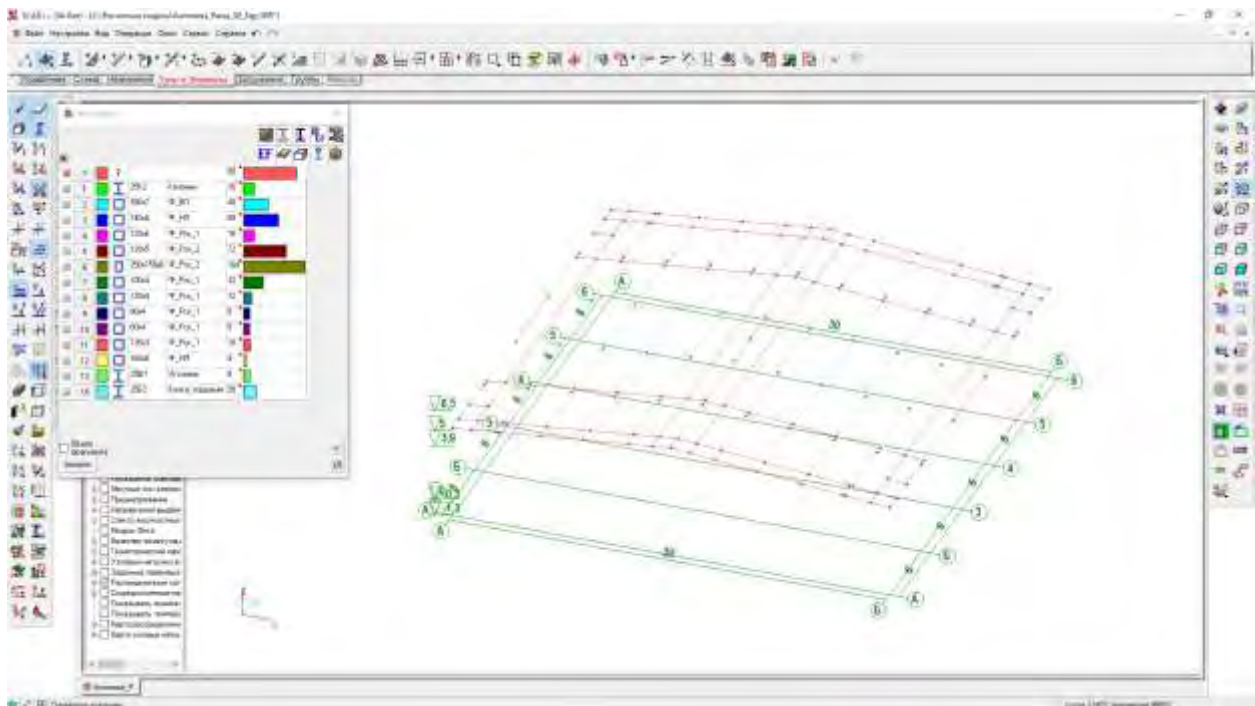


Рисунок 4 - Получение дополнительных узлов в местах пересечения стержней

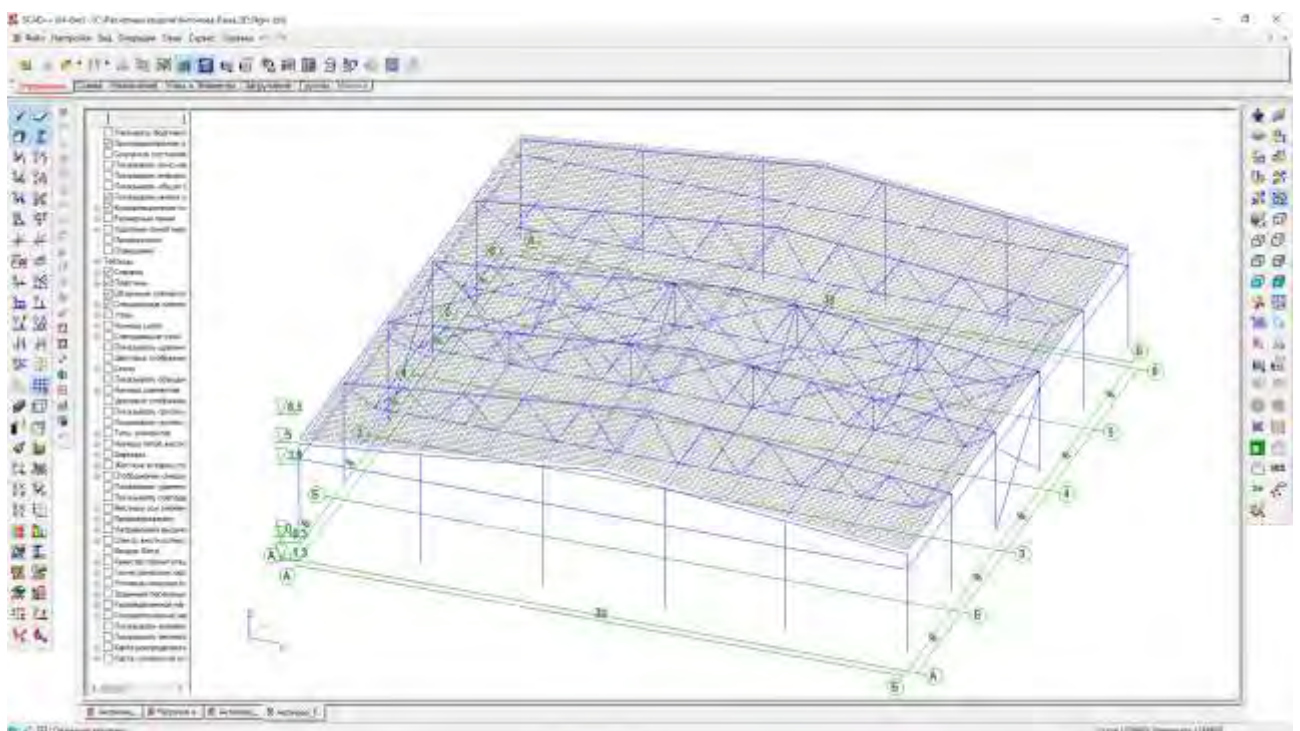


Рисунок 5 - Результаты триангуляции поверхности кровли

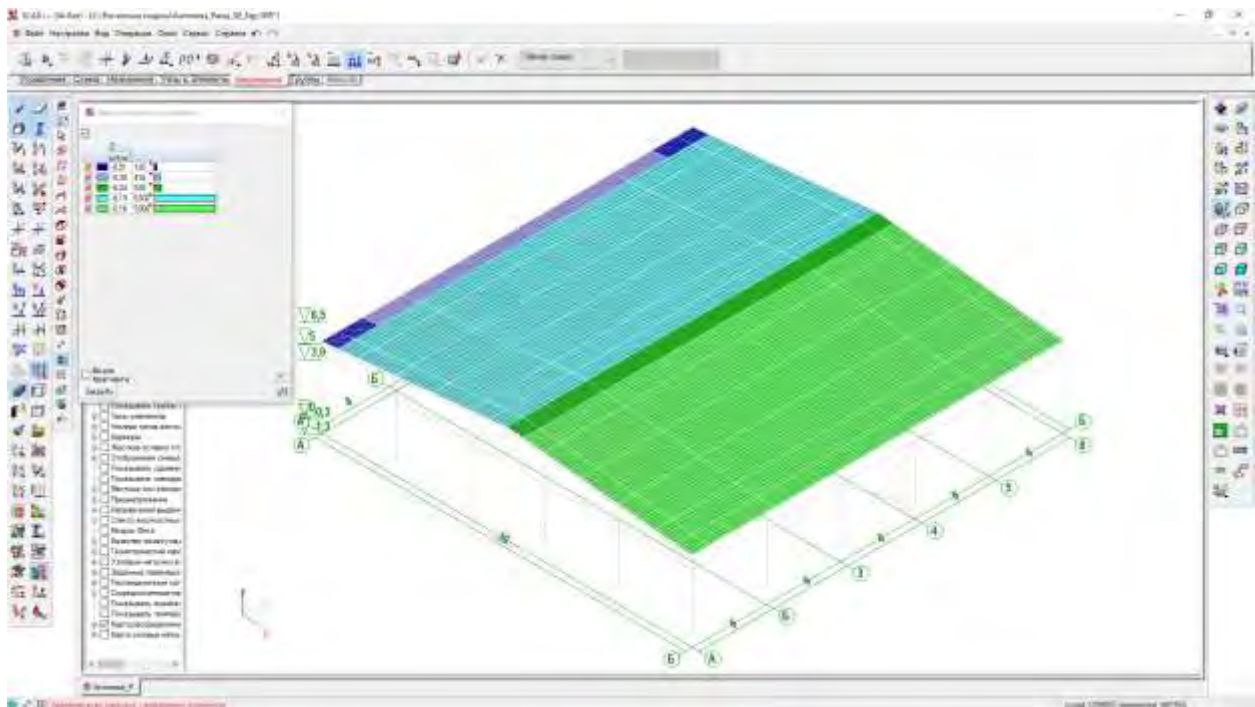


Рисунок 6 - Приложение ветровых нагрузок к поверхности кровли

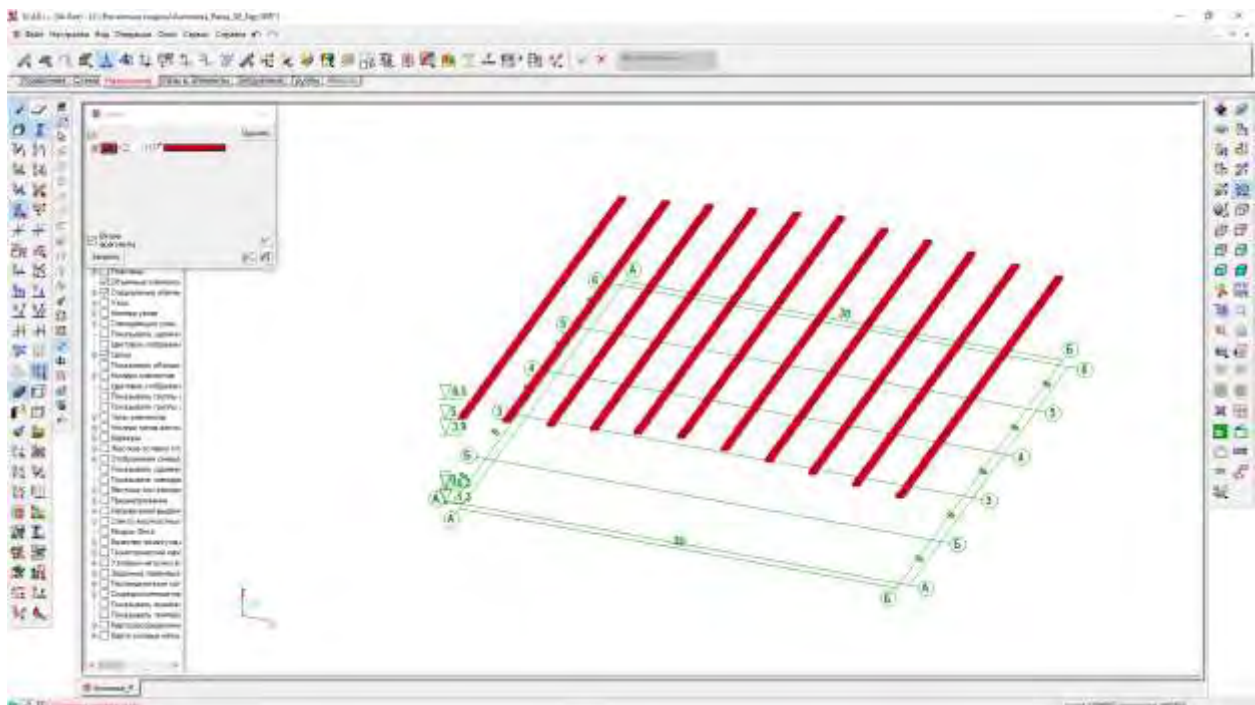


Рисунок 7 - Назначение временных связей узлам прогонов

В соответствии с требованиями нормативных документов [3-4] выполняется расчет модели – статический и конструктивный, по результатам которого оценивается корректность, безопасность, экономичность принятых проектных решений.

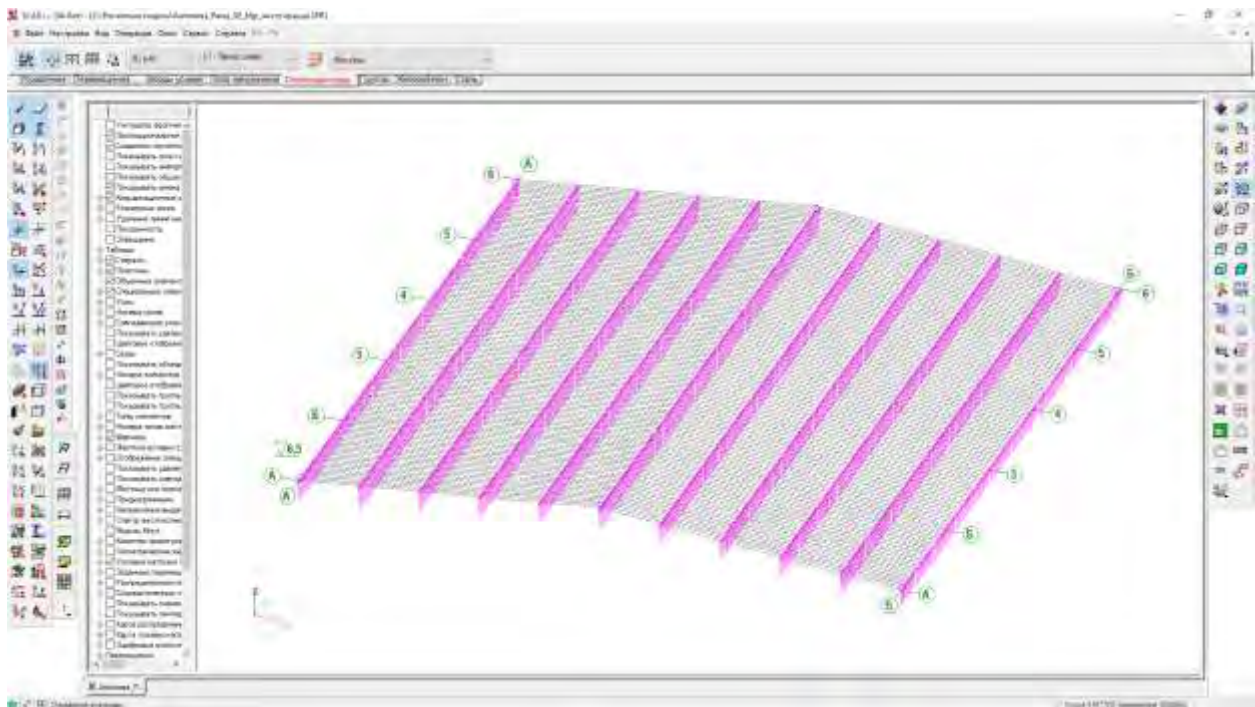


Рисунок 8 - Результаты определения вертикальной составляющей нагрузки на прогоны

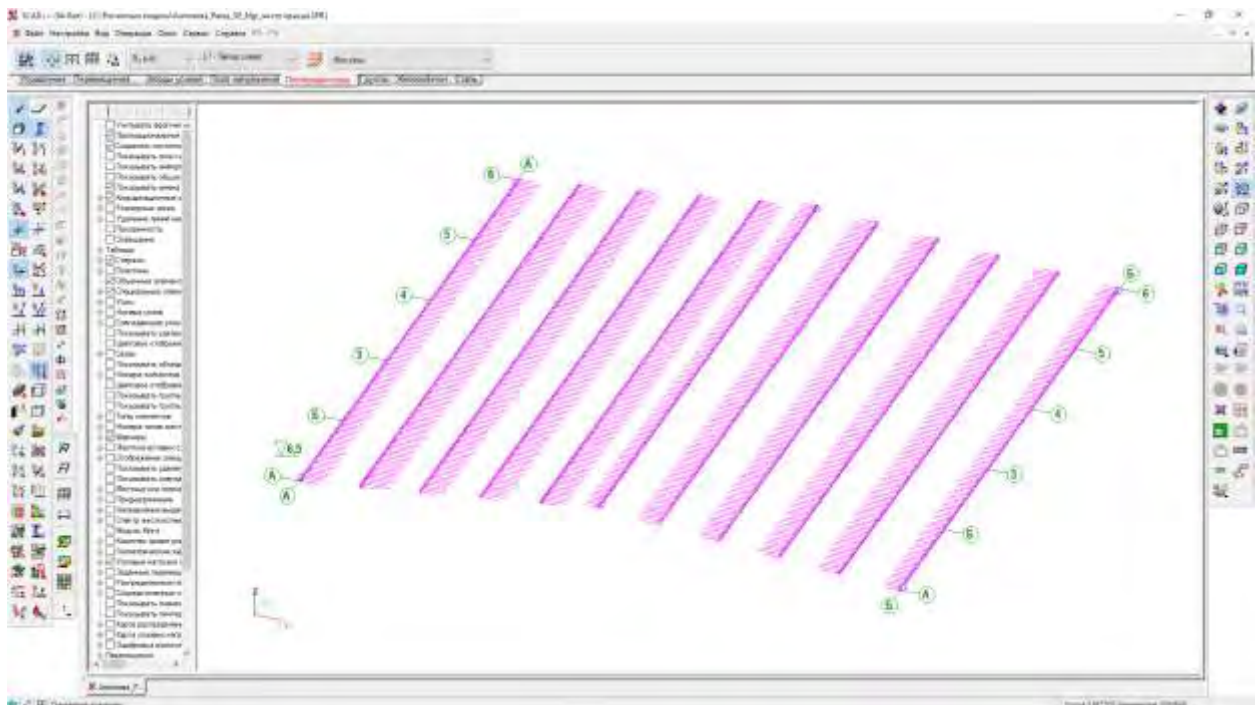


Рисунок 9 - Результаты определения горизонтальной составляющей нагрузки на прогоны

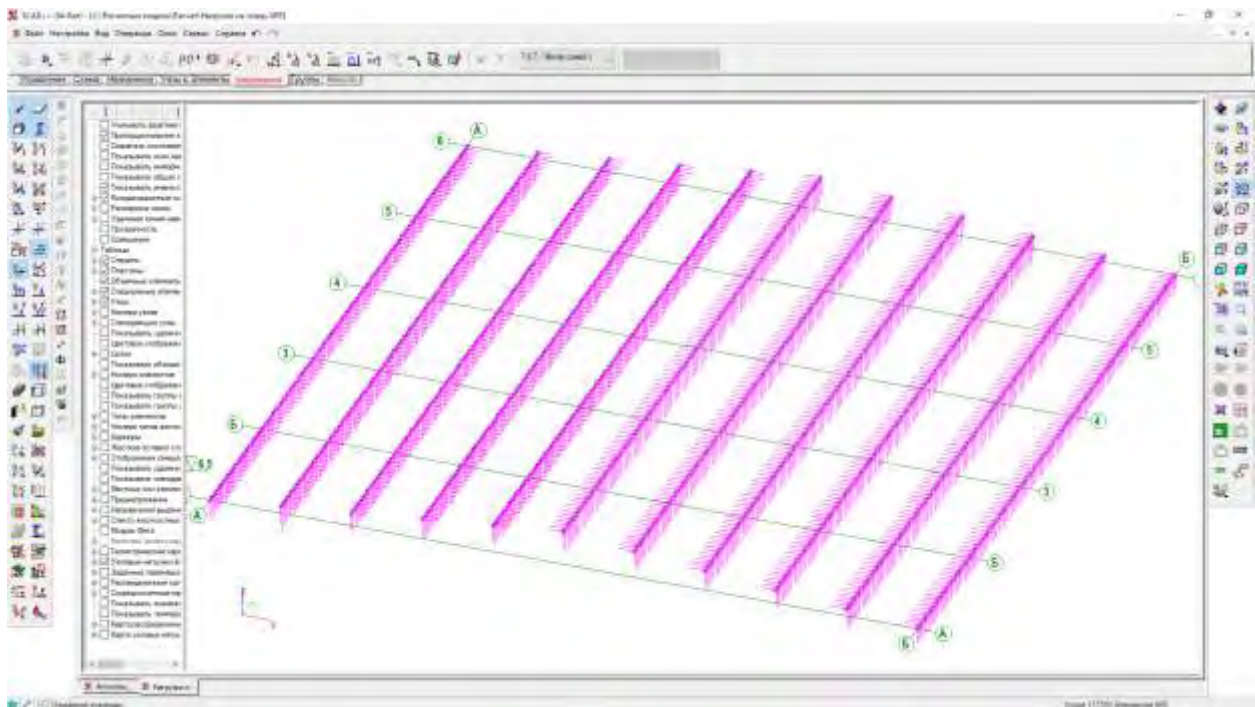


Рисунок 10 - Результаты сохранения полученных нагрузок в виде отдельной схемы

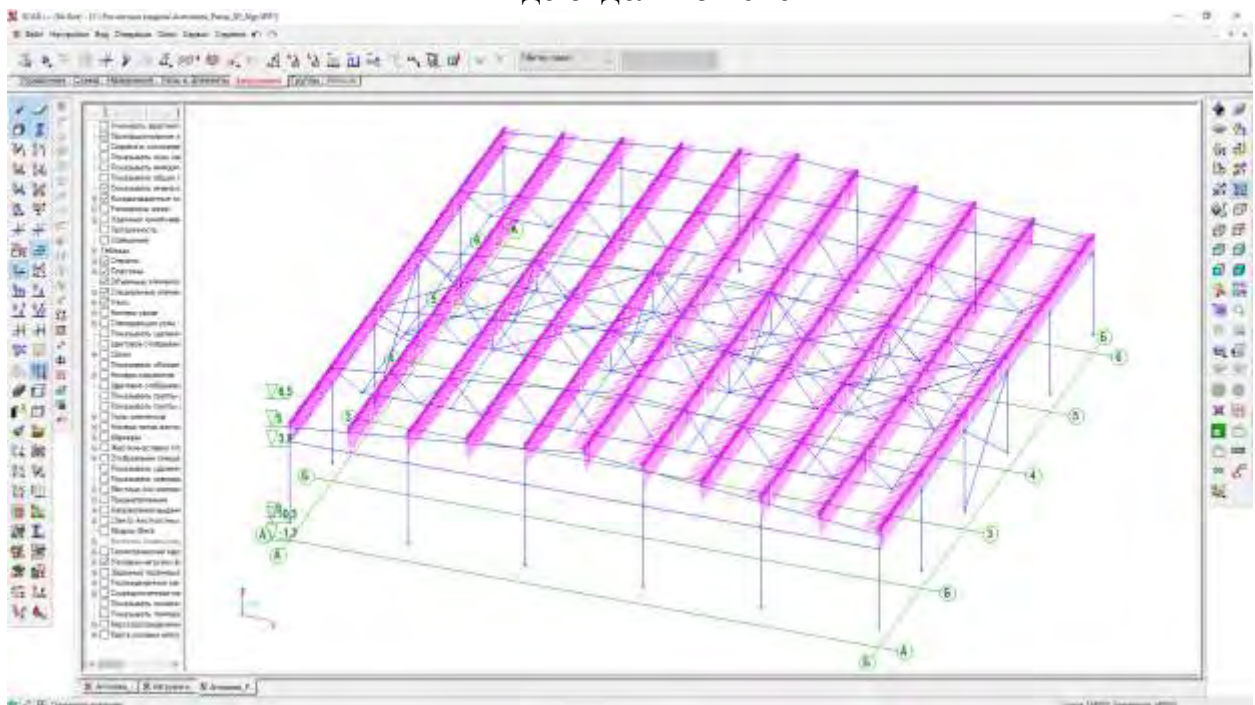


Рисунок 11 - Результаты слияния базовой схемы и схемы с ветровыми нагрузками

Таким образом, данный метод применим для определения нагрузок, действующих через перекрытия и покрытия на балочные системы. Метод универсален, он подходит и для простых и для сложных схем приложения нагрузок к перекрытиям. Он применим для балочных конфигураций любой

формы. Применение этого метода позволяет в несколько раз сократить трудовые затраты на вычисление и назначение фактических нагрузок для расчетных моделей, использующих конечные элементы.

Библиографический список:

1. ГОСТ 27751-2014 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения. – М.: Стандартинформ, 2015.
2. СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-88. – М.: Стандартинформ, 2017.
3. СП 16.13330.2017 Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81. - М.: Стандартинформ, 2018.
4. СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 – М.: Стандартинформ, 2019.

УДК 624.041

ГЕОМЕТРИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ПРОГОНА ИЗ ГНУТОГО ТОНКОСТЕННОГО Z-ОБРАЗНОГО СТЕРЖНЯ

*Волков Владимир Павлович,
Пензенский государственный университет архитектуры и строительства,
г.Пенза, кандидат технических наук, доцент кафедры «Механика»*

Условные обозначения:

XU – главные центральные оси сечения;

$B=2b$ – ширина срединной линии профиля сечения без отбортовки;

$H=2h$ – высота срединной линии профиля сечения без отбортовки;

$\delta \ll h, b$ – толщина срединной линии профиля сечения;

L – полная длина срединной линии профиля сечения;

α – угол между главной центральной осью U и стенкой профиля;

s – длина отбортовки;

$i = \tan \alpha$ – уклон стропильной балки;

$b_h = b/h = B/H$ – относительная ширина профиля сечения;

$r_h = r/h$ – относительный радиус закругления профиля сечения.

Ранее задача определения геометрических размеров и геометрических характеристик сечения различных типов гнутого тонкостенного стержня Z-образного сечения (рис.1) с полкой параллельной главной центральной оси X была рассмотрена в работах [1-12].

В статье рассматривается задача определения длины отбортовки s , расположенной под углом в 45 градусов к полке, из условия чтобы угол наклона главной центральной оси Y со стенкой совпадал с углом наклона стропильной балки, что приводит к деформациям плоского поперечного изгиба прогонов Z-образной формы от действия вертикальной поперечной нагрузки, а также задача определения геометрических характеристик сечения Z-образного сечения прогона при этом..

Учитывая центральную симметрию, рассмотрим верхнюю половину сечения прогона.

Предполагая треугольную эпюру давления на полки прогона от нуля на свободном крае до максимума на краю стыка полки со стенкой, найдем длину полки b из условия, чтобы равнодействующая эпюры поперечного давления на полки проходила через центр симметрии сечения прогона:

$$\frac{1}{3}b = h \cdot \tan \alpha, \quad b = 3 \cdot h \cdot \tan \alpha .$$

Декартовы координаты x, y характерных точек сечения:

$$x_1 = h \cdot \sin \alpha,$$

$$y_1 = h \cdot \cos \alpha,$$

$$\Delta x_1 = x_1 - 0,$$

$$\Delta y_1 = y_1 - 0,$$

$$x_{C_1} = \frac{x_1+0}{2},$$

$$y_{C_1} = \frac{y_1+0}{2};$$

$$x_2 = x_1 - b \cdot \cos \alpha, \quad y_2 = y_1 + b \cdot \sin \alpha,$$

$$\Delta x_2 = x_2 - x_1,$$

$$\Delta y_2 = y_2 - y_1,$$

$$x_{C_2} = \frac{x_2+x_1}{2},$$

$$y_{C_2} = \frac{y_2+y_1}{2};$$

Определение предельного угла наклона α или уклона $i = \tan \alpha$ из условия:

$$\begin{aligned}
I_{XY} &= \int_0^{L/2} x(s) \cdot y(s) \cdot \delta \cdot ds > 0, \\
\frac{h}{12} \cdot \Delta x_1 \cdot \Delta y_1 + h \cdot x_{c_1} \cdot y_{c_1} + \frac{b}{12} \cdot \Delta x_2 \cdot \Delta y_2 + b \cdot x_{c_2} \cdot y_{c_2} &> 0, \\
\frac{1}{3} - \frac{3}{2} \cdot \tan \alpha \cdot (1 + 3 \cdot \tan^2 \alpha) &> 0, \\
0 \leq \alpha < 11,2^\circ, \quad i = \tan \alpha < \frac{19,87}{100}.
\end{aligned} \tag{1}$$

При выполнении этих условий найдем длину отбортовки s из условия:

$$\begin{aligned}
I_{XY} &= \int_0^{L/2} x(s) \cdot y(s) \cdot \delta \cdot ds = 0, \\
\frac{h}{12} \cdot \Delta x_1 \cdot \Delta y_1 + h \cdot x_{c_1} \cdot y_{c_1} + \frac{b}{12} \cdot \Delta x_2 \cdot \Delta y_2 + b \cdot x_{c_2} \cdot y_{c_2} + \\
&+ \frac{1}{12} \cdot s^3 \cdot \sin\left(\frac{\pi}{4} + \alpha\right) \cdot \cos\left(\frac{\pi}{4} + \alpha\right) + \\
&+ s \cdot \left(x_2 - \frac{1}{2} \cdot s \cdot \sin\left(\frac{\pi}{4} + \alpha\right)\right) \cdot \left(y_2 - \frac{1}{2} \cdot s \cdot \cos\left(\frac{\pi}{4} + \alpha\right)\right) = 0,
\end{aligned} \tag{2}$$

где искомое значение $s > 0$ найдем из решения кубического уравнения.

