



**ИПГС**

Институт  
промышленного  
и гражданского  
строительства

## ДНИ СТУДЕНЧЕСКОЙ НАУКИ

Сборник докладов научно-технической конференции  
по итогам научно-исследовательских работ студентов  
института промышленного и гражданского строительства

*(г. Москва, 27 февраля – 3 марта 2023 г.)*

© ФГБОУ ВО «НИУ МГСУ», 2023

ISBN 978-5-7264-3218-2

Москва  
Издательство МИСИ – МГСУ  
2023

УДК 62+378  
ББК 38  
Д54

Д54 **Дни студенческой науки** [Электронный ресурс] : сборник докладов научно-технической конференции по итогам научно-исследовательских работ студентов института промышленного и гражданского строительства (г. Москва, 27 февраля – 3 марта 2023 г.) / Министерство науки и высшего образования Российской Федерации, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, институт промышленного и гражданского строительства. — Электрон. дан. и прогр. (18,5 Мб). — Москва : Издательство МИСИ – МГСУ, 2023. — URL: <https://mgsu.ru/resources/izdatelskaya-deyatelnost/izdaniya/izdaniya-otkr-dostupa/> — Загл. с титул. экрана.  
ISBN 978-5-7264-3218-2

В сборнике содержатся доклады участников научно-технической конференции по итогам научно-исследовательских работ студентов института промышленного и гражданского строительства НИУ МГСУ за 2022–2023 учебный год, которая проходила с 27 февраля по 3 марта 2023 г.

Для обучающихся по всем направлениям подготовки, а также для всех читателей, интересующихся современными тенденциями в студенческой науке строительного вуза.

*Научное электронное издание*

*Доклады публикуются в авторской редакции.  
Авторы опубликованных докладов несут ответственность  
за достоверность приведенных в них сведений.*

Ответственная за выпуск *Т.Ю. Познахирко*

Макет подготовлен оргкомитетом конференции.  
Институт промышленного и гражданского строительства  
(ИПГС НИУ МГСУ).

Тел. +7 (495) 287-49-14\*3005.

Е-mail: [ipgs@mgsu.ru](mailto:ipgs@mgsu.ru)

Сайт: [www.mgsu.ru](http://www.mgsu.ru)

<https://isa.mgsu.ru/universityabout/Struktura/Instituti/ISA/>

*Для создания электронного издания использовано:*

Microsoft Word 2013, ПО Adobe Acrobat

Подписано к использованию 30.03.2023. Объем данных 18,5 Мб.

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение  
высшего образования

«Национальный исследовательский  
Московский государственный строительный университет».  
129337, Москва, Ярославское ш., 26.

Издательство МИСИ – МГСУ.

Тел.: +7 (495) 287-49-14, вн. 14-23, (499) 183-91-90, (499) 183-97-95.

Е-mail: [ric@mgsu.ru](mailto:ric@mgsu.ru), [rio@mgsu.ru](mailto:rio@mgsu.ru)

## ОГЛАВЛЕНИЕ:

1. СЕКЦИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ.....	5
2. СЕКЦИЯ СОВРЕМЕННЫХ МЕТОДОВ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ.....	53
3. СЕКЦИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ И УНИКАЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ....	113
4. СЕКЦИЯ СТРОИТЕЛЬНОЙ И ТЕОРЕТИЧЕСКОЙ МЕХАНИКИ.....	173
5. СЕКЦИЯ ИСПЫТАНИЯ СООРУЖЕНИЙ .....	200
6. СЕКЦИЯ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ И ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ.....	256
7. СЕКЦИЯ СОВРЕМЕННЫХ МАТЕРИАЛОВ И СТРОИТЕЛЬНЫХ СИСТЕМ.....	326
8. СЕКЦИЯ ТЕХНОЛОГИИ ВЯЖУЩИХ ВЕЩЕСТВ И БЕТОНОВ .....	398
9. СЕКЦИЯ ОРГАНИЗАЦИИ СТРОИТЕЛЬСТВА.....	482
10. СЕКЦИЯ ТЕХНОЛОГИЙ СТРОИТЕЛЬСТВА.....	584
11. СЕКЦИЯ УПРАВЛЕНИЯ ЖИЗНЕННЫМ ЦИКЛОМ ОБЪЕКТА СТРОИТЕЛЬСТВА .....	674

## СЕКЦИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

*Студентка 4 курса 7 группы ИПГС Айзатуллина Д.А.*

*Научный руководитель – проф., канд. тех. наук В.А. Люблинский*

### ПРОЕКТИРОВАНИЕ НЕСИММЕТРИЧНОГО ОДНОСЕКЦИОННОГО МОНОЛИТНОГО 25-ЭТАЖНОГО ЖИЛОГО ЗДАНИЯ В Г. КАЗАНЬ

С повышением требований архитектурной выразительности заметна тенденция на несимметричные высотные здания. Иногда практически невозможно разместить лестнично-лифтовые узлы симметрично относительно центра здания. Предварительный анализ [1-3] показал, что в несимметричных в плане несущих системах зданий уже при легких землетрясениях или ветровых нагрузках возникает кручение конструкций и дальнейшее их хрупкое разрушение. Причина заключается в появлении эксцентриситета приложения горизонтальной нагрузки между центром здания и центром жесткостей. В данной работе на примере монолитного несимметричного 25-этажного жилого здания изложены понятия, методы и мероприятия по повышению безопасности таких зданий.

Практическая значимость исследования заключается в том, что конструктивные решения зданий и сооружений должны предусматривать такое взаимное расположение колонн и диафрагм жёсткости, которое обеспечивает необходимую пространственную жёсткость и геометрическую неизменяемость принятой конструктивной схемы при различных горизонтальных воздействиях.

Объектом исследования является односекционное жилое здание со встроенными помещениями общественного назначения и 3-х уровневой подземной автостоянкой в г. Казань. Конструктивная схема здания – монолитный железобетонный рамно-связевый каркас, который представляет собой систему плоских монолитных плит перекрытий, опирающихся на монолитные пилоны и стены толщиной 300 мм. Стены лестничных клеток и лифтовых шахт образуют диафрагмы жёсткости. На основании результатов инженерно-геологических изысканий, фундаменты здания запроектированы в виде монолитной железобетонной плиты толщиной 1500 мм по свайному основанию. Наружные стены выполнены по системе вентилируемого фасада. На рис. 1 представлен план несущих конструкций типового этажа рассматриваемого здания.

Определение несимметричных в плане конструкций уже выдвинуто в нормативной документации Китая и Соединённых Штатов Америки [4, 5]. В категориях несимметричных в плане конструкций отражается

несимметричное кручение, дискретность перекрытий и т.д., однако несимметричное кручение является главным фактором, влияющим на

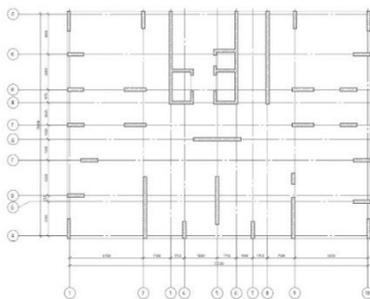


Рис. 1. План несущих конструкций типового этажа монолитного несимметричного 25-этажного жилого здания

работу несимметричных конструкций. Характер кручения определяется следующими показателями: показатель деформации кручения и показатель жесткости кручения. Чтобы ограничить крутящий момент, деформации кручения конструкции должны быть меньше горизонтальных деформаций. Горизонтальные перемещения или сдвиг между этажами вертикальных элементов наиболее подвержены разрушению участков – углов здания – можно выразить через горизонтальные деформации  $\bar{U}$  и угол горизонтального кручения конструкции  $\theta$  по следующим формулам:

$$U_{max} = \bar{U} + \frac{\theta L}{2} \quad (1)$$

$$U_{min} = \bar{U} - \frac{\theta L}{2} \quad (2)$$

Пример кручения здания в плане представлен на рис.2.

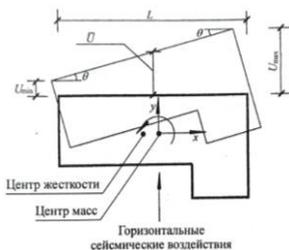


Рис. 2. Пример кручения здания в плане

Значения жесткости определяют тип колебания кручения и период колебаний. Отношение периода первой формы колебаний кручения  $T_t$  к

периоду первого горизонтального колебания  $T_1$  можно представить в виде формул:

$$\frac{T_t}{T_1} > 0,9 \quad (1)$$

Неизвестные компоненты крутящих усилий приводят к хрупкому разрушению этих элементов, а в последствии и всего здания. При проектировании зданий следует принимать конструктивные решения, удовлетворяющие положениям по ограничению кручения, главными из которых являются следующие:

- здания длиной более 60 м необходимо разделять температурными швами на блоки симметричной формы;
- внешние несущие конструкции требуется максимально усиливать;
- наиболее симметрично располагать ядра жесткости.

Следующая работа будет посвящена изучению возможности рассматриваемого несимметричного здания к кручению под действием ветровой нагрузки. Так же в ней будут представлены специальные анализы и расчеты рассматриваемого здания по двум показателям, определяющих характер кручения, описанных в этой работе.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Тамразян А. Г.* Железобетонные и каменные конструкции. Специальный курс: учебное пособие / А. Г. Тамразян; Моск. гос. строит. ун-т. – М. МГСУ, 2017. - 729 с.: ил., табл. - (Строительство). - Библиогр.: с. 675-680. – ISBN 978-5-7264-1566-6.
2. Проектирование современных высотных зданий / под ред. Сюй Пэйфу: Пер. с китайского. – М.: Изд-во АСВЭ, 2008, – 496 с.
3. *Lyublinskiy, V., Struchkov, V.* Resistance of Vertical Joints During Torsion of Multistorey Buildings. In: Akimov, P., Vatin, N., Tusnin, A., Doroshenko, A. (eds) Proceedings of FORM 2022. Lecture Notes in Civil Engineering, vol 282. Springer, Cham. [https://doi.org/10.1007/978-3-031-10853-2\\_38](https://doi.org/10.1007/978-3-031-10853-2_38).
4. *Tamrazyan A.G., Fedorov V.S., Kharun M.B* The effect of increased deformability of columns on the resistance to progressive collapse of buildings В сборнике: IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. International Scientific and Practical Conference Engineering Systems - 2019. 2019. С. 012004.
5. *Lushnikova V.Y., Tamrazyan A.G.* The effect of reinforcement corrosion on the adhesion between reinforcement and concrete. Magazine of Civil Engineering. 2018. № 4 (80). С. 128-137.

## РАЗВИТИЕ ДЕСТРУКЦИИ ПО ВЫСОТЕ СЕЧЕНИЯ СЖАТОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ЭЛЕМЕНТА ПРИ ЦИКЛИЧЕСКИХ ЗАМОРАЖИВАНИЯХ И ОТТАИВАНИЯХ

Большая часть территории РФ находится в суровых климатических условиях. Воздействие низких температур способствует деструкции железобетонных конструкций [1,2]. Для прогнозирования долговечности железобетонных конструкций в условиях циклического действия низких температур необходимо учесть неравномерное распространение деструктивных процессов в структуре бетона, как по всему объему конструкции, так и по его поперечному сечению.

Для исследования послойной деструкции бетона в бетонных и железобетонных образцах были проведены экспериментальные исследования [3,4,5].

Методика экспериментальных исследований послойной деструкции бетона в бетонных и железобетонных образцах описана в работе [6, 7].

### Опытные образцы

В качестве опытных образцов использовались призматические элементы с размерами 30х30х90 см. При этом варьировался процент армирования. Было испытано три серии образцов:

- серия Пр1 – бетонные призмы ( $\mu = 0,0\%$ );
- серия Пр2 – железобетонные призмы с  $\mu = 0,893\%$ ;
- серия Пр3 – железобетонные призмы с  $\mu = 2,182\%$ .

Для изготовления образцов использовался бетон следующего состава: Ц/Ц:П/Ц:Щ/Ц:В/Ц = 1:2,2:5,0:0,7. Расход цемента составил 250 кг/м<sup>3</sup> бетонной смеси.

### Результаты анализа опытных данных исследований.

На основе опытных данных получены следующие зависимости.

$$R_{bc,i} = \gamma_{bc,i} \cdot R_{b,0}, \quad (1)$$

где  $R_{bc,i}$  - призмная прочность бетона по слоям, на которое разбивается сечение;

$\gamma_{bc,i}$  - коэффициент, учитывающий изменение прочности бетона по сечению образца;

$R_{b,0}$  - призмная прочность бетона до циклического замораживания-оттаивания (ЦЗО).

На основании опытных данных коэффициент, учитывающий изменение прочности бетона по сечению образца представлен в виде:

$$\gamma_{bc,i} = -a \cdot (\delta_i/h)^2 + a \cdot (\delta_i/h) + c \quad (2)$$

где  $a$ ,  $c$  - эмпирические коэффициенты;

$\delta_i$  - расстояние от края сечения до центра тяжести  $i$ -ой полосы;

$h$  - высота поперечного сечения.

Результаты расчетов и опытные значения прочности слоев бетона, а также процентное уменьшение прочности по сечению образцов приведены на рис.1,2.

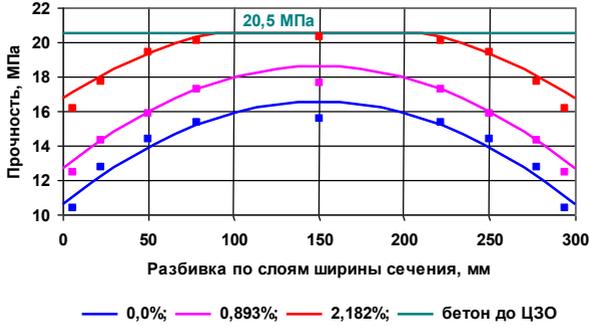


Рис.1. Изменение прочности бетона опытных образцов по ширине сечения до и после ЦЗО

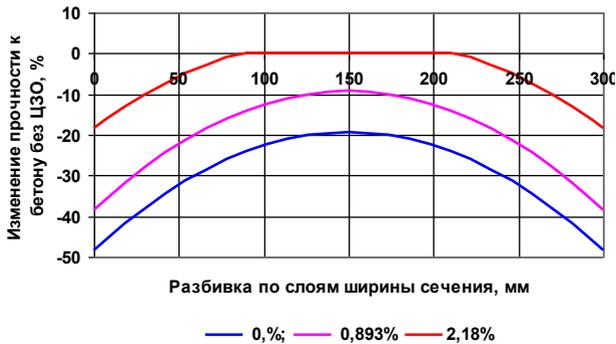


Рис.2. Процентное изменение прочности по ширине сечения образцов до и после ЦЗО

Из рис.1 видно, что наличие арматуры приводит к уменьшению деструктивных процессов в бетоне при ЦЗО, так как послынная прочность бетона уменьшается меньше по сравнению с бетонным образцом. При этом во всех образцах наружные слои более подвержены деструкции.

Из анализа рис.2 видно, что у бетонных образцов уменьшение прочности наружных слоев и в середине сечения соответственно составило 48% и 19%; у железобетонных образцов с  $\mu = 0,893\%$  - 38% и 9%; у железобетонных образцов с  $\mu = 2,182\%$  - 18% и 0%.

Разрушение начинается с крайних слоев сечения бетонных и железобетонных элементов. Прочность внутренней части сечения бетонных и железобетонных образцов с больше прочности наружных слоев на 29%, железобетонных образцов с на 18%. Увеличение процента армирования приводит к снижению деструктивных процессов в бетоне, особенно в средней части сечения, размеры которой составили 12x12 см.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Горчаков Г.И., Капкин М.М., Скрамтаев Б.Г. Повышение морозостойкости бетона в конструкциях промышленных и гидротехнических сооружений. М.: Стройиздат.1965. 195 с.
2. Методика расчетного прогнозирования срока службы железобетонных пролетных строений автодорожных мостов. Москва, 2002. 86с.
3. Истомин А.Д., Каширина А.С. Методика определения развития деструкции бетона по сечению элементов при циклических замораживаниях и оттаиваниях //Дни студенческой науки. М.: МИСИ–МГСУ, 2017–Режим доступа: <https://mgisu.ru/resources/izdatelskaya-deyatelnost/izdaniya/izdaniya-otkr-dostupa/>. С.153-155.
4. Истомин А.Д., Киселева Т.А. Влияние циклических замораживаний и оттаиваний на прочность бетона при сжатии //Дни студенческой науки. М.: МИСИ–МГСУ, 2017–Режим доступа: <https://mgisu.ru/resources/izdatelskaya-deyatelnost/izdaniya/izdaniya-otkr-dostupa/>. С.159-161.
5. Истомин А.Д., Петрова В.А. Остаточные деформации бетона железобетонных элементов при циклическом замораживании и оттаивании // Строительство и реконструкция. № 3(101). 2022. С. 23-31.
6. Tamrazyan A.G., Fedorov V.S., Kharun M.B The effect of increased deformability of columns on the resistance to progressive collapse of buildings В сборнике: IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. International Scientific and Practical Conference Engineering Systems - 2019. 2019. С. 012004.
7. Lushnikova V.Y., Tamrazyan A.G. The effect of reinforcement corrosion on the adhesion between reinforcement and concrete. Magazine of Civil Engineering. 2018. № 4 (80). С. 128-137.

## ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАЛИЧИЯ ПРОЦЕССОВ КОРРОЗИИ АРМАТУРЫ В ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЯХ, ОСНОВАННЫЙ НА МЕТОДЕ ИЗМЕРЕНИЯ ПОТЕНЦИАЛА ПОЛУЭЛЕМЕНТОВ

Безопасность эксплуатации и долговечность конструкций зданий и сооружений являются важнейшими критериями обеспечения надежности в процессе их эксплуатации и устанавливаются в соответствии с ГОСТ 31937-2011 и [1-5]. Именно поэтому так важно определять фактическое техническое состояние железобетонных конструкций на разных этапах возведения и эксплуатации [1].



Рис. 1. Коррозия арматуры

Одним из важнейших показателей надежности и долговечности конструкции является наличие или отсутствие коррозии арматуры. Именно поэтому в данной статье будет рассмотрен метод обследования железобетонных конструкций в области обнаружения наличия коррозионных повреждений.

Коррозия арматуры – это необратимый самопроизвольный процесс разрушения арматуры в бетоне вследствие электрохимического процесса при взаимодействии с окружающей средой [2-5]. Коррозионным разрушением арматуры называется изменение массы, сечения, прочности или ухудшение других количественных характеристик и показателей качества металла арматуры конструкции вследствие коррозии (рис. 1).

Для ее контроля разработаны методы неразрушающего контроля коррозионного состояния арматуры, которые широко применяются в зарубежных странах и малоизвестны в России.

В последние годы в России начали появляться приборы для оценки коррозионного состояния арматуры в бетоне неразрушающим методом. К ним относятся АРМКОР-1 (НПП «Интерприбор», Россия) и Profometer 650AI с расширением «Corrosion» (Proceq, Швейцария). Указанные приборы основаны на методе потенциала полуэлемента и предназначены для измерения потенциала микрогальванической пары, который появляется в результате химической реакции между металлом арматуры и телом бетона. В России данный метод применяется уже более 10 лет. Однако отсутствие соответствующих нормативно-

технических документов в нашей стране не дают методу получить известность и широкое применение. Первый и единственный документ, который регламентирует применение указанного метода и принят на территории Российской Федерации, это отраслевой дорожный методический документ ОДМ 218.3.001-2010.

Метод потенциалов полуэлемента основан на корреляции измеренного электрохимического потенциала и наблюдаемой скоростью коррозии металла в железобетоне.

Его сущность состоит в измерении электрического потенциала, возникающего между арматурной сталью и стандартным электродом сравнения, который устанавливается на интересующие участки поверхности железобетонной конструкции.

В обычных условиях арматурная сталь защищена от коррозии тонкой, пассивной пленкой гидротизированного оксида железа.

Пассивная пленка распадается из-за того, что бетон вступает в реакцию с диоксидом атмосферного углерода ( $\text{CO}_2$ , карбонизация), или из-за проникания веществ, агрессивных к стали, в частности, хлориды, входящие в состав противобледенительных жидкостей и соленой воды.

На аноде ионы двухвалентного железа ( $\text{Fe}^{++}$ ) растворяются, а электроны высвобождаются. Эти электроны плавно перемещаются по стали к катоду, где они преобразовываются в гидроксид ( $\text{OH}^-$ ) с образованием воды и кислорода. Такой процесс приводит к появлению разницы потенциалов, которую можно измерить с помощью метода разности потенциалов. Принцип образования коррозии стали в бетоне представлен на рисунке 2.

Главной задачей измерения потенциального поля является измерение потенциалов на поверхности бетона для получения характеристической кривой степени коррозии на поверхности стали, находящейся внутри бетона. Для этого электрод сравнения подключается к железной арматуре с помощью высоко-импедансного вольтметра и перемещается над арматурной решеткой по поверхности бетона.

Для оценки эффективности нового метода в качестве обследуемого сооружения выбрано недостроенное здание из монолитного железобетона, на территории загородного гольфклуба (рис. 3).

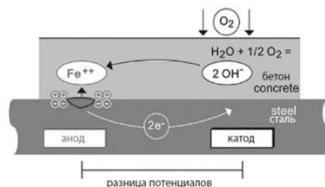


Рис. 2. Принцип образования коррозии в стали в бетоне с высвобождением кислорода.

Сооружение находилось несколько лет без консервации, вследствие чего в железобетонных конструкциях было ожидаено наличие коррозионных повреждений.

Метод потенциалов полуэлемента не дает оценку фактического состояния арматуры, а только показывает вероятность наличия или отсутствия коррозионных процессов в арматуре в исследуемом месте конструкции.

Вероятность появления коррозии повышается при низких (отрицательных) потенциалах до  $-350$  мВ; диапазон от  $-350$  мВ до  $-200$  мВ говорит о неопределенном состоянии арматуры; при значении выше  $-200$  мВ вероятность появления коррозии стремится к минимуму.

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Пузанов А.В., Улыбин А.В. Методы обследования коррозионного состояния арматуры железобетонных конструкций. Инженерно-строительный журнал. 2011. № 7 (25). С. 18-25.

2. Tamrazyan A.G., Fedorov V.S., Kharun M.B The effect of increased deformability of columns on the resistance to progressive collapse of buildings В сборнике: IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. International Scientific and Practical Conference Engineering Systems - 2019. 2019. С. 012004.

3. Lushnikova V.Y., Tamrazyan A.G. The effect of reinforcement corrosion on the adhesion between reinforcement and concrete. Magazine of Civil Engineering. 2018. № 4 (80). С. 128-137.

4. Тамразян А.Г., Манаенков И.К. К расчету изгибаемых железобетонных элементов с косвенным армированием сжатой зоны Промышленное и гражданское строительство. 2016. № 7. С. 41-44.

5. Тамразян А.Г., Аветисян Л.А. Расчет внецентренносжатых железобетонных элементов на кратковременную динамическую нагрузку. Строительство: наука и образование. 2013. № 4. С. 2.



Рис. 3. Схема проведения испытания на территории гольфклуба



Рис. 4. Эквипотенциальная карта.

## ВЛИЯНИЕ ОТРИЦАТЕЛЬНОЙ ТЕМПЕРАТУРЫ НА ЗНАЧЕНИЕ ГРАНИЧНОЙ ОТНОСИТЕЛЬНОЙ ВЫСОТЫ СЖАТОЙ ЗОНЫ

При расчете прочности нормальных сечений железобетонных элементов определяющей величиной является значение граничной относительной высоты сжатой зоны:

$$\xi_R = \frac{x_R}{h_0} = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b2}}} \quad (1)$$

где  $\varepsilon_{s,el} = R_s / E_s$  – упругая деформация растянутой арматуры;

$\varepsilon_{b2} = 350 \cdot 10^{-5}$  – предельные деформации сжатого бетона по СП 63.13330.2018 для изменения температур от  $-70^\circ\text{C}$  до  $+50^\circ\text{C}$  при напряжениях, равных  $0,85R_b$ .

Полная диаграмма деформирования сжатого бетона описывается по методике, предложенной Карпенко Н.И., Мухамедиевым Т.А. и др. [1,2,3].

В условиях отрицательных температур начальный модуль упругости бетона, его призмная прочность, деформации бетона в вершине диаграммы определялись по зависимостям, предложенных в [4-6].

В результате анализа полных диаграмм деформирования сжатого бетона, полученных по методике Карпенко Н.И. [1] на основании опытных данных определены средние значения предельных деформаций бетона при отрицательных температурах (см. табл.2).

Таблица 2

Значения предельных деформаций сжатого бетона при отрицательных температурах

Влажность бетона	$\varepsilon_{b2,T} \cdot 10^5$ при температуре			
	$0^\circ\text{C}$	$-20^\circ\text{C}$	$-40^\circ\text{C}$	$-60^\circ\text{C}$
$W > 6,0\%$	350	465	595	730
$4,0\% \leq W \leq 6,0\%$	350	395	450	505
$W < 4,0\%$	350	355	370	385

Результаты расчетов по вышеприведенным формулам для арматуры класса А500, данных табл.2 и по СП 63.13330.2018, СП 52-105-2009 представлены на рис. 1...3. Анализ представленных данных показывает, что СП 52-105-2009 не учитывает влияние отрицательной температуры выше  $-40^\circ\text{C}$  на предельные деформации сжатого бетона и соответственно на граничную относительную высоту ( $\xi_R$ ).