Длина контура средней линии сечения Z-образного прогона:

$$L = 2 \cdot (s + b + h).$$

Площадь сечения Z-образного прогона:

$$A = \delta \cdot L. \tag{3}$$

Главные осевые моменты инерции определяются по формулам:

$$\begin{aligned}
I_X &= \int_A y^2(s) \cdot dA \Rightarrow 2 \cdot \int_{L/2} \delta(s) \cdot y^2(s) \cdot ds \Rightarrow \\
&\Rightarrow 2\delta \cdot \left\{ \begin{aligned} &\frac{h}{3} \cdot y_1^2 + \frac{b}{12} \cdot \Delta y_2^2 + b \cdot y_{c_2}^2 + \\ &\frac{s}{12} \cdot \left(s \cdot \cos\left(\frac{\pi}{4} + \alpha\right)\right)^2 + \\ &+ s \cdot \left(y_2 - \frac{1}{2} \cdot s \cdot \cos\left(\frac{\pi}{4} + \alpha\right)\right)^2 \end{aligned} \right\},
\end{aligned} \tag{4}$$

$$\begin{aligned}
I_Y &= \int_A x^2(s) \cdot dA \Rightarrow 2 \cdot \int_{L/2} \delta(s) \cdot x^2(s) \cdot ds \Rightarrow \\
&\Rightarrow 2\delta \cdot \left\{ \begin{aligned} &\frac{h}{3} \cdot x_1^2 + \frac{b}{12} \cdot \Delta x_2^2 + b \cdot x_{c_2}^2 + \\ &\frac{s}{12} \cdot \left(s \cdot \sin\left(\frac{\pi}{4} + \alpha\right)\right)^2 + \\ &+ s \cdot \left(x_2 - \frac{1}{2} \cdot s \cdot \sin\left(\frac{\pi}{4} + \alpha\right)\right)^2 \end{aligned} \right\}.
\end{aligned} \tag{5}$$

Главные осевые моменты сопротивления определяются по формулам:

$$W_x = \frac{I_x}{y_{max}} \Rightarrow \frac{I_x}{y_2}, \quad (6)$$

$$W_y = \frac{I_y}{x_{max}} \Rightarrow \frac{I_y}{s \cdot \sin\left(\frac{\pi}{4} + \alpha\right) - x_2}. \quad (7)$$

После определения геометрических характеристик, по принципу независимости действия сил, полные нормальные напряжения в произвольной точке поперечного сечения жесткого тонкостенного Z-образного стержня (с учетом знака) определяются по формуле [14]:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{I_x} \cdot Y(s) + \frac{M_y}{I_y} \cdot X(s), \quad (12)$$

где внутренние усилия:

N, M_x, M_y – соответственно продольная сила и изгибающие моменты относительно главных центральных осей, определяемые методом сечения.

Библиографический список:

1. Волков В.П., Волкова О.В. Определение геометрических характеристик тонкостенного Z-образного стержня [Электронный ресурс] //Моделирование и механика конструкций. 2015. №1. URL: http://mechanics.pguas.ru/Plone/nomera-zhurnala/no1/stroitel'naya-mechanika/opredelenie-geometricheskih-harakteristik-tonkostonnogo-z-obraznogo-sterzhnya/at_download/file.
2. Волков В.П., Волкова О.В. Геометрические характеристики тонкостенного Z-образного стержня с закруглением [Электронный ресурс] //Моделирование и механика конструкций. 2015. №2. URL: http://mechanics.pguas.ru/Plone/nomera-zhurnala/no1/stroitel'naya-mechanika/opredelenie-geometricheskih-harakteristik-tonkostonnogo-z-obraznogo-sterzhnya/at_download/file.
3. Волков В.П., Волкова О.В. Геометрические характеристики тонкостенного Z-образного стержня с закруглением для расчета на изгиб с кручением [Электронный ресурс] //Моделирование и механика конструкций. 2016. №3. URL: <http://mechanics.pguas.ru/Plone/nomera-zhurnala/no1/stroitel'naya->

[mechanika/opredelenie-geometricheskih-harakteristik-tonkostennogo-z-obraznogo-sterzhnya/at_download/file](http://mechanics.pguas.ru/Plone/nomera-zhurnala/no1/stroitel'naya-mechanika/opredelenie-geometricheskih-harakteristik-tonkostennogo-z-obraznogo-sterzhnya/at_download/file) .

4. Волков В.П., Кустова О.В. Геометрические характеристики тонкостенного Z-образного стержня с отбортовкой [Электронный ресурс] //Моделирование и механика конструкций. 2016. №4. URL: http://mechanics.pguas.ru/Plone/nomera-zhurnala/no1/stroitel'naya-mechanika/opredelenie-geometricheskih-harakteristik-tonkostennogo-z-obraznogo-sterzhnya/at_download/file .

5. Волков В.П., Кустова О.В. Геометрические характеристики тонкостенного Z-образного стержня с отбортовкой и с закруглением [Электронный ресурс] //Моделирование и механика конструкций. 2017. №5. URL: http://mechanics.pguas.ru/Plone/nomera-zhurnala/no1/stroitel'naya-mechanika/opredelenie-geometricheskih-harakteristik-tonkostennogo-z-obraznogo-sterzhnya/at_download/file .

6. Волков В.П., Кустова О.В. Геометрические характеристики тонкостенного Z-образного стержня с отбортовкой с учетом изготовления [Электронный ресурс] //Моделирование и механика конструкций. 2017. №6. URL: http://mechanics.pguas.ru/Plone/nomera-zhurnala/no1/stroitel'naya-mechanika/opredelenie-geometricheskih-harakteristik-tonkostennogo-z-obraznogo-sterzhnya/at_download/file (дата обращения: 07.11.2017).

7. Волков В.П., Кустова О.В. Геометрические характеристики тонкостенного Z-образного стержня с отбортовкой и с закруглением с учетом изготовления [Электронный ресурс] //Моделирование и механика конструкций. 2018. №7. URL: http://mechanics.pguas.ru/Plone/nomera-zhurnala/no1/stroitel'naya-mechanika/opredelenie-geometricheskih-harakteristik-tonkostennogo-z-obraznogo-sterzhnya/at_download/file (дата обращения: 07.05.2018).

8. Волков В.П. Напряженно-деформированное состояние тонкостенного Z-образного стержня переменной толщины без закругления. [Электронный ресурс] //Моделирование и механика конструкций. 2019. №8. URL: http://mechanics.pguas.ru/Plone/nomera-zhurnala/no1/stroitel'naya-mechanika/opredelenie-geometricheskih-harakteristik-tonkostennogo-z-obraznogo-sterzhnya/at_download/file .

[mechanika/opredelenie-geometricheskih-harakteristik-tonkostennogo-z-obraznogo-sterzhnya/at_download/file](http://mechanics.pguas.ru/Plone/nomera-zhurnala/no1/stroitel'naya-mechanika/opredelenie-geometricheskih-harakteristik-tonkostennogo-z-obraznogo-sterzhnya/at_download/file) (дата обращения: 06.05.2019).

9. Волков В.П. Геометрические характеристики Z-образного стержня с закруглением и с усиленной отбортовкой с учетом изготовления. [Электронный ресурс] //Моделирование и механика конструкций. 2019. №9. URL: http://mechanics.pguas.ru/Plone/nomera-zhurnala/no1/stroitel'naya-mechanika/opredelenie-geometricheskih-harakteristik-tonkostennogo-z-obraznogo-sterzhnya/at_download/file (дата обращения: 06.11.2019).

10. Волков В.П. Геометрические характеристики Z-образного стержня с закруглением, с усиленной отбортовкой и с усиленной полкой, с учетом изготовления. [Электронный ресурс] //Моделирование и механика конструкций. 2020. №10. URL: http://mechanics.pguas.ru/Plone/nomera-zhurnala/no1/stroitel'naya-mechanika/opredelenie-geometricheskih-harakteristik-tonkostennogo-z-obraznogo-sterzhnya/at_download/file (дата обращения: 05.05.2020).

11. Волков В.П. Геометрические характеристики Z-образного стержня с закруглениями, с усиленной отбортовкой и с усиленной полкой, с учетом изготовления. [Электронный ресурс] //Моделирование и механика конструкций. 2020. №11. URL: http://mechanics.pguas.ru/Plone/nomera-zhurnala/no1/stroitel'naya-mechanika/opredelenie-geometricheskih-harakteristik-tonkostennogo-z-obraznogo-sterzhnya/at_download/file (дата обращения: 12.11.2020).

12. Волков В.П. Геометрические характеристики тонкостенного Z-образного стержня с ступенчатым закруглением, с усиленной отбортовкой и с усиленной полкой, с учетом изготовления. [Электронный ресурс] //Моделирование и механика конструкций. 2021. №12. URL: http://mechanics.pguas.ru/Plone/nomera-zhurnala/no1/stroitel'naya-mechanika/opredelenie-geometricheskih-harakteristik-tonkostennogo-z-obraznogo-sterzhnya/at_download/file (дата обращения: 25.04.2021).

13. Волков В.П. Геометрические характеристики тонкостенного Z-образного стержня со ступенчатыми закруглениями, с усиленной отбортовкой и с усиленной полкой, с учетом изготовления. [Электронный ресурс]

//Моделирование и механика конструкций. 2021. №13. URL:
http://mechanics.pguas.ru/Plone/nomera-zhurnala/no1/stroitel'naya-mechanika/opredelenie-geometricheskih-harakteristik-tonkostonnogo-z-obraznogo-sterzhnya/at_download/file (дата обращения: 11.11.2021).

14. Александров А.В., Потапов В.Д., Державин Б.П. Сопротивление материалов: Учеб. для вузов. - М: Высш. шк., 1995. - 560 с.; ил.

УДК 69.059.032

ТЕХНИЧЕСКАЯ ЭКСПЕРТИЗА ОТДЕЛЬНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ЗДАНИЯ, СМЕЖНЫХ С ДЕМОНТИРОВАННЫМ ОБЪЕКТОМ

Гарькина Ирина Александровна,

Пензенский государственный университет архитектуры и строительства, г. Пенза

*доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой
«Математика и математическое моделирование»*

Гарькин Игорь Николаевич,

*Московский государственный университет технологий и управления
им. К.Г. Разумовского (Первый казачий университет), г. Пенза*

*кандидат технических наук, заведующий кафедрой «Защита
в чрезвычайных ситуациях»*

Арискин Кирилл Максимович

*Пензенский государственный университет архитектуры и строительства,
г. Пенза, студент*

Техническая экспертиза строительных конструкций зданий и сооружений является универсальным юридическим инструментом для решения спорных вопросов, возникающих при эксплуатации или выполнении строительномонтажных работ на объекте (ремонт, реконструкция, воссоздания). Выполнение технической экспертизы часто проводится по желанию заказчика с целью дополнительной аргументации решения вопросов в досудебном (или судебном) порядке. Авторы, опираясь на обширный эмпирический опыт проведения работ в различных регионах РФ (технически-оценочная, техническо-строительная

экспертиза и др.), в цикле работ рассматривают особенности (общие и частные случаи) проведения технических экспертиз [1..3].

Техническая (оценочная) экспертиза может проводиться для:

- оценки состояния имущественного комплекса предприятий;
- аудита уровня промышленной безопасности и техники охраны труда;
- обоснования возможности/невозможности проведения такого или иного вида работ;
- оценки качества выполненных работ [4];
- определения стоимости земельного участка или имущественного комплекса предприятия;
- приемки выполненных работ;
- обоснования необходимости объединения земельных участков;
- установления факта принадлежности объекта к движимому имуществу или объекту недвижимости;
- узаконивания объектов недвижимости (являющихся бесхозными);
- определения безопасности строительных конструкций при демонтаже объекта.

Остановимся на последнем виде экспертизе. Рассмотрим реальный пример проведения такой экспертизы. Заказчиком выступил владелец здания (рынок), имеющим общие строительные конструкции со зданием муниципальной принадлежности (сельский дом культуры). В рамках реновации дом культуры должен быть полностью снесен, а на его месте должен быть построен новый. Был разработан проект, проведена его государственная экспертиза, и начат процесс строительства. На первом этапе должен быть произведен снос дома культуры (согласно утвержденному проекту организации демонтажа). Однако заказчик экспертизы обратил внимание на грубое нарушение техники безопасности при демонтаже и, учитывая факт того, что рынок является зданием с массовым пребыванием людей, заказал строительно-техническую экспертизу [5,6].

Приведем некоторые требования к исполнителям и экспертной организации, а также этапы проведения экспертизы. В связи с тем, что требуется

обследовать несущие конструкции здания, организация, выполняющая экспертизу, должна состоять в саморегулируемой организации в области инженерных изысканий и в области архитектурно-строительного проектирования. Для повышения уровня «аргументации» организация должна иметь аккредитованную лабораторию (неразрушающего или разрушающего контроля) и поверенное оборудование для проведения испытаний. Специалисты, выполняющие подобные работы, должны иметь профильное строительное образование, курсы повышения квалификации или переподготовки (в области обследований строительных конструкций или оценочной деятельности), необходимый стаж работы по специальности (в области проектирования или обследования зданий и сооружений). Как преимущество могут выступать такие факты, как аттестация по визуально-инструментальному контролю, наличие ученой степени, аттестация в качестве судебного эксперта. Данные признаки эксперта по опыту авторов существенно прибавляют «вес» экспертизе, если дело доходит до судебных разбирательств [7,8].

Ход проведения экспертизы состоит из:

- анализа имеющейся документации (проектной, рабочей, эксплуатационной);
- выезда на место объекта, проведения необходимых замеров, забора образцов, фотофиксации;
- проведения лабораторных испытаний (при необходимости);
- камеральной обработки результатов – написания заключения.

Так, в ходе первого этапа, была проанализирована проектно-сметная документация, в рамках которой осуществляется демонтаж строительных конструкций существующего клуба (все необходимые документы были взяты из открытых источников на сайте госзакупок, в сельской администрации также имеется данная документация в электронном и бумажном виде). На разработанную проектно-сметную документацию имеется положительное заключение государственной экспертизы, имеется и разрешение на строительство объекта. В целом проектная документация имеется в полном

объёме. Однако следует указать на тот момент, что в документации не отражен факт, того, что сельский клуб имеет общую стену со зданием рынка, и от владельца рынка не получено разрешение на проведение работ (проектная организация ввела в заблуждение органы государственной экспертизы). В ходе запрошенных документов подрядчика (утвержденный проект производства работ, проект производства работ кранами, паспорт объекта) выяснилось, что они отсутствуют, хотя должны находиться на строительной площадке до начала выполнения работ [9,10].

При оценке строительных конструкций здания и строительной площадки, прилегающей к ней (место проведения демонтажа), выяснилось, что демонтажные работы выполнены более чем на 60% (рис.1). Для выяснения обстоятельств демонтажа была просмотрена фото- и видео- фиксация дней, предшествующих экспертизе, и проанализирован характер разрушенных конструкций. Вышеприведенные факты доказывают, что демонтаж был произведен (и производится) не по проекту (согласования со строительным контролем, авторским надзором либо заказчиком отсутствует). Разбор конструкций должен проводиться поэлементно «сверху-вниз» с сохранением отдельных элементов здания, с использованием крана РДК-25. Однако демонтаж конструкций велся лишь экскаватором без сохранения отдельных элементов строительных конструкций.

В ходе экспертизы было установлено, что обследуемая стена (так и другие конструкции; рис.2) были подтверждены температурному воздействию в ходе пожара и последующего тушения, что даёт основание полагать о снижении несущей способности кирпичной кладки стены. Были обнаружены и трещины в стене, образовавшиеся вследствие демонтажа конструкции здания. Отметить, визуальный осмотр даёт основание полагать, что существует большая вероятность обрушения части здания «Крытый рынок» при дальнейшем демонтаже конструкций сельского дома культуры.



Рисунок 1– Место демонтажа здания клуба

Следующим этапом проведения экспертизы стала выемка, испытание кирпича и сравнение его характеристик с показателями, приведенными в проектной документации; определена марка бетона плит покрытия. Все данные, составленные в отдельный акт, внесены в заключение.



Рисунок 2 – Состояние смежных конструкций

После камеральной обработки результатов экспертизы составляется заключение:

- титульный лист (утверждается руководителем экспертной организации, согласовывается заказчиком; подписывается всеми исполнителями);
- содержание;
- сведения о заказчике, об организации исполнителе экспертизы (указываются в обязательном порядке наличия членства в СРО и иные

разрешительные документы);

- сведения об исполнителях работ (текущая должность, опыт работы, образование, контактные данные);

- цель проведения экспертизы (может быть определена в виде аргументированного ответа на вопрос);

- метод обследования и используемое оборудование;

- непосредственная экспертиза (при необходимости разрабатывается карта дефектов);

- заключение (выводы) по результатам экспертизы;

- рекомендации к устранению дефектов и дальнейшей безопасной эксплуатации;

- приложения (программа обследования, фотофиксация, копии дипломов, выписки, лицензии).

Что касается конкретного рассматриваемого объекта, на момент проведения технической экспертизы имеется большая вероятность обрушения части здания «Крытый рынок» при продолжении демонтажных работ, строительство же объекта ведется с нарушениями. Предлагается поэтапно произвести комплекс мероприятий для устранения выявленных дефектов; рекомендуется:

- в письменной форме за подписью представителя Заказчика строительного объекта и генерального проектировщика получить ответ, почему стена между сельским домом культуры и зданием крытого рынка не указана как общая и не было затребовано разрешение собственника на проведение работ;

- выполнить детально-инструментальное обследование стены здания крытого рынка с указанием возможности / не возможности её (и всего здания в целом) безопасной эксплуатации; при необходимости разработать проект усиления стены (и других необходимых элементов здания);

- все работы вести строго по проекту либо с наличием согласования авторского надзора и заказчика (в лице администрации сельсовета) до начала проведения работ;

- утвердить проект производства работ (Заказчиком);
- до проведения данных мероприятий демонтаж конструкций прекратить.

Таким образом, проведенная экспертиза помогает заказчику обезопасить своё имущество и предотвратить потенциальное обрушение строительных конструкций. На примере такого алгоритма проведения экспертизы целесообразно выполнять и другие подобные обследования.

Библиографический список:

1. Гарькин И.Н., Агафонкина Н.В. Техническая экспертиза: технологияприёмки ремонтных работ на высотных сооружениях // Вестник евразийской науки. 2019. Т. 11. № 4. С. 20

2. Попов А.О., Маилян Л.Р., Сабитов Л.С., Данилов А.М., Гарькин И.Н. Системный подход к анализу технического состояния объектов культурного наследия на примере корпуса «Орешек» Шлиссельбургской крепости // Региональная архитектура и строительство. 2023. № 4 (57). С. 199-205

3. Евсеев А.Е., Гарькин И.Н., Ахметов Ф.М. Способ получения матрицы жёсткости стержневого конечного элемента для деформационного расчета по дифференциальному уравнению // Системные технологии. 2024. № 2 (51). С. 5-13

4. Кузин Н.Я., Багдоев С.Г. Оценка внешних факторов на несущую способность конструкций гражданских зданий // Региональная архитектура и строительство. – 2012.– №2– С.79-82

5. Ерёмин К.И., Шишкина Н.А. Обзор аварий и сооружений, произошедших в 2010 году // Предотвращение аварий зданий и сооружений: сборник научных трудов. Магнитогорск: ООО «Велд» –2011. –С. 1-20.

6. Петрова И.Ю., Мостовой О.О. Обзор процесса проведения обследований зданий и сооружений. Проблемы и пути их решения. // Инженерно-строительный вестник Прикаспия: научно-технический журнал. 2013. № 1 (36). С. 12-20

7. Чепурненко В.С., Хашхожев К.Н., Языев С.Б., Аваков А.А. Совершенствование расчёта гибких трубобетонных колонн с учётом обжатия в

плоскостях сечений // Строительные материалы и изделия. 2021. Т. 4. № 3. С. 41- 53.

8. Ключев С.В., Ключев А.В., Гарькин И.Н. Сравнительный анализ неразрезных подкрановых балок // Региональная архитектура и строительство. 2022. № 3 (52). С. 101-116

9. Шорстов Р.А., Языев С.Б., Чепурненко А.С., Ключев А.В. Устойчивость плоской формы изгиба деревянных балок прямоугольного сечения при раскреплении растянутой от изгибающего момента кромки // Строительные материалы и изделия. – 2022. –Том 5. № 4. – С. 5 – 18.

10. Шеина С. Г., Виноградова Е.В., Денисенко Ю.С. Пример применения BIM технологий при обследовании зданий и сооружений // Инженерный вестник Дона. 2021. URL: № 6. ivdon.ru/ru/magazine/archive/n6y2021/7037

УДК 69.059.032

НЕКОТОРЫЕ АСПЕКТЫ ПРОВЕДЕНИЯ ПРОТИВОАВАРИЙНЫХ РАБОТ НА ОБЪЕКТАХ КУЛЬТУРНОГО НАСЛЕДИЯ

*Гарькина Ирина Александровна,
Пензенский государственный университет архитектуры и строительства,
г.Пенза,
доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой «Математика и математическое моделирование»*

*Гарькин Игорь Николаевич,
Московский государственный университет технологий и управления
им. К.Г. Разумовского (Первый казачий университет), г. Пенза,
кандидат технических наук, заведующий кафедрой «Защита в чрезвычайных ситуациях»*

*Арискин Кирилл Максимович
Пензенский государственный университет архитектуры и строительства,
г.Пенза, студент*

Каждый из объектов культурного наследия (ОКН) федерального значения является уникальным архитектурным, историческим и инженерным объектом. Многие из них, находятся в аварийном состоянии [1]. Проведение противоаварийных работ на каждом из них представляют собой уникальную

инженерную задачу (как с точки зрения разработки документации, так и с точки зрения выполнения работ). Так, в рамках научно-исследовательских работ авторами разрабатывалась документация на проведение первоочередных противоаварийных работ на объекте культурного наследия федерального значения «Церковь рождества христово, 1724 г.» (Пензенская область, Кузнецкий район, с. Нижнее Аблязово). А именно, выполнены:

- предпроектные работы, в рамках которых получение необходимой и актуальной информации об ОКН;
- техническая экспертиза конструкций для обоснования необходимости проведения первоочередных противоаварийных работ;
- разработка рабочей документации;
- проверка достоверности сметной стоимости в органе государственной экспертизы (в случае, если предполагаемый ремонт будет осуществляться за бюджетные средства);
- строительно-монтажные работы;
- научно-технического отчет;
- проверки и утверждения отчета в государственном органе по охране памятников.

Все работы выполнялись (как проектные, так и строительно-монтажные) организациями, имеющей необходимые *лицензии и разрешения* (в частности, лицензия Министерства культуры РФ; допуск саморегулируемой организации по проектированию; допуск саморегулируемой организации по проведению инженерно-строительных изысканий; допуск саморегулируемой организации по проведению строительно-монтажных работ (так как сумма строительно-монтажных работ превысила 10 миллионов рублей)).

Обследуемая церковь является одной из старейшей, сохранившейся на территории Пензенской области, и относится к приходскому типу церквей (на рис.1); в плане продольная ось по направлению запад – восток состоит из трех последовательно расположенных частей: колокольня, трапезная с двумя приделами (зимняя церковь) и церковь с главным алтарем (летняя церковь). Три

портала – западный, северный и южный. Над трапезной надстроен второй уровень с хорами. Вход со второго уровня колокольни с выходом на балкон в летней церкви [2,3]; тип колокольни – монастырская надвратная 17 века, восьмерик на четверике. Четверик – кубовидный, двухуровневый нижний уровень служит притвором со сквозными арочными проемами на осях: север-юг, запад-восток. В северо-западной стене имеется деревянная лестница, ведущая на второй уровень четверика. На втором уровне с восточной стороны - вход на хоры с металлической дверью прямоугольной формы. С северной стороны - узкий арочный дверной проем, заложенный под оконный проем. Трапезная в плане – прямоугольная (две поперечные и три продольные оси). Тип планировки – двухстолпная с двумя приделами, выступающими из общего плана; апсиды вписаны в план пределов [4,5]. Летняя церковь в плане кубовидная, двухсветная, бесстолпная, трехпортальная – запад, север, юг; с одной апсидой примыкающей к восточной стене. Объем строится на вертикальной оси, восьмерик на четверике, состоит из трех частей: двухсветный параллелепипед, окна на шести осях, восьмерик световой, по объему тяготеет к ротонде, окна на четырех осях, перекрыт лотковым полукуполом [6,7].



Рисунок 1 – Общий вид церкви

При инженерно-техническом обследовании церкви в рамках предпроектных работ специализированной организацией [8,9] по согласованию с собственником ОКН было выявлено:

- критическое отклонение креста на куполе здания от вертикали (возможность его падения; рис.2) [10];
- наличие грибка и плесени на отдельных частях здания;
- трещины с шириной раскрытия более 5 мм (рис.3);
- отсутствие огнебиозащиты деревянных конструкций здания;
- отслоение штукатурного слоя фасада здания;
- загнивание деревянных конструкций здания.



Рисунок 2 – Крен креста

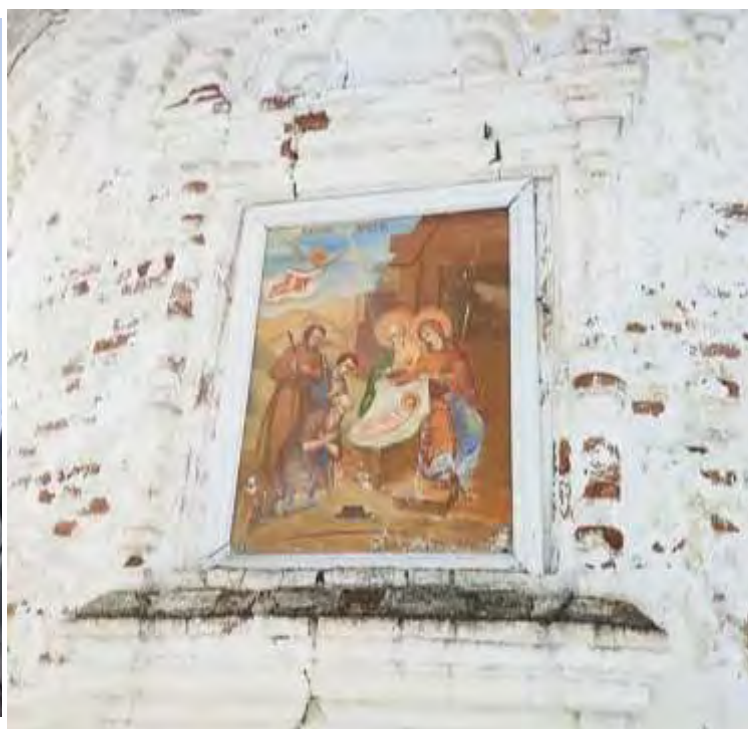


Рисунок 3 – Трещины фасада здания

На момент обследования конструктивные элементы церкви находятся в ограниченно работоспособном состоянии, а отдельные - в аварийном при существенном уменьшении безопасности прихожан и служителей культа. Существует реальная угроза падения креста с разрушением части купола и алтаря в здании (рис.4) [11].

Разработанной проектно-сметной документацией на проведение первоочередных противоаварийных работ предусматривалось:

– ремонт креста: демонтаж креста на куполе, приведение креста в нормативное состояние (пескоструйная очистка, грунтовка, окраска); монтаж и безопасное закрепление креста на куполе;

– усиление с частичной заменой конструктивных элементов купола.

Ремонт креста был выполнен в соответствии с разработанной документацией (проект организации строительства, технологическая карта, проект производства работ, сметная документация).



Рисунок 5 – Состояние алтаря здания

Предусматривается усиление конструкций купола (рис.6,7) путем усиления барабана купола и замены части деревянных конструкций купола.

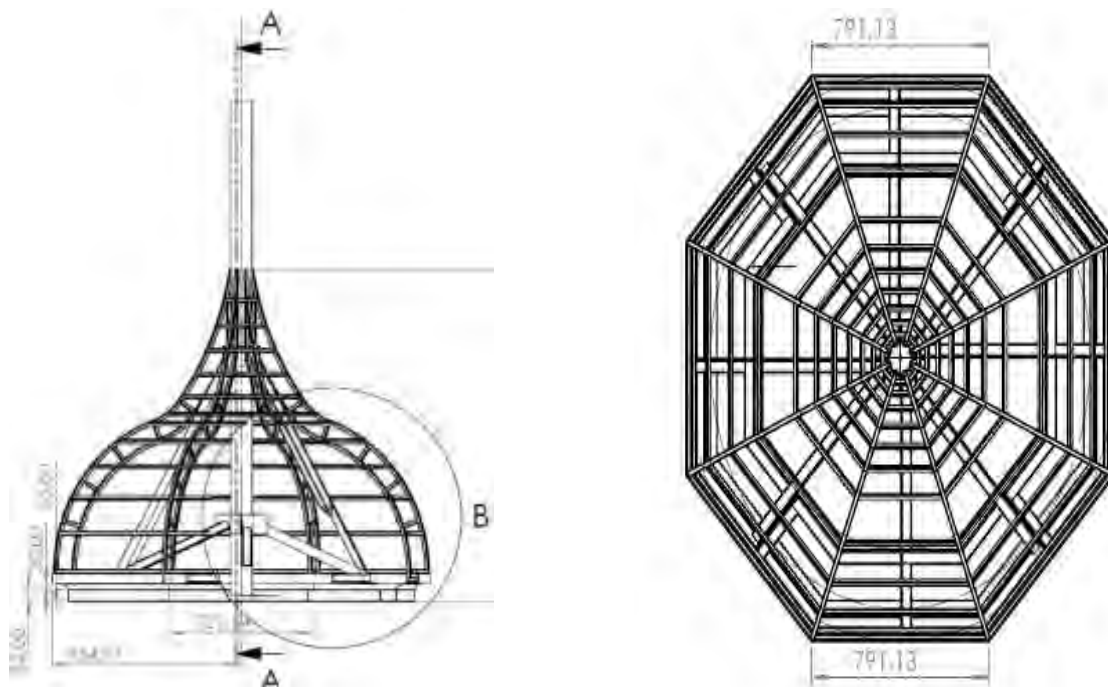


Рисунок 6 – Усиление купола

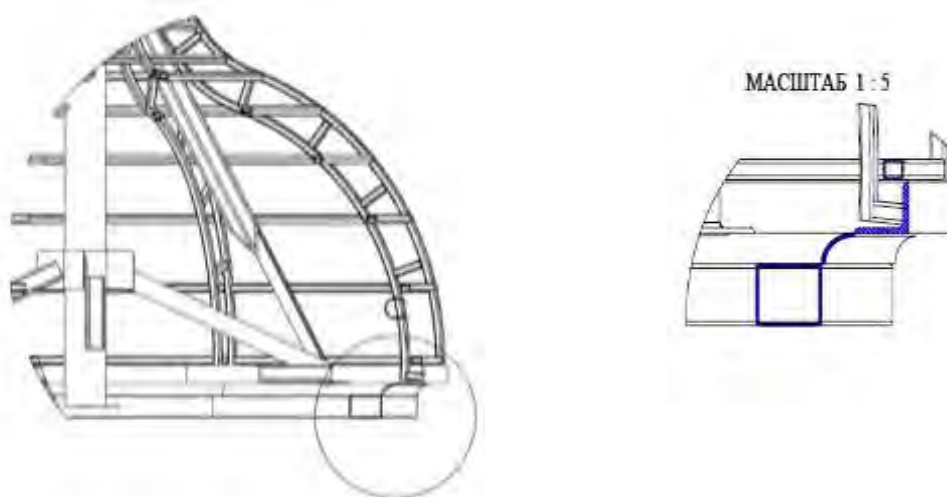


Рисунок 7 – Узел усиления купола

Проведённые работы по оценке технического состояния ОКН и разработка документации и технологии проведения первоочередных противоаварийных мероприятий позволили избежать уничтожения алтаря (одного из основных предметов охраны объекта) в результате неминуемого падения креста с практическим уничтожением уникального объекта культурного наследия федерального значения.

Библиографический список:

1. Мирхасанов Р. Ф., Сабитов Л. С., Гарькин И. Н. От «чугунной архитектуры» к металлическому каркасу // Региональная архитектура и строительство. 2023. № 1(54). С. 178-185.
2. Лапшина Е.Г. Концепция архитектурного пространства городов: динамическая составляющая // Региональная архитектура и строительство. 2022. № 4 (53). С. 170-176
3. Клюев С.В., Клюев А.В. Пределы идентификации природных и инженерных конструкций // Фундаментальные исследования. – 2007.– №12–2.– С.68–70
4. Евсеев А.Е., Гарькин И.Н., Ахметов Ф.М. Способ получения матрицы жёсткости стержневого конечного элемента для деформационного расчета по дифференциальному уравнению // Системные технологии. 2024. № 2 (51). С. 5-13
5. Попов А.О., Маилян Л.Р., Сабитов Л.С., Данилов А.М., Гарькин И.Н. Системный подход к анализу технического состояния объектов культурного наследия на примере корпуса «Орешек» Шлиссельбургской крепости // Региональная архитектура и строительство. 2023. № 4 (57). С. 199-205
6. Каракова Т.В., Данилова А.В. Художественная перфорация как инструмент формообразования архитектуры общественного здания в контексте эмерджентности системы // Региональная архитектура и строительство. 2021. № 1 (46). С. 211-219
7. Кузин Н.Я., Багдоев С.Г. Оценка внешних факторов на несущую способность конструкций гражданских зданий // Региональная архитектура и строительство. 2012. №2 С.79-82
8. Лызина А.Г. Эволюция планировки бесстолпного и крестово-купольного типов православного храма XVIII - начала XX века на территории Пензенской области // Архитектон: известия вузов. 2015. № 3 (51). С. 18.

9. Шеина С. Г., Виноградова Е.В., Денисенко Ю.С. Пример применения BIM технологий при обследовании зданий и сооружений // Инженерный вестник Дона. 2021. URL: № 6. ivdon.ru/gu/magazine/archive/n6y2021/7037

10. Гарькин И.Н., Сабитов Л.С., Гайдук А.Р., Чиркина М.А. Сохранение архитектурных концепций малых населенных пунктов: консервация объектов культурного наследия Инженерный вестник Дона. 2022. № 11 (95). <http://www.ivdon.ru/gu/magazine/archive/n11y2022/8017>

11. Шорстов Р.А., Языев С.Б., Чепурненко А.С., Ключев А.В. Устойчивость плоской формы изгиба деревянных балок прямоугольного сечения при раскреплении растянутой от изгибающего момента кромки // Строительные материалы и изделия. – 2022. –Том 5. № 4. – С. 5 – 18.

УДК.624.04.

ЗАВИСИМОСТЬ МЕЖДУ ОСНОВНЫМИ РАСЧЕТНЫМИ ПАРАМЕТРАМИ, УЧИТЫВАЮЩИМИ ПРОСТРАНСТВЕННУЮ РАБОТУ КАРКАСА ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ

*Зернов Владимир Викторович,
Пензенский государственный университет архитектуры и строительства,
г.Пенза*

кандидат технических наук, доцент кафедры «Механика»

Зайцев Михаил Борисович,

*Пензенский государственный университет архитектуры и строительства,
г.Пенза*

кандидат технических наук, доцент кафедры «Механика»

Икромзода Орзу Каримджон

Таджикистан г. Гиссар, студент

Давлатов Темурджон Эмомалиевич,

Таджикистан г. Душанбе, студент

Теоретические и экспериментальные исследования пространственной работы конструкций одноэтажных промышленных зданий (Рис.1), показывают существенные различия между работой поперечной рамы и пространственной системы благодаря наличию продольных конструкций: связей, подкрановых путей, дисков покрытий и др., соединяющих плоские рамы в пространственный

каркас. Действительные величины усилий и напряжений, а также горизонтальных перемещений пространственной системы получается, как правило, значительно ниже величин, рассчитанных в предположении раздельной работы плоских рам [1-2].

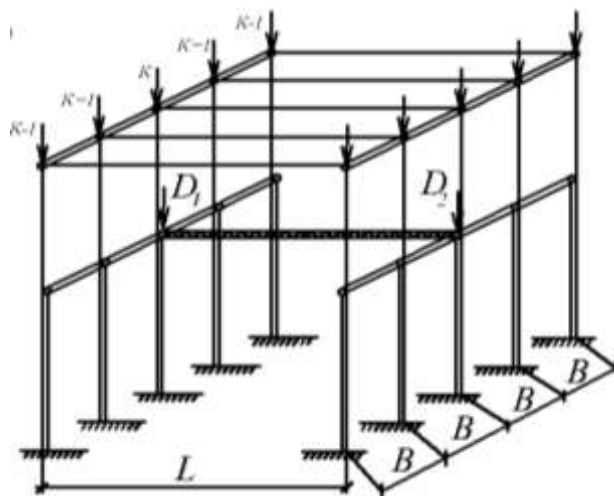


Рисунок 1 – Расчетная схема пространственного каркаса

Основной нагрузкой, при которой пространственная работа стального каркаса промышленного здания оказывается наиболее существенной, является крановая нагрузка, вызывающая наибольшие усилия в продольных конструкциях.

Существует методика расчета поперечных рам с учетом пространственной работы, согласно которой расчет поперечных рам с учетом пространственной работы сводится к расчету плоской рамы, имеющей на уровне ригеля упругую опору, уменьшающую горизонтальное перемещение ригеля (рис. 2). Упругой опорой являются продольные горизонтальные связи и диски покрытия.

Учет пространственной работы поперечной рамы сильно влияет на ее общую устойчивость от горизонтального смещения ригеля и на уровне подкрановых балок. Значение критической нагрузки для такой рамы очень чувствительно к возможному горизонтальному смещению ригеля, зависящему от коэффициента упругой податливости C_2 . Таким образом, необходимость учета пространственной работы поперечной рамы при проверке ее общей устойчивости еще больше возрастает по сравнению с расчетом на прочность (при

определении внутренних сил в расчетных сечениях колонн).

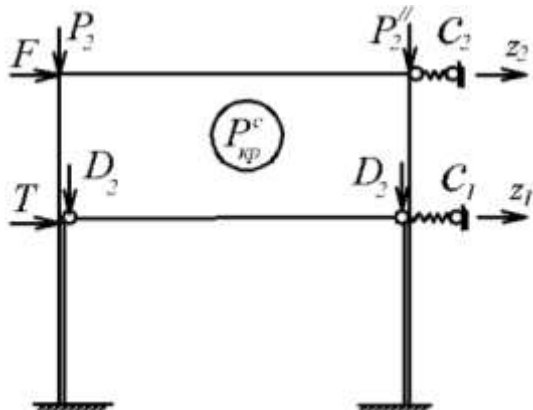


Рисунок 2 – Упрощенная расчетная схема рамы при расчете на устойчивость

Если при практических расчетах поперечных рам[3-5] для определения расчетных усилий предлагается вести учет пространственной работы каркаса, пусть даже приближенно - одним коэффициентом α_{np} , то при проверке устойчивости с использованием расчетных длин отдельных ступеней колонн пространственная работа каркаса совсем не учитывается.

При разрезных подкрановых балках и тормозных конструкциях величина отпора в местах крепления их к колоннам (на уровне верха отметки балки) незначительна и практически не влияет на величину и распределение усилий. Поэтому в расчетной схеме рамного блока упругоподатливую связь C_1 на уровне подкрановых балок можно не учитывать. Такая рама с упругоподатливыми связями только на уровне ригеля показана на рис. 3.

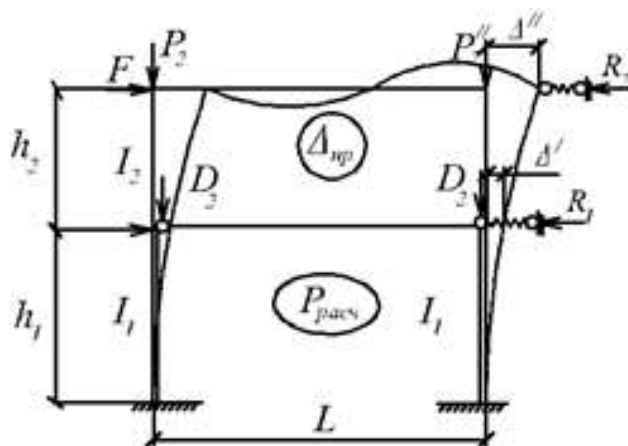


Рисунок 3 – Упрощенная расчетная схема рамы с упругоподатливыми связями только на уровне ригеля

Принятое допущение дает возможность получить аналитическую зависимость коэффициента C_2 с используемым коэффициентом Δ_{np} , учитывающим пространственную работу каркаса при статическом расчете рамы с мостовыми кранами для определения внутренних усилий M , Q и N в расчетных сечениях.

Приведем вывод зависимости между C_2 и α_{np} для плоской рамы со ступенчатыми стойками (рис.3) при действии расчетных нагрузок F , P и D . Для этой рамы отношения $\alpha_{np} = \Delta_{np} / \Delta_2$, выраженные через перемещения ригеля можно назвать коэффициентом пространственной работы.

В этом равенстве:

Δ_{np} - перемещение ригеля рамы “к” в пространственном блоке;

$\Delta = \Delta_2$ - перемещение ригеля плоской рамы, соответствующее вычислениям от действия расчетных нагрузок (условно обобщены F).

Для этого случая загрузки справедливо равенство

$$\alpha_{np} = \Delta_{np} / \Delta = 1 - R / F = 1 - \alpha, \text{ где } R = \alpha F; \quad (1)$$

R - реакция упругоподатливой опоры от действия любой горизонтальной силы F .

С другой стороны можно записать $R = C_2 \Delta_{np}$, где размерность C_2 [кН/м], тогда $\alpha_{np} = 1 - C_2 \Delta_{np} / F$, откуда

$$F = C_2 \Delta_{np} / (1 - \alpha_{np}). \quad (2)$$

Последние равенства справедливы при:

$$C_2 = 0, F = 0 \text{ и } R = 0, \text{ при } C_2 = \infty, R = \infty,$$

при $\Delta_{np} = 1$, чему соответствует $Z_2 = 1$ - по методу перемещений равенства (2) можно записать

$$F = r_{22}^C = r_{22}^0 + C_2 = C_2 / (1 - \alpha_{np})$$

Из последнего равенства получаем общее выражение для коэффициента упругой связи на уровне ригеля рамы

$$C_2 = r_{22}^0(1 - \alpha_{np}) / \alpha_{np} \quad (3)$$

где r_{22}^0 - реакция в линейной связи на уровне ригеля от $\Delta_{пуз}'' = Z_2 = 1$

Значение r_{22}^0 - выражает жесткость заданной рамы горизонтальным перемещениям на уровне ригеля. Для определения этой реакции без учета продольных сил в стойках рамы могут быть использованы известные приемы строительной механики. При практических расчетах для этой цели могут быть использованы приближенные формулы, в частности для ступенчатой стойки со свободным концом:

$$r_{22}^0 = 3EI_n / H^3 c, \text{ где } c = 1 + \alpha^3 \mu \quad (3, a)$$

Здесь коэффициент c учитывает переменность сечения.

Для ступенчатой стойки с заземленным, но подвижным верхним концом (2-й случай) формула для определения r_{22}^0 в развернутом виде имеет довольно сложный вид:

$$r_{22}^0 = \frac{12 \cdot \left[1 + \frac{h_1}{H} \left(\frac{I_1}{I_2} - 1 \right) \right] \cdot EI_1 / H^3}{4 \left[1 + \frac{h_2}{H} \left(\frac{I_1}{I_2} - 1 \right) \right] \cdot \left[1 + \left(\frac{h_2}{H} \right)^3 \cdot \left(\frac{I_1}{I_2} - 1 \right) \right] - \left[1 + \left(\frac{h_2}{H} \right)^3 \left(\frac{I_1}{I_2} - 1 \right) \right]^2 \cdot 3} \quad (3, б)$$

В таком виде эта формула более удобнее при составлении программы для проверки общей устойчивости поперечной рамы с учетом пространственной работы с использованием выражения C_2 по (3.3).

В полученной формуле (3.3) коэффициент упругого отпора α_{np} , а далее – коэффициент C_2 , можно определить по таблицам в зависимости от параметра β , характеризующего соотношения жесткостей поперечной рамы и покрытия

$$\beta = B^3 \sum I_n d / H^3 I_n, \quad (4)$$

здесь: B – шаг поперечных рам; H – высота колонны; $\sum I_n$ - сумма моментов инерции нижних частей колонн; d - коэффициент, с помощью которого учитывается переменность сечения колонны; $I_n = I_{св} + I_{кр}$; $I_{св}$ - момент инерции

продольных связей по нижним поясам; $I_{кр}$ - эквивалентный момент инерции дисков покрытия.

Продольные элементы покрытия можно рассматривать как неразрезные балки, опирающиеся на поперечные рамы, которых достаточно принять равным пяти в блоке каркаса, тогда получается четырех пролетная балка на упругих опорах (рис. 4).

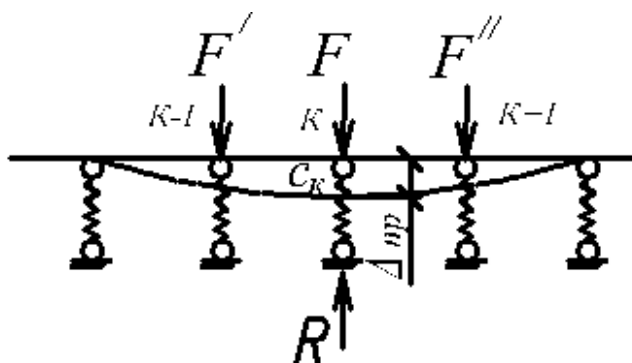


Рисунок 4 – Четырех пролетная балка на упругих опорах

Более точное решение получается с учетом влияния загрузки смежных рам крановой нагрузкой. Для практических расчетов достаточно рассмотреть влияние загрузки двух смежных рам по отношению к рассматриваемой (рис. 5), при этом величина упругого отпора получается с учетом ординат линии влияния по формуле:

$$\alpha_{np} = 1 - \alpha - \alpha' (n_0 / \sum y - 1), \quad (5)$$

где $\sum y$ - сумма ординат л.в. реакции рассматриваемой рамы;

n_0 - число колес кранов на одной нитке подкрановой балки;

α' - числовой коэффициент, зависящий от β по (5).

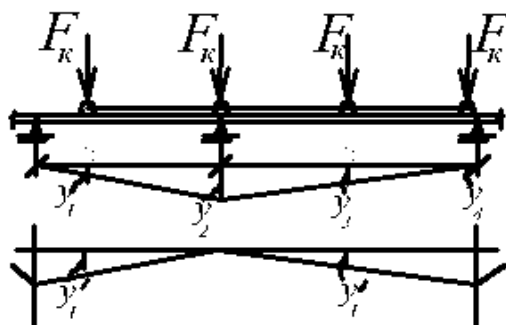


Рисунок 5 – Загрузка смежных рам крановой нагрузкой

Приведенная выше формула (3) для определения коэффициента упругой связи C_2 , учитывающего пространственную работу поперечной рамы каркаса несколько отличается от формулы, предложенной А.Н. Гениевым и Е.И. Беленя.

В их работах эта формула представлена в виде

$$\gamma = \frac{1}{u} \cdot \frac{h_2^3}{EI_2} = \frac{\alpha}{1-\alpha} \cdot \frac{1}{d} \left(\frac{h_2}{h_1+h_2} \right)^3 \frac{I_1}{I_2} \quad (6)$$

Здесь γ - безразмерный коэффициент упругого отпора ригеля рамы горизонтальному смещению, α и d - параметры, определяемые по графикам в зависимости от геометрических размеров рамы $n = h_2 / h_1$, от числа рам в блоке и от коэффициента β по (4).

Существенным недостатком этой формулы по сравнению предложенной выше (3) является то, что она применима для учета пространственной работы только симметричной однопролетной рамы. В ней I_1 и I_2 - моменты инерции нижней и верхней ступени колонн рамы. Она не учитывает также изгибную жесткость решетчатого ригеля EI_p .

Полученная в данной статье формула (3) более общая, применима для любой одноэтажной рамы, как со ступенчатыми стойками, так и с постоянным сечением их. Особенно она удобна при расчете поперечной рамы с использованием ПЭВМ, так как по соответствующей программе будут определяться элементы матрицы жесткости, включая r_{22}^0 . Поэтому при численном значении α_{np} , вычисленном по (5), легко получается коэффициент упругой горизонтальной связи C_2 на уровне ригеля рамы.

После определения коэффициента упругой связи C_2 по формуле (3) расчет рамы на устойчивость может быть выполнен на ПЭВМ по соответствующей программе или же известным методом перемещений с использованием вспомогательных таблиц для реакций r_{jk}^N от единичных перемещений. Для такой симметричной рамы (рис. 3) неизвестными перемещениями будут:

Z_1 - горизонтальное перемещение для уровня ступени (горизонтальной

связи, имитирующей мостовой кран);

Z_2 - перемещение ригеля;

Z_3 - поворот сечений на уровне ступеней колонн;

Z_4 - поворот узлов на уровне ригеля.

Для определения критического параметра продольных сил

$$v_2 = \sqrt{\frac{N_2 h_2^2}{EI_2}} \sqrt{\frac{Ph}{i_2}} \quad (7)$$

необходимо составить и раскрыть определитель 4-го порядка

$$D(R) = D[r_{jk}(v_2, i_k)] = 0. \quad (8)$$

Кроме метода перемещений для определения $P_{кр}$ можно использовать известный энергетический метод. Этот метод приближенный, но во многих случаях дает более простое аналитическое решение, соответствующее принятому выражению уравнения изогнутой оси сжатых стоек колонн.

Выводы:

1. Получена зависимость между коэффициентом пространственной работы α_{np} и коэффициентом упругой податливости C_2 для расчета рам пространственного каркаса на устойчивость.

2. Полученная зависимость применима для любой одноэтажной рамы, как со ступенчатыми стойками, так и с их постоянным сечением.

Библиографический список:

1. Золина, Т. В. Вероятностный расчет одноэтажного промышленного здания, оборудованного мостовым краном, с учетом пространственной работы его каркаса / Т. В. Золина // Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Серия: Строительство и архитектура. – 2012. – № 28(47). – С. 7-13. – EDN PEJZSX.

2. Павелко, А. А. Исследование пространственной работы рамно-связевого каркаса одноэтажного промышленного здания с мостовыми кранами / А. А. Павелко, А. Л. Балушкин // Семьдесят третья всероссийская научно-техническая конференция студентов, магистрантов и аспирантов высших учебных заведений с международным участием: Сборник материалов конференции, в 2 ч., Ярославль, 20 апреля 2020 года. Том Часть 2. – Ярославль: Ярославский государственный технический университет, 2020. – С. 683-686. – EDN HGBKVM.
3. Зернов, В. В. Методика расчета стальных рам промышленных зданий с использованием различных форм потери устойчивости по деформированной схеме / В. В. Зернов, М. Б. Зайцев // Региональная архитектура и строительство. – 2019. – № 1(38). – С. 143-148. – EDN ZKBLJN.
4. Зернов, В. В. Определение критической нагрузки внецентренно сжатых колонн двутаврового сечения в упругопластической стадии / В. В. Зернов, М. Б. Зайцев // Моделирование и механика конструкций. – 2020. – № 11. – С. 107-112. – EDN ZYLRPV.
5. Зернов, В. В. Алгоритм итерационного метода деформационного расчета плоских рам одноэтажных промышленных зданий на различные нагрузки и проверка их общей устойчивости / В. В. Зернов, М. Б. Зайцев // Моделирование и механика конструкций. – 2018. – № 7. – С. 9. – EDN ХОPLXF.

УВЕЛИЧЕНИЕ ПРОСТРАНСТВЕННОЙ ЖЁСТКОСТИ СТАЛЬНОГО КАРКАСА ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ В ПРОЦЕССЕ ЕГО РЕНОВАЦИИ

Зернов Владимир Викторович,

*Пензенский государственный университет архитектуры и строительства,
г.Пенза,*

кандидат технических наук, доцент кафедры «Механика»

Зайцев Михаил Борисович,

*Пензенский государственный университет архитектуры и строительства,
г.Пенза,*

кандидат технических наук, доцент кафедры «Механика»

Лобода Василий Сергеевич,

*Пензенский государственный университет архитектуры и строительства,
г.Пенза, студент*

Джабборов Насиб Джумаевич, Таджикистан, г. Айни, студент

Известно [1-5], что отказы многих зданий происходят из-за их недостаточной пространственной жёсткости. В каркасном здании в двух направлениях должны образовываться многопролетные рамы, жёсткость и пространственная устойчивость которых обеспечивается геометрической неизменяемостью их во всех направлениях, жёсткостью элементов каркаса, а также наложением связей на опорах и в узлах сопряжений элементов, связями по колоннам и в покрытии, подкрановыми балкам [6-7] (при их наличии).

В процессе реновации здания растворобетонного узла (РБУ) одного крупнейшего строительного холдинга Пензенской области, сданного в эксплуатацию в конце 50-х годов XX столетия, проводят замену большей части кирпичных стен и железобетонных конструкций покрытия (балок и плит) стальным каркасом и сэндвич панелями (реновация - процесс улучшения, реконструкции, реставрации без разрушения целостности экосистемы инфраструктуры).

Кирпичное здание РБУ прямоугольное в плане с размерами 21.68 x 9 м высотой 25.18 м. Толщина наружных стен 510 мм. Стены усилены пилястрами, на которые опираются железобетонные двускатные балки с шагом 6 м. Покрытие

выполнено из железобетонных плит. Внутри здания автономно установлены три стационарных миксера на 2 ряда сборных железобетонных колонн. Сетка колонн 6 x 6 м. Рабочие площадки соединены с наружными стенами гибкими связями. Здание неоднократно усиливалось стальными тяжами.

По высоте здание условно делится на 5 ярусов. На 5, 4 и 3 ярусах находятся транспортёры для загрузки компонентов раствора и бетона и накопительные бункеры, на 2 ярусе – растворо- и бетоносмесители (стационарные миксеры), на 1 ярусе – подъезды для автомобильных миксеров под погрузку раствора и бетона.

За достаточно большой срок эксплуатации здания (более 60 лет), под действием вибрационных нагрузок от технологического оборудования и атмосферных осадков в кирпичных стенах образовались многочисленные трещины, разделившие стены на отдельные самостоятельные блоки. Во избежание лавинообразного разрушения здание неоднократно усиливалось стальными тяжами. Однако со временем усиление ослабевало, трещины увеличивались. Техническое состояние РБУ оценивалось как предаварийное, а новое усиление стен нецелесообразно. Необходимо было срочно принимать какие-то решения: либо демонтировать полностью здание и строить новое, либо убрать разрушенные ограждающие конструкции и заменить их новыми. Руководство холдинга решило провести реновацию, то есть пойти по второму пути – демонтировать разрушенные кирпичные стены и железобетонные конструкции покрытия, установить стальной каркас на монолитный железобетонный пояс и закрыть его сэндвич панелями. Всё это должно проводиться **без остановки производственного процесса**.

Вначале было запланировано снять стены только 5 яруса высотой около 4 м. Для этой высоты запроектированы стойки из квадратной трубы 180x180 x5 мм с жёсткими базами. Во время демонтажа существующих стальных тяжей усиления произошло проскальзывание отдельных кирпичных блоков друг относительно друга на 4 и 3 ярусах и отклонение торцевой стены от вертикали примерно на 10 см, возникла аварийная ситуация. Было решено демонтировать

стены 4 и 3 ярусов. Общая высота демонтированных стен составила 13.3 м. Таким образом, высота стальных стоек также была увеличена, но сечение оставлено прежним – 180 x 180 x 5 мм, а гибкость значительно выросла и превысила предельное значение, принимаемое обычно равным 90.