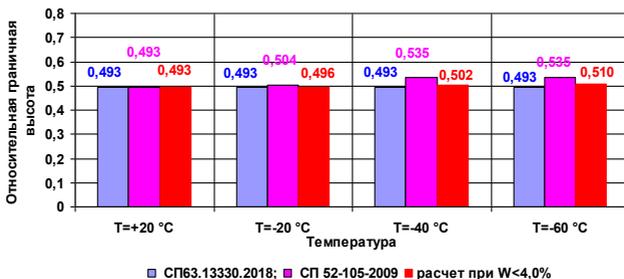


Рис.1. Значения  $\xi_R$  при влажности бетона  $W < 4,0\%$

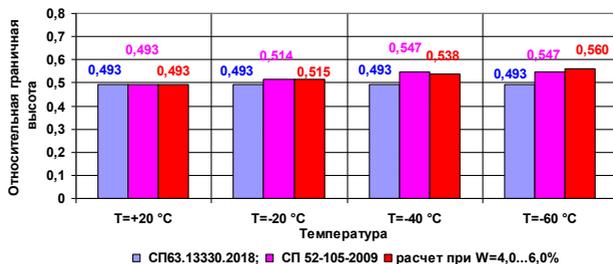


Рис.2. Значения  $\xi_R$  при влажности бетона  $4,0\% \leq W \leq 6,0\%$

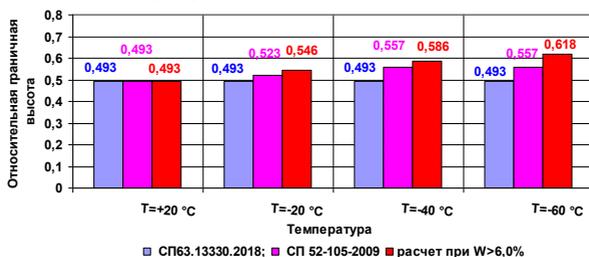


Рис.3. Значения  $\xi_R$  при влажности бетона  $W > 6,0\%$

На рис.4 представлены отклонения значений  $\xi_R$  от значений, рассчитанных по СП 63.13330.2018.

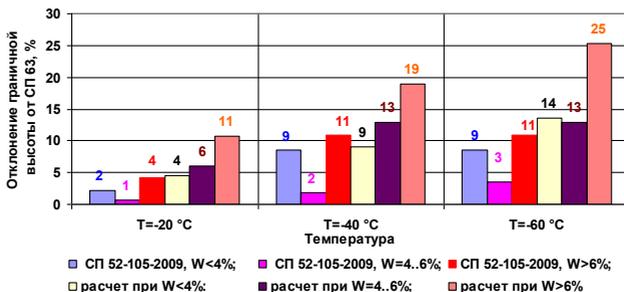


Рис.4. Отклонение значений  $\xi_R$  от значений СП 63.13330.2018  
Наибольшее расхождение между  $\xi_R$  наблюдается для водонасыщен-

ного бетона:  $\xi_R$  изменятся в пределах 11%...25% по сравнению с СП 63.13330.2018 и в пределах -6%...+11% по сравнению с СП 52-105-2009.

#### Выводы

1. Согласно рекомендациям СП 52-105-2009 при  $T \leq -40^\circ\text{C}$  отрицательная температура не влияет на предельные деформации сжатого бетона и соответственно на граничную относительную высоту ( $\xi_R$ ), что не соответствует опытным данным.
2. Наибольшее расхождение между  $\xi_R$  наблюдается для водонасыщенного бетона, которое изменится в пределах 11%...25% по сравнению с СП 63.13330.2018 и в пределах 4%...11% по сравнению с СП 52-105-2009.
3. Отклонение значений  $\xi_R$  от значений, рассчитанных по предлагаемым формулам, составляет -6%...+11% по сравнению с СП 52-105-2009.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Карпенко Н.И., Мухамедиев Т.А., Петров А.Н. Анализ Исходные и трансформированные диаграммы деформирования бетона и арматуры // Напряженно - деформированное состояние бетонных и железобетонных конструкций. М.: НИИЖБ – 1986. С.7-25.
2. Карпенко Н.И., Соколов Б.С., Радайкин О.В. Анализ и совершенствование криволинейных диаграмм деформирования бетона для расчета железобетонных конструкций по деформационной модели // Промышленное и гражданское строительство. № 1.–2013. С.28-30.
3. Карпенко Н.И., Ярмаковский В.Н., Карпенко С.Н., Кадиев Д.З. О построении диаграммного метода расчета стержневых железобетонных конструкций в условиях действия низких температур// Известия вузов. Строительство. №6. – 2018. С.5-17.
4. Истомин А.Д., Кудрявцев А.В. Работа статически неопределимых железобетонных элементов в условиях отрицательных температур // Промышленное и гражданское строительство. № 7 - 2016. С.51-55.
5. Истомин А.Д. Работа центрально-растянутых железобетонных элементов при отрицательной температуре // Технология текстильной промышленности. № 2(368) - 2017. С.141-144.
6. Тамразян А.Г., Аветисян Л.А. Расчет внецентренносжатых железобетонных элементов на кратковременную динамическую нагрузку. Строительство: наука и образование. 2013. № 4. С. 2.

### **ВОЛОКОННО-ОПТИЧЕСКИЕ ДАТЧИКИ ДЕФОРМАЦИЙ. ПРЕИМУЩЕСТВА И НЕДОСТАТКИ.**

С течением времени почти любой вид инфраструктуры подвергается условиям, которые приводят к поломкам [1-2]. Это может быть вызвано результатом износа, сейсмической активности и тд [3-5]. Хотя уже существуют электрические тензодатчики, которые применяются с целью прогноза структурных измерений, но на стабильность и безотказность их работы влияет много внешних воздействующих факторов, таких как повышенная и пониженная температура, обледенение, соляной туман.

ВОТД основаны на волоконных брегговских решетках. Они представляют собой микроструктуру, основанную одноименным телекоммуникационным волокном, легированного германием, с ультрафиолетовым лазером. Данная структура формирует периодические изменения показателя преломления оптического волокна. Так как свет идет по волокну, брегговская решетка отображает весьма ограниченный спектр длин; Остальные длины волн проходят через решетку. Все, что проходит через центр полосы отраженных длин волн называется длиной волны Брегга. Под деформацией период брегговских решеток увеличивается из-за физического растяжения или сжатия оптического волокна. Данные изменения ведут к сдвигу длины волны Брегга, что в последствии определяется и записывается опросным устройством. Таким образом, волоконно-оптические тензодатчики можно интегрировать в бетон, композитные материалы, которые применяются для ремонта и усиления железобетонных конструкций.

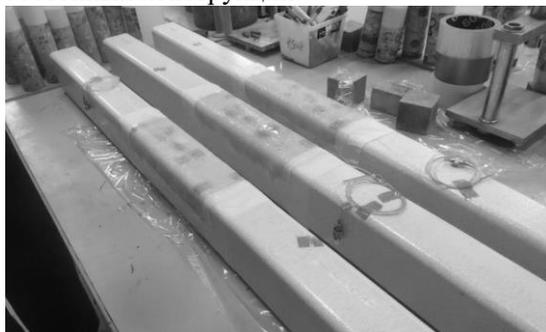


Рис. 1. Интегрированные в композитный материал ВОТД

Волоконно-оптические тензодатчики перед электрическими обладают следующими преимуществами: маленьким размером, небольшим весом, быстродействием, а также неподверженностью к коррозии и не-

восприимчивость к электромагнитным помехам. Помимо этого, волоконно-оптические тензодатчики могут сразу содержать несколько тензометров. Волоконно-оптические тензодатчики могут работать без защитных кожухов, а также могут быть закреплены на поверхности материала, поэтому они обеспечивают долговременную стабильность сигнала и долговечность системы.

В исследовании были проведены испытания [6], первое из которых воздействие изменений температуры. Брэгговская длина волны определяется промежутком между точками экспонирования и показателем преломления, исходящих из центра световода. Она в основном зависит от температуры, так как при нагревании волокна показатель преломления изменяется и тем самым от решетки отражаются волны другой длины. Данное испытание являлось комбинированным и включало в себя:

- испытание образцов на воздействие предельной пониженной и пониженной рабочей температуры;
- испытание образцов на воздействие повышенной предельной и кратковременное воздействие повышенной рабочей температуры;
- испытание образцов на воздействие повышенной рабочей температуры.

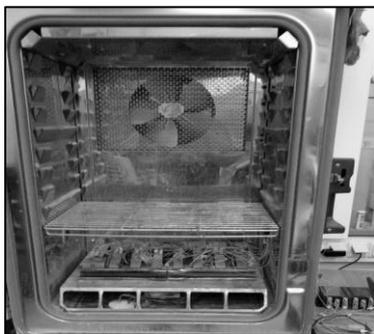


Рис. 2. Установка для испытаний на температурные воздействия

Следующее испытание проводилось с целью проверки способности ВОТД выполнять свои функции после воздействия обледенения, создаваемого в условиях быстрых изменений температуры и влажности. Последующее испытание проводилось с целью проверки способности ВОТД выполнять свои функции после воздействия соляной атмосферы либо соляного тумана, возможных в обычных условиях эксплуатации.



Рис. 3. Испытанные образцы

По трем проведенным испытаниям можно сказать, что волоконно-оптические тензодатчики показывают стабильные результаты. Таким образом, волоконно-оптические имеют много различных плюсов, но имеется и минус в виде высокой стоимости оборудования для монтажных работ.

### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Леонович Г.И., Олешкевич С.В.* Гибридные датчики на волоконно-оптических брэгговских решетках // Известия Самарского научного центра Российской академии наук, №4(7), 2016г.

2. *Вяльшев А.И., Добров В.М., Долгов А.А. и др.* Волоконно-оптические датчики для контроля параметров состояния объектов и окружающей среды в задачах мониторинга // Прородообустройство, 2014. №3.

3. *Tamrazyan A.G., Fedorov V.S., Kharun M.B* The effect of increased deformability of columns on the resistance to progressive collapse of buildings В сборнике: IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. International Scientific and Practical Conference Engineering Systems - 2019. 2019. С. 012004.

4. *Tamrazyan A.G.* The assessment of reliability of punching reinforced concrete beamless slabs under the influence of a concentrated force at high temperatures В сборнике: XXV Polish – Russian – Slovak Seminar “Theoretical Foundation of Civil Engineering”. Сеп. "Procedia Engineering" 2016. С. 715-720.

5. *Tamrazyan A.G., Fedorov V.S., Kharun M.B* The effect of increased deformability of columns on the resistance to progressive collapse of buildings В сборнике: IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. International Scientific and Practical Conference Engineering Systems - 2019. 2019. С. 012004.

6. ГОСТ Р 59088-2020 Оптика и фотоника. Датчики волоконно-оптические. М.:Стандартинформ. – 2021.

## ОЦЕНКА ВОЗМОЖНОСТИ ПРИМЕНЕНИЯ НЕРАЗЪЕМНОГО ФАЛЬШПОЛА ПРИ ДЕЙСТВИИ СВЕРХНОРМАТИВНЫХ НАГРУЗОК.

Применение неразъемных фальшполов является достаточно распространенным решением для помещений различного типа [1-6]. В соответствии с DIN EN 13213:2001-12 [1] конструкции данного типа разделены на 6 классов по несущей способности. Наибольшая допустимая точечная нагрузка составляет 6 кН. Однако, данное ограничение в ряде случаев является искусственной преградой для применения неразъемного фальшпола при точечных нагрузках большей интенсивности. В данной работе рассмотрены возможности применения исследуемой системы фальшпола при наличии точечных рабочих нагрузок интенсивностью 7 кН и более при условии выполнения предъявляемых к конструкции требований в рамках 1 и 2 группы предельных состояний

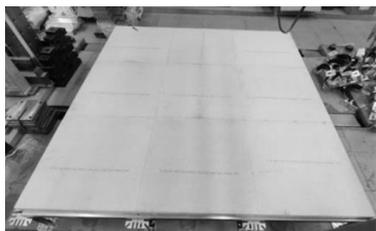


Рис. 1. Исследуемый фрагмент конструкции фальшпола

В качестве объекта исследования был выбран фрагмент конструкции фальшпола с применением неразъемных плит на основе сульфата кальция 36 мм со стальным листом снизу – ANKER тип PLATZ N36ST на стойках тип M20 и системе С-профилей 40\*40\*2 мм общей высотой до 300 мм.

Первым этапом являлось проведение механических испытаний на статическое нагружение панелей индентором с записью диаграмм «Нагрузка(кН) – Прогиб(мм)» при установке индентора в различных положениях в соответствии с DIN EN 13213-2001:

- 1) Положение 1 (в центре панели);
- 2) Положение 2 (в центре кромки);
- 3) Положение 3 (по диагонали от кромки головной части стойки на расстоянии 60 мм;

Предельно допустимый прогиб для данной конструкции фальшпола – 2 мм, что составляет 1/300 шага стоек. Данный критерий описан в п.4.2 DIN EN 13213:2001-12. Значение прогиба при рабочей нагрузке не превышает данной величины. Следующим этапом работ проводились испытания стоек фальшпола на вертикальную нагрузку.

По характеру диаграмм "Нагрузка (кН) – перемещение (мм)" можно сделать вывод, что при нагрузке 40 кН стойки находятся в упругой стадии работы. Появление видимых пластических деформаций обнаруживается при нагрузке 55 кН, с последующей потерей устойчивости стойки.

Таблица 1.

Результаты испытаний на статическое нагружение панелей

Маркировка	Положение индентора	Максимальная нагрузка	Прогиб при максимальной нагрузке	Прогиб при рабочей нагрузке 10 кН
		кН	мм	мм
1	центр	25,97	3,42	1,27
2	кромка	30,11	3,37	1,22
3	диагональ	26,04	1,59	0,69

В данном случае рассмотрим возможность применения рассмотренной выше конструкции фальшпола для помещений, в которых предполагается использовать логистические роботы Ronavi H1500. Ниже приведены наиболее значимые для расчета характеристики:

1. Собственный вес – 250 кг.
2. Максимальная грузоподъемность – 1500 кг.

Логистический робот опирается на 4 колеса, следовательно, нормативная нагрузка на одно колесо составляет 437,5 кг. Для удобства расчетов переведем данное значение в кН, оно составит  $P_{\text{норм}} = 4,29$  кН.

Для определения расчетного значения нагрузки необходимо обратиться к двум документам. Так, в соответствии с п. 8.5.4 СП 20.13330.2016, для вертикальных нагрузок от колесных транспортных средств следует применять коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f = 1,2$ . Согласно п.2.4 [4] при транспортировке грузов, например, при использовании тележек для поддонов, вилочных погрузчиков и т.п. на колеса возникают точечные нагрузки. При расчете точечной нагрузки от подвижных роботов на фальшпол, необходимо учитывать коэффициент динамичности. Для моторизованных устройств коэффициент динамичности принимается  $\phi = 1,5$  по [4].

Значение расчетной нагрузки для одного колеса логистического робота составляет:

$$P_{\text{расч}} = P_{\text{норм}} \cdot \gamma_f \cdot \phi \quad (1)$$

$$P_{\text{расч}} = 4,29 \cdot 1,2 \cdot 1,5 = 7,72 \text{ кН} \quad (2)$$

Для рассматриваемой конструкции фальшпола значение рабочей точечной нагрузки установлено на уровне 10 кН, что подтверждается результатами испытаний. Прогобы при данном уровне нагрузки не превышают 1,27 мм ( $< 1/300 \cdot l$ ), а коэффициент безопасности относительно разрушающей нагрузки принят более 2,0.

Стойки фальшпола соответствуют требованиям и способны воспринимать 4-х кратную точечную нагрузку. Остаточная деформация не превышает предельно допустимых значений. Рассматриваемая конструкция фальшпола в соответствии DIN EN 13213:2001-12с относится к 6-ому классу по предельной нагрузке, допустимая рабочая нагрузка составляет 10 кН.

Применение логистических роботов Ronavi H1500 с нормативной нагрузкой от одного колеса 437,5 кг (4,29 кН) в помещениях с данной конструкцией фальшпола допускается. Расчетная нагрузка от одного колеса составляет 7,72 кН, рабочая нагрузка для фальшпола составляет 10 кН, коэффициент безопасности  $K_6 = 2,5$ .

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. DIN EN 13213:2001-12. Hollow floors.
2. Lushnikova V.Y., Tamrazyan A.G. The effect of reinforcement corrosion on the adhesion between reinforcement and concrete. Magazine of Civil Engineering. 2018. № 4 (80). С. 128-137.
3. Tamrazyan A.G. The assessment of reliability of punching reinforced concrete beamless slabs under the influence of a concentrated force at high temperatures В сборнике: XXV Polish – Russian – Slovak Seminar "Theoretical Foundation of Civil Engineering". Сер. "Procedia Engineering" 2016. С. 715-720.
4. Tamrazyan A.G., Fedorov V.S., Kharun M.B The effect of increased deformability of columns on the resistance to progressive collapse of buildings В сборнике: IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. International Scientific and Practical Conference Engineering Systems - 2019. 2019. С. 012004.
5. Тамразян А.Г., Манаенков И.К. К расчету изгибаемых железобетонных элементов с косвенным армированием сжатой зоны Промышленное и гражданское строительство. 2016. № 7. С. 41-44.
6. Tamrazyan A.G., Avetisyan L.A. Behavior of compressed reinforced concrete columns under thermodynamic influences taking into account increased concrete deformability В сборнике: IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, 21, Construction - The Formation of Living Environment. 2018. С. 052034.

## ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ КРИВОЛИНЕЙНОГО ПАНДУСА

Криволинейные пандусы при проведении расчета, в отличие от прямолинейных, имеют более сложную пространственную расчетную схему, которая не может быть упрощена до стержня на двух опорах, как для прямолинейных пандусов, опертых на две короткие стороны.

Пандусы могут пешеходными, но чаще всего, наряду с рампами они используются для въезда автомобилей в подземные и надземные автостоянки, а также для перемещения между уровнями многоэтажных автостоянок.

В [1, 2] рассматриваются расчеты пространственных конструкций, в том числе конструкция криволинейного пандуса-пластины.

Примеры геометрии прямолинейных и криволинейных пандусов и рам для многоэтажных автостоянок приведены в [3].

Пешеходные криволинейные пандусы также имеют место

Построение геометрии криволинейных конструктивных элементов зданий представляет определенную сложность, поэтому вполне уместно использование графических редакторов, например, таких как Компас, Autocad, Archicad [4]. В них, кроме собственно выполнения компоновочных чертежей криволинейных элементов, возможна передача созданной графики в расчетные программные комплексы.

Для выполнения исследования напряженно-деформированного состояния криволинейного пандуса был использован программный комплекс ЛИРА-САПР [5, 6].

Построение расчетной схемы пандуса в программном комплексе ЛИРА-САПР ведется в следующей последовательности (см. рис. 1):

- стержень-образующая вращается вокруг вертикальной оси OZ и поднимается вверх вдоль той же оси, образуя пандус-пластину криволинейного очертания;
- узлы примыкания пандуса к опорам имеют закрепления по направлениям X, Y, Z, UX, UY, UZ, что соответствует жесткому сопряжению пандуса с опорными железобетонными конструкциями;
- задаются жесткость и материалы, при назначении которых толщина пандуса принимается с учетом толщины сопрягаемых с пандусом конструктивных элементов;

- задается нагружение для пандусов и рампы автостоянок в соответствии с СП 20.13330.2016 (Нагрузки и воздействия), нормативное значение равномерно распределенной временной нагрузки на пандус для проезда автомобилей принимается 5,0 кПа, а пешеходных пандусов – 4,0 кПа.

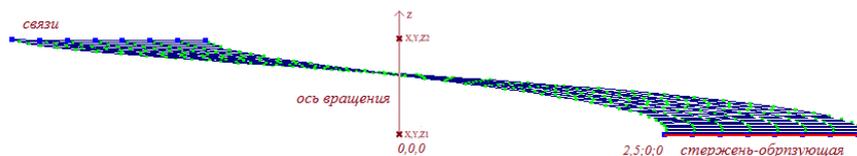


Рис. 1. К построению расчетной схемы пандуса

При проведении расчета криволинейного пешеходного пандуса были приняты:

- для геометрии - наружный радиус  $R=4,6$  м, ширина 2,1 м, толщина плиты 200 мм с уклоном 10%;
- для материалов - класс бетона В40, класс арматуры А500.

Результаты статического расчета плиты пандуса в линейной постановке приведены на рис. 2.

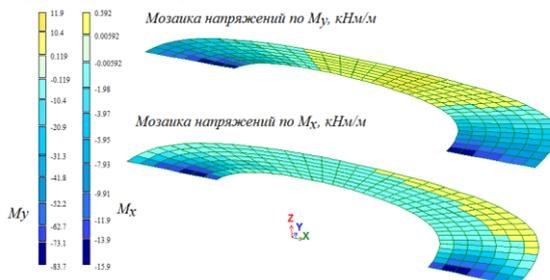


Рис. 2. Распределение моментов  $M_y$ (круговых) и  $M_x$  (радиальных) в плите пандуса при приложении равномерно распределенной нагрузки и жестком сопряжении плиты с опорами

Как показывают мозаики распределения напряжений по  $M_y$  и по  $M_x$  криволинейная плита пандуса притерпевает изгиб в продольном и поперечном направлении, что свидетельствует о пространственной работе таких плит.

На рис. 3 приведены результаты определения деформаций плиты пандуса на исходной недеформированной и деформированной схемах при выполнении расчета криволинейной плиты в линейной постановке.

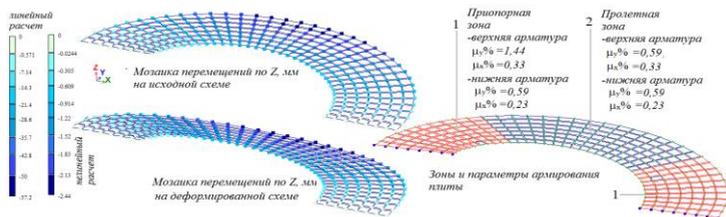


Рис. 3. Деформации плиты пандуса при расчетах в линейной и нелинейной постановке

Для уточнения величин деформаций плиты были выделены две зоны, для которых содержание арматуры оценивалось через процент армирования (см. рис. 3). В качестве исходных данных для нелинейного расчета были заданы законы деформирования материалов (бетон класса В40, арматура класса А500) и параметры армирования плиты  $\mu_y\%$  и  $\mu_x\%$ . Полученные деформации плиты пандуса по Z существенно меньше, чем деформации, полученные по расчету в линейной постановке.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Канчели В.Н. Строительные пространственные конструкции. – М. АСВ. 2004. С.52-55.
2. Tamrazyan A.G., Avetisyan L.A. Behavior of compressed reinforced concrete columns under thermodynamic influences taking into account increased concrete deformability В сборнике: IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 21, Construction - The Formation of Living Environment. 2018. С. 052034.
3. Ковалев А.О., Луков А.В., Малахова А.Н. и др. Проектирование многоэтажных автостоянок. Учебное пособие. - М. АСВ. 2003. С.29-38.
4. Поротникова С.А., Ахметсафина И.С., Поротников П.А. Автоматизированное проектирование лестниц в графическом пакете Archicad // Сборник научных трудов по материалам международной научно-практической конференции. т. 4. №3. 2010. С. 67-75.
5. Малахова А.Н. Компьютерное моделирование железобетонных лестниц и пандусов криволинейного очертания. - Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции. Материалы VI Международной (XII Всероссийской конференции). CDLC-2022 - Чебоксары, 2022.
6. Городецкий А.С., Евзеров И.Д. Компьютерные модели конструкций. – М. АСВ. 2009. 357с.

## ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ УЗЛОВ РЕГУЛИРУЕМЫХ ПОЛОВ НА ПОЛИМЕРНЫХ БОЛТАХ

Одним из основных условий выполнения финишного слоя конструкций пола является ровное основание. Существует несколько методов выравнивания: цементно-песчаная стяжка, листовыми материалами с использованием лаг. Эти способы довольно дорогие или же весьма трудоемкие, на замену им приходит новая технология – регулируемые полы. Их регулирование выполняется при помощи специальных болтов, чаще всего полимерных. За счёт лёгкой конструкции и схемы сборки с поставленной задачей может справиться всего один человек, также плюсом является безопасность продукции [1-5], она не имеет в своем составе вредных для здоровья людей и животных веществ.

В исследовании были проведены испытания регулируемых болтов – стойки М24×100 мм. В результате необходимо было определить несущую способность при осевом сжатии, характер разрушения образцов. Проведено 3 серии испытаний: 1) одиночный регулируемый болт-стойка, установленный на лист фанеры, 2) одиночный регулируемый болт-стойка, установленный в брус 40×50 мм на максимальный вылет, 3) Фрагмент пола 1520×1520 мм с установленными болтами с шагом 460×460 на максимальном вылете.

В каждом испытании была испытана серия из 5 образцов. В первом испытании производилось испытание образцов на несущую способность, закрепленных в фанеру 18 мм и закрытой фанерой 12 мм, нагрузка передавалась через распределяющую пластину. В ходе испытания были получены данные по серии испытаний (табл. 1).

Из полученных данных можно определить среднее значение несущей способности при осевом сжатии лежит в пределах 10 кН. Во время испытания среза резьбы в листе фанеры толщиной 18 мм не наблюдалось. Среднее квадратичное отклонение составило 0,25 кН. Характерными чертами разрушения является смятие и потеря устойчивости болта-стойки. Во втором испытании проводилось определение несущей способности и характера разрушения с закреплением болта-стойки в деревянный брус 40×50 мм закрытый фанерой 18 и 12 мм с распределяющей пластиной. Фанера крепится при помощи саморезов. В ходе испытания были получены данные по серии испытаний (табл. 2).

Таблица 1

Результаты испытания серии № 1

Номер образца	Маркировка образца	Несущая способность при осевом сжатии (кН)	Характер разрушения
1	1	10,07	Смятие и потеря устойчивости болта-стойки
2	2	10,28	
3	3	9,63	
4	4	9,95	
5	5	10,15	
Среднее значение		10,02	

Таблица 2

Результаты испытания серии № 2

Номер образца	Маркировка образца	Несущая способность при осевом сжатии (кН)	Характер разрушения
1	1	10,26	Смятие и потеря устойчивости болта-стойки
2	2	10,18	
3	3	11,15	
4	4	11,09	
5	5	10,42	
Среднее значение		10,62	

Из данных, полученных в испытании, делаем вывод, что среднее значение несущей способности составило 10,62 кН. Во время испытания среза резьбы в деревянном бруске не наблюдалось. Среднее квадратичное отклонение составило 0,46 кН. Характерными чертами разрушения является смятие и потеря устойчивости болта-стойки.

В третьем испытании рассматривалось крепление стандартного фрагмента пола 1520×1520 мм с установленными болтами с шагом 460×460 на максимальном вылете, закрепленных в фанеру 18 мм и закрытой фанерой 12 мм. В ходе испытания были получены данные по серии испытаний (табл. 3).