При значительных гибкостях ($\lambda > 60$) сжатых стержней самым простым и приемлемым способом усиления является уменьшение их расчетной длины путем установки дополнительных стержней, раскрепляющих усиливаемый элемент.

В плоскостях стен (по осям А и Г, рядам 1 и 6) уменьшение гибкости и увеличение жёсткости осуществлено постановкой двух промежуточных распорок по всему периметру на уровне 1/3 и 2/3 высоты стоек и вертикальных Х- и V- образных связей.

В плоскостях рам установка горизонтальных дисков жёсткости оказалась невозможной из-за насыщенности оборудованием (транспортёров, стационарных миксеров, кран-балки) и отсутствия свободного пространства вокруг них. Кроме этого, монолитный железобетонный пояс из плоскости стен может испытывать кручение вызываемое давлением ветра, жёсткой заделкой в них стоек и пр.

Для увеличения жёсткости рам в поперечном направлении, увеличения крутильной жёсткости монолитного железобетонного пояса и уменьшения гибкости стоек по рядам 2-5 рекомендовано в уровне низа стоек и на уровне 1/3 и 2/3 высоты стоек установить спаренные балки из швеллеров вокруг внутренних железобетонных колонн.

Промежуточные узлы крепления балок к стойкам на уровне 1/3 и 2/3 высоты дополнительно усиливаются соединительным уголком, приваренным к швеллерам и стойкам. Это позволяет увеличить жёсткость промежуточных узлов и поперечных рам в целом (рис.1).

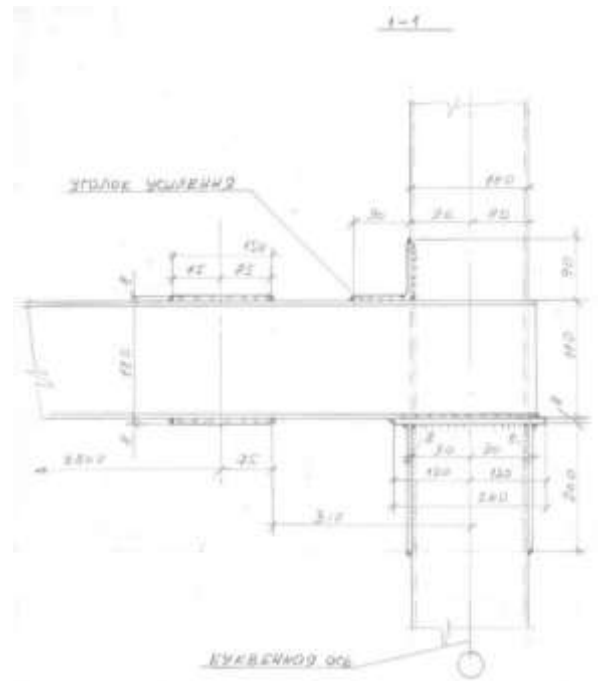
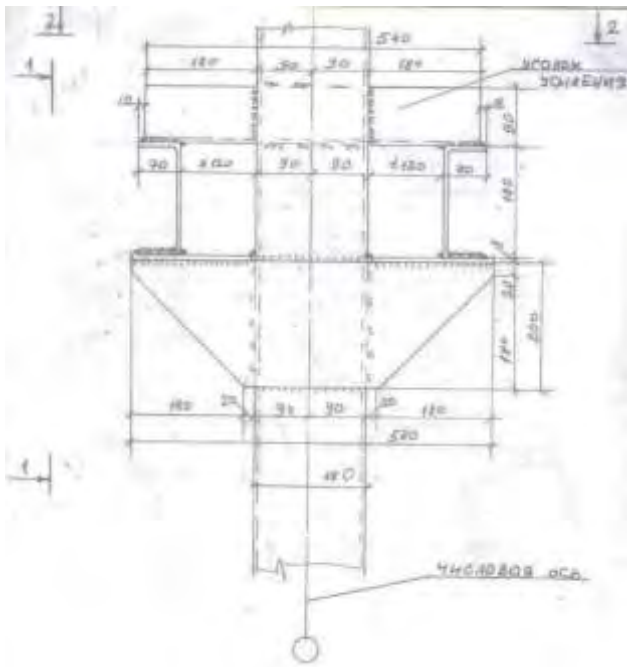


Рисунок 1 – Увеличение жёсткости промежуточных узлов и поперечных рам



Рисунок 2 – Здание РБУ в процессе реновации

Выводы:

1. Представлен вариант увеличения жёсткости промежуточных узлов и поперечных рам стального каркаса здания РБУ, подлежащего реновации.
2. Замена кирпичной кладки и железобетонных конструкций покрытия стальным каркасом и ограждающими конструкциями из сэндвич-панелей позволило уменьшить нагрузку на стены 2 и 1 ярусов в более чем 30 раз.

Библиографический список:

1. Опыт обследования зданий и сооружений / А. И. Шеин, С. В. Бакушев, В. В. Зернов, М. Б. Зайцев // Моделирование и механика конструкций. – 2017. – № 5. – С. 16. – EDN YJWNGF.
2. Шеин, А. И. Влияние конструктивного и эксплуатационного отказов на долговечность строительных конструкций / А. И. Шеин, В. В. Зернов, М. Б. Зайцев // Региональная архитектура и строительство. – 2017. – № 2(31). – С. 64-71. – EDN ZRETVX.
3. Нормативно-правовые документы и регламенты в обеспечении надёжности зданий и сооружений / А. И. Шеин, М. Б. Зайцев, В. В. Зернов, И. В. Зернов // Региональная архитектура и строительство. – 2017. – № 3(32). – С. 94-98. – EDN ZRETLX.
4. Шеин, А. И. Некоторые причины отказа строительных конструкций / А. И. Шеин, В. В. Зернов, М. Б. Зайцев // Интернет-журнал Науковедение. – 2016. – Т. 8, № 6(37). – С. 88. – EDN XXYGXZ.
5. Шеин, А. И. Опыт реконструкции жилого дома после внезапного отказа / А. И. Шеин, В. В. Зернов, М. Б. Зайцев // Моделирование и механика конструкций. – 2018. – № 7. – С. 21. – EDN ХОРМАХ.
6. Зернов, В. В. Алгоритм итерационного метода деформационного расчета плоских рам одноэтажных промышленных зданий на различные нагрузки и проверка их общей устойчивости / В. В. Зернов, М. Б. Зайцев // Моделирование и механика конструкций. – 2018. – № 7. – С. 9. – EDN ХОПЛХФ.

7. Зернов, В. В. Расчет плоских рам промышленных зданий по деформированной схеме шаговым методом / В. В. Зернов, М. Б. Зайцев // Моделирование и механика конструкций. – 2020. – № 12. – С. 74-80. – EDN LDKATS.

УДК 625.745.1:624.21

УСЛОВИЯ НАДЕЖНОЙ РАБОТЫ МОСТОВЫХ ПЕРЕХОДОВ ПРИ ВОЗДЕЙСТВИИ ВОДНЫХ ПОТОКОВ

*Тарасеева Нелли Ивановна,
Пензенский государственный университет архитектуры и строительства,
г.Пенза,*

*кандидат технических наук, доцент кафедры «Геотехника и дорожное
строительство»*

*Осипова Татьяна Викторовна,
Саратовский государственный технический университет имени
Гагарина Ю.А., г.Саратов,*

кандидат технических наук, доцент кафедры «Транспортное строительство»

*Моршанкин Владислав Алексеевич,
Пензенский государственный университет архитектуры и строительства,
г.Пенза, магистрант*

*Якомазов Максим Евгеньевич,
Пензенский государственный университет архитектуры и строительства,
г.Пенза, магистрант*

Автомобильные дороги, запроектированные в заданном направлении, на своем пути пересекают большое количество водотоков. Мостовой переход представляет собой комплекс сооружений, включающих мост, подходы к мосту, регуляционные и укрепительные сооружения. Последние два типа имеют важное значение для защиты дорожных сооружений от вредных воздействий водных потоков, целью устройства является распределение расходов водотоков между водопропускными сооружениями. От правильного моделирования и размещения зависит надежность работы всех сооружений мостового перехода. Это может быть достигнуто путем строгого выполнения нормативно-технических условий, применением современных конструктивных и технологических решений,

расчетно-аналитических обоснований, направленных на обеспечение устойчивости земляного полотна, работающего в условиях периодического подтопления потоком воды во время весенних половодий (рис. 1).



Рисунок 1 – Подтопление моста (весеннее половодье)

Принято считать, что мостовые переходы, выполненные из железобетона, могут простоять более 100 лет, однако откосы земляных подходных насыпей на подтопляемых участках испытывают непосредственное воздействие давления и скорости текущей воды, поэтому относятся к наиболее неустойчивым мостовым конструкциям. Следовательно, для продления срока эксплуатации автомобильной дороги необходимо учитывать возможность пропуска высоких вод редкой повторяемости, чтобы предусмотреть возможность потери устойчивости на участках подхода насыпи земляного полотна.

В зависимости от технической категории при проектировании мостовых переходов на автомобильных, а также на городских дорогах и улицах важную роль играют, согласно [1], значения вероятности превышения паводка, а именно: на дорогах I, II и III категорий учитывают максимальный расход, который будет наблюдаться один раз в 100 лет, т.е. 1% вероятности; на дорогах IV и V технических категорий – максимальный расход, зарегистрированный один раз в 50 лет, т.е. 2% вероятности.

Как показывают результаты обследований малых и средних мостов на территории Пензенской области, наиболее уязвимыми, особенно на больших протоках, являются береговые опоры – устои, которые подвергаются местному и общему размыву при увеличении уровня высоких вод (УВВ). Подходы к мосту,

устроенные в пойменной части, как бы «сжимают» поток сезонного увеличения отметки УВВ, изменяют кинематическую структуру течения [2, 3]. Действие водной и ветровой эрозии, выход воды на пойму может приводить к размыву основания потере местной устойчивости конструкции крайних опор моста (рис. 2). Местный размыв происходит вокруг промежуточных опор.



Рисунок 2 – Разрушение устоя моста

Для устойчивости мостового перехода необходимо, чтобы отверстие моста было не меньше ширины коренного русла реки. Преграждение даже части русла подходными насыпями приводит к нарушению русловых процессов и к глубокому местному размыву дна реки у моста. Поэтому уже на стадии проектирования необходимо принимать рациональные и перспективные решения назначения отверстия моста на равнинной реке с поймами: транспортное сооружение перекрывает основное русло (в некоторых случаях основное русло и часть поймы), на поймах возводят подходные земляные насыпи, стесняющие во время паводка речной поток. При этом необходимо учитывать, что размывы становятся тем больше, чем сильнее сжат поток, т.е. чем меньше отверстие моста.

Во время паводка (рис. 1) стеснение речного потока мостовым переходом приводит к увеличению удельного расхода воды в отверстии моста. Перед мостом скорость течения возрастает, а расход наносов в сжатом сечении потока

под мостом превышает расход наносов в бытовых условиях, дно в отверстии моста понижается в результате общего размыва.

Гидрологические наблюдения за режимом рек имеют важное значение для анализа и проектирования вопросов эксплуатации и содержания транспортных сооружений [4, 5]. Установлено, что на пойменных участках общий размыв дна после первого паводка в основном сохраняется к следующему, а следующий, в свою очередь, может его увеличить, если он по высоте будет не меньше предыдущего. Следовательно, чем многоводнее паводок, тем больше размыв.

Дефекты и повреждения, которые чаще всего встречаются в местах соединения подходов с основными конструкциями моста – это размывы, осадка, разрушение насыпей в результате отсутствия или слабого укрепления лобовых и боковых откосов, деформации в местах соединения с тротуарами и др. [2, 3].

Основной задачей содержания подходов, подмостового русла и регуляционных сооружений является обеспечение плавности движения транспорта без уменьшения скорости. Для этого необходимо реализовывать следующие конструктивно-технологические мероприятия:

- предупреждение небезопасных подмывов опор насыпей подходов и регуляционных сооружений;
- обеспечение нормального пропуска водного потока и суден, а также паводковых вод и ледохода под мостом;
- предупреждение и своевременное устранение заторов льда в руслах реки;
- конусы, подмостовое русло и регуляционные сооружения должны очищаться от посторонних предметов, а также от заиливания на расстоянии 100 м выше и ниже по течению.

Своевременное устранение вновь появившихся дефектов и повреждений позволит обеспечить несущую способность и долговечность основных конструкций транспортного сооружения с учетом гидрологических особенностей условий эксплуатации.

Работы по содержанию сопряжения моста с подходной насыпью сводятся к поддержанию нормального водоотвода, досыпке и уплотнению грунта в местах

размыва, ликвидации неровностей в покрытии. В современном строительстве всё чаще применяют геосинтетические материалы (сетки, решетки, мембраны и т.п.), учитывая особенности сооружения и качество грунтов.

Конструкции укрепления откосов конусов мостов, построенных порядка 50 лет назад, в основном – это монолитный железобетон, сборные бетонные и железобетонные плиты и др.

Размывы и осадки конусов ремонтируют путем послойного восстановления тела конуса (рис. 3, а) с обеспечением проектного заложения и укрепления откосов. При необходимости основу откосов закрепляют бетонными упорами / плитами из монолитного бетона (глубиной 50 см, шириной 40 см) и производится наброска камня для избежания размыва конуса (рис. 3, б).



Рисунок 3 – Укрепление конуса: а – планировка основания, щебеночная подготовка, монолитный бетон; б – упорная конструкция

Выводы: Регуляционные сооружения, функция которых защищать насыпи подхода и, соответственно, крайние опоры от размывав в ряде случаев имеют большую стоимость, соизмеряемую со стоимостью самого моста и не всегда экономически оправданы. По этой причине необходимо уделять должное внимание гидрологическим наблюдениям и расчетам, выбору и обоснованию конструктивных решений мостовых переходов. В некоторых случаях выгоднее увеличить отверстие моста, чем возводить дорогостоящие регуляционные сооружения.

Условия надежной работы мостовых сооружений под действием

постоянных и временных нагрузок и воздействий закладываются на стадии проектирования с учетом влияния факторов не только техногенного, но и природного происхождения, а также должны быть реализованы при обеспечении качественного содержания с применением современных конструктивных решений.

Библиографический список:

1. СП 35.13330.2011 Мосты и трубы.
2. Овчинников И. И., Овчинников И. Г., Шеин А. А., Грацинский В. Г., Вдовин К. М. Особенности подводного обследования транспортных сооружений // Интернет-журнал Науковедение. 2013. Вып. № 6 (19). №№ 6 (19). С. 15 с..
3. Овчинников И. Г., Татиев Д. А., Овчинников И. И. Долговечность и безопасность эксплуатации транспортных сооружений. // Наука и образование в 21 веке: сб. науч. тр. по материалам междунар. науч.-практ. конф., г. Тамбов, 30 сент. 2013 г.. 2013. С. 102-105.
4. Тарасеева, Н. И. Комплексные конструктивные решения защиты мостового перехода в период половодья / Н. И. Тарасеева, А. С. Крылов, И. В. Калашникова // Моделирование и механика конструкций. – 2022. – № 15. – С. 86-93. – EDN ZHOLFY.
5. Тарасеева, Н. И. Применение нейросетевых технологий при решении задач дорожной отрасли / Н. И. Тарасеева, Д. Е. Осипов // Вестник ПГУАС: строительство, наука и образование. – 2023. – № 2(17). – С. 48-52. – EDN TAQBIQ.

РАЗРАБОТКА ТРЕХМЕРНОЙ МОДЕЛИ ХРАМА В ПРОГРАММЕ КОМПАС-3D

Толушов Сергей Александрович,

*Пензенский государственный университет архитектуры и строительства,
г. Пенза,*

кандидат технических наук, доцент, проректор по учебной работе

Лысый Сергей Петрович,

*Пензенский государственный университет архитектуры и строительства,
г. Пенза,*

*кандидат технических наук, доцент кафедры «Начертательная
геометрия и графика»*

Кудимов Ярослав Андреевич,

*Пензенский государственный университет архитектуры и строительства,
г. Пенза, студент*

Эскиз – объект трехмерного моделирования, созданный средствами чертежно-графического редактора. Рассмотрим принцип создания эскиза 1 (каркас храма, рис. 1) [1].

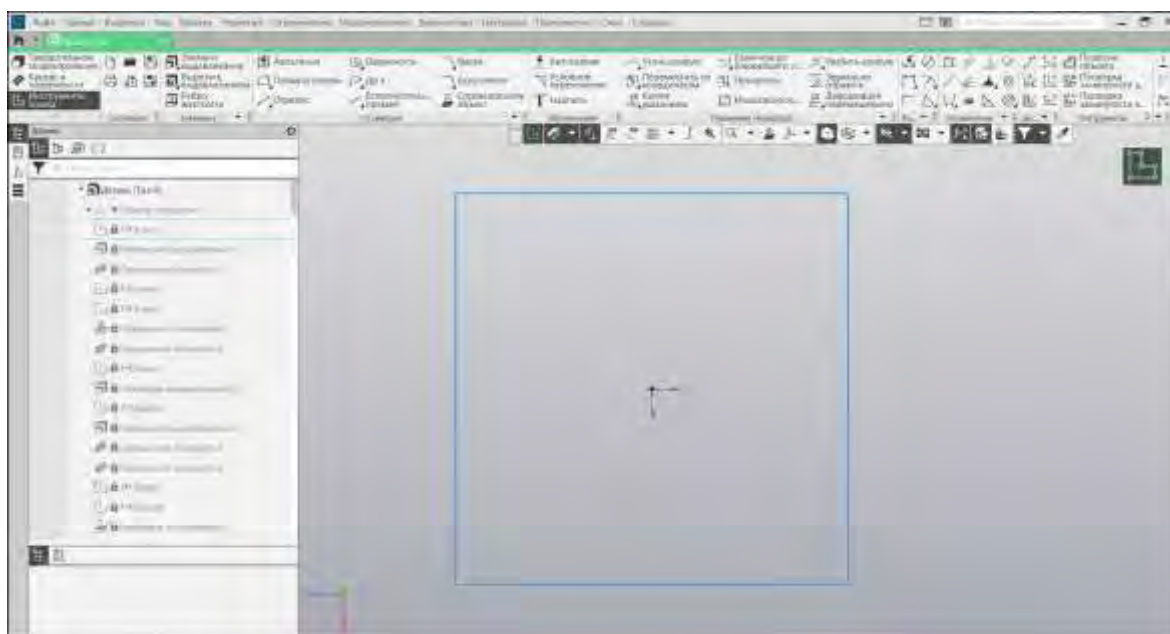


Рисунок 1 – Схема создания эскиза 1 (каркас храма)

Элемент выдавливания образуется путем перемещения сечения по прямолинейной направляющей в одну или в обе стороны на заданное расстояние.

Для придания объема выполним операцию выдавливания 1 (рис. 2).

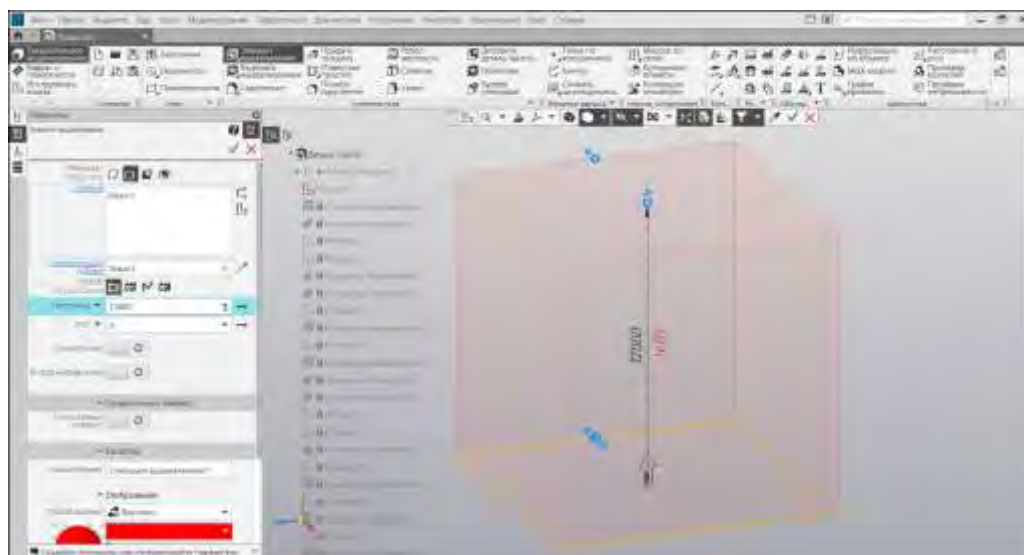


Рисунок 2 – Схема операции выдавливания 1

При выборе смещенной плоскости, плоскость сечения располагается параллельно базовой. В качестве базовой плоскости может использоваться любой плоский объект, существующий в документе. Добавим относительно верхней грани каркаса храма смещенную плоскость 1 (рис. 3) [2].

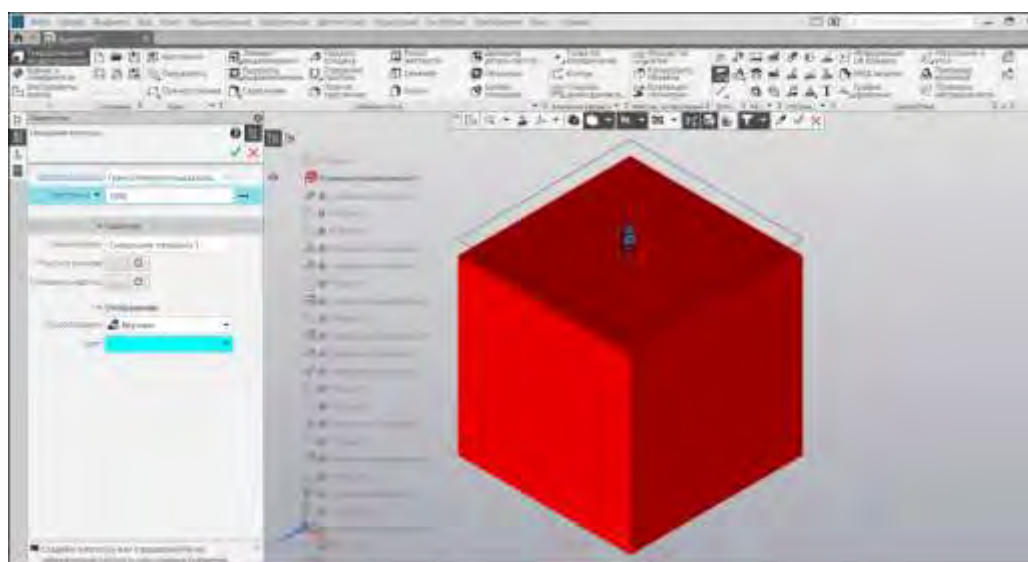


Рисунок 3 – Схема добавления смещенной плоскости 1 относительно верхней грани каркаса храма

Элемент по сечениям образуется путем соединения нескольких сечений

произвольной формы и расположения. Выполним операцию по сечениям 1 (рис. 4) [3].

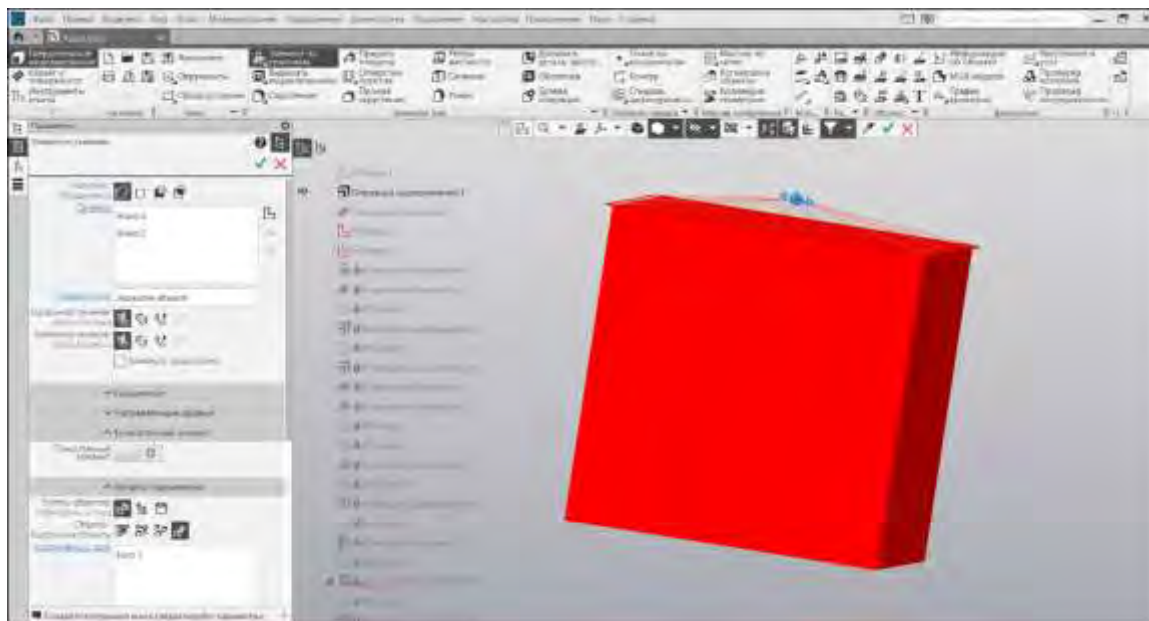


Рисунок 4 – Схема выполнения операции по сечениям 1

Элемент вращения образуется путем поворота сечения вокруг оси в одну или в обе стороны на заданный угол. Выполним операцию вращения 2 для создания купола храма (рис. 5) [4].

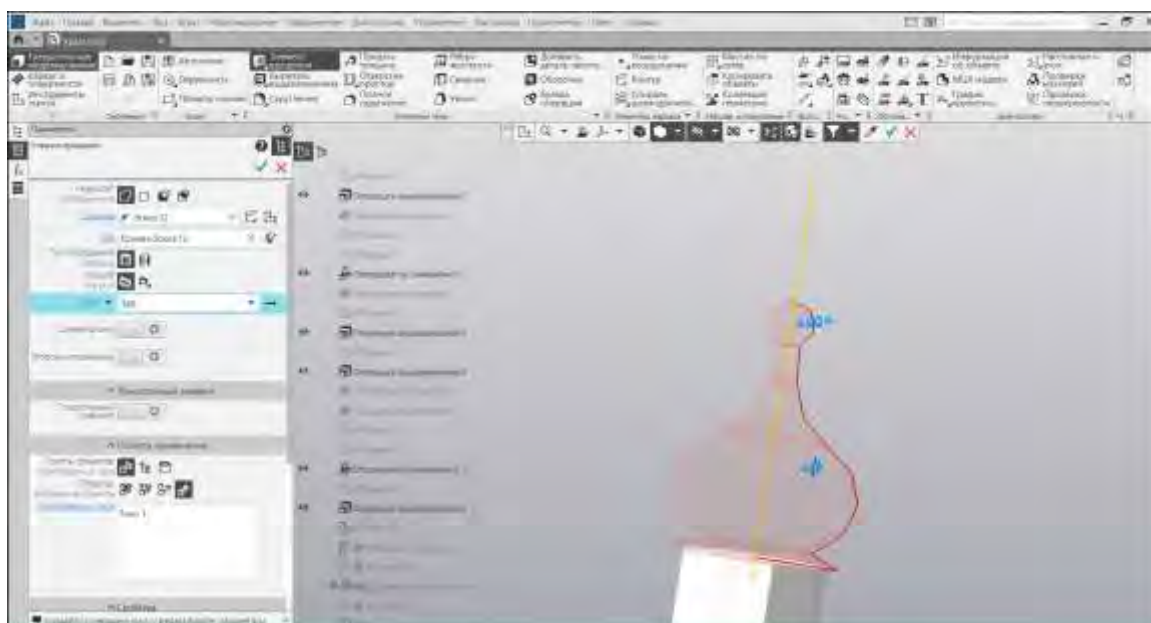


Рисунок 5 – Схема выполнения операции вращения 2
для создания купола храма

Для вырезания элемента выдавливания из тела, то есть для удаления материала применяется операция – вырезать выдавливанием. Выполним операцию – вырезать элемент выдавливания 1 на примере окон храма (рис. 6).

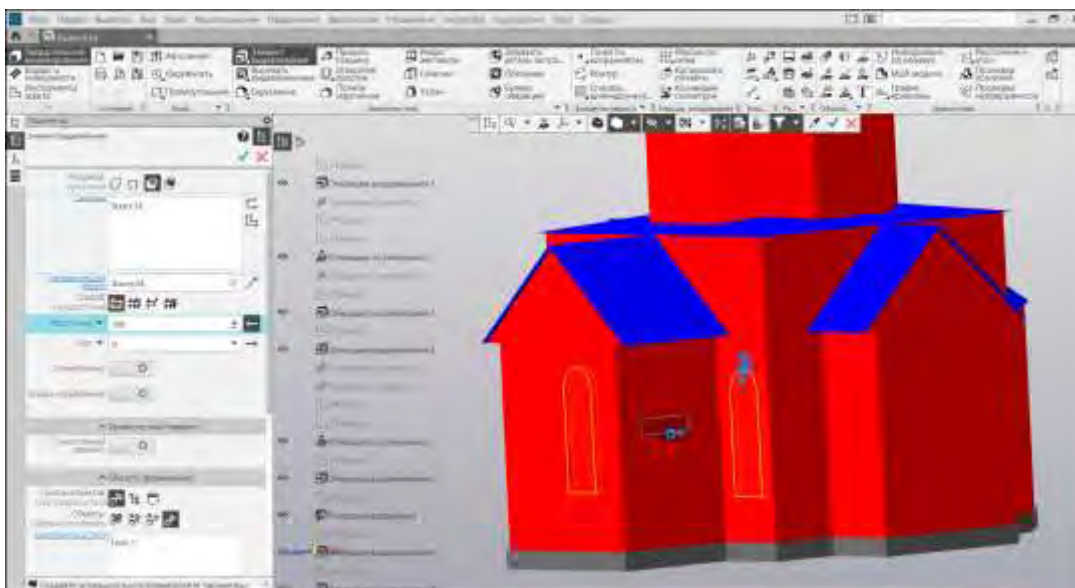


Рисунок 6 – Схема выполнения операции – вырезать элемент выдавливания 1 на примере окон храма

Кинематическая операция применяется для наиболее сложных элементов, например, при создании арки входной двери храма (рис. 7).

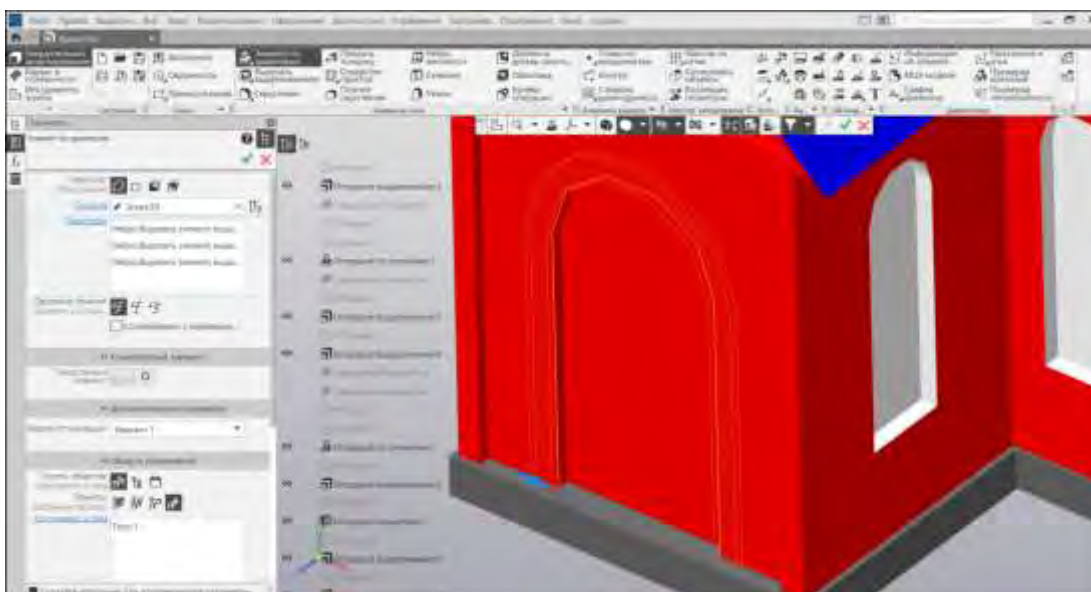


Рисунок 7 – Схема выполнения кинематической операции на примере создания арки входной двери храма

На рисунке 8 представлен итоговый результат проектирования трехмерной модели храма.

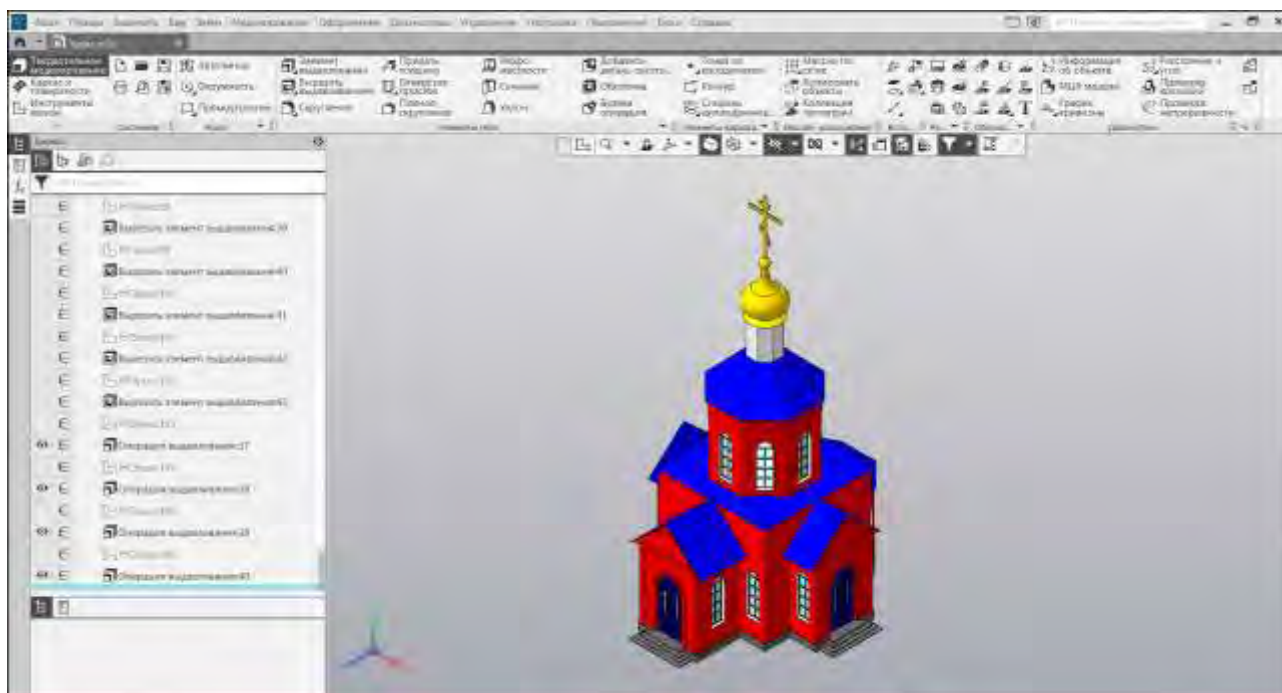


Рисунок 8 – Итоговый результат проектирования трехмерной модели храма

В работе рассмотрен порядок разработки трехмерной модели храма в программе Компас-3d. Основное внимание уделено принципам создания эскизов в плоскостях проекций $\pi_1 - \pi_3$. В процессе трехмерного моделирования храма выполнено 106 эскизов различной степени сложности. В работе применялись операции выдавливания, вращения, выреза и др. Изучен процесс работы со смещенной плоскостью. Графически представлены результаты работы основных этапов по созданию трехмерной модели храма.

Библиографический список:

1. Лысый, С.П. Проектирование изделий в программе Компас - 3d / С.П. Лысый, А.И. Гнусарев // Образование и наука в современном мире. Инновации, 2024. – № 1 (50). – С. 178-183.

2. Лысый, С.П. Методы анализа кривых и поверхностей программы Компас - 3d / С.П. Лысый, Д.В. Красиков // Образование и наука в современном

мире. Инновации, 2024. – № 3 (52). – С. 236-245.

3. Лепаров, М.Н. О геометрических основах проектирования технического объекта [Текст] / М.Н. Лепаров // Геометрия и графика, 2023. – Т. 11. – № 4. – С. 3-14. – DOI: <https://naukaru.ru/en/nauka/article/75834/view>.

4. Лысый, С.П. Назначение и особенности программы Компас - 3d / С.П. Лысый, С.С. Голдобуев, Д.Н. Абуталипов и др. В сборнике: Информационно-вычислительные технологии и их приложения. Сборник статей XXVII Международной НТК. Под научной редакцией В.В. Кузиной. Пенза, 2023. – С. 213-216.

УДК 624.04

ГАШЕНИЕ КОЛЕБАНИЙ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ. СОВРЕМЕННОЕ СОСТОЯНИЕ ПРОБЛЕМЫ

Шеин Александр Иванович,

*Пензенский государственный университет архитектуры и строительства,
г.Пенза,*

доктор технических наук, профессор, заведующий кафедры «Механика»

Быков Александр Николаевич,

*Пензенский государственный университет архитектуры и строительства,
г.Пенза, аспирант*

Частота землетрясений во всем мире неуклонно растет. Известные примеры включают землетрясение 2001 года в Гуджарате (Гуджарат, Индия; магнитуда (M) = 7,7), землетрясение 2003 года на Баме (Бам, Иран; M = 6,6), землетрясение 2004 года на Суматре (Индонезия; M = 9,1), землетрясение 2005 года в Кашмире (Пакистан; M = 7,6), землетрясение 2007 года в Перу (M = 8,0), землетрясение 2008 года в Сычуани (провинция Сычуань, Китай; M = 8,0), землетрясение на Гаити 2010 года (M = 7,0), Великое землетрясение в Восточной Японии 2011 года (M = 9,1), землетрясение в Пакистане 2013 года (M = 7,7), землетрясение в Непале 2015 года (M = 7,8), землетрясение в Эквадоре 2016 года (M = 7,8), землетрясение в Кумамото 2016 года (Кумамото, Япония; M = 7,3),

ирано–иракское землетрясение 2017 года ($M = 7,3$), землетрясение на Гаити 2021 года ($M = 7,2$), землетрясение в Афганистане 2022 года ($M = 6,0$), землетрясение в Турции и Сирии 2023 года ($M = 7,8$) и землетрясение в 2023 году Землетрясение в Марракеше–Сафи (Марокко; магнитуда = 6,8). Кроме того, магнитуда землетрясений растёт, что приводит к резкому увеличению числа жертв и экономических потерь.

Согласно исследованиям последствий землетрясений в прошлом, в том числе вышеупомянутых сильных землетрясений, многие средне- и малоэтажные здания, особенно железобетонные здания с недостаточным армированием в колоннах, получили значительные повреждения. Поэтому вопрос противодействия сейсмическим и ветровым нагрузкам для защиты зданий от разрушений очень актуален. Поиск способов решения этой проблемы и нахождение новых методов гашения колебаний и противодействия динамическим нагрузкам, которые были бы экономически выгодны и легки в массовом применении, является темой ряда научных работ.

В статье [1] выполнена оценка сейсмостойкости железобетонного каркаса, заполненного сборными модульными блоками и предложена новая концепция сейсмоусиления с использованием сборных модульных блочных стен (РМВW) для улучшения и устранения недостатков традиционных методов сейсмоусиления железобетонных (ЖБ) каркасов, заполненных поперечными стенами, каменными стенами и сборными панелями. Метод сейсмоусиления с использованием РМВW максимально использует преимущества заводских модульных блоков, повышая конструктивность и целостность соединений между существующим каркасом и заполняющими его РМВW. Кроме того, метод усиления РМВW повышает сейсмостойкость без значительного увеличения веса конструкции, а необходимое количество усиления можно легко рассчитать, поскольку метод усиления включает в себя типичное заполнение каркаса. Для железобетонных зданий с несейсмичными конструктивными элементами, в которых преобладают сдвиговые разрушения, применение этого метода сейсмоусиления просто обеспечивает достаточную прочность.

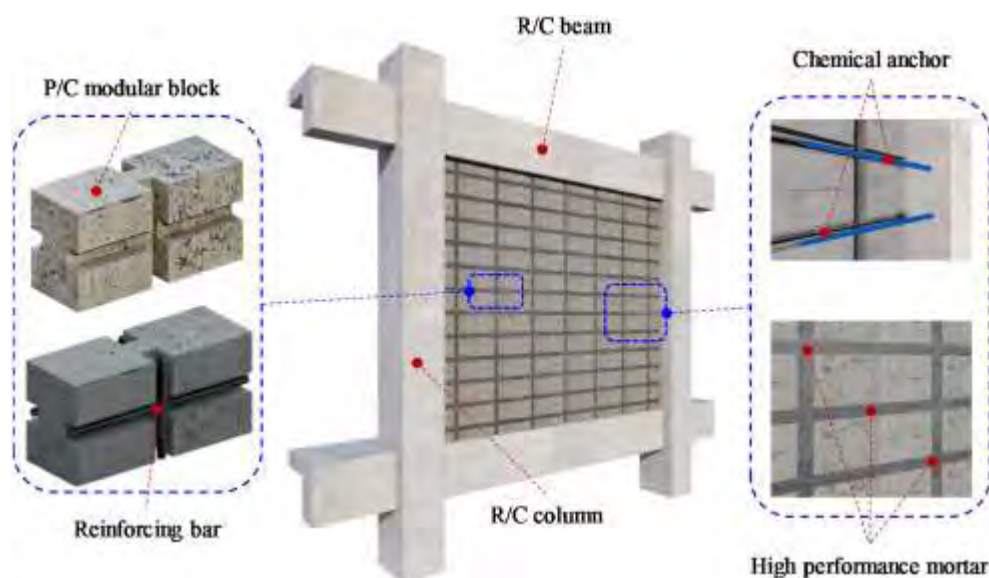


Рисунок 1 – [1] Детали метода армирования каркаса сборной модульной блочной стены (PMBW). P/C: сборный бетон; RC: железобетон

В статье [2] приведен анализ самоцентрирующихся качающихся систем для сейсмостойких строительных конструкций. Эти системы с низким уровнем повреждений могут предотвратить значительные экономические потери, связанные с ремонтом, сносом зданий и простоями в работе после землетрясений. Статья призвана предоставить обзор исследований систем раскачивания для зданий из различных материалов, включая сталь, бетон, кирпич и дерево, а также проанализировать предыдущие исследования.

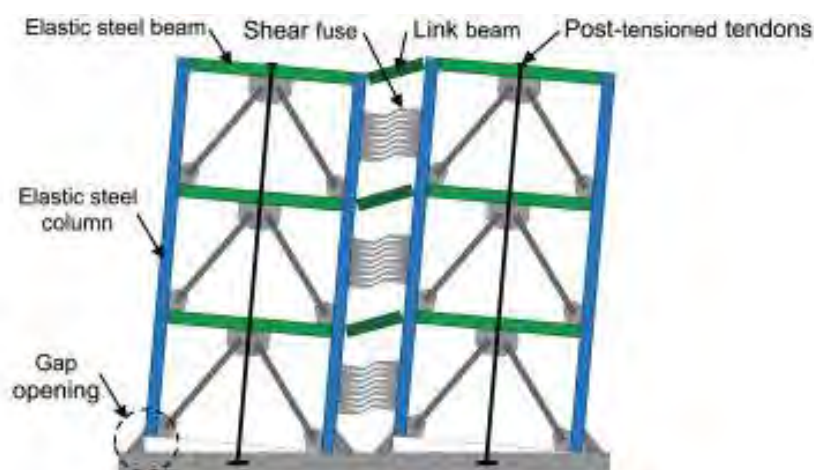


Рисунок 2 – [2] Система двойной качающейся стальной рамы и ее различные компоненты

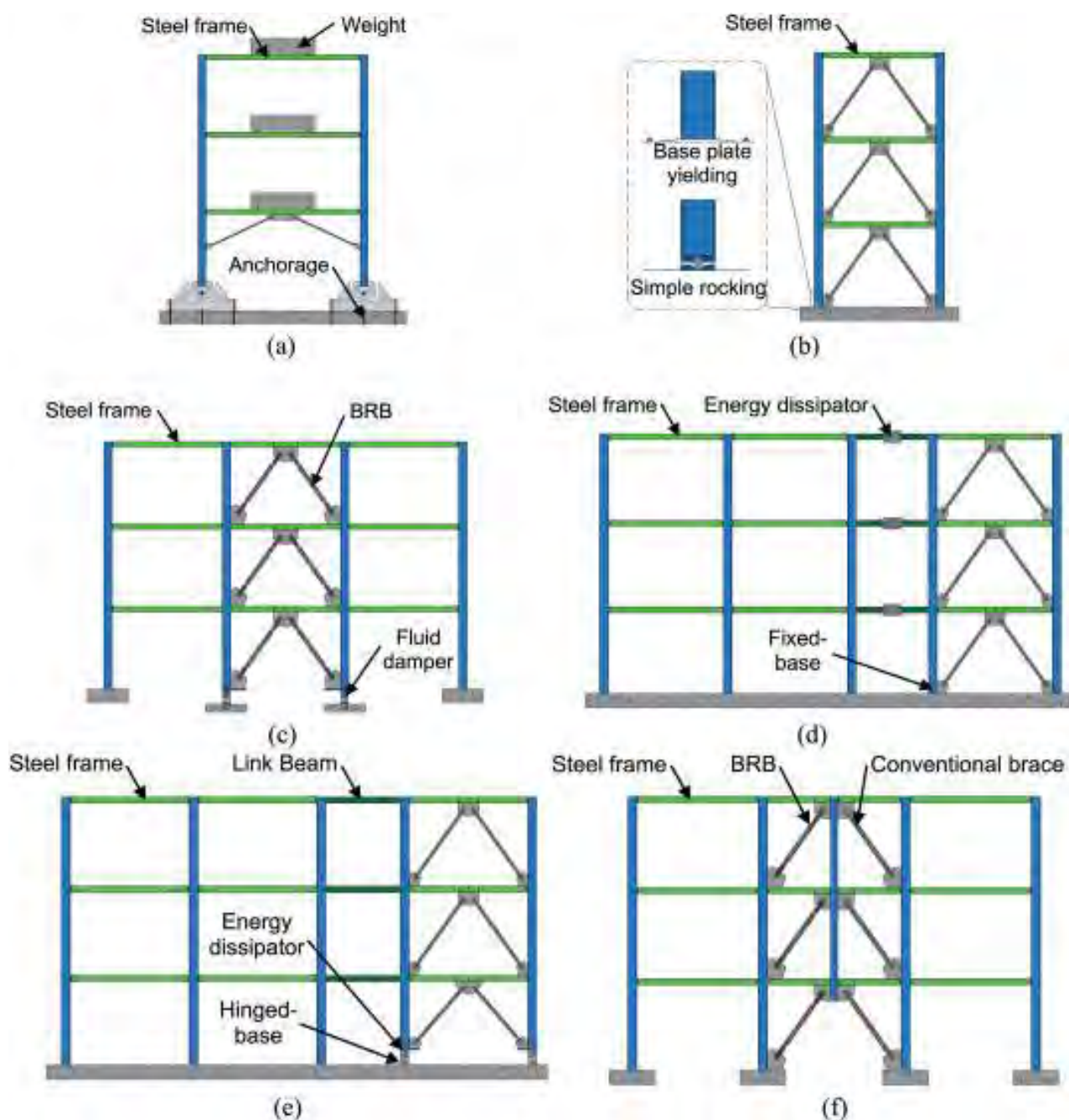


Рисунок 3 – [2] Некоторые конфигурации систем раскачивания в стальных конструкциях; (а) 3-этажная испытательная модель Клафа и Хакельбриджа [21]; (б) простая система раскачивания и податливая система с опорной плитой; (в) система раскачивания BRB с жидкостным демпфером; (г) система раскачивания с отдельными ступенями и жидкостными демпферами в соединительной балке; (д) система раскачивания с отдельными опорами и жидкостными демпферами в основании; (е) система раскачивания BRBF

Целью исследования [3] является разработка пошаговой процедуры проектирования сейсмоусиления существующих стальных зданий на основе локальных мероприятий по усилению соединений и использования традиционных крестообразных распорок (X-CBF), которые спроектированы с учётом архитектурных ограничений и экономии времени и средств. Предложенная процедура применяется к существующему шестиэтажному стальному зданию, не соответствующему нормативным требованиям, которое находится в Неаполе (Италия). Для изучения эффективности предложенной процедуры проводится как локальный, так и глобальный численный анализ. Полученные результаты показывают, что можно снизить на 25 % сопротивление и жёсткость новых X-CBF, если укрепить соединения между балками и колоннами, чтобы они выдерживали прогиб соединённых балок. Сравнивается сейсмическая уязвимость построенных и модернизированных конструкций, а также количественно оценивается снижение сейсмического риска в соответствии с итальянскими рекомендациями по классификации рисков для конструкций. Оценивается изменение класса сейсмического риска в результате запланированных мероприятий, что подтверждает значительное снижение риска для модернизированного здания.

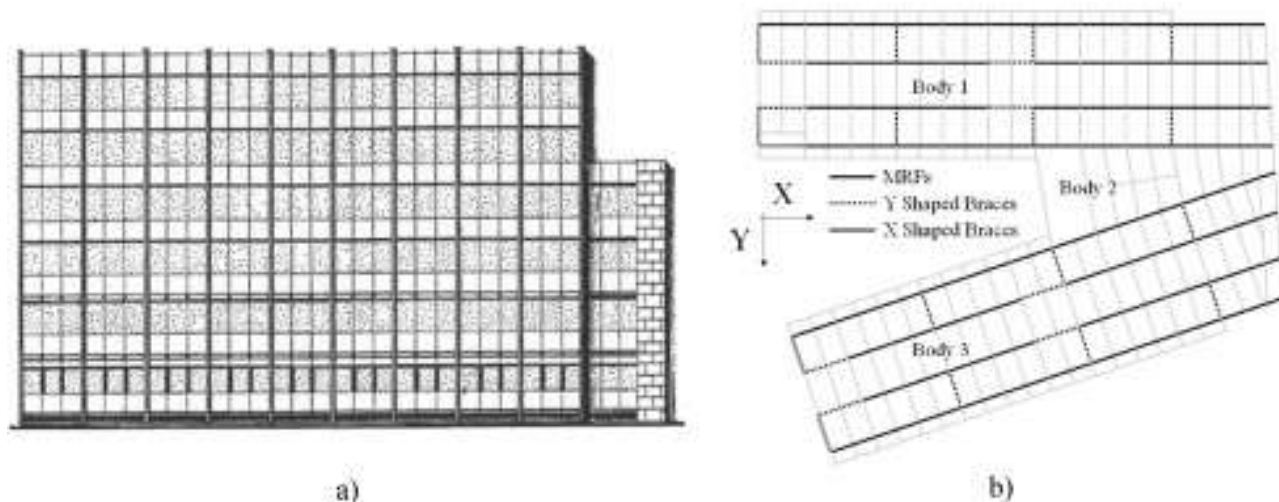


Рисунок 4 – [3] Вид сбоку на объект исследования (а); расположение LFRS (б)

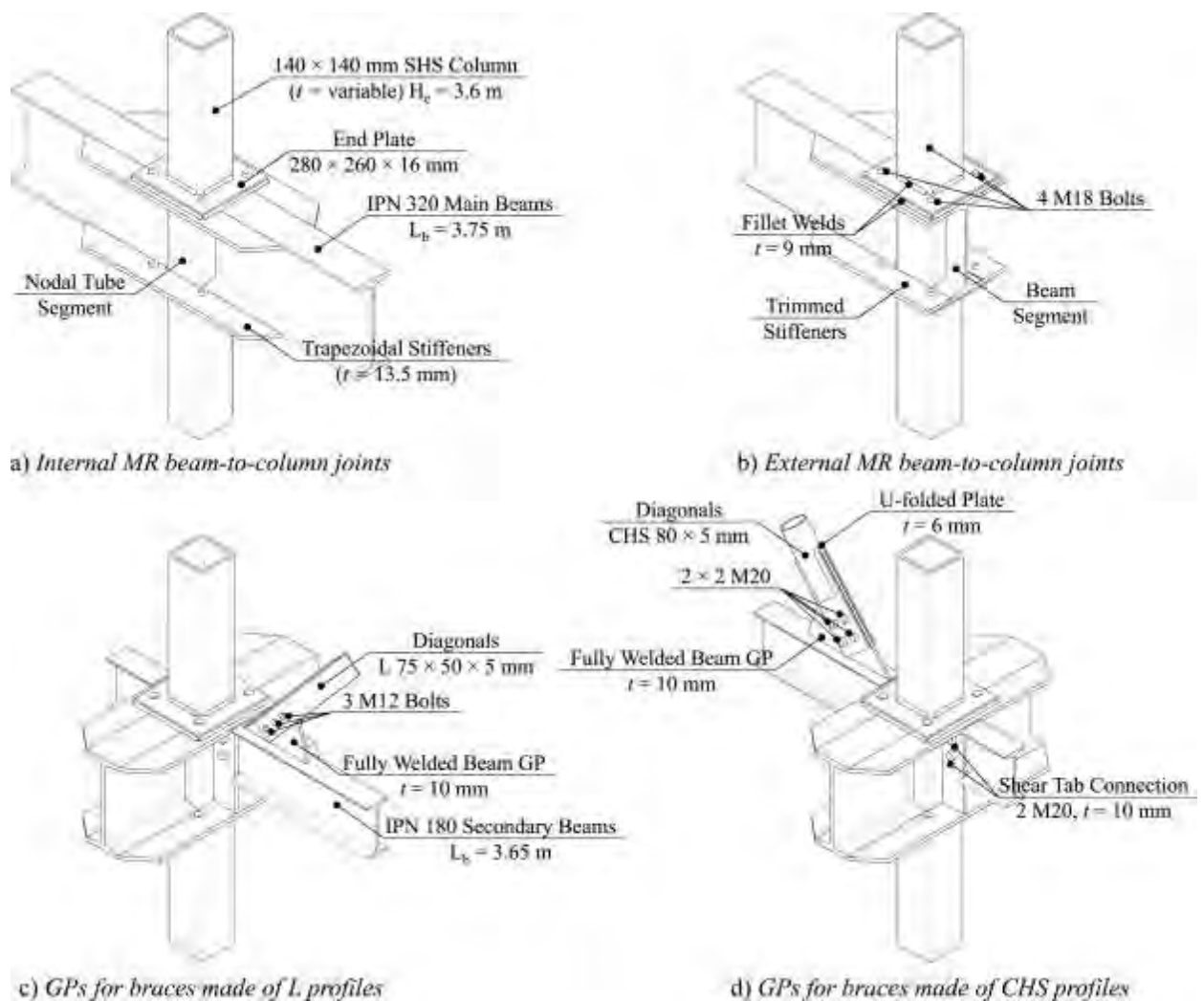


Рисунок 5 – [3] Основные конструктивные элементы: соединения балок с колоннами (а–b), соединения диагоналей с балками (с) и соединения балок с колоннами (d)

В статье [4] оценка влияния ветра на сейсмоизолированное сверхвысотное здание на основе комплексного метода проектирования сейсмоизоляции: всесторонне изучают влияние ветра на сейсмоизолированное высотное здание в Китае. Согласно недавно опубликованному в Китае «Стандарту для сейсмоизоляции при проектировании зданий» (GB/T51408-2021), для проектирования сейсмоизоляции используется комплексный метод проектирования сейсмоизоляции (ISIM), основанный на теории комплексного спектра реакции при наложении мод и комплексной полной квадратичной комбинации. ISIM и традиционные методы проектирования сейсмоизоляции сравниваются с точки зрения экономичности и безопасности. На основе

действующих национальных норм предлагается подход к анализу воздействия ветра на сейсмоизолированные высотные здания. Устойчивость сейсмоизолирующего слоя к воздействию ветра рассматривается, когда периоды повторяемости ветровых нагрузок превышают 50-летнюю норму. Результаты исследования показывают, что ISIM значительно повышает сейсмостойкость сейсмоизолированных зданий, кроме того, этот метод экономичен. Проблема дискомфорта при ветровых колебаниях наблюдается на верхних этажах сейсмоизолированных высотных зданий, где сложнее обеспечить комфорт при ветровой нагрузке с периодом повторяемости 1 год по сравнению с ветровыми нагрузками с периодами повторяемости 5 и 10 лет соответственно. Текущий метод проектирования ветровой устойчивости, который по сути является методом статического расчёта, недооценивает влияние ветра на сейсмоизолированные высотные здания. Комфортность ветровых колебаний и устойчивость к ветровым нагрузкам сейсмоизолированных высотных зданий требуют дополнительной оценки. При проектировании сейсмоизолированных высотных зданий в будущем необходимо учитывать возможные неблагоприятные последствия кумулятивной остаточной деформации, вызванной ветром, для сейсмоизоляции.