По данным, полученным в ходе испытания, может определить, что средняя несущая способность составила 40,1 кН/м<sup>2</sup> или 4019 кг/м<sup>2</sup>. Среднее квадратичное отклонение – 3,2 кН/м<sup>2</sup> и 334 кг/м<sup>2</sup>. Минимальное значение разрушающей нагрузки по серии из 5 образцов составило 3844 кг/м<sup>2</sup>. Данная конструкция пола может выдерживать равномерно распределённую нагрузку не менее 3500 кг/м<sup>2</sup>. По результатам полученных данных по 3 испытаниям можем сделать вывод: конструкция полов с использованием полимерных болтов можно использовать как в качестве самостоятельных опор под фанеру, так и в качестве опор под лаги для покрытия их черновыми полами.

Таблица 3. Результаты испытания серии № 3

Номер образца	Маркировка образца	Несущая способность при осевом сжатии (кН/м <sup>2</sup> )	Несущая способность при осевом сжатии (кг/м <sup>2</sup> )	Характер разрушения
1	1	37,8	3854	Смятие и потеря устойчивости болта-стойки
2	2	37,7	3844	
3	3	45,7	4660	
4	4	40,0	4078	
5	5	39,4	4017	
Среднее значение		40,1	4019	

Конструкция из полов со схемой испытания 3 может выдерживать не менее 3500 кг/м<sup>2</sup>, но это значение можно повысить за счёт уменьшения количества болтов-стоек. Регулируемые полы на основе полимерных болтов отличная замена стандартным методам выравнивания полов.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Tamrazyan A.G., Avetisyan L.A. Behavior of compressed reinforced concrete columns under thermodynamic influences taking into account increased concrete deformability В сборнике: IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, 21, Construction - The Formation of Living Environment. 2018. С. 052034.

2. Тамразян А.Г., Манаенков И.К. К расчету изгибаемых железобетонных элементов с косвенным армированием сжатой зоны Промышленное и гражданское строительство. 2016. № 7. С. 41-44.

3. Tamrazyan A.G. The assessment of reliability of punching reinforced concrete beamless slabs under the influence of a concentrated force at high temperatures В сборнике: XXV Polish – Russian – Slovak Seminar "Theoretical Foundation of Civil Engineering". Сер. "Procedia Engineering" 2016. С. 715-720.

4. Тамразян А.Г. К задачам мониторинга риска зданий и сооружений Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. 2013. № 3 (170). С. 19-21.

5. Тамразян А.Г. К расчету железобетонных элементов с учетом ползучести и старения на основе реологической модели бетона Промышленное и гражданское строительство. 2012. № 7. С. 26-27.

Студентка 3 курса 1 группы ИГЭС **Нажмудинова К.К.**  
Научный руководитель – доц., канд. техн. наук **А.Д. Истомин,**  
ст. преподаватель **Е.В. Домарова**

## СРАВНИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ ОПЫТНЫХ И РАСЧЕТНЫХ ЗНАЧЕНИЙ МОМЕНТА ТРЕЩИНООБРАЗОВАНИЯ

Одной из особенностей расчета железобетонных конструкций является определение наличия или отсутствия трещин. Поэтому важным является расчет усилия трещинообразования, в частности для изгибаемых элементов вычисление момента трещинообразования [1,2,3]. В рамках данного исследования осуществлен расчет момента трещинообразования по методикам СП 63.13330.2018: 1) без учета пластических деформаций растянутого бетона; 2) с использованием упругопластического момента сопротивления сечения; 3) на основе двухлинейной диаграммы деформирования растянутого бетона; 4) на основе трехлинейной диаграммы деформирования растянутого бетона; 5) на основе полной диаграммы деформирования растянутого бетона.

Диаграмма деформирования растянутого бетона, полученная по методике [4] с учетом опытных значений [5,6], представлена на рис.1.

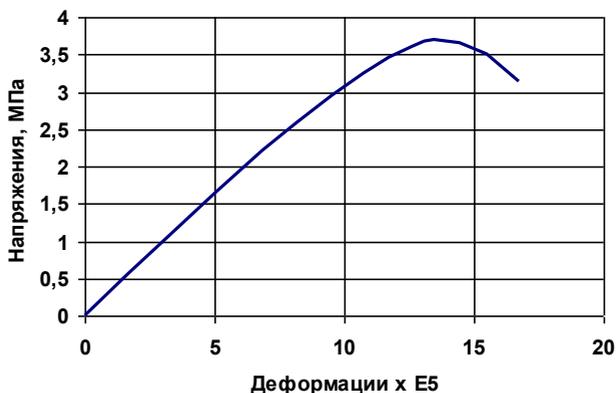


Рис.1. Диаграмма деформирования растянутого бетона

Проведено сравнение расчетных значений момента трещинообразования с опытными данными, проведенного в рамках данного исследования. Эпюра напряжений по высоте нормального сечения при уровне нагружения  $M = M_{cr}$  представлена на рис.2. Результаты расчетов и опытных данных по значениям моментов трещинообразования приведены на рис.3,4.

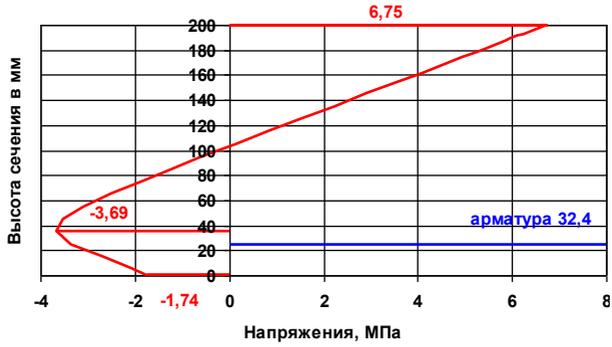


Рис.2. Эпюра напряжений по высоте сечения при  $M = M_{сгс}$

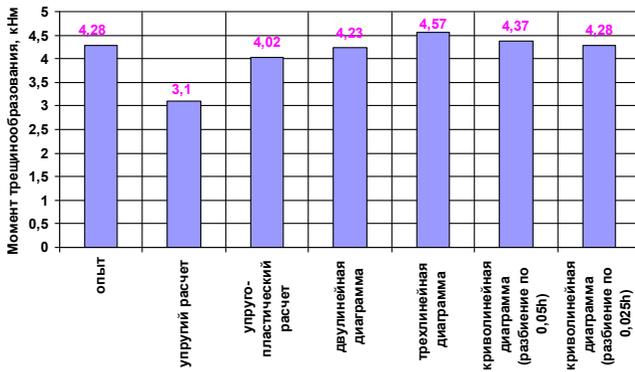


Рис.3. Моменты трещинообразования в зависимости от принятой модели растянутого бетона

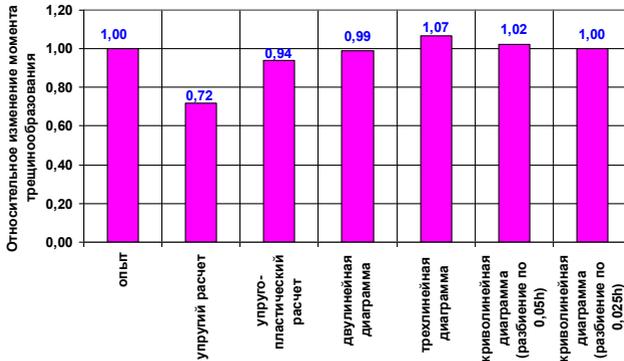


Рис.4. Изменение момента трещинообразования по отношению к его опытному значению

Сравнительный анализ значений моментов трещинообразования по сравнению с опытным значением показывает:

- при упругом расчете занижен на 28%;
- при упругопластическом расчете занижен на 6%;
- при двухлинейной диаграмме деформирования занижен на 1%;
- при трехлинейной диаграмме деформирования завышен на 7%;
- при криволинейной диаграмме деформирования (сечение разбито по высоте на полосы высотой 0,025h) отклонение 0%.

#### Выводы

1. Упругопластический расчет момента трещинообразования приводит к его занижению на 6%.
2. Упругий расчет момента трещинообразования приводит к его занижению на 28%.
3. Деформационная модель расчет момента трещинообразования приводит к его занижению на 1% при двухлинейной диаграмме и завышению  $M_{кр}$ , на 7% при трехлинейной диаграмме.
4. Использование полной диаграммы работы растянутого бетона дает наибольшее соответствие расчетных и опытных значений (в пределах 2%).

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Окусок С.А.* Расчет момента трещинообразования железобетонного элемента без предварительного напряжения арматуры на основании требований СП 63.13330.2012 // Строительство и реконструкция. 2015. №6(62). С.14-20.
2. *Моргунов М.В., Маслов Д.А.* Нормируемые деформационные модели по расчету трещинообразования железобетонных конструкций // Строительство и реконструкция. 2022. №3(101). С.40-50.
3. *Ерышев В.А., Косков М.Ю.* К методике определения момента трещинообразования изгибаемых железобетонных элементов по нелинейной деформационной модели // Вестник НГИЭИ. 2017. №12(79). С.32-42.
4. *Карпенко Н.И., Соколов Б.С., Радайкин О.В.* Анализ и совершенствование криволинейных диаграмм деформирования бетона для расчета железобетонных конструкций по деформационной модели // Промышленное и гражданское строительство. 2013. № 1. С.28-30.
5. *Смоляго Г.А.* К вопросу предельной растяжимости бетона // Бетон и железобетон. 2002. №6. С.6-9.
6. *Истомин А.Д.* Прогиб и ширина раскрытия трещин железобетонной балки по отечественным нормам и Еврокоду 2 // Строительство и реконструкция. 2018. №1(75). С.31-37.

Студент 4 курса 8 группы ИГЭС Старков А.Е.

Научный руководитель – доц., канд. техн. наук А.Д. Истомин,  
преп. М.В. Кудрявцев

## ОСТАТОЧНЫЕ ДЕФОРМАЦИИ СЖАТОГО БЕТОНА ПРИ МАЛОЦИКЛОВОМ НАГРУЖЕНИИ

В реальных условиях эксплуатации конструкции подвергаются малоциклическим статическим нагрузениям. При этом для построения модели сжатого бетона в условиях малоциклового нагружения необходимо знать остаточные деформации [1,2,3].

Многие исследователи отмечают, что определяющим фактором, влияющим на остаточные деформации при малоцикловом нагружении, являются остаточные деформации на первом цикле нагрузка-разгрузка.

На основании опытных данных [4] получена зависимость для определения остаточных деформаций на первом цикле нагрузка-разгрузка:

$$\varepsilon_{b1} = -226\beta^2 + 44\beta + 18, \quad (1)$$

$$\beta = \frac{1 - \eta_{top}}{1 - \eta_{low}}, \quad (2)$$

где  $\eta_{top} = \frac{\sigma_{b,max}}{R_b}$ ,  $\eta_{low} = \frac{\sigma_{b,min}}{R_b}$  – соответственно верхний и нижний относительный уровень нагружения бетонной призмы.

Результаты расчетов остаточных деформаций на первом цикле приведены на рис.1.

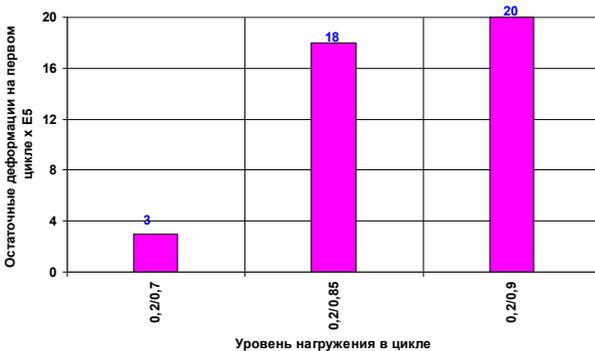


Рис.1. Остаточные деформации на первом цикле в зависимости от уровней нагрузка/разгрузка

Остаточные деформации при малоцикловом нагружении записаны в виде формулы:

$$\varepsilon_{b,c} = \left[ 0,455 \cdot \left( k \cdot \frac{c}{c_u} \right) + 2,75 \right] \cdot \varepsilon_{b1}, \quad (3)$$

где  $k = 412835\beta^{6,2185m}$ , (4)

$m = 3,563\beta^2 - 1,833\beta + 1,174$ . (5)

Для сравнительного анализа удобнее пользоваться отношением  $\varepsilon_{b,c}/\varepsilon_{b1}$ :

$$\frac{\varepsilon_{b,c}}{\varepsilon_{b1}} = 0,455 \ln\left(k \frac{C}{C_u}\right) + 2,75 \quad (6)$$

Результаты расчетов представлены на рис.2.

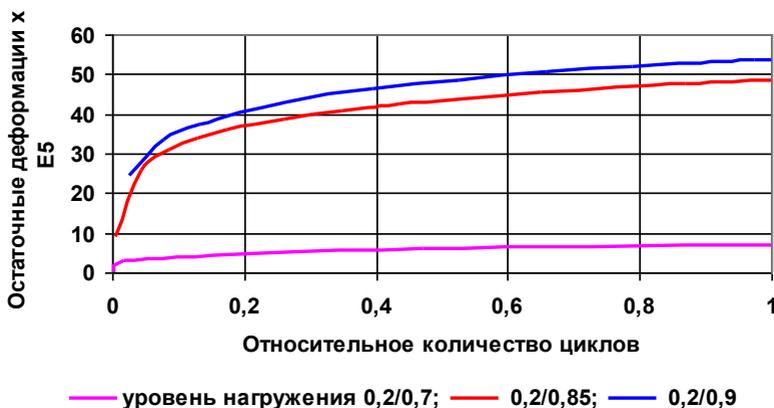


Рис.2. Зависимость остаточных деформаций от относительного количества циклов нагрузка/разгрузка

Анализ полученных данных показывает, что на остаточные деформации сжатого бетона после первого цикла нагружения и суммарные остаточные деформации значительное влияние оказывает верхний уровень нагружения.

При верхнем уровне нагружения меньше уровня верхнего микротрещинообразования [5-7]  $\eta_{top} < \eta_{crc}^v$  остаточные деформации сжатого бетона после первого цикла нагружения составили  $3 \cdot 10^{-5}$  от. ед., а при  $\eta_{top} \geq \eta_{crc}^v$  они увеличились до  $19 \cdot 10^{-5}$ , то есть увеличились в 6,3 раза.

Повышение верхнего уровня нагружения ( $\eta_{top}$ ) с 0,7 до 0,9 приводит к увеличению остаточных относительных деформаций в конце испытаний: в 6,125 раз при уровне нагружения  $\eta_{top} = 0,85$ ; в 6,75 раз при уровне нагружения  $\eta_{top} = 0,9$ .

Выводы

1. На остаточные деформации сжатого бетона после первого цикла нагружения и суммарные остаточные деформации значительное влияние оказывает верхний уровень нагружения.

2. При верхнем уровне нагружения меньше уровня верхнего микро-трещинообразования  $\eta_{top} < \eta_{crc}^v$  остаточные деформации сжатого бетона после первого цикла нагружения составили  $3 \cdot 10^{-5}$  от. ед., а при  $\eta_{top} \geq \eta_{crc}^v$  они увеличились до  $19 \cdot 10^{-5}$ , то есть увеличились в 6,3 раза.

3. Повышение верхнего уровня нагружения ( $\eta_{top}$ ) с 0,7 до 0,9 приводит к увеличению остаточных относительных деформаций в конце испытаний: в 6,125 раз при уровне нагружения  $\eta_{top} = 0,85$ ; в 6,75 раз при уровне нагружения  $\eta_{top} = 0,9$ .

### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Карпенко Н.И., Ерышев В.А., Латышева Е.В. Анализ К построению диаграмм деформирования бетона повторными нагрузками сжатия при постоянных уровнях напряжений // Строительные материалы. №6 (702). – 2013. С.48-51.

2. Ерышев В.А., Латышева Е.В., Ключников С.В., Седина Н.С. К построению диаграмм циклического нагружения бетона при одноосном сжатии // Известия КГАСУ №1(23). –2013. С.104-108.

3. Ерышев В.А., Гурьянова А.В. К методике описания диаграмм бетона при сложных режимах нагружения // Эксперт: теория и наука. № 5(8). – 2020. С.30-33.

4. Кудрявцев М.В., Истомин А.Д. Экспериментальное исследование прочности и деформативности сжатого бетона при малоцикловом нагружении//Дни студенческой науки. М.: МИСИ–МГСУ, 2021–Режим доступа: <https://mgsu.ru/resources/izdatelskaya-deyatelnost/izdaniya/izdaniya-otkr-dostupa/>. С.380-382.

5. Истомин А.Д., Беликов Н.А. Зависимость границ микротрещинообразования бетона от его прочности и вида напряжённого состояния // Вестник МГСУ, № 2, Т.1. - 2011. С.159-162.

6. Тамразян А.Г. К задачам мониторинга риска зданий и сооружений // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. 2013. № 3 (170). С. 19-21.

7. Тамразян А.Г. К расчету железобетонных элементов с учетом ползучести и старения на основе реологической модели бетона // Промышленное и гражданское строительство. 2012. № 7. С. 26-27.

**СПИРАЛЬНО-НАВИВНЫЕ ТРУБЫ. ТЕХНОЛОГИЯ БЕСТРАНШЕЙНОЙ САНАЦИИ ИЗНОШЕННЫХ ТРУБОПРОВОДОВ**  
Высокие темпы увеличения объема безнапорных трубопроводов, находящихся в ограниченно работоспособном и аварийном техническом состоянии, требуют скорейшего решения сложившейся проблемы [1-3]. Достаточно большое количество изношенных сетей находится на территории плотной городской застройки, подземное пространство которой насыщено инженерными коммуникациями [4-7]. К тому же, замена подобных инженерных сетей открытым способом зачастую приводит к демонтажу дорожных покрытий, перекрытию улиц, что в свою очередь очень негативно отражается на дорожной ситуации.

Современным решением сложившейся проблемы служит технология бестраншейной санации изношенных трубопроводов. Отдельно хочется отметить метод нанесения спиралевидных (ленточных) покрытий.

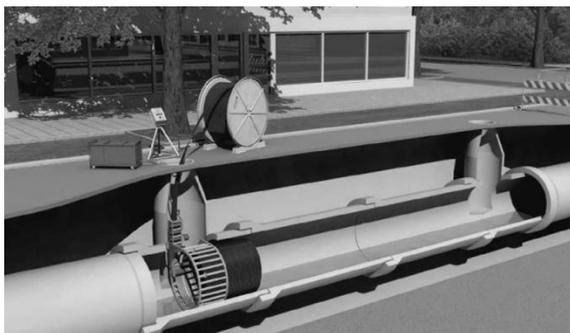


Рис. 1. Технология бестраншейной санации

Данный метод считается одним из лучших для восстановления безнапорных трубопроводов. Он обеспечивает устранение всех повреждений и дефектов по длине трубопровода, но и полное сохранение исходных гидравлических характеристик течения потока жидкости.

Осуществление навивки заключается в подаче экструдированного профиля их ПВХ через люк в специализированную навивную установку, которая располагается на дне стартового колодца. Бобина с профилем их ПВХ заводского изготовления устанавливается на поверхности. Установка соединяет края ленты друг с другом. В результате образуется сплошная водонепроницаемая поверхность внутри поврежденного трубопровода.



Рис. 2. Подача ПВХ ленты в стартовый колодец

К преимуществам данной технологии стоит отнести то, что монтируемый профиль плотно прилегает к внутренней поверхности существующей трубы, а небольшая высота сечения профиля обеспечивает минимальные потери габарита поперечного сечения. Помимо круглого сечения возможно выполнять прямоугольные, арочные.

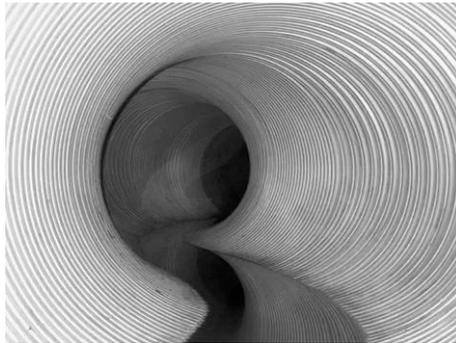


Рис. 3. Восстановленная внутренняя поверхность трубопровода

Основные этапы проведения работ включают в себя:

- Обследование восстанавливаемого участка трубопровода;
- Очистка внутренней поверхности трубопровода;
- Сборка навивочного оборудования и проверка его работоспособности;
- Спиральная навивка трубы внутри восстанавливаемого участка;
- Демонтаж оборудования.

Подводя итог хочется отметить преимущества данной технологии:

- Возможность производства восстановительных работ без демонтажа и остановки работы сетей. С сохранением инфраструктуры;
- Восстановление трубопроводов различного поперечного сечения;
- Улучшение гидравлических характеристик трубопровода;
- Высокая скорость производства работ;
- Низкая стоимость логистики и хранения профиля;
- Минимальное количество задействованного персонала и техники.

Основным недостатком является невысокая кольцевая жесткость трубы. Выполненной методом спиральной навивки. Данный фактор необходимо учитывать при определении несущей способности трубопровода.

### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Тамразян А.Г. Огнеударостойкость несущих железобетонных конструкций высотных зданий Жилищное строительство. 2005. № 1. С. 7.
2. Тамразян А.Г., Манаенков И.К. К расчету изгибаемых железобетонных элементов с косвенным армированием сжатой зоны Промышленное и гражданское строительство. 2016. № 7. С. 41-44.
3. Tamrazyan A.G., Avetisyan L.A. Behavior of compressed reinforced concrete columns under thermodynamic influences taking into account increased concrete deformability В сборнике: IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, 21, Construction - The Formation of Living Environment. 2018. С. 052034.
4. Флавианов В.М., Волков В.В., Козлов В.А., Рябова О.В. Использование спирально-навивной технологии устройства водопропускных труб в современном строительстве // Научный журнал строительства и архитектуры. 2022. № 3(67). С. 116-123.
5. Черников А.В., Козлов В.А. Краткий исторический обзор использования гофрированных водопропускных труб и их применение на современном этапе // Строительная механика и конструкции. 2021. № 3 (30). С. 61-73.
6. Емельянов Л.М. О расчете подземных гибких труб // Строительная механика и расчет сооружений. 1961. №1. С.1-7.
7. Орлов В.А. Технология бестраншейной прокладки и ремонта трубопроводов. М.: МГСУ, 2012.

## КОНСТРУКТИВНАЯ АДАПТАЦИЯ ИДЕИ УВЕЛИЧЕНИЯ ДЛИНЫ ТЕМПЕРАТУРНОГО БЛОКА ОБЛИЦОВОЧНОЙ КЛАДКИ

Многослойные наружные стены часто применяются при строительстве многоэтажных жилых и общественных зданий. Состоят они из внутреннего несущего или самонесущего слоя, утеплителя и облицовочного слоя кирпичной кладки [1, 2]. Расчет их ведется согласно СП 327.1325800.2017, СП 15.13330.2020. Главным недостатком таких стен является наличие вертикальных деформационных швов.

Под воздействием температурных нагрузок кладка стремится к линейной температурной деформации, но из-за жесткого сцепления с основанием, в кладке возникают горизонтальные напряжения [3-6]. При большой протяженности стены, напряжения превышают предельные по перевязанному сечению или на срез по шву и в кладке образуются вертикальные или косые трещины. Для предотвращения их возникновения, кладку делят вертикальными деформационными швами. Расстояние между швами далее называется длиной температурного блока кладки.

В ходе данного исследования поставлен вопрос влияния жесткости растворного шва на длину температурного блока, а также предложена конструктивная адаптация идеи увеличения длины температурного блока кладки, посредством устройства антифрикционный прокладки.

Для расчетного обоснования, выполнено моделирование в программном комплексе ЛИРА САПР балки-стенки с размером конечных элементов  $100 \times 100$  мм. Высота модели 3 м, длина варьировалась от 1 м до 10 м. Модуль деформации элементов кладки принят  $E_k = \{2592, 3456, 4608\}$  МПа для камня и раствора марок М100, М150 и М200 соответственно. Модуль деформации контактного растворного шва варьировался в пределах  $E_p = \{50 \div 2000\}$  МПа. Коэффициент Пуассона принят равным  $\nu = const = 0.2$ . Коэффициент литейного температурного расширения (КЛТР) принят равным  $\alpha_t = 6,5 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ . Условный температурный перепад для средней полосы России принят равным  $\Delta t = -50^\circ\text{C}$ .

Также, по СП 15.13330.2020 найдено расчетное значение предельного сопротивления кладки на растяжение по перевязанному сечению. Интерполируя его по полученным в ходе моделирования значениям горизонтальных растягивающих напряжений, найдена предельная длина температурного блока. На основании полученных данных, построен

график зависимости длины температурного блока от модуля деформации.

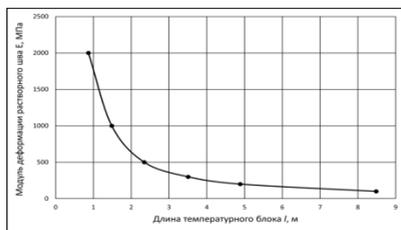


Рис. 1. Зависимость длины температурного блока от модуля деформации растворного шва,

Анализируя график (рис.1) приходим к искомому выводу, что длина температурного блока обратно пропорциональна податливости (жесткости) нижнего растворного шва. Реальный модуль упругости шва составляет более 2000 МПа это означает, что облицовочная кладка практически при любой длине температурного блока должна иметь трещины.

В современном СП 327.1325800.2017 длина температурного блока доходит до 10 м, но при этом указано, что такая длина принимается с учетом возникновения трещин в кладке. Данное допущение, хоть и снижает трудозатраты, уменьшая количество деформационных швов, но ведет к иной проблеме. В статье [5] продемонстрирован КЛТР в зависимости от влажности кирпичной кладки при температурах ниже нуля. В выводах отмечается, что при повышении влажности конструкции (что неизбежно для наружных слоёв любой конструкции, подверженной климатическим воздействиям), повышается и её КЛТР. Таким образом, это приводит к циклу: увеличение раскрытия трещин – увеличение влажности – увеличение КЛТР; и так по кругу.