Ашауи Юнес в своей статье [5] проиллюстрировал, что заглублённые в почву конструкции (фундаменты, подземные уровни зданий и т. д.) в ближайшем будущем смогут напрямую воздействовать на сам сейсмический сигнал, поступающий в основание зданий. С помощью численных моделей демонстрируется эффект от заглублённого устройства, состоящего из резонирующих железных сфер. Эта способность устройства фильтровать частоты открывает широкие возможности для применения в области взаимодействия грунта и конструкции (ISS), особенно если фундаменты спроектированы как для обеспечения несущей способности, так и в качестве локальных резонансных элементов.

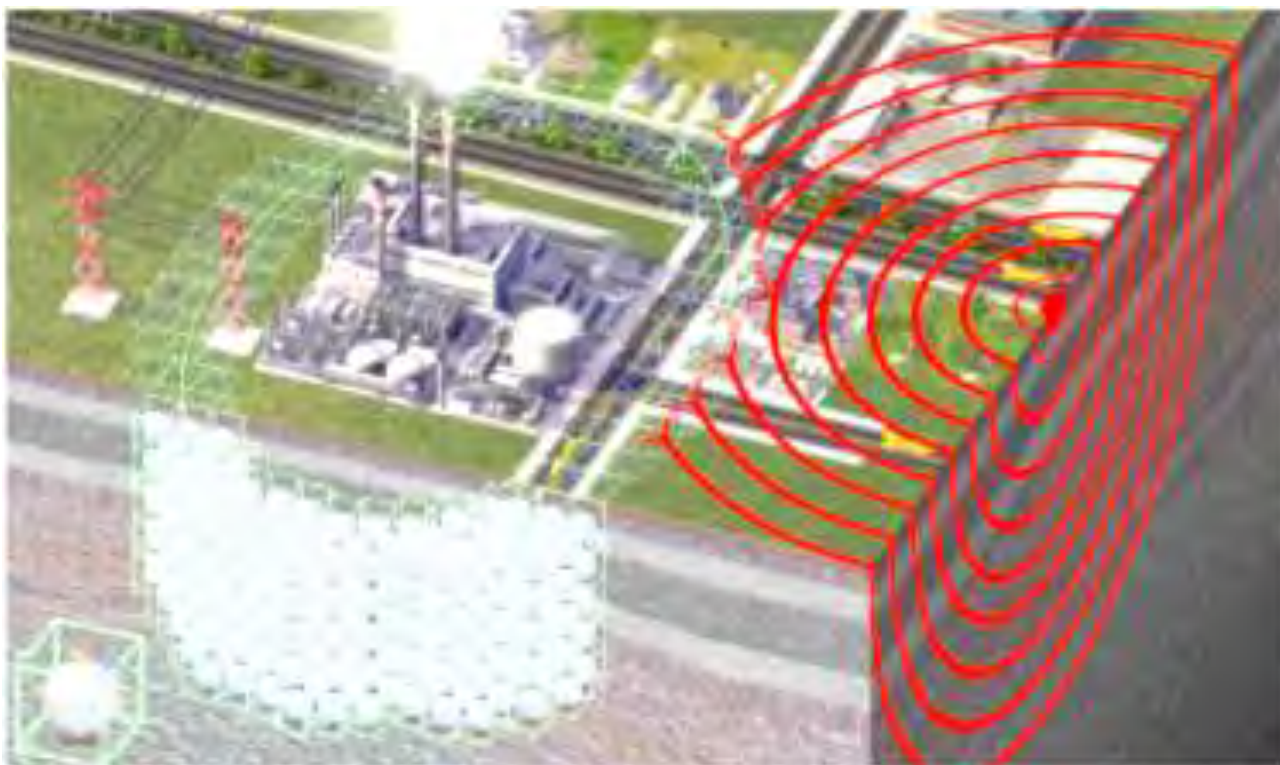


Рисунок 6 – [5] Схематическое изображение сейсмического волнового экрана, состоящего из инерционных резонаторов, расположенных вокруг фундаментов крупных гражданских сооружений. На вставке показана периодическая ячейка с железной сферой, соединённой с массивом бетона или грунта шестью железными или резиновыми связями

В работе [6] показан метод вязкостного демпфирования с использованием рамных домкратов для эффективного снижения сейсмической реакции диспетчерских вышек аэропортов для решения проблемы уменьшения воздействия на диспетчерские вышки аэропортов предлагается новый подход, определяемый как вязкостный демпфер с рамным домкратом (FJ-EVD. Разработана механическая модель и желаемые свойства усиления деформации FJ-EVD, после чего была построена конструкция башенного типа, оснащенная FJ-EVD. Для изучения преимуществ снижения вибрации при сейсмических воздействиях, характеризующихся различными частотными составляющими, был проведен нелинейный анализ во временной области и параметрическое исследование.

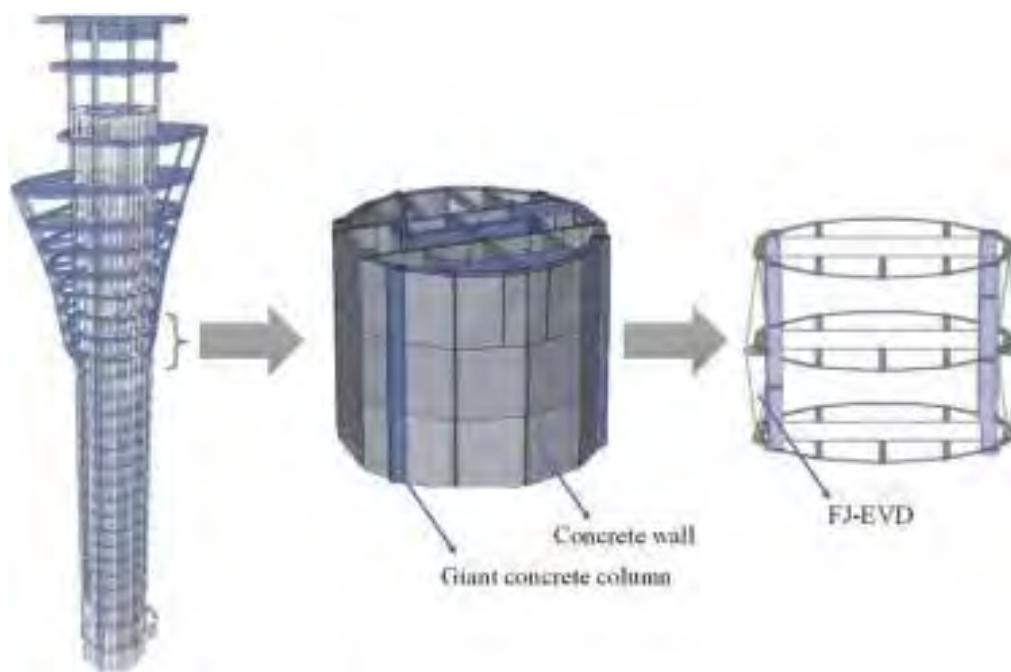


Рисунок 7 – [6] Схема установки нескольких FJ-EVD
в диспетчерской вышке аэропорта

В статье [7] система демпфирования на основе инерционных масс для контроля вибрации морских платформ, подверженных воздействию колебаний грунта предлагается использовать инновационную инерционную демпфирующую систему изоляции (IDIS) для сейсмической защиты морских платформ. Концепция IDIS впервые предложена путём интеграции обычных подшипников с инерционными демпферами (ID). Создана аналитическая модель системы и выведены соответствующие уравнения равновесия движения. Без ущерба для общности в качестве целевых показателей эффективности выбраны ускорение палубы, смещение на крышке балластной цистерны и деформация изолирующего слоя, а морские сооружения являются критически важной инфраструктурой в области океанического строительства, которая может подвергаться угрозе землетрясений, особенно если она расположена в зоне повышенного риска.

В статье [8] система нейтрализации колебаний от сейсмических воздействий для высотных зданий предложил систему нейтрализации колебаний для высотных зданий, подверженных сейсмическому воздействию. Описан

принцип её работы и оценены её преимущества. Составлена математическая модель движения несущих и несилowych конструкций. Рассмотрены системы защиты от низкочастотных колебаний под воздействием внешнего гармонического воздействия. Определены оптимальные параметры настройки роликового демпфера в структуре системы компенсации.

В работе Сораче Стефано [9] сейсмическая оценка и модернизация с использованием диссипативных креплений для защиты заполнений и перегородок в железобетонных конструкциях представлено исследование замены кирпичных заполнений и перегородок диагональными ненапряжёнными распорками с нелинейным гистерезисным поведением «поворотного» типа. Для эквивалентных стоек генерируется трехлинейная кривая осевого усилия – смещения и преобразуется в кривую поперечного усилия-смещения панелей. Затем последняя сканируется с точки зрения последовательных пределов производительности и диапазонов. Эта модель демонстративно применяется к реальному тематическому исследованию, т. Е. К зданию с железобетонным каркасом, поврежденному землетрясением в Центральной Италии в 2016 году, хотя за несколько лет до этого были проведены работы по модернизации.

На основе результатов анализа временных характеристик в первоначальных условиях предлагается альтернативное решение по модернизации, заключающееся во внедрении диссипативных распорок, оснащенных вязкостными демпферами с под давлением. Эта технология была выбрана из-за ее высокой демпфирующей способности, а также из-за быстрой активации составляющих устройств на ранних стадиях сейсмической реакции здания. Анализ, проведенный в обновлённой конфигурации для основных сейсмических записей землетрясения 2016 года, подтверждает это свойство, демонстрируя незначительные повреждения лишь в небольшом количестве перегородок — вместо распространённых повреждений средней и тяжёлой степени, которые были обнаружены в перегородках и заполнителях здания, — и безопасную реакцию всех конструктивных элементов.

В работе [10] аэродинамическое демпфирование, как основной фактор, определяющий вызванные ветром колебания, имеет огромное значение в строительной инженерии. В этом исследовании представлена новая модульная структура под названием «Глубокая нейронная сеть — генетический алгоритм» (DNN-GA), которая позволяет прогнозировать аэродинамическое демпфирование непосредственно по результатам измерения давления на поверхности и служит одним из первых примеров применения генетических алгоритмов для прогнозирования аэродинамического демпфирования. Точный прогноз может дать инженерам-строителям более полное представление о потенциальной осуществимости проектов при значительно меньших затратах, что выгодно для проектирования зданий и инженерных решений. DNN-GA демонстрируется на примере аэроупругой конической призмы — нелинейной двунаправленной системы взаимодействия жидкости и конструкции (FSI) с прочными связями с проектированием зданий — с синхронными, высокоточными данными аэродинамической трубы для обучения и прогнозирования. При подаче давления модуль DNN прогнозирует реакцию наконечника в качестве промежуточного результата, на основе которого модуль GA оптимизирует аэродинамическое демпфирование в полностью автоматизированном рабочем процессе. Результаты показали, что DNN-GA превзошёл шесть эталонных алгоритмов машинного обучения как минимум на 400%. — 3 Сравнение модуля GA с традиционным методом случайного уменьшения (RDT) показало повышение точности как минимум на 700%. Наконец, DNN-GA предсказал аэродинамическое демпфирование для режимов вихревых колебаний (VIV), галопа и VIV-галопа с максимальной среднеквадратичной и среднеабсолютной погрешностью всего $3,874 \times 10^{-3}$ и $3,053 \times 10^{-3}$, что свидетельствует о превосходной точности метода и его пригодности для сложных, нелинейных и различных типов FSI-колебаний. Учитывая, что DNN-GA работает с данными, он также применим к экспериментальным, числовым и даже полевым данным, что делает его привлекательным инструментом для создания инженерных приложений.

Ольга Поддаева в статье [11] провела ряд экспериментов для оценки динамического поведения моста в ветреную погоду при различных уровнях демпфирования. Композитные материалы обладают лучшими диссипативными свойствами по сравнению с металлами и их сплавами. Во второй части рассмотрели различные способы определения демпфирующей способности материала. Далее провели серию экспериментов, чтобы проанализировать влияние демпфирования композитных материалов на аэродинамическую устойчивость моста.

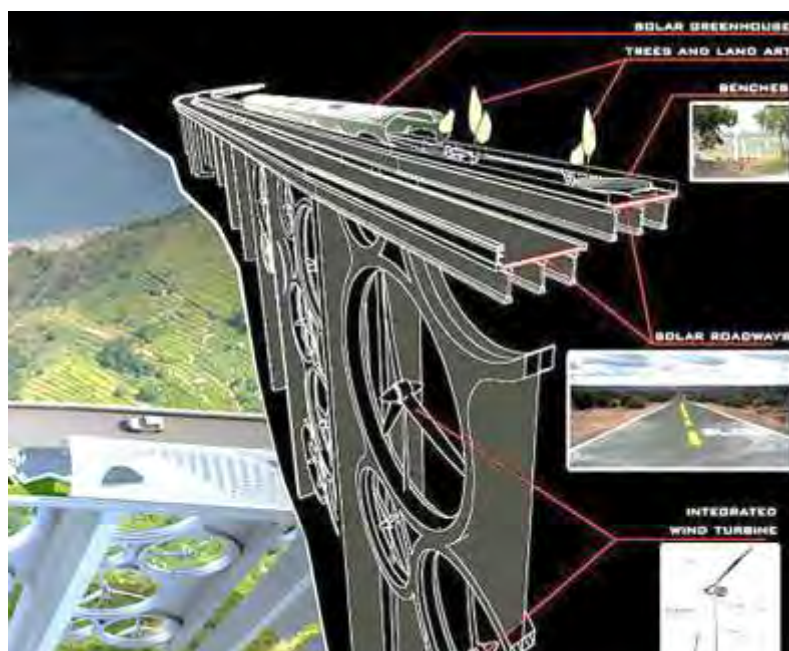


Рисунок 8 – [11] Примеры интеграции фотоэлектрических систем в конструкции мостов

Работа посвящена анализу и оценке результатов исследований в области влияния демпфирующей способности материалов на динамическое поведение мостовых конструкций для их дальнейшего использования как в самих мостовых конструкциях и материалах, из которых они изготовлены, в чистом виде, так и, в том числе, для интеграции в такие конструкции. проектирует фотоэлектрические модули и другие компоненты фотоэлектрических систем.

О. Касабланка [12] в своей работе исследовал периодические фундаментные сваи для сейсмической защиты сооружений в качестве инновационной системы сейсмической защиты. Эта система фильтрует

сдвиговые волны в деформируемом грунте в определенном диапазоне частот. Периодическая свая-фундамент состоит из массива вертикальных периодических структурных элементов, содержащих внутренние резонаторы, настроенные на одну или несколько собственных частот грунтового отложения. Предложенная система эквивалентна прерывистой свае-фундаменту и может быть установлена в грунте примерно так же, как и сваи, что делает её пригодной для применения в существующих конструкциях.

В статье [13] были рассмотрены жидкостные вязкоупругие демпферы для сейсмической защиты мостов. Жидкостные вязкостные демпферы (FVD) — это специальные устройства, которые рассеивают энергию за счёт ламинарного течения вязкой жидкости, проходящей через отверстие или клапанную систему под действием поршня. Эти устройства способны рассеивать большое количество энергии, не оказывая существенного влияния на жёсткость конструкции, при этом их реакция строго зависит от скорости. Цель этой статьи — представить эволюцию FVD для сейсмической защиты мостов, начиная с первых применений пассивных FVD и заканчивая современными устройствами, такими как полуактивные FVD, электрореологические, магнитореологические, демпферы с переменной жёсткостью и демпферы с переменным коэффициентом демпфирования. В связи с тем, что количество доступных устройств постоянно растёт, в этой работе не делается попытка представить полный обзор современного состояния вопроса, а основное внимание уделяется обсуждению основных этапов развития, а также наиболее существенных недостатков. Устройства, выбранные для обсуждения, представлены с исторической точки зрения и, по мнению авторов, являются первыми оригинальными разработками в области сейсмической защиты мостов с помощью демпферов.

В случаях, когда установленные расчетом или выявленные на практике колебания конструкций не удовлетворяют требованиям, обеспечивающим их несущую способность или физиологическим и технологическим требованиям по ограничению уровня вибраций, рекомендуется применять различные способы

уменьшения колебаний несущих конструкций. При выборе способа в каждом конкретном случае следует руководствоваться соображениями целесообразности, эффективности и экономичности его применения. Ожидаемые результаты осуществления того или иного мероприятия должны проверяться повторным динамическим расчетом конструкций, т.е. определением амплитуд перемещений и внутренних усилий в измененных условиях.

Основные методы уменьшения колебаний конструкций, вызванных гармоническими нагрузками:

1) Изменение соотношения между частотой вынужденных колебаний и частотами собственных колебаний конструкции (отстройка) путём изменения жесткости, массы или схемы конструкции, а также путем изменения частоты вынужденных колебаний.

2) Изменение расположения и способа крепления машин и установок на несущих конструкциях, передача динамических нагрузок на отдельные фундаменты, колонны, разгрузочные балки и т.п.

3) Устройство эффективной виброизоляции

4) Применение динамических и ударных гасителей колебаний, увеличение демпфирования колебаний, устройство жестких и нежестких ограничителей

5) Уравновешивание и балансировка машин, создание эксплуатационных условий, препятствующих разбалансировке и образованию случайных дебалансов, применение специальных устройств, обеспечивающих работу нескольких машин попарно в противофазе.

В настоящий момент активно используется сейсмическая защита, которая тесно связана с применением специальных устройств – энергопоглотителей. Они предназначены для предотвращения колебаний при сейсмической активности за счет развития в материале конструкций неупругих деформаций. Такие системы устанавливаются в узлах конструкций с большой вероятностью возникновения зон упругих деформаций. Большим плюсом таких систем является то, что они компактны их можно использовать в зданиях любой сложности при этом они легки в замене при необходимости.

В статье [14] оценка сейсмических повреждений склеенных и несклеенных многослойных резиновых: взгляд с точки зрения глубокого обучения рассматривают опорные плиты из ламинированной резины (LRB), широко используемые в автомобильных мостах по всему миру, подвержены разрушению при сдвиге, сжатии или смещении во время сейсмических событий, что может поставить под угрозу безопасность моста. Поскольку опорные плиты широко используются в мостах с небольшими и средними пролётами по всему миру, разработка эффективного подхода к оценке повреждений опорных плит имеет решающее значение для оценки сейсмостойкости мостов. Исследования, проведённые после землетрясений в Вэньчуане в 2008 году, Нортридже в 1994 году и Чи-Чи в 1999 году, показали, что опорные плиты действуют как «предохранительный элемент» во время сейсмических событий, что приводит к значительному снижению степени повреждения мостов.

В статье [15] рассмотрены экспериментальные и численные исследования сейсмических реакций конструкций ветряных турбин с усиливающей демпфирующей системой. Ветряная турбина (ВТ) с большим периодом вращения является динамически чувствительной, но слабо демпфированной конструкцией, которая может быть подвержена землетрясениям, особенно при импульсных записях, близких к разломам, содержащих большую амплитуду импульсов скорости с периодом, близким к периоду вращения ВТ. Эффективное и удобное решение для усиления демпфирующего эффекта ВТ — система усиления демпфирования (ADTS) — заключается в передаче верхнего вращения ветряной турбины на её нижнюю часть с помощью механизма усиленного демпфирования. Возможность применения ADTS подтверждается экспериментально с помощью испытаний на свободную вибрацию, синусоидальное возбуждение и испытания на вибростенде как для неимпульсных, так и для импульсных землетрясений.

В исследовании [16] систематически изучается влияние демпфирования на сейсмическую реакцию конструкций с большим периодом колебаний. Для систем с одной степенью свободы, работающих в течение длительного времени,

добавление демпфирования в среднем уменьшит относительную деформацию и скорость, но увеличит абсолютное ускорение. Однако явление перекрёстного резонанса, то есть увеличение демпфирования приводит к большей реакции конструкции, будет наблюдаться в спектральном смещении или скорости некоторых определённых колебаний грунта, что более выражено при увеличении периодов колебаний конструкции. Целью данного исследования является систематическое изучение влияния демпфирования на долгопериодические структуры, которое состоит из двух частей. В первой части рассматриваются долгопериодические системы SDOF и рассчитываются DMF реальных движений грунта для оценки эффекта демпфирования.

Обсуждается изменение DMFs вместе с коэффициентами демпфирования, и в длиннопериодическом диапазоне выделяются перекрестные явления. Вторая часть касается систем с несколькими степенями свободы (MDOF), проиллюстрированных двумя длиннопролетными вантовыми мостами. Для повышения демпфирования мостовой системы используются линейные вязкостные демпферы (VFD), и оценивается влияние VFD на сейсмостойкость двух мостов. Обсуждаются некоторые важные вопросы, связанные с применением демпфирующих устройств в длиннопериодных конструкциях

В статье [17] выполнена оценка демпфирования восьмиэтажного стального здания с нелинейным масляным демпфером при сильных землетрясениях. Предложен и исследован тип нелинейного масляного демпфера с вязкоупругими полимерными мягкими уплотнениями, который позволяет упростить производство.

В статье [18] рассмотрено снижение вибрации большепролетных мостов с демпфирующими опорами. В этом исследовании предлагается новая концепция дополнительного демпфирования таких мостов для смягчения колебаний за счет демпфирования вращений балки моста во время вертикальных и крутильных колебаний вместо поступательных перемещений, которые ранее были в центре внимания соответствующих исследований. Важным преимуществом этой концепции является то, что во время колебаний повороты мостовой балки вблизи

её концов относительно велики, что обеспечивает достаточное дополнительное демпфирование, а также удобство реализации. Концепция реализуется с помощью демпфирующей аутригеры, состоящей из жёсткой аутригеры, жёстко соединённой с мостовой балкой, и горизонтальных демпферов, соединяющих конец аутригеры с опорой моста или пилонной опорой. Для демонстрации эффекта демпфирования демпфирующих аутригеров на подвесных мостах сначала используется напряжённая балка с ограничениями по вращению.

В работе а Ван Мэн [19] выполнен анализ демпфирования высотных зданий с аутригерами и демпферами с инерцией и отрицательной жёсткостью с учётом взаимодействия грунта и конструкции. В статье анализируют демпфирование затухающих колебаний выносных опор высотных зданий с инерцией и отрицательной жесткостью с учетом взаимодействия грунта и конструкции (SSI). Установлено единое характеристическое уравнение для различных грунтовых условий и выносных систем. Решая унифицированное характеристическое уравнение, можно параметрически исследовать многомодовый эффект демпфирования эффект демпфирования для оценки влияния SSI на высотные здания при установке обычных аутригеров (CO), обычных аутригеров с демпфированием (CDO), аутригеров с демпфированием отрицательной жёсткости (NSDO) и аутригеров с инерционным демпфированием (IDO). Затем оцениваются виброхарактеристики демпфированных систем аутригеров с учётом SSI при ветровых и сейсмических нагрузках. Выделяются два ключевых момента: (i) взаимодействие между качанием грунта и вращением выносных опор в высотных зданиях; (ii) влияние изменения частоты, вызванного SSI, на IDO и NSDO с частотно-зависимыми / независимыми характеристиками. Анализ результатов показывает, что более сильный CO увеличит демпфирующий эффект грунта фундамента, если CO не установлен на нижних этажах. эффект вибрационного режима приведет к тому, что CDO будет сильнее рассеиваться в первом режиме, но ограничит эффект демпфирования CDO в более высоких режимах. IDO может быть эффективным

для целевого режима, но очень чувствителен к эффекту SSI из-за своей зависимости от частоты; повторная оптимизация IDO для правильного приведет к тому, что CDO будет сильнее рассеиваться в первом режиме, но ограничит эффект демпфирования CDO в более высоких режимах. Идо может быть эффективная приманка для ловли в целевой режим, но очень чувствительных к воздействию ССИ благодаря частотно-зависимого объекта; повторной-оптимизация Идо правильного режима вибрации всегда необходим для защиты от ветра и землетрясений. Напротив, эффект демпфирования NSDO менее чувствителен к эффекту SSI и может быть эффективен в нескольких режимах благодаря своей частотно-независимой функции. Например, большая часть поступающей энергии от ветра (более 90 %) и землетрясений (более 70 %) будет рассеиваться NSDO, и такие высокие значения практически не меняются в условиях SSI, что подтверждает, что NSDO может обеспечить эффективный и надёжный контроль над несколькими опасными факторами.

Из-за низкого уровня демпфирования и большой высоты высотные здания, скорее всего, будут подвергаться чрезмерным колебаниям при внешних боковых нагрузках, таких как ветер и землетрясение, что может привести к проблемам с безопасностью (большие смещения), эксплуатационными характеристиками (большие ускорения на этажах и дискомфорт для жильцов) и даже с устойчивостью (остаточная деформация, которую трудно устранить). Чтобы повысить безопасность, эксплуатационные характеристики, устойчивость и даже долговечность высотных зданий, необходимо дополнительное решение для рассеивания энергии. Было признано, что демпфер с настроенной массой (TMD) со вспомогательной массой, прикреплённой с помощью соединительной пружины и демпфера, эффективен для контроля ветровых колебаний высотных зданий; поэтому во многих известных высотных зданиях, таких как башня Джона Хэнкока, Ситикорп-центр, Тайбэй-101 и Шанхайская центральная башня, применение TMD стало реальностью. Тем не менее, эффективность TMD в борьбе с землетрясениями оспаривается уже давно, поскольку известно, что TMD чувствителен к изменению частоты и может быть эффективен только для

целевого режима, но может снижать эффективность при других режимах вибрации. В связи с этим были предприняты большие усилия по использованию активного, полуактивного или адаптивного TMD для обеспечения сейсмостойкости. Например, для контроля крутильных колебаний асимметричных конструкций недавно был предложен двунаправленный полуактивный TMD (BSTMD) с адаптивной жёсткостью, переменной массой и полуактивным демпфированием.

Лин Пао-Чун в статье [20] рассмотрел оптимальную конструкцию системы с несколькими демпфирующими аутригерами, включающими ограничивающие прогиб распорки. Система аутригеров является эффективным решением для смягчения последствий землетрясений для высотных зданий за счет мобилизации осевой жесткости периферийных колонн при сейсмическом воздействии сейсмической энергии. Была предложена концепция демпфированных аутригеров, в которой в систему аутригеров вводятся демпферы для рассеивания. В этом исследовании рассматривается система демпфированных аутригеров с использованием распорок, ограничивающих прогиб (BRB-аутригеры). Эффект выносных опор в сочетании с механизмом рассеивания энергии распорки, препятствующей потере устойчивости (BRB), эффективно снижает сейсмостойкость здания. В этом исследовании предлагаются методы оценки неупругой сейсмостойкости конструкций с несколькими демпфирующими выносными опорами на основе процедуры спектрального анализа (SA). Для конструкции с выносными опорами BRB оптимальными являются такие высоты выносных опор и соотношения между осевой жёсткостью BRB, осевой жёсткостью периферийной колонны и жёсткостью на изгиб основной конструкции, которые минимизируют сейсмическое воздействие. Это является основной целью данного исследования.

В статье [21] исследуется настраиваемый жидкостный демпфер для снижения вибрации сейсмоактивных конструкций на мягком грунте. Целью исследования является изучение потенциала использования настраиваемого жидкостного демпфера (TLD) в качестве меры по смягчению последствий для

уменьшения повреждений конструкций на мягком грунте. Демпфирующие экраны устанавливаются в TLD в качестве устройства для демпфирования потока (FDD) для повышения способности рассеивать энергию. Для моделирования взаимодействия жидкости и резервуара используется эквивалентная модель импульсных и конвективных масс, в то время как модель конуса используется для моделирования грунта под несущими фундаментами.

В работе [22] выполнено численное моделирование и экспериментальная проверка гибридного демпфера с квадратичным затуханием скорости для контроля вибрации высотных зданий. Гибридные массовые демпферы (ГМД), которые сочетают в себе настраиваемые массовые демпферы с активными массовыми демпферами (АМД), установленными сверху, используются для контроля вибрации в высотных зданиях. Однако при различных нагрузках ход и сила управления ГМД могут превышать их расчётные пределы, что потенциально снижает эффективность управления. Типично ограниченное внутреннее пространство высотных конструкций ещё больше усугубляет эту проблему. Для решения этой проблемы в данном исследовании предлагается НМД с демпфированием в квадрате скорости (VSD-HMD), который сочетает в себе устройство демпфирования в квадрате скорости (VSDD) с АМД. Создана численная модель башни Canton Tower, управляемой VSD-HMD, и представлено оптимальное соотношение между силой и скоростью VSDD. Для оценки производительности системы с использованием линейно-квадратичной гауссовой стратегии управления.

Ли Мао в статье [23] предложил новый пассивный вязкостный демпфер с переменным коэффициентом демпфирования, зависящим от скорости, и подтверждён испытаниями. Разработал численную модель вязкостного демпфера с переменным демпфированием, выполнил структурный анализ высотного здания с вязкостным гасителем колебаний переменной степени демпфирования, подвергнутого ветровой нагрузке. Высотные здания подвержены низкочастотным колебаниям, вызванным ветровой нагрузкой, и традиционный вязкостный демпфер с постоянным коэффициентом затухания

(CDVD) не справляется с эффективным подавлением колебаний высотных зданий при ветровых нагрузках из-за постоянного коэффициента затухания. Для решения этой проблемы был разработан и изготовлен новый вязкостный демпфер с переменным коэффициентом затухания (VDVD). Для оценки характеристик переменного затухания при различных скоростях были проведены испытания. Эффективность управления VDVD в высотных зданиях при ветровых нагрузках с переменным давлением ветра смоделирована и проанализирована в сравнении с CDVD.

Лю Вэй в статье [24] предлагает сейсмический контроль конструкций, изолированных от основания, с использованием не зависящих от скорости демпфирующих устройств: модель инерционно-вязкого демпфера с отрицательной жёсткостью Максвелла — Вейхерта (IvNsMW) и модель инерционно-вязкого демпфера RILD. Эти модели различаются по способу соединения инерционного и вязкостного демпферов. Представлен метод прямого расчёта для определения коэффициентов этих двух устройств. Эффективность предложенных устройств на основе RILD для сейсмоизоляции низкочастотных конструкций была изучена на примере многоэтажного здания с изолированным фундаментом. Результаты показывают, что предложенные устройства на основе RILD являются перспективными инструментами для контроля смещения и ускорения низкочастотных конструкций.

Шаленный В. Т. в патенте на изобретение [25] представил кинематическую трубобетонную сейсмоизолирующую опору на монолитном железобетонном фундаменте. Кинематическая трубобетонная сейсмоизолирующая опора на монолитном железобетонном фундаменте, состоящая из колонны в трубобетонном варианте и шарнирных узлов, составляющих с гасителями колебаний единое целое, выполненных из стальных листов прокатной стали, размещенных в нижней и верхней частях колонны, причем гасители одновременно являются поглотителями энергии и ограничителями горизонтальных и вертикальных перемещений, а также закладной детали

фундамента со слоем подливки между ними, отличающаяся тем, что гаситель колебаний снабжен промежуточной шайбой из мягкого металла, а упомянутая закладная деталь фундамента - кольцевой прокладкой, выполненной из упругого материала, зафиксированной в пространстве между ней и ограничителем перемещений.

Е.В. Денисов в своей статье [26] рассматривает проблему демпфирования колебаний строительных конструкций. На основе анализа математической модели системы с двумя степенями свободы предложена конструкция гасителя колебаний элементов балочного типа, установленных при реконструкции на фасаде ДП КСКЦ «Концерн Стирол». Согласно архитектурной идее фасада данные элементы представляют несвязанные между собой консоли вылетом 6–7 м и подвержены эффектам вихревого возбуждения колебаний в ветровом потоке, при которых могут возникать устойчивые вибрации повышенного уровня поперек ветрового потока. Произведены натурные динамические испытания работы конструкций с гасителями колебаний и без них с целью получения информации об эффективности применения предложенных устройств.

В [27] проведен сравнительный анализ работы одномассового осциллятора и монолитного железобетонного здания с сейсмоизоляцией в виде скользящего пояса в уровне фундамента, резинометаллических и маятниковых скользящих опор при сейсмическом воздействии. При проведении исследования использовался прямой динамический метод, основанный на явной схеме интегрирования уравнения движения (метод центральных разностей). Получены графики относительных сдвиговых перемещений нижнего, среднего и верхнего яруса пяти- и шестнадцатиэтажного здания с резинометаллическими и маятниковыми скользящими опорами, скользящим поясом в уровне фундамента, а также картины с изополями интенсивности напряжений для всего здания и наиболее нагруженного этажа. Анализ полученных результатов показал, что для рассматриваемых ситуаций, эффективность применения сейсмоизолирующего скользящего пояса уступает эффективности резинометаллических и маятниковых скользящих опор. Однако, принимая во внимание относительную

простоту конструкции, устройства, обслуживания и сметную стоимость скользящего пояса, данный вид сейсмоизоляции может конкурировать с резинометаллическими и маятниковыми скользящими опорами.

Статья [28] посвящена моделированию динамического поведения стержней, выполненных из полимер-композитных материалов. В качестве модели внутреннего трения материала используется модель нелокального демпфирования. Колебательный процесс рассматривается на примере стержня, жёстко заземлённого по концам. Уравнение движения стержня, построенное с учётом нелокального демпфирования, решается методом Бубнова-Галёркина. Определяется количество форм собственных колебаний, учёт которых необходим для достижения требуемой точности расчёта. В статье рассматривается влияние изменения параметров модели нелокального демпфирования на характеристики процесса колебаний стержня под действием детерминированной периодической нагрузки. Процесс калибровки модели нелокального демпфирования, заключается в определении её параметра на основании данных численного эксперимента. В качестве численного эксперимента использовались результаты трёхмерного конечно-элементного моделирования колебаний стержня, выполненного из терморезистивного винилэфирного стеклопластика, загруженного мгновенно приложенной

равномерно распределённой нагрузкой. Трёхмерная конечно-элементная модель стержня была построена в расчётном комплексе с учётом ортотропных свойств композитного материала. Достоверность откалиброванной модели подтверждалась на стержнях с изменёнными геометрическими характеристиками. Результаты, приведённые в статье, получены в ходе диссертационного исследования, выполненного автором.

В работе [29] ставилась задача разработки методов, алгоритмов и программного обеспечения для решения задач оптимального гашения колебаний сосредоточенных и распределенных систем по различным критериям при действующих возмущениях из заданного класса. В диссертации решалась задача о предельных возможностях виброзащиты в системах с сосредоточенными и

распределенными параметрами для класса внешних воздействий. Решена двухкритериальная задача гашения колебаний консольной балки с помощью безмассового активного динамического гасителя. Решена двухкритериальная задача оптимального гашения колебаний систем с распределенными параметрами с помощью пьезоэлектрических актюаторов.

В [30] разбираются плюсовые и минусовые качества различных способов гашения колебаний упругих амортизаторов, виброгасителей ударного действия, демпферов вязкого трения, резино-металлических опор и т.п. В частности, по демпферам вязкого трения отмечено: гидравлические демпферы в основном выполняются в виде поршневых и дроссельных. Основные их преимущества: хорошее демпфирование; линейная зависимость вязкого сопротивления, от скорости колебаний. К недостаткам следует отнести: большой температурный коэффициент вязкости рабочей жидкости; возможные при больших нагрузках кавитационные разрывы жидкости, нарушающие гармонический характер колебаний.

В [31] проводится экспериментальное сравнение локальных и модальных систем управления изгибными колебаниями балки. Приведено численное исследование локальных и модальных систем управления и различных вариантов моделирования пьезоэлементов. Приведен алгоритм численного решения задачи о колебаниях шарнирно-опертой балки.

В [32] ставилась цель: повысить производительность подъёмно-транспортных механизмов путём оптимизации цикла транспортировки. Для этого разработана система гашения колебаний груза при его перемещении для мостового подъёмного крана.

В [33] разработана математическая модель вибростенда с инерционным возбуждением и предложены аналитические соотношения. Для оценки динамических свойств вводится передаточная функция межпарциальных связей. Настройка вибрационного поля осуществляется путем выбора массоинерционных параметров, связанных с моментом инерции рабочего стола, его массой и расположением центра тяжести. Для контроля параметров

динамического состояния механической колебательной системы используются передаточные функции и частотные характеристики. Концепция управления параметрами вибрационного поля основана на использовании эффектов динамического гашения колебаний. Получены условия для снижения нагрузок на возбудитель и обеспечения необходимого уровня управляемости в выборе параметров вибрационного поля рабочей зоны вибростола. Предлагается методика расчета. Приведены результаты численного эксперимента.

В [34] рассмотрен процесс вибрационного гашения колебаний сосредоточенного тела посредством динамического ударного виброгасителя, содержащего систему последовательных ударных пар, в которых соударяющиеся элементы представляют собой магниты. Рассмотрено влияние выбора проектируемых параметров виброгасителя на колебания тела. Описаны особенности настройки системы в режим широкой полосы виброгашения. Ключевые слова: динамическое гашение колебаний, магнитная ударная пара, последовательные ударные пары, сила ударного взаимодействия. Работа выполнена при финансовой поддержке Российского научного фонда (проект №19- 19-00065).

В [35] рассматривается задача о снижении уровня вибраций на лапах электрических машин с помощью динамических гасителей колебаний. Для этого лапа электрических машин представляется в виде подамортизированного твердого тела с шестью степенями свободы, установленного на вязкоупругих опорах. Как известно, суть метода динамического гашения колебаний заключается в том, чтобы за счет присоединения к объекту виброзащиты дополнительных устройств (массы) добиться изменения его вибрационных характеристик. Целью работы является разработка алгоритмов и комплекса программ для исследования динамических характеристик механических систем с конечным числом степеней свободы.

В [36] анализируется возможность гашения маятниковых колебаний груза, перемещаемого краном мостового типа с релейным приводом при единичном включении привода на разгон и последующем единичном торможении до

нулевой скорости с постоянными ускорениями. Приводятся результаты исследования влияния постоянных значений ускорений разгона, торможения и максимальной скорости движения привода отдельной управляемой координаты мостового крана на время перемещения, длину перемещения и остаточную амплитуду колебаний груза при условии минимизации последней. Рассматривается расчетный случай минимального возможного единичного включения привода на разгон и единичного выключения привода при торможении.

В исследовании [37] предлагается использовать дополнительные устройства рассеивания массы (AMD) для управления нелинейными динамическими характеристиками. Концепция AMD предполагает установку вспомогательной системы демпфирования массы поверх основной конструкции. Разработан аналитический подход для определения оптимальных конструктивных параметров AMD для линейных и нелинейных систем с одной степенью свободы с использованием методов оптимизации H_2 и H_∞ . Для оценки возможностей снижения динамических характеристик используются методы передаточной функции и гармонического баланса. По сравнению с оптимально спроектированными устройствами по более ранней технологии, предлагаемые AMD с оптимизацией H_2 и H_∞ демонстрируют значительно более эффективное снижение вибрации, достигая снижения динамических характеристик на 77 % и 73,71 % соответственно. Численная проверка Newmark-beta подтверждает, что AMDs превосходят CTMDs на 16,06 % в плане минимизации вибраций конструкции. Новая концепция AMD в сочетании с разработанными оптимальными конструктивными решениями предлагает высокоэффективную стратегию контроля вибрации как для линейных, так и для нелинейных конструктивных систем, подверженных гармоническим и случайным воздействиям. Это аналитическое решение открывает путь для практического применения AMD для повышения безопасности конструкций и долговечности при воздействии внешних динамических нагрузок.

В работе [38] были изучены следующие виды дополнительных

демпфирующих устройств: фрикционные демпфирующие устройства (FDD), металлические демпфирующие устройства (MDD), вязкоупругие устройства (VED) и устройства для работы с вязкой жидкостью (VFD). Несмотря на то, что доступны механизмы установки нескольких устройств, в этой статье более подробно рассматриваются методы установки устройств. В этой статье описывается стандартная методика установки, т.е. метод Лавана Такеваки (LTt), и простой алгоритм последовательного поиска (SSSA).

В [39] предлагается новая регулируемая жидкостная заслонка с демпфирующей сеткой и наклонным дном (DNS-TLD) в качестве альтернативы традиционной регулируемой жидкостной заслонке (TLD). Затем проводится сейсродинамический временной анализ многоэтажного сооружения, оснащенного DNS-TLD, для проверки его эффективности при фактическом контроле снижения сейсмической нагрузки на конструкцию. Как испытания на вибростолe, так и результаты численного моделирования демонстрируют, что DNS-TLD превосходит другие типы TLD с точки зрения демпфирующих характеристик, эффективности, надежности и инженерной применимости.

В [40] в качестве элемента регулировки жесткости, является сплав с памятью формы (SMA). В данном исследовании для устранения вибрации в неподвижной балке использовались пружины, изготовленные из сплава с эффектом памяти формы. Вместо обычной пружины была использована пружина SMA с массой, и эксперименты проводились на различных частотах. Было проведено сравнение результатов анализа гармонического отклика в диапазоне частот. Экспериментальные и аналитические результаты хорошо согласуются, когда для эффективного демпфирования системы используется одна пружина SMA или две пружины SMA, соединенные параллельно или последовательно. Результаты этой работы могут быть использованы в качестве ориентира при проектировании амортизатора с нитиноловой (с памятью) пружиной в качестве компонента настройки жесткости в условиях, когда требуется плавная и непрерывная настройка амортизатора.

В [41] заключается, что надежная оценка сейсмических характеристик

конструкций требует количественной оценки случайных и эпистемологических неопределенностей параметров системы. Сначала формируется современная численная модель с полной пространственной параметризацией ее прочностных свойств и свойств пластической деформации. Эмпирические зависимости, полученные на основе экспериментальных данных, используются для моделирования циклического поведения стальных профилей с использованием вероятностно распределенных параметров, которые включают внутри- и межкомпонентную корреляцию. Наконец, для точной оценки сейсмических характеристик модели под влиянием неопределенностей используются пошаговый динамический анализ и моделирование методом Монте-Карло.

В статье [42] представлена стратегия контроля вибрации мостов, которая включает в себя внедрение инерционного усилителя для снижения вибрации, вызываемой поездом. В исследовании всесторонне оценивается эффективность двух типов вибропоглотителей, а именно пружинно-массового резонатора (SMR) и инерционных усилителей (IA), с использованием безразмерной структуры, основанной на механике. В дальнейшем в исследовании использовался адаптивный генетический алгоритм эвристического поиска (GA) для определения оптимальных конструктивных параметров предлагаемых вибропоглотителей.

В статье [43] обычные строительные материалы, такие как сталь и бетон, могут демонстрировать неадекватные эксплуатационные характеристики в виде коррозии, износа, окисления и т.д. Сплавы с памятью формы (SMA) - это новые металлы, обладающие отличительными свойствами и желательным потенциалом для преодоления недостатков существующих конструкционных материалов и позволяющие конструкции более эффективно переносить повреждения. Эффект памяти формы (SME) и псевдоупругость (PE) были наиболее привлекательными характеристиками, на которые обратили внимание ученые среди различных свойств, присущих SMA. SME позволяет материалу сохранять свою первоначальную форму после сильной деформации, в то время как PE-свойства SMAs обеспечивают широкий диапазон деформации при

одновременном снижении значительного количества возможных напряжений. Такие свойства являются следствием фазового превращения. Было проведено множество исследований по моделированию и применению SMAS в конструкционных системах, позволяющих выдерживать прикладываемые динамические нагрузки в виде активных, пассивных и гибридных систем контроля вибрации. Целью данной статьи является представление обзора приложений на основе SMA и наиболее часто используемого структурного моделирования, а также их ограничений в устройствах контроля вибрации конструкций и сейсмоизоляции.

В исследовании [44] представлена оптимальная стратегия проектирования для снижения сейсмических воздействий в современных конструкциях за счет стратегического использования гидровязких демпферов (FVD) и вязкостных стеновых демпферов (VWD). Задача оптимизации сформулирована таким образом, чтобы минимизировать скалярную сумму трех составляющих: количества амортизаторов, общего коэффициента смещения между этажами и абсолютного ускорения от пола. Конструктивные параметры определяют типы амортизаторов и их расположение в конструкции. Для эффективного решения этой задачи оптимизации был внедрен и применен алгоритм расширенного поиска симбиотических организмов (ExSOS), включающий изменения на трех этапах. Численные примеры на полномасштабных моделях 10-этажных зданий. Полученные результаты подчеркивают важность точной настройки распределения и количества демпферов для достижения оптимальных сейсмических характеристик, что указывает на потенциальную применимость к более крупным или сложным сооружениям.

В статье [45] показывается, что вибрация и динамическая нестабильность по-прежнему являются постоянными проблемами, которые накладывают некоторые ограничения на технологию турбин. В этом документе представлен критический и актуальный обзор проблем вибрации ветряных турбин и стратегий борьбы с ней, а также комплексный анализ событий, произошедших с 2015 года по настоящее время. Обзор охватывает всестороннее изучение

проблем, связанных с вибрациями ветряных турбин, и рассматривает как существующие, так и появляющиеся решения, включая устройства и инновации с открытым исходным кодом, обеспечивая современную основу для дальнейших исследований и разработки динамических методов и методов контроля вибрации в контексте ветроэнергетики.

В [46] представлен полуактивный электромеханический гаситель колебаний массы (SATMD), состоящий из комбинированного пружинно-пьезоэлектрического устройства, подключенного к внешней резистивно-индуктивной электрической цепи, предназначенный для обеспечения надежных возможностей мультимодального подавления вибрации в больших гибких конструкциях. Комбинированное пружинно-пьезоэлектрическое устройство обеспечивает жесткость резонансной массы, а также электромеханическое преобразование энергии и связь. Разработана структурная динамическая модель суперпозиции режимов пониженного порядка, связанная с устройством SATMD и электрической схемой шунтирования RL, для моделирования реакции интегрированной структурной системы. Возможности предлагаемого SATMD по широкополосному подавлению вибраций были оценены численно и экспериментально на упрощенной модели планера в уменьшенном масштабе. Получена очень хорошая корреляция между численными и измеренными результатами. Результаты показывают, что конфигурация SATMD с дополнительной массой, равной 1% от массы конструкции, и комбинированным резистивно-индуктивным сопротивлением обеспечивает существенное одновременное подавление вибрации в диапазоне трех низкочастотных режимов конструкции и может быть легко перенастроена с учетом изменений параметров конструкции и нагрузки в полете

В [47] констатируется, что снижение вибраций конструкции является одной из основных задач при управлении конструкцией. Для этой цели предлагаются различные методы управления. Среди множества методов управления полуактивные являются очень привлекательными и выгодными, поскольку они требуют минимального количества энергии, но при этом

способны значительно уменьшить смещения конструкции. В этой статье поведение конструкции, оснащенной новым типом полуактивного настраиваемого демпфера массы, называемого SADA-TMD, сравнивается с поведением конструкции, оснащенной активным настраиваемым демпфером массы (ATMD). SADA-TMD - это TMD, оснащенный полуактивным демпферным приводом (SADA). Это устройство может поглощать энергию, передаваемую на обычный TMD во время землетрясений, и использовать его в качестве привода; оно также может гасить любую часть этой поглощенной энергии. Для сравнения было проведено численное моделирование многоэтажного здания. Производительность SADA-TMD и ATMD управляется контроллером с нечеткой логикой (FLC). Преимущества использования SADA-TMD для уменьшения структурных реакций показаны на иллюстрациях и численных результатах. Однако результаты, полученные при применении SADA-TMD, можно сравнить с результатами использования активных демпферов массы (ATMD), поскольку SADA-TMD является полуактивным устройством, потребляемая мощность которого значительно ниже, чем у ATMD. Следует отметить, что, поскольку SADA-TMD может работать от аккумулятора, он более надежен, чем ATMD, во время сильных землетрясений, поскольку источник энергии, необходимый для активного привода, может выйти из строя во время этих землетрясений.

В статье [48] исследуются нелинейные вибрационные характеристики тонкой пластины из многослойного металлического волокна (FMLTP), обработанной накладками с ограниченным демпфирующим слоем (CLD). Кроме того, на основе нелинейной теории материалов Джонса-Нельсона и геометрической нелинейной теории Кармана создана теоретическая модель для FMLTP с участками CLD, учитывающая нелинейность материала. Используя энергетический метод, формулируется уравнение энергии и методом Ньютона-Рафсона итеративно определяются нелинейные собственные частоты и вибрационные характеристики исследуемой конструкции при различных амплитудах возбуждения. Кроме того, с использованием метода комплексного

модуля рассчитываются коэффициенты демпфирования. Для проверки эффективности модели была сконструирована соответствующая система тестирования, и испытания были проведены на 5-слойном TA2/TC500 FMLTP, обработанном двумя пластырями CLD. Результаты испытаний показали отличное соответствие теоретическим результатам. Наконец, обсуждается влияние различных методов обработки пластырей CLD на вибрационные характеристики FMLTP.

В [49] в сочетании с адаптивным маятниковым амортизатором переменного трения (AVFPI) предлагается простая и практичная механическая модель. После применения механической модели с моделью влияния, зависящей от трения, предложена усовершенствованная процедура анализа спектра отклика (IRS) для маятниковых изолирующих систем с переменным трением. Примечательно, что предложенная процедура позволяет учитывать влияние изменений скорости, температуры и давления на характеристики трения без необходимости анализа истории нелинейных откликов (NRHA). Процедура начинается с получения численной модели зависимости трения с помощью исследований фрикционных материалов, затем переходят к проверке надежности как зависимости трения, так и механической модели с помощью испытаний прототипа AVFPIs. Неспособность учесть влияние зависимости от трения в условиях высоких температур приводит к недооценке смещения скольжения изолятора и последующему увеличению частоты отказов. Широко используемые в настоящее время фрикционные материалы из политетрафторэтилена (PTFE) демонстрируют сильную зависимость от трения и, как следствие, вызывают относительно большие смещения при низких и высоких температурах.

В [50] представлен геометрический подход для проектирования и определения размеров инерционных демпферов, которые будут применяться к мультимодальным структурным генераторам колебаний. Их демпфирующий эффект зависит от того факта, что отклик вторичного генератора колебаний (демпфера) задерживает отклик основной массы, подлежащей управлению, на

90°, так что упругая сила, передаваемая демпфером, превращается в вязкую силу, действующую на управляемый генератор колебаний. Когда возникает такое условие, мы говорим, что демпфер "настроен" на основной генератор; демпфирование, создаваемое демпфером, невелико и служит лишь для ограничения смещения основного генератора. Такой геометрический подход представляет собой метод, язык которого близок к языку строительной механики, что позволяет профессионалам: (i) определять параметры демпфера; и (ii) оценивать устойчивость демпфируемой системы и пределы ее производительности. Целью разработки является изучение использования демпферов для управления начальными режимами реагирования зданий на горизонтальные сейсмические и аэродинамические нагрузки. Введя концепцию одномассивного генератора, эквивалентного заданному режиму вибрации, мы разработали мультимодальную многоамперную модель, которую затем используем для выполнения численных оценок. В связи с изменением ширины полосы пропускания и интенсивности внешнего воздействия рассматривается несколько стратегий управления (включая изменение количества и положения заслонок). В работе обсуждаются преимущества и ограничения этого пассивного подхода к управлению конструкцией.

В [51] отмечается, что вязкоупругие демпферы (VED) привлекли к себе значительное внимание в последние десятилетия из-за их огромного потенциала в области контроля вибрации строительных конструкций. Однако из-за того, что температура и частота существенно влияют на характеристики VED, их широкое применение затруднено. Расширение температурного диапазона демпфирования матричных вязкоупругих демпфирующих материалов (VDMS) является ключом к расширению их применения. Развитие полимерных и наноматериалов открывает новые возможности для повышения демпфирующих характеристик VDMS. Более того, в расчетных моделях также следует учитывать различные влияющие факторы. Таким образом, в этой статье критически рассматриваются современные исследования в области технологий модификации VDMS. Кроме того, в этой статье всесторонне обобщены линейные и нелинейные

определяющие модели VDMS. Кроме того, предлагаются разработки VDMs. Наконец, рассматриваются тенденции и направления развития VDMs и VEDs.

В исследовании [52] в основном рассматривается совместное воздействие землетрясения и ударной нагрузки на железобетонную конструкцию. Вызванные землетрясением вибрации конструкции усиливаются после ударной нагрузки. Также проводится параметрическое исследование конструкции с учетом возможных сочетаний нагрузок от землетрясения и взрыва. Кроме того, в этом исследовании обсуждается численное решение вышеупомянутой проблемы, которое укрепляет фундаментальные знания и дает инженерам-строителям более глубокое представление о сценарии многопараметрической нагрузки, рассмотренной в этом исследовании

В статье [53] делается попытка нащупать общий подход к сейсмостойкости: с фундаментальной динамикой и стратегиями управления сейсмостойкими конструкциями, уделяя особое внимание влиянию возбуждения и нелинейным эффектам. Сначала рассматривается фундаментальная структурная динамика с управляющими силами при сейсмическом возбуждении. Затем, в качестве базовой стратегии управления конструкциями, рассматриваются эффекты линейных законов управления с обратной связью. Далее, вводя наименьший квадратичный регулятор (LQR), учитывающий влияние возбуждения, управление с наименьшей потребляемой энергией и LQR на короткий промежуток времени при заданной информации о возбуждении, разъясняются роли FB, мгновенной контрреакции и прямой связи (FF). Кроме того, делается вывод о том, что трудно однозначно решить задачи оптимизации с учетом ограничения усилия управления, и уравнения Эйлера для оптимального управления переменными элементами становятся нелинейными. Также показано, что можно построить расширенный закон управления FB, используя модель уравнения состояния для информации о возбуждении. В этом случае ожидается не только дополнительный эффект демпфирования, но и диссонансный эффект при сейсмическом возбуждении. Кроме того, вводятся достаточные условия устойчивости для нелинейных законов управления.

В работах [54..56] рассматривалась работа ленточно-тросового гасителя колебаний с программной и практической точки зрения. В [57] определялось наиболее эффективное направление силы, действующей в тросе на защищаемый узел. В [58] оцениваются оптимальные по величине внешние силовые воздействия через ленточно-тросовую систему на защищаемые узлы с целью подбора параметров гасителей, для генерации внутренних сил противодействия колебательным движениям. В работах [59..64] анализировалась работа реактивных гасителей при сейсмических нагрузках. При этом для решения исходных систем уравнений движения применялись прямые шаговые методы. В исследовании [65] разбирается методика построения, упрощения, а также аналитического и численного решений системы дифференциальных уравнений движения при кинематическом возбуждении колебаний. В статьях [66-67] приведены вывод соотношений МКЭ для композитного стержня с пластическими накладками и иллюстрации гашения колебаний плоских и пространственных стальных стержневых систем, вызванных стационарными и нестационарными воздействиями природного и техногенного характера, включая действие нерегулярных импульсов. При этом практическая борьба с развитием колебаний осуществляется при помощи алюминиевых полосовых накладок - устройств гашения колебаний пассивного типа: генераторов моментов сопротивления движению для гашения и низкочастотных и высокочастотных колебаний. Показано, что данная система гашения работает на всем спектре колебаний. Высокая эффективность разработанных устройств подтверждается данными экспериментальных исследований.

Выводы.

Курильские острова и Сахалин, полуостров Камчатка, Северный Кавказ и побережье Чёрного моря, Забайкалье, Алтай и Тыва, Якутия – сейсмоопасные районы на территории России, т.е. районы где периодически происходят землетрясения. Землетрясения характеризуются мощными колебаниями земной поверхности, вызываемыми внезапным высвобождением

значительного количества энергии в недрах планеты, что может повлечь серьезные разрушения зданий и сооружений.

Полноценное решение проблемы сохранности зданий и сооружений может быть достигнуто за счет двух основных направлений: обеспечения сейсмостойкости зданий и сооружений на этапе проектирования, а также неукоснительного соблюдения строительных норм и требований к качеству и содержанию выполнения работ. При этом, на стадии проектирования необходимо не только проводить пространственный сейсмический расчет всех многоэтажных зданий, но и обеспечить их системами гашения колебаний.

Анализ научных исследований в области демпфирования сейсмических колебаний свидетельствует о значительных усилиях, направленных на защиту зданий и сооружений от динамических нагрузок. Однако, по-прежнему остается недостаточно изученным ряд аспектов этой проблемы.