В качестве иного решения проблемы увеличения температурного блока можно применить конструкцию, при которой податливость контакта кладки с плитой будет максимальной. Достигается он путём применения антифрикционной прокладки между плитой перекрытия и облицовочной кладкой (рис.2). Прокладка представляет собой лист фторопласта Ф-4 и уложенного поверх него листа оцинкованной стали. Такое сочетание материалов имеет коэффициент трения 0,04-0,1. За счет прокладки достигается скольжение кладки в горизонтальном направлении, что приводит к существенному снижению растягивающих и отсутствию сдвигающих напряжений.

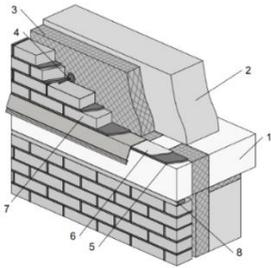


Рис. 2. Конструкция опирания облицовочной кладки на антифрикционную прокладку: 1 – ж.б. плита перекрытия с термовкладышами, 2 – внутренняя несущая или самонесущая стена, 3 – утеплитель, 4 – связи, 5 – выравнивающий растворный шов, 6 – фторопласт Ф-4 и лист кровельной стали, 7 – облицовочная кладка, 8 – упругая прокладка.

В ходе исследования установлено отсутствие экспериментов с определением модуля деформации кладки на растяжение.

Решена задача конструктивной адаптации идеи обеспечения податливости растворного шва, при которой растягивающие напряжения по перевязанному сечению будут минимизированы, а напряжения на срез по шву вовсе заменены силой трения, имеющей в предложенной модели минимальные значения.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Избицкая Ю.С., Калошина С.В., Золотозубов Д.Г. Конструктивные решения многослойных стен из кирпича // *Современные технологии в строительстве. Теория и практика.* – 2019. – Т. 2 – С. 145–150.
2. Поляков С.В., Б.Н. Фалевич. Проектирование каменных и крупнопанельных конструкций. М.: Высшая школа, 1966 – 241 с.
3. Сидько И.Н. Температурные разрушения конструкций зданий в условиях сурового климата // *Тр. ин-та / Температурные деформации зданий, возводимых в суровых климатических условиях.* - Л.: ЛенЗНИИЭП, 1973. - С. 20-39.
4. Муры́й М.А. Температурные деформации влажной кирпичной кладки // *Вестник ТГАСУ*, 2008, №1. С. 79-85.
5. Tamrazyan A.G., Avetisyan L.A. Behavior of compressed reinforced concrete columns under thermodynamic influences taking into account increased concrete deformability В сборнике: *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 21, Construction - The Formation of Living Environment. 2018. С. 052034.
6. Тамразян А.Г., Алексейцев А.В. Эволюционная оптимизация нормально эксплуатируемых железобетонных балочных конструкций с учетом риска аварийных ситуаций. *Промышленное и гражданское строительство.* 2019. № 9. С. 45-50.

## К ВОПРОСУ О ДЛИНЕ ТЕМПЕРАТУРНОГО БЛОКА ОБЛИЦОВОЧНОЙ КЛАДКИ НАРУЖНЫХ СТЕН

В гражданских зданиях получили широкое распространение многослойные несущие наружные стены, облицованные кирпичом. Принципиальная схема наружной стены показана на рис.1. В процессе эксплуатации зданий с такими стенами отмечаются повреждения облицовочной кладки в виде трещин, раздроблений и сдвигов. В научных изданиях наблюдается интерес, проявляемый авторами к исследованиям работы облицовочной каменной кладки см., например, работы [1–6].

В качестве объекта исследования создана модель облицовочной кладки в программном комплексе LIRA-САПР, реализующем метод конечных элементов. Смоделирован фрагмент кладки стены из кирпича пластического прессования высотой 3300 мм и толщиной 120 мм. Варьируемыми параметрами модели являются: модуль деформации растворного шва между кладкой и плитой перекрытия, а также длина фрагмента облицовочной кладки. Расчётные исследования проводились в предположении плоского напряженного состояния работы стены.

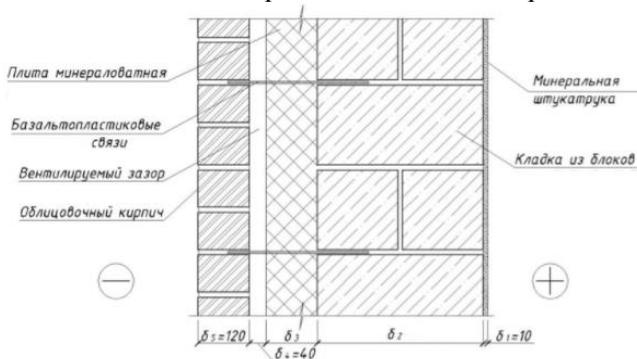


Рис. 1. Конструкция трехслойной стены.

Модуль деформации принят по СП 15.13330.2020 для кладки из кирпича М150 и кладочного раствора М100  $E_k = 2400$  МПа. Коэффициент Пуассона принят равным  $\nu = const = 0.2$ . Исследования выполнены в предположении линейно-упругой работы кладки,

Исследовалось термонапряжённое состояние облицовочной кладки при изменении температуры стены на  $\Delta t = -50^\circ\text{C}$  при коэффициенте

температурного расширения кладки  $\alpha_t = 5 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ . Данный температурный перепад возможен для климатических зон средних широт России при условии замыкания конструкции в летний период. Кладка при таком воздействии температуры испытывает деформации сжатия, а при стеснённой деформации кладки в виде наличия контакта с плитой перекрытия в кладке возникают растягивающие нормальные горизонтальные напряжения  $\sigma_x$ .

При выполнении исследований реализован комплекс расчётов с варьированием модуля деформации контактного растворного шва между кладкой и плитой перекрытия  $E = \{0 \dots 2 \cdot 10^7\} \text{ тс/м}^2$  и длиной фрагмента стены между температурными швами  $L = \{6 \dots 30\} \text{ м}$ . Результаты расчётных исследований графически показаны на рис.2.

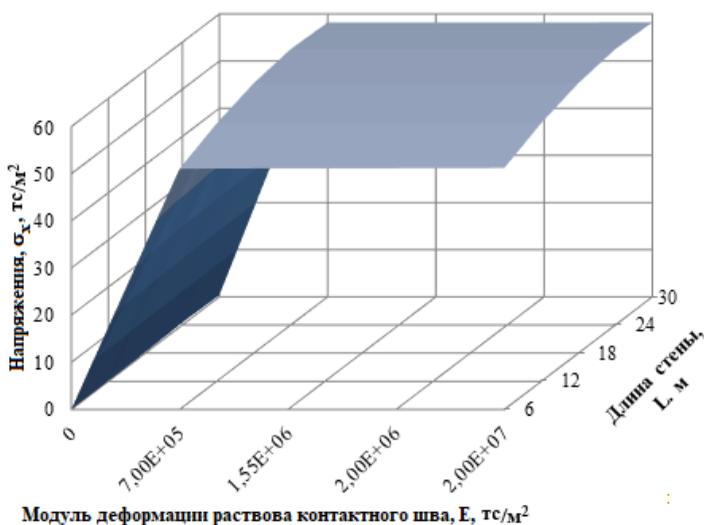


Рис. 2. Горизонтальные напряжения в зависимости от модуля деформации контактного шва и длины температурного блока стены

Анализируя полученный график напряжений можно заметить, что идеальным, с точки зрения напряженного состояния облицовочной кладки наружной стены при температурном воздействии, является отсутствие связи между кладкой и плитой (т.е «ползун»). При этом горизонтальные напряжения в кладке не зависят от расстояния между температурными швами  $L$ . Сравнивая временное сопротивление кладки, при указанных ранее марках раствора и кирпича  $R = 48 \text{ тс/м}^2$ , с результатами расчётов, представленными на рис.2 можно сделать вывод о том, что процесс трещинообразования в кладке происходит уже при расстоянии

между температурными швами  $L \geq 6$  м, при модуле деформации контактного растворного шва  $E \geq 7 \cdot 10^5$  тс/м<sup>2</sup>.

На основании исследований определены ряд закономерностей работы каменной облицовочной кладки при температурных воздействиях:

1. Установлена закономерность изменения напряженно-деформированного состояния облицовочной каменной кладки при изменении модуля упругости контактного растворного шва между перекрытием и кладкой.

2. Определена зависимость: при снижении модуля деформации контактного растворного шва, снижаются и горизонтальные напряжения в облицовочной кладке.

3. При стремлении модуля деформации нижнего растворного шва к нулю горизонтальные напряжения в кладке также стремятся к нулю. Т.е. при  $E \rightarrow 0$  справедливо  $\sigma_x \rightarrow 0$ .

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Зимин С.С. Напряженно-деформированное состояние лицевого слоя многослойных каменных стен при климатических температурных воздействиях: специальность 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения»: дис. на соиск. учёной степени канд. технических наук / Зимин С.С. – М., 2020. – 119 с.

2. Избицкая Ю.С., Калошина С.В., Золотозубов Д.Г. Анализ дефектов и методы ремонта лицевого слоя кирпичной кладки многослойных стен на примере жилого дома в г. Перми // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. – 2019 – Т. 10, № 4. – С. 40–50.

3. Ищук М. К. Анализ напряженно-деформированного состояния кладки лицевого слоя наружных стен / М.К. Ищук // Жилищное строительство. – 2008. – № 4. – С. 23-28.

4. Ищук М.К. Учёт совместной работы кирпичной кладки лицевого слоя наружных стен и плиты перекрытия / М.К. Ищук // Промышленное и гражданское строительство. – 2018. – №8 – С.50-56.

5. Tamrazyan A.G., Avetisyan L.A. Behavior of compressed reinforced concrete columns under thermodynamic influences taking into account increased concrete deformability В сборнике: IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, 21, Construction - The Formation of Living Environment. 2018. С. 052034.

6. Тамразян А.Г. Огнеударостойкость несущих железобетонных конструкций высотных зданий Жилищное строительство. 2005. № 1.С.7

## УЧЕТ ТЕМПЕРАТУРНЫХ ВОЗДЕЙСТВИЙ ПРИ РАСЧЕТЕ МОНОЛИТНЫХ ПРЯМОУГОЛЬНЫХ РЕЗЕРВУАРОВ

Прямоугольные монолитные резервуары активно используются в составе систем водоснабжения и водоотведения.

На рис. 1 показано конструктивное решение заглубленного монолитного прямоугольного резервуара очистных сооружений поверхностных стоков с размерами резервуара в плане 38,6×21,1 м, глубиной 9,6 м. Отвод поверхностных стоков предусматривается по спланированной поверхности и лоткам проезжей части проездов и площадок, со сбором в дождеприемные колодцы, предусмотренные в сети дождевой канализации, обеспечивающей подачу стоков на очистные сооружения.

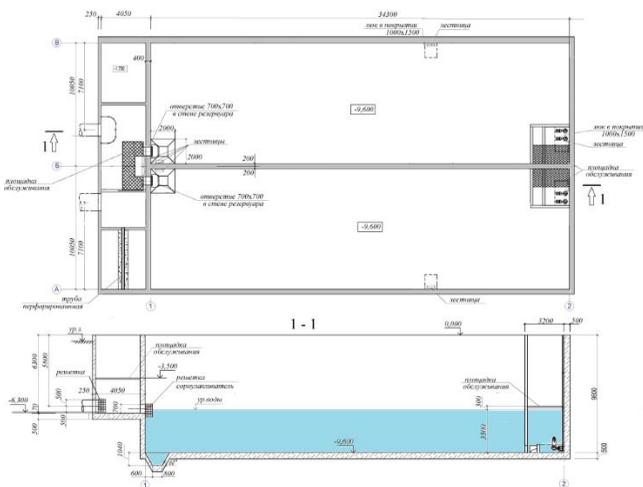


Рис. 1. Конструктивное решение заглубленного монолитного  
прямоугольного резервуара очистных сооружений поверхностных  
стоков

Железобетонные резервуары, входящие в состав сооружений систем водоснабжения и водоотведения, как правило, проектируются монолитными, хотя в России накоплен большой опыт проектирования сборных железобетонных резервуаров [1].

Нормативные требования по проектированию железобетонных резервуаров содержатся в следующих сводах правил: СП 31.13330.2012

(Водоснабжение. Наружные сети и сооружения), СП 43.13330.2012 (Сооружения промышленных предприятий), СП 20.13330.2016 (Нагрузки и воздействия), СП 63.13330.2018 (Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения). Особое внимание при проектировании и возведении резервуаров уделяется трещинообразованию с нормируемой шириной раскрытия трещин [2, 3].

Загружениями, характерными для частично или полностью заглубленного резервуара, являются гидростатическое давление воды на стены и днище резервуара, боковое давление грунта на наружные стены и вертикальное давление грунта на выступы днища резервуара.

На рис. 2 представлена расчетная модель резервуара очистных сооружений поверхностных стоков, построенная в ПК ЛИРА-САПР [4], и таблица загружений, в которую кроме давления грунта и гидростатического давления воды, включен собственный вес железобетонных конструкций стен и днища резервуара и собственный вес металлических конструкций покрытия резервуара, а также вес кровли, выполненной из профилированного листа.

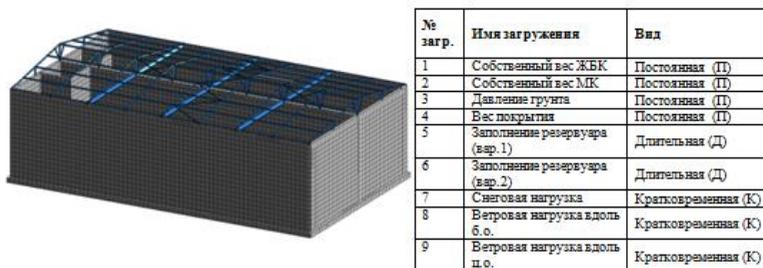


Рис. 2. Расчетная модель резервуара очистных сооружений поверхностных стоков и таблица загружений резервуара

Надземная часть резервуара подвергается ветровой нагрузке. К покрытию резервуара прикладывается снеговая нагрузка. Учет температурных воздействий при расчете монолитных прямоугольных резервуаров не производится, хотя в [5] приведены результаты экспериментальных исследований резервуаров на температурные воздействие и гидростатическое давление воды, которые позволяют оценить степень влияния температурных воздействий на напряженно-деформированно состояние конструктивных элементов резервуара.

Экспериментальные исследования проводились для прямоугольного железобетонного заглубленного двухсекционного резервуара.

Распределение напряжения в стенах подобного резервуара очистных сооружений поверхностных стоков приведено на рис. 3.

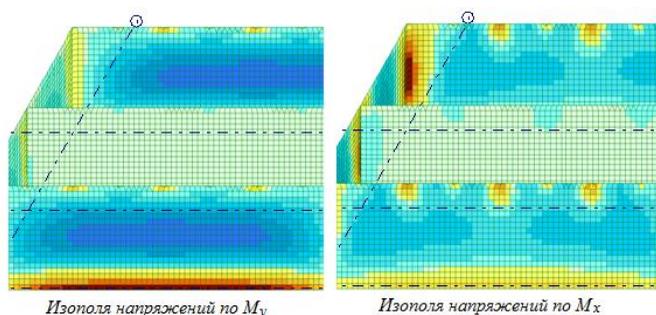


Рис. 3. Картины распределения напряжений в стенах резервуара

Экспериментальные исследования показали, что при перепаде температуры около  $35^{\circ}\text{C}$  наклонные трещины возникают в угловых зонах резервуара, а вертикальные трещины - в средней по длине части стен. В этих же зонах, как показано на рис. 3, появляются максимальные напряжения. Испытания показали, что температура от нагретой жидкости распространяется по сечению стен резервуара довольно медленно, лишь на вторые сутки. При этом степень проявления температурных воздействий будет зависеть от температуры схватывания бетона при возведении резервуара. Результаты экспериментальных исследований показывают важность учета температурных воздействий при расчете резервуаров.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Яров В.А., Медведева О.П. Проектирование железобетонных резервуаров. –М., АСВ, 1997, 160 с.
2. Измайлов И.А., Розовская Т.А. Ремонт и защита бетонных и железобетонных резервуаров систем водоснабжения и водоотведения. – Водоснабжение и санитарная техника, 2019, №2, С.42-48.
3. Ксенофонтова Т.К., Засов С.В. Расчет монолитных прямоугольных резервуаров для воды с учетом образования трещин. – Природоустройство, 2015, №5, С.30-34.
4. Городецкий А.С., Евзеров И.Д. Компьютерные модели конструкций. – М., АСВ, 2009, 357с.
5. Сафарян М.К., Ищенко Ю.К., Месропян Н.М. Исследование работы прямоугольных железобетонных резервуаров при температурных воздействиях. –М., 1961, С.137-165.

## ОБ УЧЕТЕ РИСКОВ АВАРИЙНЫХ СИТУАЦИЙ В РАСЧЕТАХ НЕСУЩИХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

В наше время активно наращиваются темпы строительства, поэтому природные и техногенные воздействия на здания и сооружения только возрастают [1-4]. Особую роль в этом играет проблема обеспечения безопасности строительных объектов, это отражается в ФЗ №384: «механическая безопасность- состояние строительных конструкций и основания здания или сооружения, при котором отсутствует недопустимый риск...». Различные риски учитываются при оценке безопасности конструктивных элементов зданий и сооружений, которые фигурируют в расчетах на живучесть, т.е. устойчивость к прогрессирующему обрушению. Риск определяется как вероятность отказа конструкции с последствиями определенного уровня за определенный период эксплуатации. В аналитическом виде выражается следующим образом [1]:

$$R(t) = C_y \cdot P(t), \quad (1)$$

где  $C_y$  - суммарный ущерб, возникающий при отказе конструкций;

$P(t)$  – вероятность отказа конструкции.

Для связи риска с коэффициентом запаса, перейдем к понятию относительного риска, т.к. обе эти величины являются безразмерными. Величину относительного риска можно получить с помощью соотношения риска к стоимости неповрежденной конструкции [2]:

$$r = \frac{C_y \cdot P(t)}{R_0}, \quad (2)$$

где  $R_0$  – начальная стоимость неповрежденного элемента. Для учета величины относительного риска может быть использовано следующее условие обеспечения безопасности конструктивных систем:

$$\left( \frac{|F|}{F_{ult}} + r \right) \leq 1, \quad (3)$$

где  $F$  – это внутреннее усилие, возникающее в элементе конструкции;  $F_{ult}$  – предельное значение  $F$ , воспринимаемое элементом без разрушения

Для изгибаемых железобетонных элементов неравенство (3), в соответствии с условием прочности, предьявленными СП 63.13330 принимает вид:

$$\left( \frac{|M|}{M_{ult}} + r \right) \leq 1, \quad (4);$$

Постановка задачи: произведем расчет продольного армирования железобетонной многопролётной балки с пролётом  $l=6\text{м}$  и с нагрузкой интенсивностью  $q=10 \text{ кН/м}^2$ , постоянной жёсткости по длине EJ, класс бетона В30, класс продольной арматуры А500 без предварительного напряжения, эксплуатируемой в нормальных условиях и при внезапном выключении

средней опоры из работы.

Согласно [5-8] расчет на прогрессирующее обрушению нужно проводить квазистатическим или динамическим методом. При этом расчет должен включать в себя первичную (нормальная эксплуатация) и вторичную схемы (с выключенным горизонтальным или вертикальным элементом). Используем квазистатический расчётный метод (рис.2):

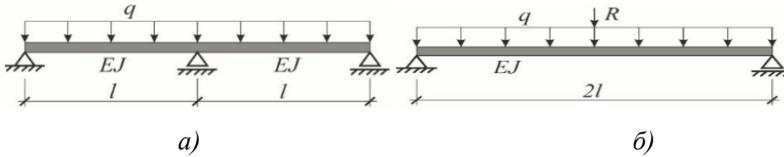


Рис.2. Расчетные схемы балки: а) для статического расчета при нормальной эксплуатации балки; б) для квазистатического расчета на мгновенное выключение средней опоры при моделировании динамического эффекта реакцией отброшенной связи с обратным знаком

По результатам расчета в программном комплексе ЛИРА-САПР получены эпюры изгибающих моментов:

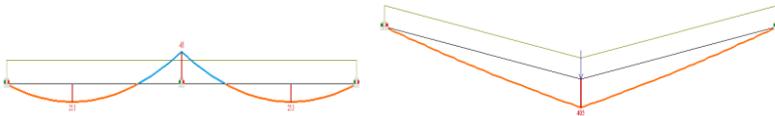


Рис.3. Эпюры моментов при выключении средней опоры при квазистатическом расчёте

Армирование, подобранное только с учетом нормальной эксплуатации балки, не подходит для случая мгновенного выключения опоры. Примем новое армирование (рис.4):

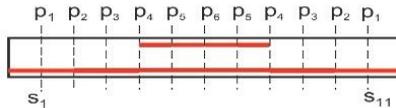


Рис.4. Расположение арматуры в балке

Для расчета относительного риска примем стоимость балки 10.000 р. Вероятность отказа балок  $P$  может быть найдена через средние значения и среднеквадратичные отклонения учитываемых параметров [4, 6].

Допустим, что мы получили следующие статистические данные от завода-изготовителя:

Табл. 1. Результаты расчета  $R_{s,n} = 500$  Мпа;  $S(R_s) = 25$  Мпа;  $R_{b,n} =$

Результат	С учетом риска
$C_y/R_0$	575
$\gamma$	0,1938
$P$	$3,37 \cdot 10^{-4}$
$M$ (кН*м)	405
$M_{ult}$ (кН*м)	502,35
$A_s, \text{см}^2$	14,84
Арматура	2Ø32 мм ( $A_s = 16,08 \text{см}^2$ )

22 Мпа;  $S(R_b) = 1,6$  МПа;  $h_0 = 0,40$  м;  $S(h_0) = 0,005$  м, а из опыта проектирования известно, что:  $S(g) = 0,03 \cdot g_n$ ;  $S(v) = 0,06 \cdot v_n$ ;  $S(l) = 0,002 \cdot l$ .

Выводы: данная методика позволяет достаточно точно определить существующий риск. Следовательно, мы можем подобрать правильные размер и расположение арматурных стержней в конструкциях, что поможет обеспечить живучесть как отдельных элементам, так и всей конструкции в целом.

Рекомендуется использовать этот подход при решении задач безопасности, описанных в [3, 5].

### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Alekseytsev A.V. Mechanical safety of reinforced concrete frames under complex emergency actions. Magazine of Civil Engineering. 2021. № 3 (103). С. 10306.
2. Колчунов В.И., Моргунов М.В., Кожаринова Л.В., Прасолов Н.О. К вопросу алгоритмизации задачи расчета живучести железобетонных конструкций при потере устойчивости // Промышленное и гражданское строительство. 2012. № 12. С. 52-54.
3. Алексейцев А.В., Антонов М.Д. Динамика безбалочных железобетонных каркасов сооружений при повреждениях плит продавливанием Строительство и реконструкция. 2021. № 4 (96). С. 23-34.
4. Тамразян А.Г., Алексейцев А.В. Эволюционная оптимизация нормально эксплуатируемых железобетонных балочных конструкций с учетом риска аварийных ситуаций. Промышленное и гражданское строительство. 2019. № 9. С. 45-50.
5. Алексейцев А.В. Поиск рациональных параметров строительных конструкций на основе многокритериальной эволюционной оптимизации. Промышленное и гражданское строительство. 2019. № 7. С. 18-22.
6. Alekseytsev A., Kurchenko N. Topology design of plane bar systems based on polygonal discretization. Magazine of Civil Engineering. 2022. № 7 (115). С. 11508.
8. Тамразян А.Г. Огнеударостойкость несущих железобетонных конструкций высотных зданий Жилищное строительство. 2005. № 1.С.7

## ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ КРЕСТОВЫХ СВОДОВ ИЗ КАМЕННОЙ КЛАДКИ

В сложном процессе современной реконструкции и реставрации диагностика причин разрушений и деформаций памятников архитектуры и оценка их технического состояния являются наиболее важным аспектами [1-3], определяющие степень вмешательства в сложившуюся конструктивную схему древнего здания. Обращаясь к памятникам архитектуры как объектам инженерных исследований, реставрации и реконструкции, мы обычно имеем дело с сооружениями, испытывшими за столетия своего существования действие множества факторов, отрицательно повлиявших на сохранность архитектурных форм и деталей, свойства строительных материалов и несущую способность конструкции [4-6].

Наибольшую сложность представляет диагностика разрушений и оценка несущей способности древних распорных конструкций – арок и сводов, что объясняется:

Спецификой сводов как пространственных систем, имеющих кладочную структуру;

Их зависимостью от состояния вертикальных несущих элементов и связевого каркаса здания;

Многообразием возможных трансформаций и перераспределений нагрузки, изменяемостью рабочей схемы.

Различают следующие виды арочных пространственных систем (сводов):

-Цилиндрический (коробковый) свод;

-Крестовый свод;

-Сомкнутый свод.

В данной работе мной будут рассмотрены своды крестового типа. Крестовые свод — образуются путём пересечения двух сводов цилиндрической или коробовой формы одинаковой высоты под прямым углом. Применялся для перекрытия квадратных, а иногда прямоугольных в плане помещений. Он может опираться на свободностоящие опоры (столбы, колонны) по углам, что позволяет сосредоточить в плане давление только на угловых опорах. Рабочей схемой простого невспарушенного крестового свода (рис. 1) является система элементов арок, образующих распалубки и передающих давление и распор на диагональные ребра. Проверка несущей способности крестового свода вклю-

чает расчет и конструирование распалубок и диагональных арок (ребер).

Распор, давление и внутренние усилия распалубки при любой геометрии и нагрузках могут быть определены индивидуальным расчетом каждой элементарной арки. Если закон изменения геометрии и нагрузки постоянен для всех элементов системы, то реакции (распор и давление) любой арки и всей системы могут быть вычислены через соответствующие реакции одного элемента – крайней, так называемой щековой арки.

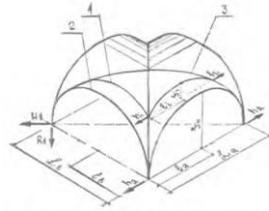


Рис. 1 Рабочая схема крестового свода

- 1 – элементарная арка
- 2 – щековая арка
- 3 – диагональное ребро

Коэффициент продольного изгиба может приниматься по средней гибкости между рассматриваемой аркой и аркой смежной, более короткой;

$$\lambda_{cp} = (\lambda_i + \lambda_{i+1}) / 2 \quad (1)$$

Для щековой арки коэффициент равен 1;

Расчет диагональной арки может быть представлена в виде двухшарнирной арки, испытывающую неравномерную, нарастающую к пяткам вертикальную нагрузку от опорных реакций (1) и горизонтальных (2) от распора

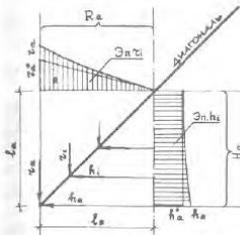


Рис. №2 Эпюры от нагрузки свода

$$rd = r1 + ri \quad (2)$$

$$hd = \sqrt{(h^2 i + h^2 2)} \quad (3)$$

Зная эпюру нагрузки и значения опорных реакций  $Hd$ ,  $Rd$ , можно вычислить изгибающий момент и нормальную силу в любой точке диагонали по формуле:

$$Mi = Rd \cdot xi - qi \cdot xi - Hd \cdot yi + hi \cdot yi \quad (4)$$

$$Ni = (Rd - qi) \cdot \sin a + (Hd - hi) \cdot \cos a \quad (5)$$

$Xi$  и  $Yi$  являются координатами точки  $i$  на диагональной оси ребра относительно его опорного сечения.  $a$  – угол наклона касательной к оси диагонали в данной точке « $i$ »

Для моделирования и дальнейшего расчета будет выбран свод крестового типа с пролетом 5,5 м  $t=250$ мм и нагрузка равная 1т/м<sup>2</sup> (равномерно распределенная). Характеристики материала 1) удельный вес кирпича = 1.8 т/м<sup>3</sup>, расчетное сопротивление сжатию =  $R = 1$ Мпа,

расчетное сопротивление растяжению = 0,04-0,05 Мпа, модуль упругости =  $E = 909,09$  Мпа, коэффициент Пуассона = 0,2, коэффициент лин. Расщепления кладки 0, 00005 Н а 2019г. по данным РПЦ в России строят по 3 храма в сутки. За период с 2009 по 2019 было построено тридцать тысяч храмов по всей России. Существенный вклад в восстановление фонда РПЦ так же вносит реконструкция старых храмов и монастырей, в связи с чем мной и была выбрана данная тема исследования.

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Исследование деформаций, расчет несущей способности и конструктивное укрепление древних распорных систем, методические рекомендации/Министерство культуры РСФСР/ Российское республиканское специализированное научно-реставрационное объединение «Росрест а в р а ц и я», Москва, 1989г.
2. Бедов А.И., Габидов А. И. Проектирование, восстановление и усиление каменных и армокаменных конструкций: Учебное пособие – М: Издательство АСВ, 2017г. – 568 с.
3. Кривошеин Н.К. Расчет упругих сводов по методу предельных состояний. – Петроград: Типография Бенке . 1918г. – 42 с.
4. Тамразян А.Г., Алексейцев А.В. Эволюционная оптимизация нормально эксплуатируемых железобетонных балочных конструкций с учетом риска аварийных ситуаций. Промышленное и гражданское строительство. 2019. № 9. С. 45-50
5. Тамразян А.Г., Орлова М.А. Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния железобетонных изгибаемых элементов с трещинами Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2015. № 6 (53). С. 98-105.
6. Tamrazyan A.G., Avetisyan L.A. Experimental and theoretical study of reinforced concrete elements under different characteristics of loading at high temperatures В сборнике: XXV Polish – Russian – Slovak Seminar “Theoretical Foundation of Civil Engineering”. Сер. "Procedia Engineering" 2016. С. 721-725.

## СЕКЦИЯ СОВРЕМЕННЫХ МЕТОДОВ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Студент магистратуры 2 года обучения 1 группы ИПГС

Аллахвердиев К.Я.

Научный руководитель - доц., д-р техн. наук А.В. Алексейцев

### МОДЕЛИРОВАНИЕ КОРРОЗИОННЫХ ПОВРЕЖДЕНИЙ В РАСЧЕТАХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Моделирование коррозионных повреждений в железобетонных конструкциях является важной задачей в области строительства и инженерии, поскольку коррозия является одной из главных причин повреждения железобетонных конструкций и снижения их долговечности.

В результате моделирования можно получить информацию о том, какие части конструкций наиболее подвержены коррозии, каковы скорость и глубина коррозии, какие параметры и свойства материалов влияют на коррозионные процессы и т.д. Для учета снижения жесткости в результате коррозионных повреждений, используем модель поврежденного нормального сечения, описанную в работе [1-4]. Сжатая зона будет включать три участка А, В и С, показанные на рисунке 1.

При моделировании коррозионных повреждений учтем, что снижается модуль упругости  $E$ . При расчетах модули упругости бетона участков вычислены следующим образом: зона А (поврежденная зона):  $E_A = 0.1 * E_{b1}$ ; зона В (частичное повреждение): модуль упругости меняется от значения  $0,08E_{b1}$  до  $E_{b1}$  в соответствии с формулой:

$$E_{b(z+i)} = E_{b(z)} + \Delta E_b * K(i), K(i) = 1 + \frac{z_{bi}}{\delta} + \frac{z_{bi}^2}{\delta^2}, \quad (1)$$

где  $K(i)$  – функция коррозии,  $z_{bi}$  – координаты центров слоев в границе интегралов  $[0; \delta]$ . В зоне С отсутствуют повреждения.

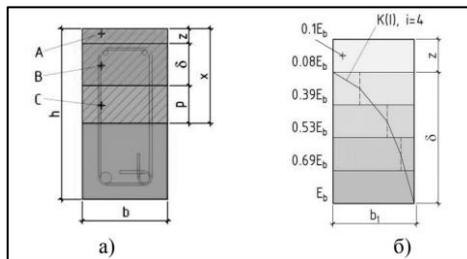


Рис. 1 – Модель коррозионно поврежденной сжатой зоны бетона (а), к расчету модуля упругости (б)

Рассмотрим ситуацию коррозионного повреждения представленная на рисунке 2.

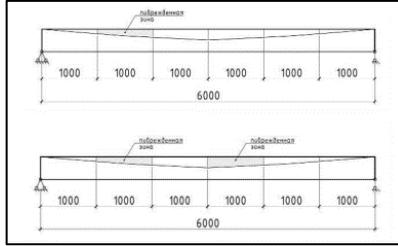


Рис. 2 – Расчетные случаи № 1 (сверху) и № 2 (снизу)

Определим перемещения с учетом характера повреждений от коррозии.

$$I_{red}^{(1)} = \frac{b * x^3}{12} + z_b^2 * A_b + z_S^2 * A_S * (\alpha_1^{кор} - 1) + z_{S'}^2 * A_S * (\alpha_1^{кор} - 1)$$

$$= 72131 \text{ см}^4,$$

$$\delta_1^{кор} = \frac{1}{E_{b1} * I_{red}^{(1)}} * \left[ 0,5 * 1 * 75 * \frac{2}{3} * 0,5 + \frac{30 * 1^3}{12} * 0,5 * 0,5 \right]$$

$$= 0,109 \text{ см.}$$

$$I_{red}^{(2)} = \frac{b * x^3}{12} + z_b^2 * A_b + z_S^2 * A_S * (\alpha_2^{кор} - 1) + z_{S'}^2 * A_S * (\alpha_1^{кор} - 1)$$

$$= 98667 \text{ см}^4,$$

$$\delta_2^{кор} = \frac{1}{E_{b1} * I_{red}^{(2)}} * \left[ \frac{1}{6} * (2 * 120 * 1 + 2 * 135 * 1,5 + 120 * 1,5 + 135 * 1) + \frac{30 * 1^3}{12} * \frac{(1 + 0,5)}{2} \right] = 0,468 \text{ см.}$$

$$I_{red}^{(3)} = \frac{b * x^3}{12} + z_b^2 * A_b + z_S^2 * A_S * (\alpha_3^{кор} - 1) + z_{S'}^2 * A_S * (\alpha_3^{кор} - 1)$$

$$= 100766 \text{ см}^4,$$

$$\delta_3^{кор} = \frac{1}{E_{b1} * I_{red}^{(3)}} * \left[ \frac{1}{6} * (2 * 120 * 1 + 2 * 135 * 1,5 + 120 * 1,5 + 135 * 1) + \frac{30 * 1^3}{12} * \frac{(1 + 0,5)}{2} \right] = 0,937 \text{ см.}$$

Для ситуации № 1 прогиб в середине пролета составит:

$$\Delta_{c1} = 2 * (\delta_1 + \delta_3) + \delta_2 + \delta_2^{\text{КОР}} = 2 * (0,102 + 0,784) + 0,391 + 0,468 \\ = 2,631 \text{ см.}$$

Для ситуации № 2:

$$\Delta_{c2} = 2 * \delta_1 + \delta_2 + \delta_2^{\text{КОР}} + \delta_3 + \delta_3^{\text{КОР}} \\ = 2 * 0,102 + 0,391 + 0,468 + 0,784 + 0,973 = 2,82 \text{ см.}$$

Значительные повреждение коррозией железобетонных конструкций могут привести к возникновению хрупкого разрушения, что нужно учитывать в методах [5-8].

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Смоляго Г.А., Фролов Н.В. Моделирование коррозионно-поврежденных железобетонных балок в ПК ЛИРА-САПР. Безопасность строительного фонда России. Проблемы и решения. Материалы Международных академических чтений. Под редакцией С.И. Меркулова. 2020. С 266–271.
2. Курченко Н.С., Гришков В.А. К оценке жесткости коррозионно-повреждаемых железобетонных балок. Инженерный вестник Дона № 9, 2022.
3. Тамразян А.Г., Попов Д.С. Напряженно-деформированное состояние коррозионно-поврежденных железобетонных элементов при динамическом нагружении. Промышленное и гражданское строительство. С. 266–271.
4. Алексейцев А.В. Поиск рациональных параметров строительных конструкций на основе многокритериальной эволюционной оптимизации. Промышленное и гражданское строительство. 2019. № 7. С. 18-22.
5. Alekseytsev A., Kurchenko N. Topology design of plane bar systems based on polygonal discretization. Magazine of Civil Engineering. 2022. № 7 (115). С. 11508.
6. Alekseytsev, A.V. Mechanical safety of reinforced concrete frames under complex emergency actions. Magazine of Civil Engineering. 2021. 103(3). Article No. 10306. DOI: 10.34910/MCE.103.6
7. Alekseytsev, A.V., Sazonova, S.A. Numerical analysis of the buried fiber concrete slabs dynamics under blast loads. Magazine of Civil Engineering. 2023. 117(1). Article no. 11703. DOI: 10.34910/MCE.117.3.
8. Alekseytsev A.V., Al Ali Mohamad Optimization of bearing structures subject to mechanical safety: an evolutionary approach and software. International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2022. T. 18. № 2. С. 131-142.

## СРАВНИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ РЕЗУЛЬТАТОВ ЭКСПЕРИМЕНТОВ И РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ДО И ПОСЛЕ ИХ УСИЛЕНИЯ КОМПОЗИТНЫМ МАТЕРИАЛОМ

### Актуальность исследования

Сравнительный анализ результатов экспериментов и расчета железобетонных элементов до и после их усиления композитным материалом имеет большую практическую значимость. Он позволяет оценить эффективность данного метода усиления и сделать выводы о том, насколько он способен повысить несущую способность конструкции, а также определить оптимальные параметры усиления конструкций [1-5].

### Экспериментальное исследование

Рассмотрено экспериментальное исследование, проведенное в Пермском национальном исследовательском политехническом университете [2]. В данном исследовании испытывались железобетонные балки, работающие в условиях чистого изгиба. В качестве образцов для испытаний были приняты сборные железобетонные перемишки. Класс бетона образцов В15. Образцы были нагружены ступенчато на 10% от допустимой нагрузки с выдержкой на 3 минуты. Схема армирования и нагружения образцов представлена на рис. 1.

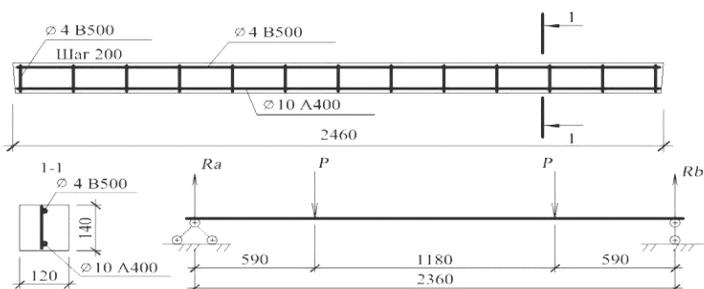


Рис. 1. Схема армирования и нагружения образцов.

Для усиления растянутой зоны образцов использовался тканый холст SikaWrap-230C с несущей однонаправленной углеродной основой прочностью на растяжение 3500 МПа, модулем упругости 230000 МПа и толщиной 0,13 мм.

В качестве полимерного связующего использовался универсальный двухкомпонентный эпоксидный клей, изготовленный по ТУ 2252-003-53507644-2002. Образец №1 был усилен одним слоем внешнего композитного армирования, а образец №2 - двумя слоями.

## Результаты испытаний

Разрушение образца №2 зафиксировано при усилии домкрата  $P = 18,6 \text{ кН}$  по критерию прочности. Высота сжатой зоны  $x_{\text{экс}} = 42 \text{ мм}$ .

Разрушение образца №2 зафиксировано при усилии домкрата  $P = 24,51 \text{ кН}$  по критерию прочности. Высота сжатой зоны  $x_{\text{экс}} = 70 \text{ мм}$ .

## Расчет балки до усиления

Высота сжатой зоны:

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b} = \frac{350 \cdot 78,5}{8,5 \cdot 120} = 26,94 \text{ мм}$$

Предельный изгибающий момент, воспринимаемый сечением:

$$M_{ult} = R_b b x (h_0 - 0,5x) = 8,5 \cdot 120 \cdot 26,94 \cdot (120 - 0,5 \cdot 26,94) = 2,92 \text{ кНм}$$

Разрушающая нагрузка:

$$P_{\text{рас}} = \frac{2,92}{0,59} \cdot 2 = 9,92 \text{ кН}$$

## Расчет балки с одним слоем усиления (образец №1)

Расчетное значение сопротивления растяжению углеволокна:

$$R_f = \frac{\gamma_{f1} \gamma_{f2} R_{f,n}}{\gamma_f} = \frac{0,9 \cdot 0,59 \cdot 3500}{1,2} = 1551,18 \text{ МПа}$$

$\gamma_f$  – коэффициент надежности по композитному материалу;

$\gamma_{f1}$  – коэффициент условий работы композитного материала;

$\gamma_{f2}$  – коэффициент условий работы композитного материала, учитывающий сцепление композитного материала с бетоном

$$\gamma_{f2} = \frac{1}{2,5 \varepsilon_{fu}} \sqrt{\frac{R_b}{n E_f t_f}} = \frac{1}{2,5 \cdot 0,0114} \sqrt{\frac{8,5}{1 \cdot 2300000 \cdot 0,13}} = 0,59 \leq 0,9$$

$n$  – число слоев композитного материала;

$E_f$  – модуль упругости композитного материала, МПа;

$t_f$  – толщина одного слоя композитного материала, мм;

Высота сжатой зоны:

$$x = \frac{R_s A_s + R_f A_f}{R_b b} = \frac{350 \cdot 78,5 + 1551,18 \cdot 15,6}{8,5 \cdot 120} = 50,66 \text{ мм}$$

Предельный изгибающий момент, воспринимаемый сечением:

$$M_{ult} = R_b b x (h_0 - 0,5x) = 8,5 \cdot 120 \cdot 50,66 \cdot (120 - 0,5 \cdot 50,66) = 4,89 \text{ кНм}$$

Разрушающая нагрузка:

$$P_{\text{рас}} = \frac{4,89}{0,59} \cdot 2 = 16,58 \text{ кН}$$

## Расчет балки с одним слоем усиления (образец №2)

Расчетное значение сопротивления растяжению углеволокна:

$$R_f = \frac{\gamma_{f1} \gamma_{f2} R_{f,n}}{\gamma_f} = \frac{0,9 \cdot 0,42 \cdot 3500}{1,2} = 1096,85 \text{ МПа}$$

$$\gamma_{f2} = \frac{1}{2,5 \varepsilon_{fu}} \sqrt{\frac{R_b}{n E_f t_f}} = \frac{1}{2,5 \cdot 0,0114} \sqrt{\frac{8,5}{2 \cdot 2300000 \cdot 0,13}} = 0,42 \leq 0,9$$

Высота сжатой зоны:

$$x = \frac{R_s A_s + R_f A_f}{R_b b} = \frac{350 \cdot 78,5 + 1096,85 \cdot 31,2}{8,5 \cdot 120} = 60,49 \text{ мм}$$

Предельный изгибающий момент, воспринимаемый сечением:  
 $M_{ult} = R_b b x (h_0 - 0,5x) = 8,5 \cdot 120 \cdot 60,49 \cdot (120 - 0,5 \cdot 60,49) = 5,54 \text{ кНм}$   
 Разрушающая нагрузка:

$$P_{\text{рас}} = \frac{5,54}{0,59} \cdot 2 = 18,77 \text{ кН}$$

Таблица 1.

Сводная таблица результатов

Образец	Разрушающая нагрузка, кН	Высота сжатой зоны, мм
по результатам экспериментального исследования		
Обр. №1	18,6	42
Обр. №2	24,51	70
по результатам расчета		
Обр. №1	16,58	50,66
Обр. №2	18,77	60,49

Разрушающая нагрузка на образец, полученная по результатам экспериментального исследования на 12–31% больше расчетной.

После усиления балки несущая способность по критерию прочности увеличилась в 1,7–1,9 раза по результатам расчетов и в 1,9–2,5 раза по результатам эксперимента.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Тамразян А.Г. Основные принципы оценки риска при проектировании зданий и сооружений // Вестник МГСУ. 2011. № 2-1. С. 21-27.
2. Пермяков В.Г., Быков А.А., Зобачева А.Ю., Балакирев А.А., Калугин А.В. Исследование работы железобетонных балок, усиленных поверхностным армированием // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. 2010. №1.
3. Симаков О.А. Применение в качестве внешнего армирования железобетонных элементов тканых сеток из углеродных волокон// Технология текстильной промышленности. – 2019 –№ 3(381) – С.57–61.
4. Мухамедиев Т.А., Кузеванов Д.В. Расчет по прочности нормальных сечений железобетонных конструкций, усиленных композиционными материалами. Бетон и железобетон (6). 2013 С.20-24.
5. Мухамедиев Т.А. Проектирование усиления железобетонных конструкций внешним армированием композиционными материалами. Бетон и железобетон – взгляд в будущее // Научн. тр. III Всерос. конф. по бетону и железобетону. – 2014.

## РАСЧЕТ СТЕРЖНЕВЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА ВОЗДЕЙСТВИЕ ПОВЫШЕННЫХ И ВЫСОКИХ ТЕМПЕРАТУР С УЧЕТОМ ФИЗИЧЕСКОЙ НЕЛИНЕЙНОСТИ МАТЕРИАЛОВ И ПРИМЕНЕНИЕМ МЕТОДА КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Железобетонные конструкции нередко работают в неблагоприятных условиях и подвергаются воздействиям температур, которые значительно меняют работу конструкций [1-5]. Влияние высоких температур вызывает нарушение структуры бетона, вызванные изменением его свойств – обезвоживание цементного камня, сопровождающееся изменением его объема и потерей прочности, различие температурных деформаций цементного камня и заполнителя, разрывающее цементный скелет на отдельные части. В связи с этим обычный железобетон возможно применять в конструкциях, подвергающихся попеременному нагреву и охлаждению до температуры 200° в соответствии с действующими нормативными документами. Однако автоматизированные системы не учитывают в нелинейных расчетах прочностных свойств конструкций при воздействии температур [6-8].

В статье приводятся сравнение результатов расчета автоматизированного программного комплекса и расчета с уточнением жесткостных характеристик стержневого элемента с учетом физической нелинейности материала нагруженного равномерно распределенной нагрузкой 35 кН\*м и кратковременным температурным воздействием по высоте поперечного сечения стержня 200°С - 20°С. Размеры железобетонной балки – ширина 30 см, высота 60 см. Бетон класса по прочности В25, арматура класса А500.

Для сравнительного анализа использовался численный метод решения – метод конечных элементов (МКЭ), а также программный комплекс ЛИРА-САПР как наиболее распространенный и универсальный комплекс для проектирования и расчета.

В качестве расчетной схемы для сравнительного анализа использовался стержень длиной 5,2 м с сеткой конечных элементов по 0,4 м, жесткой заделкой с одной стороны и скользящей заделкой на другой стороне стержня.



Рис. 1. Расчетная схема

Для автоматизированного расчета программным комплектом в параметрах материала задавался 25 экспоненциальный закон, учет армирующего материала выполнялся по 11 экспоненциальному закону.

В расчете с уточнением жесткостных характеристик они определялись методом итераций. Для каждого конечного элемента балки назначалась своя жесткость с учетом фактического действия момента в сечениях стержня. При этом влияние температуры учитывалось понижающим коэффициентом по требованиям действующих норм для температуры среднего слоя балки.

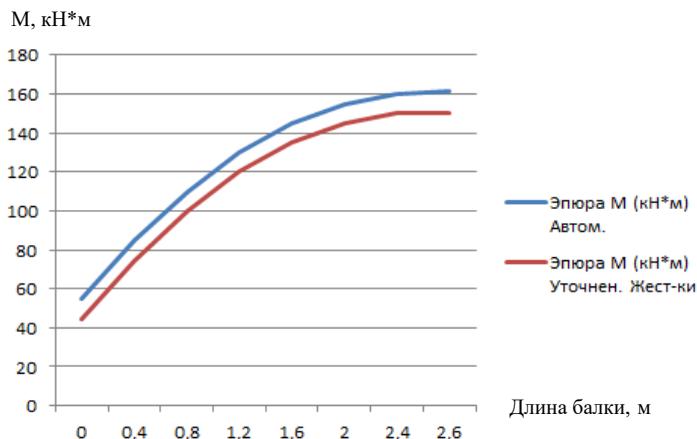


Рис. 2. Графики распределения эпюр моментов по длине балок (кН\*м)

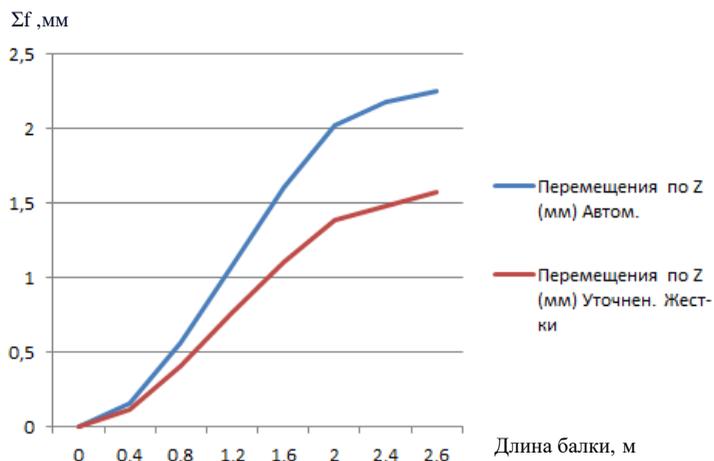


Рис. 3. Графики распределения прогибов балок, мм

При сравнительном анализе автоматизированного расчета и расчета с уточнением жесткости элементов были получены результаты усилий

и перемещений. Различие по моментам составило 6,83%, по перемещениям 32%. Автоматизированные системы расчета не учитывают в нелинейных расчетах прочностных свойств конструкций при воздействии повышенных и высоких температур, требования к которым предъявлены в действующих нормах, в частности, СП 27.13330.2017.

### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Махкамов Й.М., Мирзабабаева С.М.*, Температурные прогибы железобетонных балок в условиях воздействия технологических температур. Проблемы науки. 2019. №11-1(144).

2. *Махкамов Й.М., Мирзабабаева С.М.* Образование и развитие трещин в изгибаемых железобетонных элементах при высоких температурах, их деформации и жесткость. Научно-технический журнал ФерПИ. № 3. 2019. С. 160.

3. *Махкамов Й.М., Турсунов С.Т., Хамралиев А.А., Мирзабабаева С.М.* Прочность и деформативность бетонов при нагреве. Известия Ошского технологического университета. 2/2005. Ош., 2005. С. 82-87

4. *Аветисян Л.А., Тамразян А.Г.* Влияние динамического эффекта на несущую способность железобетонных колонн, работающих в условиях огневых воздействий. Вестник МГСУ. 2013. № 10. С. 14—23.

5. *Курлапов, Д. В.* Воздействие высоких температур пожара на строительные конструкции. Инженерно-строительный журнал. 2009 №4. С. 41–43.

6. Тамразян А.Г., Дехтерев Д.С., Карпов А.Е., Ласковенко А.Г. Определение расчетных параметров для оценки надежности платформенных стыков панельных зданий В сборнике: Современные проблемы расчета железобетонных конструкций, зданий и сооружений на аварийные воздействия. Под редакцией А.Г. Тамразяна, Д.Г. Копаницы. 2016. С. 413-416.

7. Tamrazyan A.G., Avetisyan L.A. Experimental and theoretical study of reinforced concrete elements under different characteristics of loading at high temperatures В сборнике: XXV Polish – Russian – Slovak Seminar “Theoretical Foundation of Civil Engineering”. Сер. "Procedia Engineering" 2016. С. 721-725.

8. Tamrazyan A., Avetisyan L. Comparative analysis of analytical and experimental results of the strength of compressed reinforced concrete columns under special combinations of loads В сборнике: MATEC Web of Conferences. 5th International Scientific Conference on Integration, Partnership and Innovation in Construction Science and Education, IPICSE 2016. 2016. С. 01029.

## СРАВНЕНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК ПРИ ДЛИТЕЛЬНОМ ДЕЙСТВИИ НАГРУЗКИ С ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫМИ ДАННЫМИ

Все проводимые расчёты были сделаны на основании нелинейной деформационной модели [1,2,3]. Для описания состояния бетона была принята трёхлинейная диаграмма деформирования (рис.1), для арматуры – двухлинейная диаграмма деформирования (рис.2)

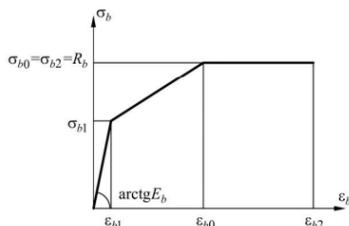


Рис. 1. Диаграмма деформирования бетона

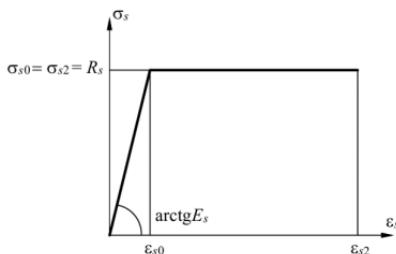


Рис. 2. Диаграмма деформирования арматуры

В качестве расчётной программы был выбран макрос расчёта параметров железобетонного произвольного сечения по нелинейной деформационной модели в Excel. Такой подход позволяет производить расчёты элементов с произвольной формой поперечного сечения, различными параметрами армирования, а также определять промежуточные параметры, такие как кривизна, напряжение в арматуре, габарит сжатой зоны бетона и т.д.

В этой работе были рассмотрены данные испытаний, изложенные в работах В.М. Оплачко [4] и И.И. Темнова [5]. Рассматриваемые образцы представляют собой железобетонные балки прямоугольного сечения, отличающиеся процентом продольного армирования, классом арматуры и классом бетона.

Параметры бетона и арматуры были заданы согласно рассматриваемым работам, данные по сечениям и армированию приведены ниже:

- по Оплачко В.М.: размеры сечения – 160x80; армирование – нижняя Ø14 (Б-1) и Ø10 (Б-2), верхняя – Ø6.

- по Темнову И.И.: размеры сечения – 160x100; армирование – нижняя Ø10 (Б-1), Ø12 (Б-2), Ø14 (Б-3) и Ø20 (Б-4), верхняя – Ø6.

Результаты расчётов по разрушающему моменту представлены в таблице 1.

Таблица 1

Сравнение вычисленных и опытных величин разрушающего момента по опытам В.М. Оплачко и И.И. Темнова

Марка образца	$M_{ult}^{оп}$ , кН·м	$M_{ult}^T$ , кН·м	$\Delta$ , %
Экспериментальные балки В.М. Оплачко			
Б-1	11,0	12,6	-12,7
Б-2	7,3	7,4	-1,35
Экспериментальные балки И.И. Темнова			
Б-1	5,2	3,1	67,74
Б-2	5,62	4,3	30,7
Б-3	7,5	7,1	5,63
Б-4	11,41	10,4	9,71

Расчёт прогибов балок был проведён на разных этапах их загрузки. С полученными результатами можно ознакомиться в таблице 2.

Значения теоретических прогибов вычислялись по формуле:

$$f^T = S \cdot L_0^2 \cdot \left(\frac{1}{r}\right),$$

- где:  $S=0,107$  (т.к. балки испытывались при чистом изгибе);

$L_0^2$ - длина расчётного пролёта, м;

$\left(\frac{1}{r}\right)$ - кривизна,  $m^{-1}$ .

Таблица 2

Сравнение вычисленных и опытных величин прогибов балок по опытам В.М. Оплачко и И.И. Темнова

Марка образца	$M/M_p$	$f_{ult}^{оп}$ , мм	$f_{ult}^T$ , мм	$\Delta$ , %
Экспериментальные балки В.М. Оплачко				
Б-1	0,52	17,0	15,0	13,33
	0,66	22,15	19,16	15,6
	0,79	21,86*	23,46	-6,82
Б-2	0,5	10,77	11,32	-4,86
	0,63	15,12	14,27	5,96
	0,8	21,5	18,12	18,65

Экспериментальные балки И.И. Темнова				
Б-1	0,5	4,76	4,05	17,53
Б-2	0,5	4,19	4,52	-7,3
Б-3	0,5	4,2	5,61	-25,13
Б-4	0,5	5,31	6,81	-22,0

На основе проделанных расчётов прослеживается следующее:

- Для рассмотренных образцов завышение расчетной несущей способности не превысило 13%. По образцам со значительным расхождением результатов разница идет в запас несущей способности (балки в опытах И.И. Темнова)
- Для прогибов получены удовлетворительное соответствие расчетных и экспериментальных значений. Разница в пределах 25%. Полученные выводы говорят о том, что исходная методика расчёта оправдывает себя и позволяет в короткие сроки узнать и оценить всю необходимую информацию о несущей способности конструкции.

### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Манаенков И.К. К расчету кривизны железобетонных балок на основе деформационной модели // Строительство и реконструкция, 2019. №6. С. 19-28.
2. Манаенков И.К. Экспериментальные исследования железобетонных балок с косвенным армированием сжатой зоны поперечными сварными сетками // Известия высших учебных заведений. Технология текстильной промышленности. 2018. №5(377). С. 243-247.
3. Гутников Д.А., Манаенков И.К. К расчёту железобетонных балок при длительном действии нагрузки с использованием нелинейной деформационной модели // Дни студенческой науки: сборник докладов научно-технической конференции по итогам научно-исследовательских работ студентов института строительства и архитектуры (ИСА) НИУ МГСУ (г. Москва, 28 февраля – 4 марта 2022 г.). — Электрон. дан. и прогр. (22,4 Мб). — Москва: Издательство МИСИ – МГСУ, 2022
4. Оплачко, В.М. Изгиб железобетонных балок с обычной арматурой при высоких длительно действующих нагрузках: диссертация кандидата технических наук: 05.00.00 / В.М. Оплачко. - Одесса, 1970. – 188 с. : ил.
5. Темнов, И.И. Изгиб железобетонных балок с обычной арматурой при длительном действии нагрузки: диссертация ... кандидата технических наук: 05.00.00. – Киев, 1962. – 261 с.: ил.

## СРАВНЕНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ РАСЧЕТА ГИБКИХ ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫМИ ДАННЫМИ

По действующему своду правил [1] при расчете гибких внецентренно нагруженных элементов необходимо учитывать приращение эксцентриситета за счет возникающего прогиба (Рис. 1), который является причиной дополнительных перемещений и усилий, которые могут значимо влиять на несущую способность [2].

Метод нелинейной деформационной модели (Рис. 2) использует диаграммы состояния арматуры и бетона и основывается на гипотезе плоских сечений. Выбор диаграммы остается за инженером, который производит расчет. Результаты расчета могут различаться в зависимости от вида принятой диаграммы [3,4].

Приближение расчетной модели к физической модели конструкции является актуальной исследовательской задачей. Возможность точного расчета значений несущей способности и деформаций в сравнении со значениями, полученными вследствие эксперимента, повышает качество проектирования [5,6].

В качестве экспериментальных данных для проведения сравнительного анализа были взяты данные из диссертационных исследований В. Н. Аксенова [7], А. А. Малькова [8] и К. В. Петровой [9], в которых испытывались образцы внецентренно сжатых колонн прямоугольного сечения с различным эксцентриситетом и конструктивными параметрами с закреплением типа шарнир-шарнир. Рассматриваемые образцы различались по проценту продольного армирования, геометрическим параметрам сечения и расчетными характеристиками материалов. Для расчета по нелинейной деформационной модели были использованы двухлинейная и трехлинейная диаграммы деформирова-

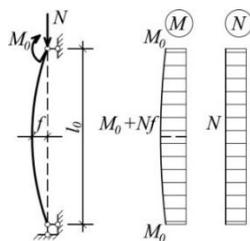


Рис.1 Расчетная схема при внецентренно-сжатом стержне с учетом продольного изгиба.

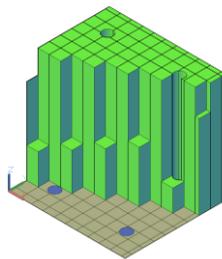


Рис.2. Распределение напряжений в бетоне сжатой зоны сечения

ния бетона и двухлинейная диаграмма деформирования стальной арматуры [1]. Результаты расчета представлены в таблице 1.

Таблица 1.

Сравнительный анализ результатов расчета с экспериментальными данными

Автор	Марка образца	$e$ , мм	$M_{ult}^{оп.}$ , кН·м	$M_{ult}^{трех.}$ , кН·м	$M_{ult}^{двух.}$ , кН·м	$\Delta^{трех.}$ , %	$\Delta^{двух.}$ , %
[7]	К-4	24	22,80	21,4	21,6	6,14	5,26
[8]	40А47.5	47,5	6,11	6,3	6,3	-3,11	-3,11
	40В20	20	3,80	3,7	3,7	2,63	2,63
[9]	К 1-1	350	52,50	55,9	55,9	-6,48	-6,48
	К1-2	352,5	52,52	54,3	54,3	-3,38	-3,38
	К1-3	352,5	157,92	145,5	146,1	7,86	7,48
	К1-4	350	165,90	145,6	146,6	12,24	11,63
	К2-1	345	47,51	53,3	53,4	-12,20	-12,41
	К2-2	345	50,40	53,3	53,4	-5,74	-5,94
	К2-3	352,5	46,21	52,1	52,2	-12,74	-12,96
	К2-4	341	51,53	56,2	56,6	-9,07	-9,85
	К3-1	182	80,12	88,6	89,5	-10,59	-11,71
	К3-2	174	87,52	91,4	92,5	-4,43	-5,69
	К3-3	290	174,32	155,3	156,3	10,91	10,34
	К3-4	289,5	180,36	155,4	156,4	13,84	13,28
	К3-5	173	88,42	98,4	99,9	-11,29	-12,98
	К3-6	174,5	83,97	90,7	91,8	-8,02	-9,33
	К4-1	318	155,57	141,5	149,5	9,04	7,90
	К4-2	312	168,82	149,2	150,3	11,62	10,97
	К4-3	144	107,29	101,1	102,7	5,77	4,28
	К4-4	145	111,35	100,6	102,1	9,65	8,30
К4-5	10,9	147,04	132,9	135,7	9,62	7,71	
К4-6	11,2	140,18	132,2	134,7	5,69	3,91	

По результатам выполненного сравнительного анализа можно сделать следующие выводы:

- для большинства образцов колонн получено хорошее соответствие опытных данных и результатов расчета по нелинейной деформационной модели (в пределах 14%)
- выбор диаграммы деформирования бетона незначительно влияет на расчет несущей способности колонн.

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003».
2. Tamrazyan A.G., Chernik V.I., Matseevich T.A., Manaenkov I.K. Analytical model of deformation of reinforced concrete columns based on fracture mechanics *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2022. Т. 18. № 6. С. 573-583.
3. Манаенков И.К., Курнавина С.О. Построение диаграммы сжатия для бетона с косвенным армированием в рамках теории предельных состояний // *Строительство и реконструкция*. 2022. № 1 (99). С. 40-47.
4. Manaenkov I.K., Korenkov P.A., Grezeva A.S., Zinoveva E.A. Calculation of deformations of concrete with indirect reinforcement according to limit state design. *IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng.* 2020. Vol. 869. No. 1. P. 052033.
5. Manaenkov I.K., Savin S.U. Numerical analysis of the ultimate compressibility of concrete with indirect reinforcement for plotting a stress-strain diagram // *IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng.* 2021. 1030:012090.
6. Тамразян А.Г., Черник В.И. Диаграмма деформирования бетона, ограниченного дискретной композитной облойкой // *Промышленное и гражданское строительство*. 2020. № 8. С. 43-53.
7. Аксенов В.Н. Проектирование гибких преднапряженных железобетонных колонн из высокопрочного бетона // дис. канд. техн. наук: 05.23.01. - Ростовский. гос. строительный университет, г. Ростов-на-Дону, 2009- 185с.
8. Мальков А.А. Несущая способность стержневых конструкций из бетона и железобетона по прочности, устойчивости и деформативности // дис. канд. техн. наук: 05.23.01. - Пензенская государственная архитектурно-строительная академия, г. Пенза, 2001-158с.
9. Петрова К.В. Исследование трещиностойкости, деформативности и некоторых вопросов внецентренно сжатых железобетонных элементов прямоугольного сечения, разрушающихся по первому случаю внецентренного сжатия, при кратковременном действии нагрузки // дис. канд. техн. наук: 05.23.01. – Научно-исследовательский институт бетона и железобетона «НИИЖБ», г. Москва, 1965 - 148с.

## ОСНОВНЫЕ ЗАТРУДНЕНИЯ ПРИ ПРОВЕДЕНИИ ПОЛЕВЫХ ИНСТРУМЕНТАЛЬНЫХ ИСПЫТАНИЙ ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ ФАКТИЧЕСКОЙ ПРОЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ В УСЛОВИЯХ СТРОИТЕЛЬНОЙ ПЛОЩАДКИ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ МЕТОДОВ НЕРАЗРУШАЮЩЕГО КОНТРОЛЯ

Совсем недавно испытания по определению бетонов на прочность проводили только лабораториях при научных институтах и заводах по производству ЖБИ. В последнее время в связи с увеличением темпа строительства зданий и сооружений из монолитного железобетона вырос интерес к современным средствам и методам для контроля прочности бетона. Этот интерес проявляют не только строительно монтажные организации, но и технические лаборатории, осуществляющие строительный контроль, которые разрабатывают новые и совершенствуют существующие методики.

Полученные результаты инструментальных испытаний прочности бетона конструкций непосредственно на строительной площадке являются материалом для оценки фактического состояния конструкций и здания в целом, а также прогноза возможности и условий дальнейшей эксплуатации. Таким образом, чем более точно будут определены прочностные характеристики материала в конструкции, выявлены пространственное расположение дефектов и их параметры, тем более достоверно будет определено фактическое техническое состояние строительных конструкций и сооружений.

В условиях строительных площадок совокупность средств и методов неразрушающего контроля позволяет без физического воздействия или при незначительном воздействии на конструкцию получить косвенную характеристику материала в конструкции, из которой после камеральной обработки определяют фактическую прочность бетона. Большим преимуществом методов неразрушающего контроля является возможность проведения повторных исследований в определённых участках конструкций, что позволяет контролировать процесс набора прочности бетона и оперативно реагировать на его изменение. Все же существует ряд затруднений к получению надёжных результатов методами неразрушающего контроля. Рассмотрим наиболее общие из них, в целом, касающиеся съёма первичной информации.

1. Трудности при создании надёжной опоры оператору для обеспечения качественного съёма первичной информации от применяемого средства неразрушающего контроля.

2. Механические косвенные методы определения прочности бетона чувствительны к пространственному положению конструкции, т. е. измерения зависят от направления хода бойка, что необходимо учитывать при обработке результатов, например, при контроле потолочных поверхностей [1, 2].

3. Невозможность подготовки для испытаний необходимой площади поверхности контролируемых участков конструкции в труднодоступных или стеснённых условиях.

4. Использование средств неразрушающего контроля, которые проверены в лабораторных условиях и не предназначенных к натурным исследованиям на строительной площадке, например, по температурно-влажностным условиям полевых испытаний.

5. Внешнее фоновое воздействие на средства неразрушающего контроля и контролируемые конструкции (вибрационные, температурно-влажностные, электромагнитные и др.) в полевых условиях строительной площадки.

6. Отсутствие возможности создания и использования корреляционной зависимости в условиях ограниченного доступа к конструкциям и недостаточности количества участков для контроля. Условность использования на новом объекте контроля схожих корреляционных зависимостей для аналогичного бетона, без учёта нарушения однородности и структуры материалов по сечению конструкций.

7. Условное допущение проектной идентичности состава бетона всех конструкций на строительной площадке.

8. Возникновение информационных аномалий, которые могут быть вызваны как операторские ошибки или как дефектный участок конструкции.

9. Невозможность использования в оценке прочности густоармированных сооружений, сооружений с тонкими стенами, в частности, при прямом методе отрыва со скалыванием.

10. На достоверность результатов также оказывает влияние погрешность измерений приборов. В статье [3] описано, что наименьшей погрешностью обладают ультразвуковые приборы – средний коэффициент вариации 4,5%; разброс результатов измерения методом упругого отскока характеризуется коэффициентом вариации 8,1%, а методом ударного импульса – 31,6%.

11. Изменчивость прочности бетона по высоте элемента.

Основные методологические и технологические ограничения применение методов и средств неразрушающего контроля и обработки полученных результатов приведены в нормативных документах, инструкциях по эксплуатации приборов в полевых условиях и специальной литературе [4,5], но в настоящее время в этих источниках информации

исключение этих ограничений отражено недостаточно. Необходимо внести соответствующие рекомендации в нормативные документы. Для обеспечения точности оценки прочности бетона актуально комбинирование максимально возможного комплекса независимых инструментальных методов и средств контроля с учётом индивидуальных особенностей строительства конструкций и сооружений [6]. Ложная или недостаточная первичная информация может привести к неверной оценке технического состояния конструкций и даже к аварийной ситуации. Несмотря на достаточно автоматизированный процесс обработки полученной информации всё равно полевые работы остаются достаточно трудоёмки.

### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Улыбин А.В., Зубков С.В., Федотов С.Д.* Ошибки при определении прочности бетона методом отрыва со скалыванием // Сборник научных трудов Общества железобетонщиков Сибири и Урала. - Новосибирск: СГУПС, 2016. - С. 14-19.
2. *Парфенов А.А., Сивакова О.А., Гусарь О.А., Балакирева В.В.* Выбор оптимальных методов определения прочности бетона при обследовании зданий и сооружений // Строительные материалы. 2019. № 1–2. С. 60–63.
3. *Улыбин А.В.* О выборе методов контроля прочности бетона построенных сооружений // Инженерно-строительный журнал. 2011. № 4 (22). С. 10–15.
4. *Джонс Р., Фэкзоару И.М.* Неразрушающие методы испытаний бетонов. Пер. с румынск.. - М.: Стройиздат, 1974. - 292 с.
5. *Несветаев Г.В., Коллеганов., А.В., Коллеганов Н.А.* Особенности неразрушающего контроля прочности бетона эксплуатируемых железобетонных конструкций // Интернет журнал «НАУКОВЕДЕНИЕ». - 2017. - Том 2 №9. - С. 100.
6. *Штенгель В.Г.* О доверии к результатам полевых инструментальных обследований бетона эксплуатируемых сооружений // Обследование зданий и сооружений: проблемы и пути их решения. Материалы XI научно-практической конференции. Под редакцией А.В. Улыбина. - Санкт-Петербург: Федеральное государственное автономное образовательное учреждение высшего образования "Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого", 2021. - С. 144-152.

## **ВЛИЯНИЕ СТАЛЬНОЙ НЕСЪЕМНОЙ ОПАЛУБКИ ИЗ ПРОСЕЧНО-ВЫТЯЖНОГО ЛИСТА НА ПРОЧНОСТНЫЕ И ДЕФОРМАЦИОННЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

В настоящее время при строительстве зданий и сооружений одним из основных конструктивных материалов является монолитный железобетон. Возведение таких конструкций в основной своей массе осуществляется с применением опалубки.

Одним из вариантов усовершенствования монолитных железобетонных конструкций является применение стальной несъемной опалубки, благодаря которой достигаются наиболее высокие показатели твердения и прочности бетона нежели с применением традиционной опалубки.

Стальная несъемная опалубка (СНО) из просечно вытяжного листа (ПВЛ) – это сетчатая панель с ребрами жесткости, которая остается в теле конструкции после монтажа.

При первом знакомстве с СНО многие сомневаются в ее надежности за счет сетчатой формы. Однако благодаря именно такой форме одним из основных преимуществ данной опалубки является естественное удаление избыточной воды из бетона, за счет чего минимизируется количество раковин и каверн, следовательно уменьшается вероятность появления коррозии в стержнях арматурного каркаса, снижается риск появления трещин, повышается плотность бетона.

Еще одним преимуществом опалубки является скорость набора прочности. В работе [1, 6] проведено экспериментальное исследование скорости набора прочности бетона, уложенного в систему СНО. Результаты проведенных исследований показали, что бетон, уложенный в систему СНО, набирает прочность быстрее, нежели бетон, уложенный в традиционную опалубку.

Кроме того, ребро жесткости ПВЛ обеспечивает несущую способность эквивалентную стержню арматуры А240С диаметром 6 мм, в следствии чего опалубка выполняет роль обоймы [2]. В работе [3] приведены результаты экспериментальных исследований эффекта обоймы, который достигается с применением СНО. По результатам исследования установлено, что СНО сдерживает поперечные деформации и, следовательно, увеличивает прочность железобетонных колонн и стеновых панелей (в среднем на 20 %)

В ходе исследования СНО автором была создана простейшая расчетная модель, с которой были взяты усилия на самую нагруженную колонну для дальнейших расчетов в программе «Конструктор сечений».

В программе «Конструктор сечений» было смоделировано сечение выбранной колонны 400х400 мм из бетона класса В25. Кроме того была замоделирована СНО из ПВХ в виде стального листа приведенной толщины  $t_{пр}$ .

На рис. 2 представлен общий вид сечения колонны с опалубкой в виде стального листа приведенной толщины.

В соответствии с [4, 7] длина ПВХ больше длины заготовки в 1,7 раза. При толщине ПВХ 0,4 мм приведенная толщина  $t_{пр}$  стального листа будет равна:

$$t_{пр} = \frac{0,4}{1,7} \approx 0,235 \text{ мм.}$$

При расчете колонны рассмотрены 2 варианта армирования:

- в первом случае задано требуемое армирование колонны (рис. 3 (а));
- во втором случае задано требуемое армирование и стальной лист по периметру колонны толщиной  $t_{пр}$  (рис. 3 (б)).

В ходе анализа полученных результатов, автором был сделан следующий вывод: по рис. 2 видно, что усилия возникающие в арматурных стержнях в первом варианте расчета выше, чем во втором, следовательно, стальной лист приведенной толщины принял на себя часть усилий, тем самым разгрузил основное армирование, что говорит о повышении прочностных характеристик сечения в целом.

В работе [5] говорится, что при включении СНО из ПВХ в расчет в качестве

рабочего элемента появляется возможность уменьшить расчетную площадь поперечного сечения арматуры.

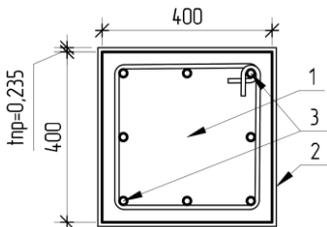


Рис. 2. Общий вид сечения колонны, где:

- 1 – железобетонная колонна 400х400 мм;
- 2 – стальной лист приведенной толщины  $t_{пр}$ ;
- 3 – арматурный стержень А500С;

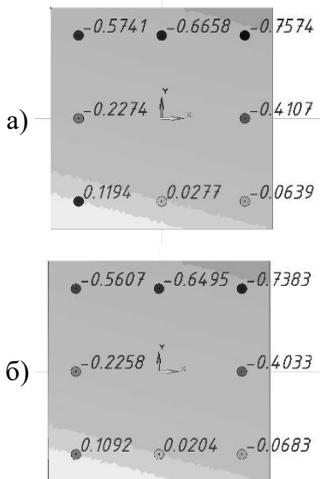


Рис. 3. Усилия (ед. изм. - тонны) в стержнях в результате расчета:

- а) по первому варианту
- б) по второму варианту

В дальнейших исследованиях в программе ЛИРА САПР с помощью программы «Конструктор сечений» автором будут рассмотрены железобетонные конструкции разных типов сечений и с различным основным армированием, с целью подтверждения возможности экономии материалов при использовании СНО из ПВХ.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Носков И.В.* Стальная несъемная опалубка Proster®21. Снижение затрат при возведении удаленных линейных объектов. // ООО НПО 22. 2020. [Электронный ресурс]. URL: <https://fc-union.com/wp-content/uploads/2019/12/08-Noskov-I.V.-NPO22.pdf> (дата обращения 23.12.2022).

2. *Грановский А.В., Носков И.В.* Прочность монолитных железобетонных конструкций, изготовленных с использованием стальной несъемной опалубки//Промышленное и гражданское строительство. 2016. №10. С. 129-131.

3. *Бубис А.А., Грановский А.В., Доттуев З.И., Доттуев А.И.* Провести экспериментальные исследования прочности и деформативности опытных образцов фрагментов железобетонных панелей и колонн, изготовленных с применением стальной опалубки Proster, производства Белорецкого завода сеток и настилов. Научно-технический отчет №468/24-21-16/СК. – Москва: ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, 2016.

4. *Носков И.В.* Возведение нулевого цикла без стационарного кра-на // Жилищное строительство. 2020. № 9. С. 00–00. DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2020-9-00-00>

5. *Гасиев А.А., Хасауов Ю.М., Хасауов Н.Р., Кабло М., Бакир Х.* Влияние стальной несъемной опалубки на основе просечно-вытяжной гофрированной сетки на прочность и деформативность монолитных железобетонных простенков при перекосе. Академический вестник УралНИИпроект РААСН. 2019. №2 (41). С. 82-85.

6. ТУ 36-26.11-5-89 Листы стальные просечно-вытяжные. Технические условия. Введен 01.01.1990.

7. Тамразян А.Г., Дехтерев Д.С., Карпов А.Е., Ласковенко А.Г. Определение расчетных параметров для оценки надежности платформенных стыков панельных зданий В сборнике: Современные проблемы расчета железобетонных конструкций, зданий и сооружений на аварийные воздействия. Под редакцией А.Г. Тамразяна, Д.Г. Копаницы. 2016. С. 413-416.

## РАСЧЕТ ВЛИЯНИЯ СКОРОСТИ И ХАРАКТЕРА ГИДРАТАЦИИ БЕТОНОВ НА ЕГО ПРОЧНОСТЬ С ПРИМЕНЕНИЕМ ПРОГРАММНОГО КОМПЛЕКСА «АТЕНА»

Процесс набора прочности бетона прямо связан с процессом гидратации цемента в его объёме. Как и множество других химических реакций, при контакте воды и вяжущего происходит экзотермический процесс выделения тепла. Так как распределение тепла в теле бетона неравномерно в связи с относительно низкой теплопроводностью, наблюдается градиент температур: от центра, где в случае массивности конструкции условия близки к адиабатическим, до поверхности бетона, где контакт с близлежащими конструкциями и окружающей средой приводят к значительному снижению температуры.