Библиографический список:

1. Ju-Seong Jung. Seismic capacity evaluation of a reinforced concrete frame infilled with precast modular block wall for enhancing the horizontal load / Ju-Seong Jung, Chul-Seung Kwak, Woo-Young Lim, Kang-Seok Lee // Journal of Building Engineering Volume 97, 15 November 2024. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2352710224025294>

2. Mohammad Froozanfar. Review of self-centering rocking systems for earthquake-resistant building structures: State of the art / Mohammad Froozanfar, Saber Moradi, Reza Kianoush, Matthew S. Speicher, Luigi Di Sarno // Journal of Building Engineering. Volume 84, 1 May 2024. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S235271022400175X>

3. Aldo Milone. Seismic upgrade of a non-code compliant multi-storey steel building: A case study / Aldo Milone, Roberto Tartaglia, Mario D'Aniello, Raffaele Landolfo // Journal of Building Engineering. Volume 95, 15 October 2024. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2352710224017194>

4. Jiajun Tan. Evaluation of wind-induced effect on seismically isolated super high-rise building based on integrated seismic isolation design method: A case study / Jiajun Tan, Ping Tan, Jiurong Wu, Demin Feng // Journal of Building Engineering. Volume 76, 1 October 2023. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S2352710223014559>
5. Younes Achaoui. Seismic waves damping with arrays of inertial resonators / Younes Achaoui, Bogdan Ungureanu, Stefan Enoch, Stéphane Brûlé, Sébastien Guenneau // Extreme Mechanics Letters. Volume 8, September 2016 URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2352431616300281>
6. Kai Yang. Frame jack-enhanced viscous damping approach for efficient seismic response mitigation of airport control towers / Kai Yang, Zhenhua Xu, Yijia Ma, Minjun Wu, Zhipeng Zhao, Chao Luo // Structures. Volume 66, August 2024. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2352012424010117>
7. Ruisheng Ma. Inerter-based damping isolation system for vibration control of offshore platforms subjected to ground motions / Ruisheng Ma, Kaiming Bi, Haoran Zuo, Xiuli Du // Ocean Engineering. Volume 280, 15 July 2023. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0029801823011101>
8. O.A. Burtseva. Roller Seismic Impact Oscillation Neutralization System for High-rise Buildings / O.A. Burtseva, A.N. Tkachev, S.A. Chipko // Procedia Engineering. Volume 129, 2015. URL: https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1877705815039302?ref=pdf_download&fr=RR-2&rr=8d74c92eac29e313
9. Stefano Sorace. Seismic assessment and dissipative bracing retrofit-based protection of infills and partitions in RC structures / Stefano Sorace, Iacopo Costoli, Gloria Terenzi // Engineering Structures. Volume 281, 15 April 2023. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029623001955>
10. Zengshun Chen. Machine-learning prediction of aerodynamic damping for buildings and structures undergoing flow-induced vibrations / Zengshun Chen a, Likai Zhang, Ke Li, Xuanyi Xue, Xuelin Zhang, Bubryur Kim, Cruz Y. Li // Journal

of Building Engineering. Volume 63, Part A, 1 January 2023. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S2352710222013808>

11. Olga Poddaeva. Damping capacity of materials and its effect on the dynamic behavior of structures. Review / Olga Poddaeva, Anastasia Fedosova // Energy Reports. Volume 7, Supplement 5, November 2021. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2352484721005849>

12. O. Casablanca. Periodic foundation piles for the seismic protection of structures / O. Casablanca // Soil Dynamics and Earthquake Engineering. Volume 182, July 2024. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S026772612400294X>

13. L. Zoccolini. Fluid Viscous Dampers for seismic protection of bridges: a State of the Art / L. Zoccolini, E. Bruschi, C. Pettorruso, D. Rossi, V. Quaglini // Procedia Structural Integrity. Volume 62, 2024. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2452321624006784>

14. Bingzhe Zhang. Seismic damage assessment of bonded versus unbonded laminated rubber bearings: A deep learning perspective / Bingzhe Zhang, Guanya Lu, Cancan Yang, Mingsai Xu, Kehai Wang // Engineering Structures. Volume 321, 15 December 2024. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S014102962401558X>

15. Pi-Guang Wang. Experimental and numerical investigations on seismic responses of wind turbine structures with amplifying damping transfer system / Pi-Guang Wang, Hai-Qiang Lu, Meng Wang, Satish Nagarajaiah, Xiu-Li Du // Soil Dynamics and Earthquake Engineering. Volume 175, December 2023. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0267726123005225>

16. Jiang Yi. Effect of damping on the seismic response of long-period structures considering crossover phenomena / Jiang Yi, WenJing Xu // Engineering Structures. Volume 293, 15 October 2023. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0141029623010428>

17. Yunjia Tong. Damping evaluation of an eight-story steel building with nonlinear oil damper under strong earthquakes / Yunjia Tong, Songtao Xue, Liyu Xie, Hesheng Tang // Journal of Building Engineering. Volume 67, 15 May 2023. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S2352710223001833>
18. Lin Chen. Vibration mitigation of long-span bridges with damped outriggers / Lin Chen, Zhanhang Liu, Satish Nagarajaiah, Limin Sun, Lin Zhao, Wei Cui // Engineering Structures. Volume 271, 15 November 2022. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0141029622009506>
19. Meng Wang. Damping dissipation analysis of damped outrigger tall buildings with inerter and negative stiffness considering soil-structure-interaction / Meng Wang, Chao Liu, Mi Zhao, Fei-Fei Sun, Satish Nagarajaiah, Xiu-Li Du // Journal of Building Engineering. Volume 88, 1 July 2024. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S2352710224007939>
20. Pao-Chun Lin. Optimal design of multiple damped-outrigger system incorporating buckling-restrained braces / Pao-Chun Lin, Toru Takeuchi, Ryota Matsui // Engineering Structures. Volume 194, 1 September 2019. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029619303438>
21. Ayman Abd-Elhamed. Tuned liquid damper for vibration mitigation of seismic-excited structures on soft soil / Ayman Abd-Elhamed, Mohamed Tolan // Alexandria Engineering Journal. Volume 61, Issue 12, December 2022. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1110016822002253>
22. Zhenfeng Lai. Numerical simulation and experimental verification of a velocity-squared damping hybrid mass damper for vibration control of high-rise buildings / Zhenfeng Lai, Yanhui Liu, Zhipeng Zhai, Huating Chen, Jianhui Wang // Engineering Structures. Volume 312, 1 August 2024. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029624007818>
23. Mao Li. A variable damping viscous damper for control of buildings under wind loading / Mao Li, Mingmei Shi, Weiqing Fu // Journal of Building

Engineering. Volume 97, 15 November 2024. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S2352710224025282>

24. Wei Liu. Seismic control of base-isolated structures using rate-independent damping devices / Wei Liu, Yi-Qing Ni, Kohju Ikago, Wai Kei Ao // Journal of Building Engineering. Volume 78, 1 November 2023. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S2352710223019241>

25. Шаленный В.Т. Кинематическая трубобетонная сейсмоизолирующая опора на монолитном железобетонном фундаменте / Шаленный В.Т., Андронов А.В., Семенов С.Ю., Жаринов В.Д. // Патент на изобретение №2773487. 2022. URL: <https://science.cfuv.ru/wp-content/uploads/2022/07/Буклет-Строительные-тех.-№-13-2022.pdf>

26. Денисов Е.В. Динамический гаситель колебаний длинномерных конструкций балочного типа / Е.В. Денисов, С.А. Фоменко. // Механика. Научные исследования и учебно-методические разработки. Выпуск 8. 2014. URL: <http://elib.bsut.by/bitstream/handle/123456789/3488/Денисов%20Е.%20В.%20Динамический%20гаситель%20колебаний.pdf?sequence=1&isAllowed=y>

27. Мкртычев О.В. Железобетонные здания с сейсмоизолирующим скользящим поясом в уровне фундамента/ Олег Вартанович МКРТЫЧЕВ, Салима Рафиловна МИНГАЗОВА //Промышленное и гражданское строительство, 2023, №4 с. 9-15 УДК 624.012.4:624.92:699.841 doi: 10.33622/0869-7019.2023.04.09-15

28. Шепитько Е.С. Калибровка модели нелокального демпфирования материала с использованием данных численного эксперимента // Интернет-журнал «Транспортные сооружения», 2019 №3,

<https://t-s.today/PDF/16SATS319.pdf> (доступ свободный). Загл. с экрана. Яз. рус., англ. DOI:10.15862/16SATS319A

29. Петраков Егор Владимирович. Оптимальное гашение колебаний механических систем с распределенными параметрами // Диссертация на соискание ученой степени кандидата физико-математических наук. 01.02.06 - Динамика, прочность машин, приборов и аппаратуры

30. Катпин А. Краткий обзор устройств гашения колебаний / Катпин А., Мойзес //XX Международная научно-практическая конференция «Современные техника и технологии».-Томский политехнический университет, г. Томск
31. Федотов Александр Васильевич. Гашение колебаний в распределенных упругих системах с использованием пьезоэлектрических сенсоров и актуаторов // Диссертация на соискание уч. степени к.т.н. по специальности 05.11.16, - Санкт- Петербург. - 2020
32. Федорещенко Н. В. Гашение колебаний груза подъемно-транспортных механизмов // iPolytech Journal.- 2023
33. Елисеев Андрей Владимирович Динамическое гашение колебаний в структуре системы возбуждения вибраций / Елисеев Андрей Владимирович, Каимов Евгений Витальевич, Нгуен Дык Хуинь, Выонг Куанг Чык //Информационные и математические технологии в науке и управлении/ - 2016.
34. Юрий Михайлович Замурагин. Гашении колебаний посредством системы с большим числом свободных соударяющихся магнитных элементов / Юрий Михайлович Замурагин, Александр Михайлович Гуськов, Виталий Львович Крупенин //Bulletin of Science and Technical Development., www.vntr.ru № 10 (146), 2019 16 DOI: 10.18411/vntr2019-146-3 УДК 534.015 О
35. Сафаров И. И. Динамическое гашение колебаний твёрдого тела, установленного на вязкоупругих опорах / Сафаров И. И., Тешаев М. Х. // Известия вузов. ПНД. 2023. Т. 31, вып. 1. С. 63-74. DOI: 10.18500/0869-6632-003021, EDN: BGFGGN
36. Виталий Сергеевич Щербаков. Гашение маятниковых колебаний груза мостового крана с релейным приводом при минимальном числе включений / Виталий Сергеевич Щербаков, Михаил Сергеевич Корытов, Елена Олеговна Шершнева//Научный рецензируемый журнал "Вестник Сибади". [https://doi.org/10.26518/2071-7296-2015-4\(44\)-38-45](https://doi.org/10.26518/2071-7296-2015-4(44)-38-45)
37. Sudip Chowdhury Enhancing seismic resilience of nonlinear structures through optimally designed additional mass dampers / Sudip Chowdhury, Arnab

Banerjee, Sondipon Adhikari // International Journal of Non-Linear Mechanics.- June 2024

38. Khalil Yahya Mohammed Almajhali Review on passive energy dissipation devices and techniques of installation for high rise building structures //Structures.-May 2023

39. Hao-ding Sun Theoretical and experimental research on vibration control of the tuned liquid damper with damping net and sloped-bottom/ Hao-ding Sun, Hao-xiang He, Qing Cao //Journal of Building Engineering.- January 2024.

40. Shivam Shukla Experimental and numerical Comparison of traditional spring DVA and shape memory alloy actuated DVA for fixed beam vibration control / Shivam Shukla, Rahul Barjibhe// Materials Today: Proceedings.Available online 26 February 2023

41. A. K. Kazantzi. Seismic performance of a steel moment-resisting frame subject to strength and ductility uncertainty/ A. K. Kazantzi, D. Vamvatsikos, D. G. Lignos// Engineering Structures1 November 2014

42. Susmita Panda Design and optimization of inertial amplifier for enhanced vibration control of bridges under moving loads/ Susmita Panda, Arnab Banerjee, Bappaditya Manna// Applied Mathematical Modelling January 2025

43. Alireza Tabrizikahou. Application and modelling of Shape-Memory Alloys for structural vibration control: State-of-the-art review/ Alireza Tabrizikahou, Mieczysław Kuczma, Shaofan Li// Construction and Building Materials1 August 2022

44. Vin Nguyen-Thai, An effective optimum design for passive viscous damping control using FVDs/VWDs in multi-story buildings // Vin Nguyen-Thai, Duy-Khuong Ly, T. Nguyen-Thoi // Structures.- September 2024

45. M. R. Machado. Wind turbine vibration management: An integrated analysis of existing solutions, products, and Open-source developments / M. R. Machado, M. Dutkiewicz // Energy Reports.- June 2024

46. Grigorios M. Chatziathanasiou, A semi-active shunted piezoelectric tuned-mass-damper for multi-modal vibration control of large flexible structures/

Grigorios M. Chatziathanasiou, Nikolaos A. Chrysochoidis, Dimitris A. Saravanos//
Journal of Sound and Vibration.-27 October 2022

47. H. R. Owji, A Comparison between a New Semi-Active Tuned Mass Damper and an Active Tuned Mass Damper / H. R. Owji, A Hossain Nezhad Shirazi, H. Hooshmand Sarvestani// Procedia Engineering.-2011

48. Dawei Gu, Chen Chu, Bangchun Wen A nonlinear vibration model of fiber metal laminated thin plate treated with constrained layer damping patches

49. Kui Yang, Improved response spectrum analysis procedure for an adaptive variable friction pendulum isolated structure considering frictional dependency/ Kui Yang, Ping Tan, Yafeng Li //Soil Dynamics and Earthquake Engineering.-April 2024

50. A. Carotti Phasors-techniques design of inertial passive dampers for tower buildings. Stability and performance evaluations/ A. Carotti, E. Turci// Soil Dynamics and Earthquake Engineering.-June 1998

51. Hengyuan Zhang, Modification technologies and constitutive models of viscoelastic damping materials: Progress and future trends/ Hengyuan Zhang, Aiqun Li, Tao Liu// Construction and Building Materials.-30 August 2024

52. Shivani Verma, Vulnerability analysis of earthquake-driven blast load on a reinforced concrete structure/ Shivani Verma, Manmohan Dass Goel, Nikhil Ninad Sirdesai // Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings.- 13 December 2022

53. Kazuhiko Yamada, Takuji Kobori Fundamental dynamics and control strategies for aseismic structural control/ Kazuhiko Yamada, Takuji Kobori// International Journal of Solids and Structures. -August 2001

54. Шейн А.И. Инерционно преднатяжительная полиэфстерно-ленточная система гашения колебаний циклически симметричных конструкций купольного типа [Электронный ресурс] / А.И. Шейн, А.В. Чуманов // Моделирование и механика конструкций. – 2019. – № 10. URL: <http://mechanicspguas.ru/Plone/nomera-zhurnala/no-10-nov-2019/matematiceskoe-modelirovanie-chislennyye-metody-i-kompleksy-programm/10.1/view>

55. Шейн, А.И. Ленточная система гашения колебаний для закрытых куполов / А.И. Шейн, А.В. Чуманов, В.А. Монахов // Региональная архитектура и строительство. – 2021. – № 1 (46). – С. 122-129.

56. Шейн, А.И. Колебания закрытых куполов с ленточной системой гашения колебаний [Электронный ресурс] / А.И. Шейн, А.В. Чуманов // Моделирование и механика конструкций. – 2020. – №12. URL: <http://mechanicspguas.ru/Plone/nomera-zhurnala/no12-noyabr-2020/matematicheskoe-modelirovanie-chislennye-metody-i-kompleksy-programm/12.1/view>

57. Шейн, А.И. Эффективное расположение ленточно-тросового гасителя колебаний [Электронный ресурс] / А.И. Шейн, А.В. Чуманов // Моделирование и механика конструкций. – 2021. – №14. URL: <http://mechanicspguas.ru/Plone/nomera-zhurnala/no14-dekabr-2021/stroitel'naya-mehanika/14.2/view>

58. Шейн А.И. Определение параметров ленточно-тросового гасителя с торсионом или гидроцилиндром одностороннего действия /

Шейн А.И., Чуманов А.В., Земцова О.Г. //Региональная архитектура и строительство. 2023. № 2 (55). С. 69-76.

59. Шейн, А.И. Оценка эффективности активного жидкостного гасителя колебаний высотных сооружений при нестационарных воздействиях / А.И. Шейн, Д.А. Шмелев // Строительная механика и расчет сооружений. –2014. – №1.

60. Шейн, А.И. Сравнительная оценка работоспособности реактивного жидкостного гасителя колебаний при сейсмических колебаниях башен, заданных акселерограммами / А.И. Шейн, Д.А. Шмелев // Актуальные проблемы механики в современном строительстве: сборник трудов Международной конференции. – Пенза, 2013. – С.175-185.

61. Шейн, А.И. Активный жидкостный гаситель колебаний высотных сооружений при сейсмических воздействиях / А.И. Шейн, О.Г. Земцова, Д.А. Шмелев, Р.Х. Рахматуллин //Актуальные проблемы современного

строительства: сборник трудов Международной конференции. – Пенза, – 2013. – С.365-367.

62. Alexander Shein. Damping vibrations of a hyperbolic cooling tower using a reactive damper /Alexander Shein, Olga Zemtsova, Alexander Chumanov, Mikhail Frolov// E3S Web of Conferences", "Energy Management of Municipal Facilities and Environmental Technologies EMMFT 2023". – Volume 458–
//doi.org/10.1051/e3sconf/202345808014. – 2023 г.

63. Шейн А.И. Математическое моделирование работы реактивного гасителя колебаний башни градирни / Шейн А.И., Зайцев М.Б. [Электронный ресурс] // Моделирование и механика конструкций. 2023. №17. Систем. требования: Adobe Acrobat Reader. URL: [http://mechanics.pguas.ru/Plone/nomera-zhurnala/no17 / matematicheskoe-modelirovanie-chislennye-metody-i-kompleksy-programm/17.01/at_download/file](http://mechanics.pguas.ru/Plone/nomera-zhurnala/no17/matematicheskoe-modelirovanie-chislennye-metody-i-kompleksy-programm/17.01/at_download/file).

64. Shein Alexander Ivanovich, Damping of seismic vibrations of towers using a controlled reactive dampener. / Shein Alexander Ivanovich, Zaitsev Mikhail Borisovich, Tamrazyan Ashot Georgievich and Matseevich Tatiana Anatolyevna. //Journal of Structural Engineering. – Vol. 50, –No. 3, – August - September 2023, pp. 177-183.

65. Shein A. Equations of motion of the system “structure – reactive vibration dampener”/ Shein A.// E3S Web of Conferences. 2024. Т. 549. С. 01006.

66. Шейн А.И., Чуманов А.В. Численные эксперименты по гашению колебаний рамных каркасов с помощью пластических накладок, установленных на элементы каркаса // Моделирование и механика конструкций. 2018. № 7. С. 2.

67. Шейн А.И. Три новых способа гашения колебаний зданий и сооружений / Шейн А.И., Чуманов А.В., Зайцев М.Б. // Региональная архитектура и строительство. 2024. № 3 (60). С. 81-89.

Статья и доклад подготовлены при поддержке гранта РНФ № 23-29-00653 «Разработка способов гашения колебаний куполообразующих и прямоугольных каркасов зданий и сооружений».

СОДЕРЖАНИЕ

- ДИАГНОСТИКА ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ
КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ, ПОСТРОЕННЫХ ИЗ БЫВШИХ
РАНЕЕ В УПОТРЕБЛЕНИИ КОНСТРУКЦИЙ** 4
- Артюшин Дмитрий Викторович,
Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства, г.Пенза,
кандидат технических наук, доцент,
декан Инженерно-строительного института*
- Кузнецов Антон Эдуардович,
Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства, г.Пенза, студент*
- ВНЕЦЕНТРЕННО НАГРУЖЕННАЯ КОЛОННА
ПЛАВНО-ПЕРЕМЕННОГО ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ** 14
- Бакушев Сергей Васильевич,
Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства, г. Пенза
доктор технических наук, профессор кафедры «Механика»*
- Коровушкина Екатерина Дмитриевна,
Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства, г.Пенза, студент*
- ВНЕЦЕНТРЕННО НАГРУЖЕННАЯ СТОЙКА
С РАСПРЕДЕЛЁННОЙ ПОПЕРЕЧНОЙ НАГРУЗКОЙ** 29
- Бакушев Сергей Васильевич,
Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства, г.Пенза
доктор технических наук, профессор кафедры «Механика».*
- Мирзаханов Магомед Рамисович,
Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства, г.Пенза, студент*
- ОСЕВОЕ РАСТЯЖЕНИЕ-СЖАТИЕ УПРУГИХ СТЕРЖНЕЙ,
СОДЕРЖАЩИХ n-НЕОДНОРОДНОСТЕЙ** 40
- Бакушев Сергей Васильевич,
Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства, г. Пенза
доктор технических наук, профессор кафедры «Механика»*

**К ВОПРОСУ ОБ ОСЕВОМ РАСТЯЖЕНИИ-СЖАТИИ
НЕОДНОРОДНЫХ УПРУГИХ СТЕРЖНЕЙ**

50

Бакушев Сергей Васильевич,

Пензенский государственный университет

архитектуры и строительства, г.Пенза,

доктор технических наук, профессор кафедры «Механика»

Шереметьева Марина Ивановна,

Пензенский государственный университет

архитектуры и строительства, г.Пенза, студент

**СРАВНЕНИЕ ВАРИАНТОВ ПРОВЕДЕННОГО ИССЛЕДОВАНИЯ
НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ
КРУПНОПАНЕЛЬНОГО ДОМА**

65

Викторов Валерий Васильевич,

Пензенский государственный университет

архитектуры и строительства, г. Пенза

кандидат технических наук, доцент кафедры «Строительные конструкции»

Викторова Ольга Леонидовна,

Пензенский государственный университет

архитектуры и строительства, г. Пенза

кандидат технических наук, доцент кафедры «Строительные конструкции»

Гришин Анатолий Евгеньевич,

Пензенский государственный университет

архитектуры и строительства, г. Пенза, студент

**МОДЕЛИРОВАНИЕ ВЕТРОВЫХ И СНЕГОВЫХ НАГРУЗОК,
ДЕЙСТВУЮЩИХ НА ПРОГОНЫ ПОКРЫТИЯ ОДНОЭТАЖНЫХ
ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ ПРИ РАЗРАБОТКЕ
КОНЕЧНОЭЛЕМЕНТНЫХ РАСЧЕТНЫХ МОДЕЛЕЙ
НА ПРИМЕРЕ ПРОГРАММЫ SCAD**

73

Викторов Валерий Васильевич,

Пензенский государственный университет

архитектуры и строительства, г.Пенза

кандидат технических наук, доцент кафедры «Строительные конструкции».

Лазебная Виктория Валерьевна

Пензенский государственный университет

архитектуры и строительства, г.Пенза

ассистент кафедры «Начертательная геометрия и инженерная графика»

Голубев Иван Владимирович,

Пензенский государственный университет

архитектуры и строительства, г.Пенза, аспирант

- ГЕОМЕТРИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ПРОГОНА
ИЗ ГНУТОГО ТОНКОСТЕННОГО Z-ОБРАЗНОГО СТЕРЖНЯ** 83
*Волков Владимир Павлович,
Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства,
г. Пенза, кандидат технических наук, доцент кафедры «Механика»*
- ТЕХНИЧЕСКАЯ ЭКСПЕРТИЗА ОТДЕЛЬНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ
ЗДАНИЯ, СМЕЖНЫХ С ДЕМОНТИРОВАННЫМ ОБЪЕКТОМ** 89
*Гарькина Ирина Александровна,
Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства, г. Пенза
доктор технических наук, профессор, заведующий
кафедрой «Математика и математическое моделирование»
Гарькин Игорь Николаевич,
Московский государственный университет
технологий и управления им. К.Г. Разумовского
(Первый казачий университет), г. Пенза
кандидат технических наук, заведующий кафедрой
«Защита в чрезвычайных ситуациях»
Арискин Кирилл Максимович
Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства, г. Пенза, студент*
- НЕКОТОРЫЕ АСПЕКТЫ ПРОВЕДЕНИЯ ПРОТИВОАВАРИЙНЫХ
РАБОТ НА ОБЪЕКТАХ КУЛЬТУРНОГО НАСЛЕДИЯ** 96
*Гарькина Ирина Александровна,
Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства, г. Пенза,
доктор технических наук, профессор, заведующий
кафедрой «Математика и математическое моделирование»
Гарькин Игорь Николаевич,
Московский государственный университет
технологий и управления им. К.Г. Разумовского (Первый казачий
университет), г. Пенза,
кандидат технических наук, заведующий
кафедрой «Защита в чрезвычайных ситуациях»
Арискин Кирилл Максимович
Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства, г. Пенза, студент*

ЗАВИСИМОСТЬ МЕЖДУ ОСНОВНЫМИ РАСЧЕТНЫМИ ПАРАМЕТРАМИ, УЧИТЫВАЮЩИМИ ПРОСТРАНСТВЕННУЮ РАБОТУ КАРКАСА ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ

103

*Зернов Владимир Викторович,
Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства, г.Пенза
кандидат технических наук, доцент кафедры «Механика».*
*Зайцев Михаил Борисович,
Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства, г.Пенза
кандидат технических наук, доцент кафедры «Механика».*
*Икромзода Орзу Каримджон
Таджикистан г. Гиссар, студент*
*Давлатов Темурджон Эмомалиевич,
Таджикистан г. Душанбе, студент*

УВЕЛИЧЕНИЕ ПРОСТРАНСТВЕННОЙ ЖЁСТКОСТИ СТАЛЬНОГО КАРКАСА ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ В ПРОЦЕССЕ ЕГО РЕНОВАЦИИ

112

*Зернов Владимир Викторович,
Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства, г.Пенза,
кандидат технических наук, доцент кафедры «Механика»*
*Зайцев Михаил Борисович,
Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства, г.Пенза,
кандидат технических наук, доцент кафедры «Механика»*
*Лобода Василий Сергеевич,
Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства, г.Пенза, студент*
Джабборов Насиб Джумаевич, Таджикистан, г. Айни, студент

УСЛОВИЯ НАДЕЖНОЙ РАБОТЫ МОСТОВЫХ ПЕРЕХОДОВ ПРИ ВОЗДЕЙСТВИИ ВОДНЫХ ПОТОКОВ

117

*Тарасеева Нелли Ивановна,
Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства, г.Пенза,
кандидат технических наук, доцент
кафедры «Геотехника и дорожное строительство»*
*Осипова Татьяна Викторовна,
Саратовский государственный технический университет*

*имени Гагарина Ю.А., г.Саратов,
кандидат технических наук, доцент
кафедры «Транспортное строительство»
Моршанкин Владислав Алексеевич,
Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства, г.Пенза, магистрант
Якомазов Максим Евгеньевич,
Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства, г.Пенза, магистрант*

РАЗРАБОТКА ТРЕХМЕРНОЙ МОДЕЛИ ХРАМА В ПРОГРАММЕ КОМПАС-3D

123

*Толушов Сергей Александрович,
Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства, г. Пенза,
кандидат технических наук, доцент, проректор по учебной работе
Лысый Сергей Петрович,
Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства, г. Пенза,
кандидат технических наук, доцент
кафедры «Начертательная геометрия и графика»
Кудимов Ярослав Андреевич,
Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства, г. Пенза, студент*

ГАШЕНИЕ КОЛЕБАНИЙ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ. СОВРЕМЕННОЕ СОСТОЯНИЕ ПРОБЛЕМЫ

128

*Шеин Александр Иванович,
Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства, г.Пенза,
доктор технических наук, профессор, заведующий кафедры «Механика»
Быков Александр Николаевич,
Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства, г.Пенза, аспирант*

Научное издание

**АКТУАЛЬНЫЕ ПРОБЛЕМЫ МЕХАНИКИ
В СОВРЕМЕННОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ**

Материалы Всероссийской научно-технической конференции.
– Пенза, декабрь, 2024

Под редакцией доктора технических наук, профессора,
зав. кафедрой «Механика» А.И. Шеина

Подписано в печать 09.12.24. Формат 60x84/16
Бумага офсетная. Печать на ризографе.
Усл. печ. л. 10,35. Уч.-изд. л. 11,13. Тираж 100 экз.
Заказ №163

Издательство ПГУАС
440028, г. Пенза, ул. Германа Титова, 28