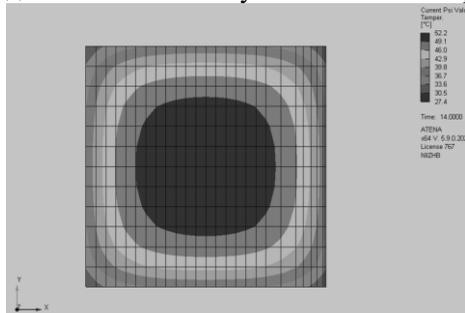


Рис. 1. Температурный градиент массивной конструкции

Из-за неравномерности температурных полей на застывающую поверхность бетона оказываются растягивающие температурные напряжения [1-4], которые, при несоблюдении условий разности температур ядро-поверхность в  $T \leq 20^{\circ}\text{C}$ , вызывают образование трещин. Российские нормативные документы, затрагивающие тему термона-

пряженного состояния, такие как СП 63.13330, СП 70.13330.2012, которые требуют учитывать и снижать разницу полей температур, но не приводят какие-либо способы сделать это, или СП 357.1325800.2017, который достаточно подробно описывает расчеты температур в теле бетона и управления ими, но является узконаправленным. Таким образом, для эффективного сглаживания температурных полей и снятия излишних напряжений с кристаллического скелета набирающего прочность бетона требуется обосновать достаточные условия за уходом бетонизируемых конструкций автором предлагается сделать это через расчет конечно-элементной модели с помощью программного комплекса Atena [5]. Atena, как специализированная программа для расчета термонапряженного состояния бетонных и железобетонных конструкций вы-

брана в связи с достаточным количеством функций для учета всех этапов экзотермического процесса, таких как:

- состояние конструкции в критические этапы твердения;
- граничные условия, описывающие тепловой поток, выходящий через тело бетона в окружающую среду;
- теплофизические характеристики бетона;
- переход результатов термической задачи к прочностной задаче;

Основным параметром для корректного расчета термонапряженного состояния является количество выделяемой бетоном теплоты при гидратации цемента. Руководство по прогреву бетона в монолитных конструкциях - 2005 года предлагает таблицу № тепловыделения цементов различных видов и марок в зависимости от температуры и времени твердения. Проведенные автором тесты куба с размерами 0.8x0.8x0.8м, температурные градиенты которого были заранее известны, показали, что натурные показания с датчиков не совпадают с расчетными.

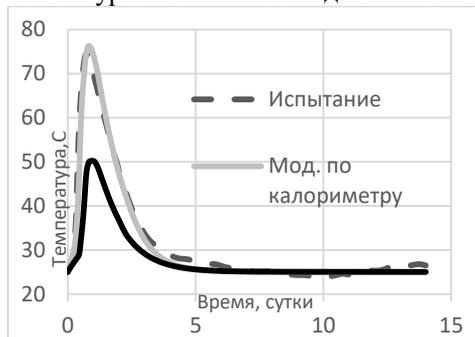


Рис. 2. Сравнение натурального испытания с опытами

Температура в центре куба равняется  $74^{\circ}\text{C}$ , в то время как расчетная модель фиксирует максимальную температуру в  $51^{\circ}\text{C}$  (Рис. 2. График № модель по руководству). Разница температур в  $23^{\circ}\text{C}$  не позволяет верифицировать данный расчет. Это связано с тем, что данные из «Руководства по прогреву бетона в монолитных конструкциях» не учитывают различные до-

бавки в бетонную смесь, как модификаторы и пластификаторы, существенно влияющие как на скорость гидратации, так и на количество выделяемого тепла, а также учитывающие тепловыделение только на 6, 12, 24, 48, 72, 168, 336, 672 часов застывания, что является недостаточным для точного построения графика температур.

Таким образом, в работе был выбран способ определения тепловыделения бетона через лабораторные испытания смеси в калориметре по ГОСТ 24316-80.

Проведенный пересчет конечно-элементной модели (Рис. 2.) с учетом нового графика тепловыделения (Мод. по калориметр) при гидратации показал температуру в центре куба в  $76^{\circ}\text{C}$ , что менее чем на 3% расходится от натуральных температур.

Сегодня в российской нормативно-технической документации не имеется достаточной базы для корректного расчета термонапряженного

состояния бетонных и железобетонных монолитных конструкций, так как опыты в калориметре в своей основе не являются обязательными к исполнению. На рисунке 3 приведены наглядные различия между кривой тепловыделения на 1 кг цемента при температуре твердения в  $25^{\circ}\text{C}$  по «Руководству по прогреву бетона в монолитных конструкциях» и данными, полученными по результатам испытаний в калориметре. Приведенная автором методика расчета позволяет учесть данные различия и значительно повысить точность расчетов.

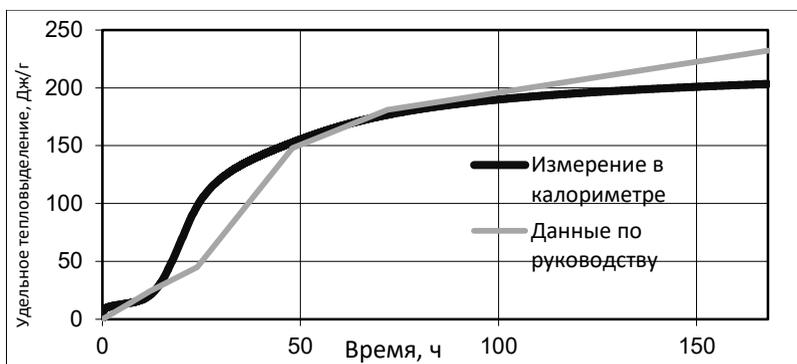


Рис. 3. Сравнение удельного тепловыделения

### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Болгов А.Н., Невский А.В., Иванов С.И., Сокуров А.З. Численное моделирование температурных напряжений в бетоне массивных конструкций в период твердения // Промышленное и гражданское строительство. 2022. № 4. С. 18.
2. Трапезников Л.П. Температурная трещиностойкость массивных бетонных сооружений // Энергоатомиздат. 1986. С. 272 с ил.
3. Александровский С.В. Расчет бетонных и железобетонных конструкций на изменения температуры и влажности с учетом ползучести бетона // НИИЖБ. 2004. С. 712.
4. STAR 254-CMS. Thermal Cracking of Massive Concrete Structures // Springer. 2018. ISBN 978-3-329-76616-4. С. 432.
5. Анискин Н.А., Неуен Ч.Ч., Брянский И.А., Дам Х.Х. Определение температурного поля и термонапряженного состояния укладываемого бетонного массива методом конечных элементов // Вестник МГСУ. 2018. Т. 13 Вып. 11. С. 1407-1418.

## КРУЧЕНИЕ АСИММЕТРИЧНЫХ ЗДАНИЙ ПРИ ДЕЙСТВИИ ВЕТРОВОЙ НАГРУЗКИ

Кручение несущих систем зданий в России рассматривали ещё в 1970-х годах [1]. Современные исследования [2-4] показали, что при действии на здание горизонтальной нагрузки в несимметричных зданиях возникают неизвестные компоненты крутящих усилий, которые могут привести к хрупкому разрушению конструкций. В связи с этим при проектировании должны соблюдаться требования норм по ограничению кручения [5]: длинные здания разделяют температурным швом на участки симметричной формы; максимально усиливаются внешние несущие конструкции, симметрично располагаются ядра жесткости. В то же время снижается жесткость внутренних несущих конструкций и повышается жесткость конструкций, работающих на кручение. Это позволяет сократить период колебаний кручения и уменьшить крутящие деформации.

В нормах ряда стран [5] даны критерии определения несимметричных в плане конструкций. При проектировании ограничивают деформации кручения, которые должны быть меньше горизонтальных деформаций конструкции.

Горизонтальные динамические нагрузки возникают при действии ветровых пульсационных, сейсмических воздействий. В данной работе рассмотрена ветровая нагрузка.

В программном комплексе ЛИРА 10.12 были смоделированы 4 несущие системы (рис.1) и действие постоянной и ветровой нагрузки согласно [6]. Колонны приняты сечением 400х400мм, шаг колонн – 6м, стенки жесткости приняты толщиной 400мм. Высота этажа - 3 м, количество этажей – 20. Ветровой район – III. Материал несущих конструкций – бетон кл. В25.

Важным параметром, влияющим на кручение здания является эксцентриситет между центром масс и центром жесткостей [7]. Были определены координаты центров жесткостей каждой системы и вычислены эксцентриситеты крутящих воздействий. Данные, полученные в результате расчётов несущих систем сведены в таблицу 1.

В результате рассмотрения деформирования зданий были получены значения изменения угла поворота перекрытия каждого этажа (рис.4). Получены формы колебаний рассмотренных схем и выявлено, что для схем а-г первая форма колебаний – крутильная, вторая – поступательная.

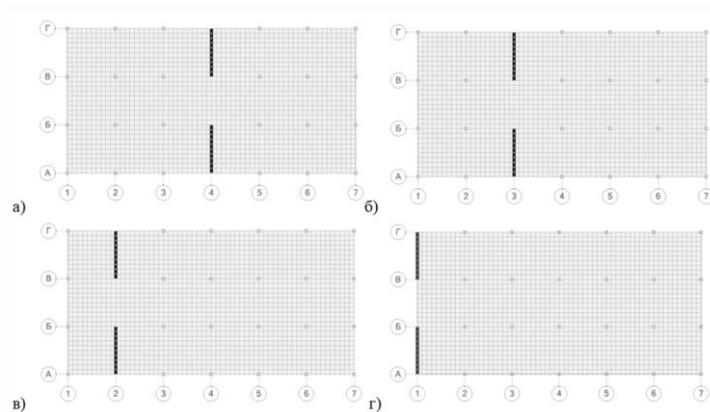


Рис. 1. Рассмотренные схемы в плане: а) стенка жесткости по оси 4, б) стенка жесткости по оси 3, в) стенка жесткости по оси 2, г) стенка жесткости по оси 1.

Таблица 1

Период, частота, угол поворота несущей системы и эксцентриситет

Схема №	Схема а	Схема б	Схема в	Схема г
$T, c$	4.347	4.428	4.555	4.660
$\varphi, \text{рад}/c$	1.446	1.419	1.379	1.348
$\alpha, \text{рад}^*1e-3$	0	7.92	9.85	9.85
$e, m$	0	0.481	0.963	1.444

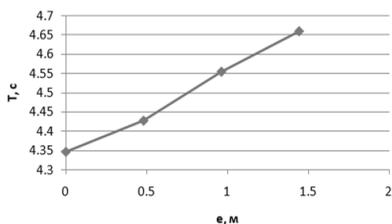


Рис. 2. График изменения периода колебаний несущей системы в зависимости от эксцентриситета между ЦЖ и геометрическим центром системы

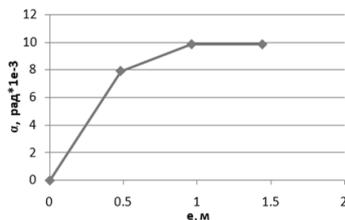


Рис. 3. График изменения максимального угла поворота системы в зависимости от эксцентриситета  $e$

Первая форма колебаний для симметричной схемы крутильная, так как жесткость системы в продольном направлении слишком мала. Регулирование параметров собственных колебаний пространственного

каркаса здания может быть достигнуто изменением жесткостей отдельных элементов каркаса [8].

Значительное увеличение эксцентриситета в схемах в и г не привело к ожидаемому пропорциональному росту угла поворота несущей системы и частоты собственных колебаний несущих систем. Появление первой крутильной формы колебаний в схеме а также является некоторой неожиданностью, которая свидетельствует о недостаточной жесткости на кручение и является основанием пересмотра компоновки несущих конструкций многоэтажного здания.

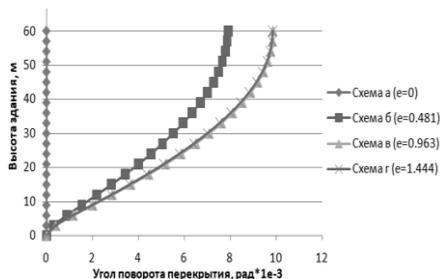


Рис. 4. График изменения угла поворота перекрытия по высоте здания.

### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Дроздов П. Ф. Конструирование и расчет несущих систем многоэтажных зданий и их элементов // М.: Стройиздат, 1977. С. 59-77.
2. Dr. Gamal Hussein, Dr. Nasr Eidand Husseinkhaled. Torsional Behavior Of Irregular Structures During Earthquakes// IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering, Volume 16, Issue 5, PP 40-55
3. Khatiwada P., Lumantarna E. Simplified Method of Determining Torsional Stability of the Multi-Storey Reinforced Concrete Buildings.// Civil Engineering. - 2021, 2, 290-308.
4. Cosenza E., Manfredi G., Realfonzo R. Torsional effects and regularity conditions in RC buildings //12th World conference on earthquake engineering, Auckland, New Zealand. – 2000
5. Сюй Пэйфу, Фу Сюеи, Ван Цуйкунь, Сяо Цунчжэнь. Проектирование современных высотных зданий // Издательство АСВ, 2008. 462 с.
6. СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07–85\*. – М.: ГУП ЦПП, 2016
7. Khatiwada, P.; Lumantarna, E.; Lam, N.; Looi, D. Fast Checking of Drift Demand in Multi-Storey Buildings with Asymmetry. Buildings 2021, 11, 13. <https://doi.org/10.3390/buildings11010013>
8. Агаханов Э.К., Кравченко Г.М., Труфанова Е.В. Регулирование параметров собственных колебаний пространственного каркаса здания. // Вестник Дагестанского государственного технического университета. Технические науки. 2016;42 (3):8-15. DOI:10.21822/2073-6185-2016-42-3-8-15

## РАСЧЁТНОЕ ОБОСНОВАНИЕ УЧЁТА ВЛИЯНИЯ ПЕРЕГОРОДОК НА СОПРОТИВЛЕНИЕ ЗДАНИЯ ПРОГРЕССИРУЮЩЕМУ ОБРУШЕНИЮ

Прогрессирующее (лавинообразное) обрушение – это последовательное, цепное разрушение несущих конструкций здания, приводящее к частичному или полному его обрушению. Считается, что впервые термин «Прогрессирующее обрушение» был применён в Лондоне при обрушении жилого дома в 1968 году [1].

Прогрессирующее обрушение рассчитывается по особым сочетаниям нагрузок, по первой группе предельных состояний без контроля трещинообразования и прогибов [2].

Согласно пособию [2] можно выделить следующие основные предпосылки к расчёту здания на прогрессирующее обрушение:

- устойчивость к прогрессирующему обрушению при локальном разрушении;
- допускается локальное разрушение конструкции, если не происходит обрушение соседних конструкций после перераспределения усилий;
- здание должно быть прочным как минимум на время эвакуации;
- расчёт здания проводится по особому сочетанию нагрузок, по нормативным значениям нагрузок и характеристик материалов.

При расчёте можно рассмотреть следующие сценарии:

- здание в целом не получает критических повреждений
- здание сохраняет устойчивость и форму, но дальнейшая эксплуатация здания недопустима.

Опираясь на эти сценарии, можем разработать следующие стратегии для предотвращения наиболее опасных аварийных расчётных ситуаций прогрессирующего обрушения при локальном разрушении:

- расчёт с учётом упрочнение всего здания в целом
- местное усиление и взаимосвязь элементов конструкции.

Ряд научных работ в области работы бетона в прогрессирующем обрушении были проведены в «ЦНИИПромзданий». Особо известны труды Кодыша Э.Н., Трёкина Н.Н., Чеснокова Д.А. в области проектирования и исследований устойчивости каркасных железобетонных зданий от прогрессирующего обрушения [3,4], так же работы Келасьева Н.Г., Кодыша Э.Н., Никитина И.К., Леонтьева Е.В., Трёкина Н.Н. и др. [5, 6] в исследовании способов защиты каркасных зданий от прогрессирующего обрушения.

В СП 385.1325800.2018 «Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения» указано, что при расчёте следует учитывать элементы, которые при нормальной эксплуатации сооружения принимаются несущими, в том числе перегородки.

Для оценки влияния перегородок были выполнены предварительные расчёты каркаса железобетонного здания. Принятая конструктивная схема состоит из монолитных железобетонных колонн сечением 500x500мм, монолитных железобетонных балок сечением 500x600мм, плит перекрытий и покрытий толщиной 240мм и 160мм (рис. 1). Расчёты выполнены с использованием программного комплекса «ЛИРА-САПР» методом конечных элементов в соответствии с требованиями пособия по проектированию зданий и сооружений при прогрессирующем обрушении. [2]

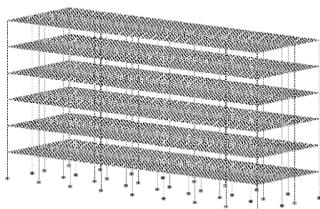


Рис 1.

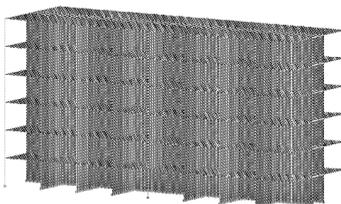


Рис. 2

При расчёте здания по особым сочетаниям нагрузок на прогрессирующее обрушение, согласно СП 385.1325800 следует рассмотреть случаи, когда из строя выходит один, элемент несущей системы здания, удаление которого наиболее опасно. Было проведено три расчёта на прогрессирующее обрушение выходом из строя наиболее нагруженного элемента конструкции или элементов конструкции по неблагоприятному расположению. Первый расчёт производился с исключением колонны в угловой зоне первого этажа, второй по неблагоприятному расположению колонны фасадной части, третий по наиболее нагруженной колонне в средней части здания.

Проанализировав результаты расчёта, было выявлено, что:

- при соблюдении стратегии «упрочнение всего здания в целом» происходит перерасход арматуры всего здания на 25-30%, что, делает здание устойчивым, но и увеличивает затраты на проектирование и реализацию;
- рассматривая результаты расчётов опираясь на стратегию «местное усиление и взаимосвязь элементов конструкции» выявлено, что достаточно усилить только опасные участки конструкции. Перерасход арматуры снижается до 8-10%.

С целью выявления влияния перегородок проведены аналогичные расчёты с учетом пазогребневых перегородок толщиной 100 мм (рис.

2). Отметим, что расчёты производились без учёта перегородок, непосредственно примыкающих к удаляемым колоннам, то есть рассматривалось только их влияние как дополнительных диафрагм.

В отличие от результатов без учёта перегородок при рассмотрении стратегии «упрочнение всего здания» процент требуемого дополнительно армирования здания снизился с 25-30% до 15-20%, также снизились и величины прогибов. При рассмотрении стратегии «местное усиление и взаимосвязь элементов конструкции», отмечено, что перегородки так же снижают затраты с 10-15% до 8-10%

Таким образом подтверждено, что при расчёте на прогрессирующее обрушение следует учитывать не учитываемые в обычных расчетах элементы конструкции, которыми могут являться перегородки. Однако результаты расчётов могут значительно отличаться в зависимости от конструктивных особенностей конструктивной системы.

### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Терешкова А.В.* Образовательная литература: История аварий и катастроф. – Красноярск: Сиб. Федер. Ун-т, - 2013. – 440 с.

2. Методическое пособие: Проектирование мероприятий по защите зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. – Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства РФ. – Москва 2018. - 156 с.

3. Кодыш Э.Н., Трёкин Н.Н., Чесноков Д.А. Защита многоэтажных зданий от прогрессирующего обрушения – промышленное и гражданское строительство, №6,2016г.С.8-13.

4. Келасьев Н.Г., Кодыш Э.Н., Трёкин Н.Н., Леонтьев Е.В., Терехов И.А., Шмаков С.Д., Быбка А.В., Бузиков Ш.В., Чаганов А.Б. Способы защиты от прогрессирующего обрушения зданий и сооружений с каркасной конструктивной системой, включая большепролётные. - Патент на изобретение №2773832.

5. Келасьев Н.Г., Кодыш Э.Н., Трёкин Н.Н., Леонтьев Е.В., Терехов И.А., Шмаков С.Д. Конструктивные решения защиты одноэтажных каркасных зданий от прогрессирующего обрушения. – Промышленное и гражданское строительство, №3,2021г.С.17-22.

6. Тамразян А.Г., Дехтерев Д.С., Карпов А.Е., Ласковенко А.Г. Определение расчетных параметров для оценки надежности платформенных стыков панельных зданий В сборнике: Современные проблемы расчета железобетонных конструкций, зданий и сооружений на аварийные воздействия. Под редакцией А.Г. Тамразяна, Д.Г. Копаницы. 2016. С. 413-416.

## ИССЛЕДОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ, ИЗГОТОВЛЕННЫХ ИЗ ВЫСОКОПРОЧНОГО БЕТОНА, НА ВЕТРОВУЮ НАГРУЗКУ

Бетон в последние десятилетия является основным конструкционным материалом, который применяется в строительстве, причем его высокопрочные марки отличаются особыми свойствами, которые пока не нашли распространения в строительной практике. Высокопрочным, согласно требованиям ГОСТ 25192-2012 «Бетоны. Классификация и общие технические требования», считается бетон класса прочности при сжатии В55 и выше [1]. К числу достоинств высокопрочного бетона в научной и практической литературе относят его более высокую плотность, морозостойкость, долговечность, водо- и газопроницаемость, устойчивость к агрессивным химическим факторам и износостойкость [2].

В данной статье изучались высокопрочные бетоны на основе базальтового волокна с различной объемной долей, с целью выявления подходящей фракции базальтового волокна для улучшения свойств бетона. Затем результаты испытаний, соответствующие этой объемной доле, будут применяться к данной конструкции, подверженной ветровой нагрузке [2-4], для проведения сравнительного исследования результатов с результатами обычного бетона.

### **1. МЕТОДОЛОГИЯ ИСПЫТАНИЙ, ИСПЫТАТЕЛЬНОЕ ОБОРУДОВАНИЕ, ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ ПАРАМЕТРЫ**

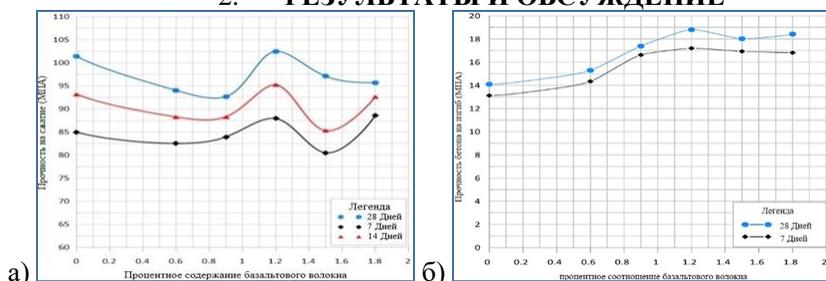
В данном исследовании для определения прочности на сжатие, а также прочности на растяжение высокоэффективного бетона были изготовлены для испытания на сжатие 54 кубических образца с базальтовым волокном и без него размером 100\*100\*100 мм и 48 призматических образцов с базальтовым волокном и без него размером 100\*100\*400 мм для испытания на изгиб. Для каждого процентного содержания базальтовых волокон испытания проводились на 7-й, 14-й и 28-й день. Три испытания проводились на сжатие и два - на изгиб. В ходе эксперимента образцы, содержащие базальтовые волокна с длиной 18мм и диаметром 18μм, были изготовлены с объемной долей 0%; 0,6%; 0,9%; 1,2%; 1,5% и 1,8%. Отношение В/Ц составляло 0,375.

**Таблица.** Материалы для смешивания ВЭБ (кг/м<sup>3</sup>).

Цемент	Микрокремнезём	щебень Фракции 10-20мм	Песок	Кварцевая мука	Пластификатор	Вода
500	125	1005	585	100	12,5	187,5

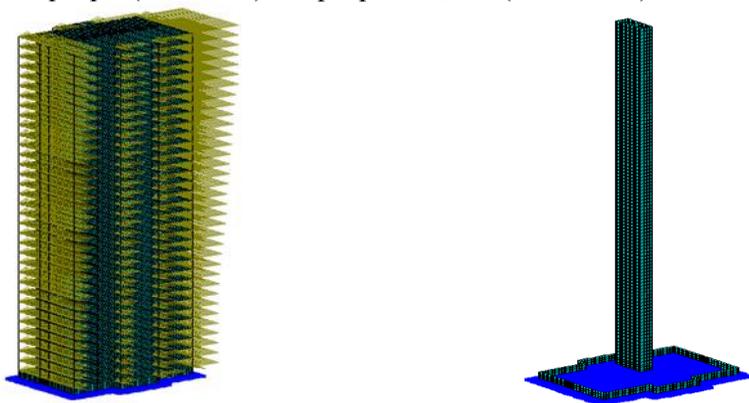
При смешивании был использован базальтовое волокно и его объемная доля на

## 2. РЕЗУЛЬТАТЫ И ОБСУЖДЕНИЕ



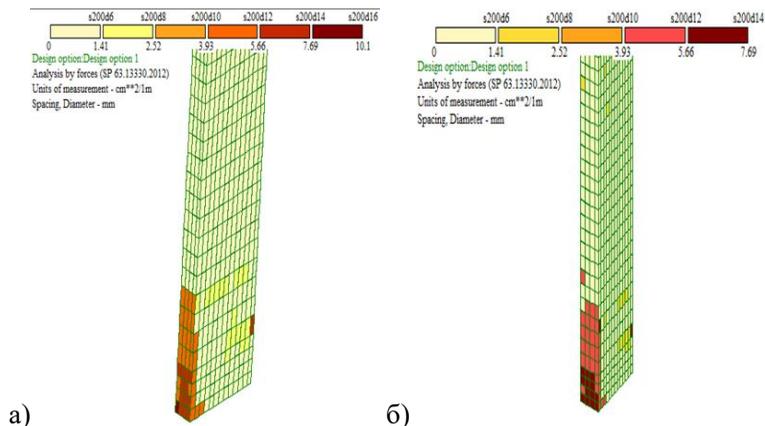
**Рис. 1.** а) Прочность на сжатие при различном процентном содержании базальтового волокна; б) Прочность на изгиб с различным процентным содержанием базальтового волокна.

Согласно полученным результатам, ВЭБ12, показал лучшие результаты в 7- и 28-дневных испытаниях, прочность на сжатие составила 88 МПа и 102,5 МПа, соответственно. При испытании на изгиб, из этих результатов видно, что прочность на изгиб получилось 18,81 МПа при объемной доле базальтового волокна 1,2%. Таким образом, из этих результатов видно, что фракция ВФ 1,2% увеличивает прочность НРС на изгиб и на сжатие. На рисунке 2 показана расчётную схему и на 3, результаты расчётов лифтовой шахты на ветровую нагрузку в ПК «Лира». При даном расчёте, использовали прочносты на изгиб ВЭБ без фибры (14,1МПа) и с фибрамы 1,2% (18,81МПа).



**Рис. 2.** Расчётная схема

На рисунке 3, видно что по результатам подбора арматуры, площадь арматуры бетона с фибрами 1,2% (14-A500 с шагом 200мм) ниже чем у бетона без фибры(16-A500 с шагом 200мм).



**Рис. 3.** Результаты подбора арматуры: а) бетон без фибры ; б) бетон с фибрами 1,2%.

На основании полученных результатов можно сделать вывод, что добавление базальтовой фибры в бетон с оптимальной объемной долей позволяет, с одной стороны, повысить несущую способность железобетонных конструкций, а с другой стороны, снизить себестоимость их производства на уменьшение сечения арматуры.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Иноземцев А.С. Особенности реологических свойств высокопрочных легких бетонов на полых микросферах [Текст] / А.С. Иноземцев, Е.В. Королев // Вестн. МГСУ. – 2013.
2. Тамразян А.Г., Орлова М.А. Экспериментальное исследование напряженно-деформированного состояния железобетонных изгибаемых элементов с трещинами. Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2015. № 6 (53). С. 98-105.
3. Tamrazyan A.G., Avetisyan L.A. Experimental and theoretical study of reinforced concrete elements under different characteristics of loading at high temperatures В сборнике: XXV Polish – Russian – Slovak Seminar “Theoretical Foundation of Civil Engineering”. Сер. "Procedia Engineering" 2016. С. 721-725.
4. Tamrazyan A., Avetisyan L. Comparative analysis of analytical and experimental results of the strength of compressed reinforced concrete columns under special combinations of loads В сборнике: MATEC Web of Conferences. 5th International Scientific Conference on Integration, Partnership and Innovation in Construction Science and Education, IPICSE 2016. 2016. С. 01029.

## ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПЕТЛЕВЫХ СТЫКОВ СТЕРЖНЕВОЙ АРМАТУРЫ В МОНОЛИТНЫХ КОНСТРУКЦИЯХ

Петлевыми стыками стержневой арматуры называются соединение двух или более арматурных элементов, в которых передача усилий между элементами происходит с помощью их перехлеста с созданием петлевых анкеров за счет загиба вокруг бетонного ядра, образованного встречными петлями (рис.1).

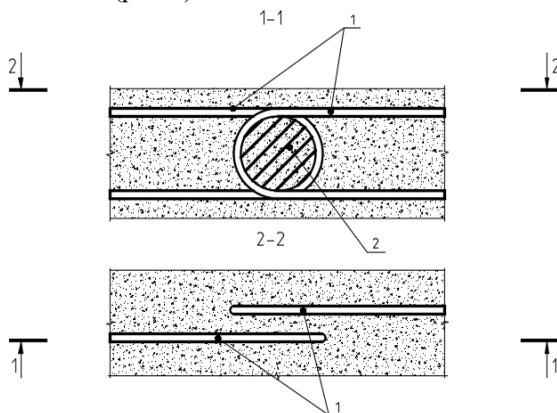


Рис.1. Принципиальная схема расположения петлевых стыков:  
1) Петли стержневой арматуры;  
2) Бетонное ядро монолитной железобетонной конструкции.

Первые экспериментальные исследования данного соединения на образцах малого размера и малого диаметра арматуры проводились в ЛенЦИС, результатами которых стали первые рекомендации по проектированию данных соединений. Испытания НИИЭС Гидропроекта проводились уже на моделях будущих конструкций возводимого объекта и дали более подробные результаты, определяющие оптимальные параметры стыков: диаметр арматуры и загиба петель, прочность бетона и арматуры, необходимость армирования ядра [1].

Благодаря работе советских ученых, а также зарубежных исследователей, были выявлены следующие особенности:

- несущая способность стыка зависит от ширины ядра бетона [3];

- выявлены рекомендации по конструированию за счет зависимости прочности стыка от диаметра арматуры, величины перепуска петель и прочности бетона на растяжение [4];

- установка поперечного армирования внутри бетонного ядра увеличивает несущую способность на 15-30% [5].

Под руководством проф. Николаева В.Б. (АО «НИИЭС») разработаны и экспериментально исследованы железобетонные конструкции с петлевыми стыками рабочей арматуры без дополнительного армирования ядра. Испытания дали следующие результаты:

- испытания линейных стыков показали, что ядра с перепуском в  $17d$  обеспечивают несущую способность больше чем на 17% от расчетной;

- несущая способность петлевых стыков с принятыми параметрами обеспечивается без поперечной арматуры;

- результаты испытаний подтвердили предполагаемую несущую способность стыков;

- испытания угловых стыков при меньших перепусах в  $10d$  и  $14d$  показали более значительную прочность, чем линейные образцы. [2]

По данным испытаний была предложена методика по расчету петлевых стыков по двум предельным состояниям и четырём формам гипотетического разрушения: на скалывание ядра по стыкам, на срез по наклонным площадкам, на кручение и потерю анкерующей способности [6-8]. Однако она применима при статических нагрузках, и недостаточность исследований оставила открытыми вопросы расчета и проектирования петлевых стыков при наличии знакопеременного нагружения, а также отсутствие рекомендаций по расчету плитных и стеновых конструкций, работающих в двух направлениях и т.д.

В сентябре-октябре 2021 г. институтами АО «НИЦ «Строительство» и АО «ЦНИИПромзданий» были выполнены испытания образцов с петлевыми стыками арматуры на знакопеременные нагрузки.

В качестве материалов для образцов применена арматура стыкуемых стержней диаметром  $d_s = 10$  мм класса А500 (по ГОСТ 34028-2016), Бетон принят класса по прочности на сжатие В30 (по ГОСТ 26633-2015), на гранитном щебне.

Результаты испытания контрольных кубов на сжатие показали, что фактическая прочность бетона опытных образцов составляла от 38 до 49,9 МПа.

Были проведены испытания 9 типов образцов различных сечений и расстояниями между стержнями в зонах стыка от  $2d_s$  до  $9d_s$ .

Нагрузка на образцы прикладывалась в виде монотонно изменяющихся сил при помощи одиночных гидравлических домкратов. Нагружения выполнялось до разрушения образцов.

При испытаниях на знакопеременный изгибающий момент и растягивающие усилия были выявлены следующие моменты: при величине раздвижки встречных петель в стыке  $2d_s$  жесткость образцов со стыком и без стыков фактически идентична, при раздвижке до  $5d_s - 9d_s$  жесткость образцов после образования трещин уменьшилась в 2-3 раза по сравнению с эталоном; разрушающая нагрузка составила при изгибе 93-98% и при растяжении 91-95% от теоретического значения; геометрические параметры не влияют на разрушение стыков; замечен эффект «выкалывания» бетона краевых участков по продольным граням с наружной стороны ядра, что свидетельствует о необходимости дополнительного детального исследования напряженно-деформированного состояния таких зон.

### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Авдеев К.В., Мамин А.Н., Бобров В.В., Бамматов А.А., Мартыанов К.В., Пряхин С.Н. Петлевые стыки стержневой арматуры. История развития, проблемы и актуальность// Строительство и реконструкция, 2022, №6(104). С. 4-11.
2. Е.А. Климов, В.Б. Николаев. Экспериментальные исследования железобетонных конструкций АЭС с модифицированными петлевыми стыками на крупномасштабных железобетонных моделях балочного типа//Научно-технический и производственный сборник, 2016. С. 66-81.
3. de Lima Araújo D., Curado M. C., Rodrigues P. F. Loop connection with fibre-reinforced precast concrete components in tension //Engineering structures. – 2014. – Т. 72. – С. 140-151
4. Joergensen H. B., Hoang L. C. Tests and limit analysis of loop connections between precast concrete elements loaded in tension //Engineering Structures. – 2013. – Т. 52. – С. 558-569
5. Ong K. C. G., Hao J. B., Paramasivam P. A strut-and-tie model for ultimate loads of precast concrete joints with loop connections in tension //Construction and Building Materials. – 2006. – Т. 20. – №. 3. – С. 169-176
6. Климов Е. А., Николаев В. Б. Совершенствование методики расчета промышленных бессварных петлевых стыков арматуры железобетонных конструкций ГЭС и АЭС по предельным состояниям //Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2016. №5
7. Тамразян А.Г., Орлова М.А. Экспериментальное исследования напряженно-деформированного состояния железобетонных изгибаемых элементов с трещинами. Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2015. № 6 (53). С. 98-105.
8. Тамразян А.Г. Рекомендации к разработке требований к живучести зданий и сооружений Вестник МГСУ. 2011. № 2-1. С. 77-83.

## ПРЕДЛОЖЕНИЯ К ПРОЕКТИРОВАНИЮ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С УЧЕТОМ ЭТАПОВ ИХ ЖИЗНЕННОГО ЦИКЛА

Одной из задач строительства является оптимальное проектирование несущих конструкций. Однако со временем свойства материала деградируют, и становится необходимым учитывать изменения, произошедшие в течение жизненного цикла. В связи с этим актуальным является подход, в котором для создания рационального проекта конструкции будут учтены этапы жизненного цикла.

При проектировании железобетонных конструкций расчетную схему принимают неизменной: жесткостные и геометрические характеристики модели постоянны. Такая схема является существенным упрощением реальной практики существования конструкции в течение жизненного цикла.

При учете изменения расчетной схемы конструкций можно выделить следующие этапы:

- Монтаж
- Основной эксплуатационный период
- Эксплуатационный период с особыми условиями (аварийные ситуации)
- Утилизация конструкции

В рамках технологии расчета с неизменными параметрами проектируемой конструкции значения расчетов значительно отличаются от соответствующих значений, полученных при расчете с учетом изменений параметров системы.

В следствие неточности установки опалубки даже в допустимых пределах, в расчетной схеме возникает ошибка. При наложении этой ошибки с изменениями расчетной схемы в течение эксплуатационного периода, отклонения расчетных и натуральных параметров сечения в несколько миллиметров могут привести к значительным отличиям расчетных и натуральных прогибов и нагрузок.

В качестве примера рассмотрен шарнирно-опертый тавровый ригель с заданными на рис.1. параметрами сечения.

Работы [1-2] демонстрируют значительные отличия расчетных монтажных нагрузок и реальных, а также необходимость учитывать изменения конструкций, происходящие на этапах жизненного цикла.

Также на этапе монтажа присутствуют неточности в установке конструкции в пределах допусков. Возникают смещения узлов, которые

также необходимо учитывать во избежание накопления ошибки при проектировании.

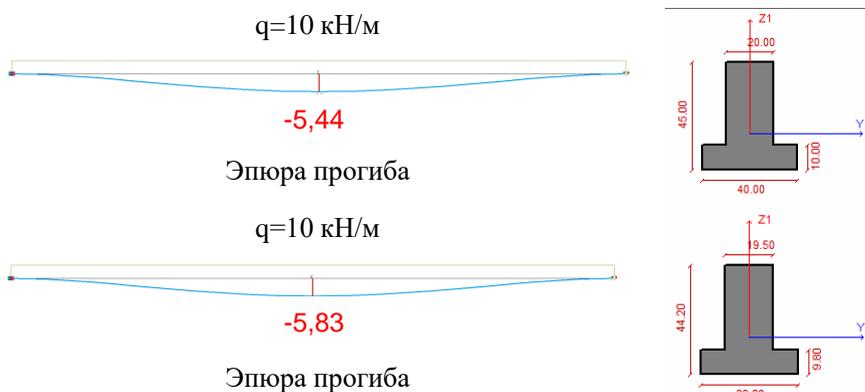


Рис.1. Отличия прогиба в зависимости от параметров расчетного сечения

Относительная погрешность:

$$\varepsilon = \frac{\Delta f}{f} \cdot 100\% = \frac{5,83 - 5,44}{5,44} \cdot 100\% = 7,17\%$$

В работе [3-6] производят сравнение поэтапного расчета деформаций сечения мостовых конструкций. с результатами, полученными путем мониторинга. В результате данные значительно отличаются, что свидетельствует в пользу учета изменений НДС, вызванных условиями работы конструкции.

На этапе эксплуатационного периода с особыми условиями стоит учесть такие события, как возведение нового здания рядом с проектируемым, изменения грунтовых условий, коррозию арматуры, изменения температурного режима, аварийные ситуации и др. [7-9].

При проектировании *затраты* на реконструкцию будут зависеть от параметров запроектированной арматуры. В связи с этим, при проектировании необходимо учесть этап реконструкции, возникающий при переходе в аварийное или ограниченно работоспособное состояние, вызванное особыми условиями эксплуатации. Интерес представляет зависимость между параметрами конструкции и ее стоимостью в течение жизненного цикла с учетом реконструкции.

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Кабанцев О.В., Тамразян А.Г. Учет изменений расчетной схемы при анализе работы конструкции // Инженерно-строительный журнал, №5, 2014. С. 15-26
2. Pan B., Li G. Finite Element Simulation of Cantilever Construction Structure. International Conference on Innovations in Electrical and Civil Engineering (ICIECE'2012) Phuket. May 26-27, 2012. Pp. 181–186
3. Алексейцев А.В. Оптимальный структурно-параметрический синтез систем усиления металлических ферм Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2014. № 2. С. 37-46.
4. Тамразян А.Г., Алексейцев А.В. Оптимальное проектирование несущих конструкций зданий с учетом относительного риска аварий // Вестник МГСУ. 2019. Т. 14. Вып. 7. С. 819–830.
5. Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий // Атлас схем и чертежей, Томск, Томский межотраслевой ЦНТИ, 1990. – 316 с.
6. Кабанцев О.В., Карлин А.В. Расчет несущих конструкций с учетом истории возведения и поэтапного изменения основных параметров расчетной модели // Промышленное и гражданское строительство. 2012. №7. С. 33–35.
7. Тамразян А.Г. Рекомендации к разработке требований к живучести зданий и сооружений Вестник МГСУ. 2011. № 2-1. С. 77-83.
8. Тамразян А.Г., Алексейцев А.В. Оптимальное проектирование несущих конструкций зданий с учетом относительного риска аварий. Вестник МГСУ. 2019. Т. 14. № 7. С. 819-830.
7. Tamrazyan A.G., Avetisyan L.A. Experimental and theoretical study of reinforced concrete elements under different characteristics of loading at high temperatures В сборнике: XXV Polish – Russian – Slovak Seminar “Theoretical Foundation of Civil Engineering”. Сер. "Procedia Engineering" 2016. С. 721-725.
8. Tamrazyan A., Avetisyan L. Comparative analysis of analytical and experimental results of the strength of compressed reinforced concrete columns under special combinations of loads В сборнике: MATEC Web of Conferences. 5th International Scientific Conference on Integration, Partnership and Innovation in Construction Science and Education, IPICSE 2016. 2016. С. 01029.
9. Тамразян А.Г., Орлова М.А. Экспериментальное исследования напряженно-деформированного состояния железобетонных изгибаемых элементов с трещинами. Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2015. № 6 (53). С. 98-105.

## ВЛИЯНИЕ НАЧАЛЬНЫХ НЕСОВЕРШЕНСТВ В ЦЕНТРАЛЬНО НАГРУЖЕННЫХ КОЛОННАХ НА УСТОЙЧИВОСТЬ КОНСТРУКТИВНЫХ СИСТЕМ К ПРОГРЕССИРУЮЩЕМУ РАЗРУШЕНИЮ

Вопрос обеспечения устойчивости железобетонных конструкций актуален сейчас и будет актуален в будущем. Под устойчивостью понимают способность конструкции, и ее частей, сохранять первоначальную форму упругого равновесия при действии на нее нагрузки. В настоящее время все больше внимания уделяется исследованиям несущей способности конструкции с начальными несовершенствами, к которым относятся дефекты материалов или дефекты соединения арматурных стержней, несоответствие размеров, неточность проектного положения одного из стержней рабочей арматуры в каркасе. Расчет производится на стадии проектирования [1] или возведении здания [2], а также для уже выполненных проектов [3, 4].

Рассмотрим модель железобетонной колонны квадратного сечения с размерами  $h = b = 40$  см, длина  $l = 4$  м,  $a = 30$  мм. Расчет выполним по неявной схеме интегрирования и предположим, что колонна является центрально нагруженной, величина эксплуатационной сжимающей силы составляет 0,8 от силы, определяемой согласно СП 63.13330.2018. Запишем максимальное значение нагрузки, при которой произойдет потеря прочности конструкции. Зададим три возможных положения начальных несовершенств  $l_1, l_2, l_3$ .

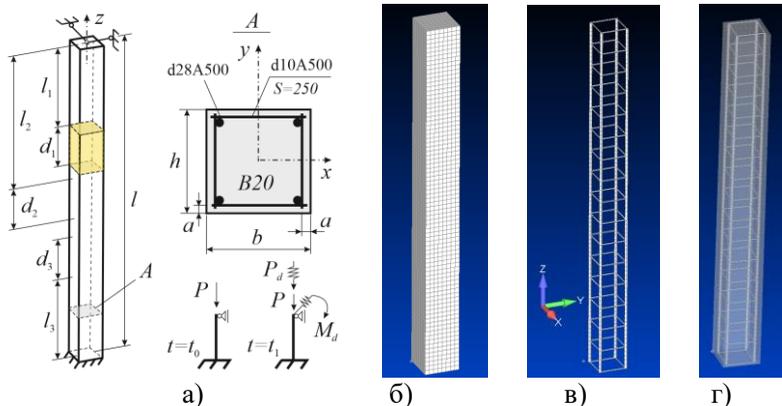
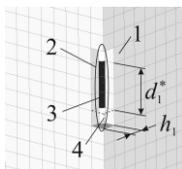


Рис. 1. Исходная система и ее нагружение (а); моделирование бетона и арматуры (б, в, г).

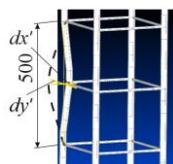
Деформирование бетона моделировалось на основе условия прочности Друкера-Прагера. Реализация этой модели по требованиям методики СП 63.13330.2018 приведена в работе [4]. Были рассмотрены следующие виды несовершенств:

-разрушение фрагмента бетонного тела колонны с потерей сцепления рабочей арматуры с бетоном (ИМ\_1)

-локальное искривление (выпучивание) стержня рабочей арматуры (ИМ\_2)



Фрагмент колонны



Фрагмент каркаса

Рис. 2. Характеристика исследуемых начальных несовершенств

Для первого вида несовершенств примем  $l_1 = 1000\text{мм}$ ,  $l_2 = 1750\text{мм}$ ,  $l_3 = 1000\text{мм}$ ,  $d = 250\text{мм}$ ,  $d^* = 150\text{мм}$ ,  $h = 50\text{мм}$ . Для второго примем  $l_1 = 1000\text{мм}$ ,  $l_2 = 2000\text{мм}$ ,  $l_3 = 500\text{мм}$ ,  $d = 500\text{мм}$ .

Для расчета используем программный комплекс Femap Simcenter 2023. При расчете конструкции без учета начальных несовершенств разрушение колонны произошло по материалам, что связано с тем, что вычисленная начальная нагрузка не учитывала изгибающие моменты. Уменьшим значение силы и момента с шагом 50 кН для определения предельного значения нагрузки. В результате получим следующий значения, при которых прочность колонны будет обеспечена:  $P = 1450\text{ кН}$ ,  $M_{st} = 120,82\text{ кНм}$ ,  $P_s = 194\text{ кН}$ .

При динамическом догрузении колонны в конструкции развиваются напряжения сжатия, равные расчетному сопротивлению, а напряжения в продольной и поперечной арматуре становятся равными пределу текучести, что соответствует стадии, предшествующей разрушению.

При расчете конструкций с начальными несовершенствами произошло разрушение конструкции. Сравним результаты расчета колонн с учетом начальных несовершенств. Рассмотрим разрушение фрагмента бетонного тела колонны с потерей сцепления рабочей арматуры с бетоном (ИМ\_1). При расположении  $l_1$  в первом случае происходит разрушение с образованием изменяемой системы, во втором же случае несущая способность обеспечена. Тем не менее, при расположении  $l_2$  и  $l_3$  разрушение происходит в обоих случаях при  $t=1,524\text{с}$  и  $t=1,580\text{с}$  соответственно. Проанализируем локальное искривление стержня рабочей арматуры (ИМ\_2). Аналогично ИМ\_1 при расположении  $l_1$  конструкция разрушится под действием нагрузки  $P = 1450\text{ кН}$ ,  $M_{st} = 120,82\text{ кНм}$  в

момент времени  $t=1,524$ с, во втором случае несущая способность обеспечена. Далее, независимо от расположения начальных несовершенств, результаты будут одинаковыми.

Таким образом, можно сделать вывод, что механическая безопасность [5] для колонн квадратного сечения с несовершенствами при аварийном догружении будет опесперчена при запасе прочности в пределах 10%. Для меньших запасов прочности вследствие аварийного нагружения наличие начальных несовершенств может вызвать прогрессирующее разрушение. При этом не выгоднейшее расположение несовершенств может быть определено на основе предложений работы [6, 7].

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Игошин В.Л., Лебедев В.В. Учет начальных несовершенств крена зданий на стадии проектирования. Жилищное строительство. 2010. № 1. С. 2-6.

2. Белостоцкий А.М., Дмитриев Д.С., Петряшев С.О., Нагибович Т.Е. Расчетная оценка влияния геометрических отклонений от проекта на параметры механической безопасности многоярусных промышленных металлоконструкций (этажерок) в рамках научно-технического сопровождения строительства. Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2021. Т. 17. № 1. С. 19-29.

3. Алексейцев А.В., Антонов М.Д. Динамика безбалочных железобетонных каркасов сооружений при повреждениях плит продавливанием. Строительство и реконструкция. 2021. № 4 (96). С. 23-34.

4. Alekseytsev A.V. Mechanical safety of reinforced concrete frames under complex emergency actions. Magazine of Civil Engineering. 2021. № 3 (103). С. 10306.

5. Alekseytsev A., Kurchenko N. Topology design of plane bar systems based on polygonal discretization. Magazine of Civil Engineering. 2022. № 7 (115). С. 11508.

6. Алексейцев А.В., Домарова Е.В. Выбор рациональных параметров и топологии преднапряженных стальных рамных конструкций Промышленное и гражданское строительство. 2022. № 9. С. 52-56.

7. Тамразян А.Г., Алексейцев А.В. Оптимальное проектирование несущих конструкций зданий с учетом относительного риска аварий. Вестник МГСУ. 2019. Т. 14. № 7. С. 819-830.

## ИССЛЕДОВАНИЕ УСТОЙЧИВОСТИ СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, ПОВРЕЖДЕННЫХ БИОЛОГИЧЕСКОЙ КОРРОЗИЕЙ

В процессе эксплуатации зданий и сооружений, железобетонные конструкции могут подвергаться внешним воздействиям разного характера и формы. К ним относятся, как агрессивные внешние среды с одновременным естественным износом материала, так и силовые воздействия. В связи с этим актуальной проблемой является прогнозирование изменения качественных и количественных параметров несущих и ограждающих систем железобетонных конструктивных элементов зданий и сооружений при эволюционном накоплении в них экологических повреждений. Силовые нагрузки и воздействия агрессивных сред, реальные свойства материалов и недостатки проектных решений могут привести к появлению и накоплению геометрических несовершенств системы, к перераспределению внутренних усилий в сечениях элементов, их связей и соединений, изменениям расчетных статических схем, снижающему несущую способность всей системы [1-5].

Для оценки воздействия живучести конструктивной системы железобетонных каркасов зданий при коррозионном поражении колонн, которое определяется временем исчерпания несущей способности, использовалась феноменологическая модель В.М. Бондаренко [6], согласно которой глубину коррозионного поражения элемента конструкции за время  $t$  можно найти из выражения:

$$\delta(t, t_0) = \delta(\infty, t_0) \left\{ 1 - \left[ \alpha(1 - m)(t - t_0) + \left( 1 - \frac{\delta(t_0, t_0)}{\delta(\infty, t_0)} \right)^{1-m} \right]^{\frac{1}{1-m}} \right\}, \quad (1)$$

где  $(t, t_0)$  - текущее время и время начала наблюдения;  $\delta(\infty, t_0)$  - предельная глубина коррозионного поповреждения при установленных параметрах агрессивной среды, формы и материала элемента конструкции, а также напряженно-деформированного состояния (рис. 1);  $\delta(t_0, t_0)$  - глубина коррозионного поражения на момент начала наблюдения (если начало наблюдения совпадает с началом воздействия агрессивной среды, то  $\delta(t, t_0) = 0$ );  $\alpha, m$  - эмпирически установленные параметры (рис. 1). Оценим, как изменяются параметры силового сопротивления колонны сечением  $400 \times 400$  мм железобетонного каркаса многоэтажного здания, подвергающегося воздействию агрессивной среды по всем четырем сторонам. Варьируя параметрами глубины коррозионного повреждения  $\delta(t, t_0)$ ; толщину коррозионно-поврежденного слоя  $z_d$ , исчерпавшего ресурс силового сопротивления,

и гибкость элемента  $\lambda_h$ , определяем границы областей несущей способности таких элементов в осях координат  $N - M$ . Диаграммы несущей способности внецентренно сжатых, поврежденных коррозией железобетонных элементов в осях координат  $N - M$  представлены на рисунке 1.

При гибкости  $\lambda_h = 8$  и установленной относительной глубине разрушенного слоя  $z_d/\delta = 0,8$  при относительной глубине коррозионного поражения  $\delta/h_0 = 0,2$  предельное значение продольной силы снижается на 11,4%, а предельный изгибающий момент на 21,0% по сравнению с элементом, не поврежденным коррозией. При этом предельный момент для изгибаемых элементов ( $N = 0$ ) уменьшается только при нахождении стержней продольной арматуры в пределах коррозионно поврежденного слоя  $\delta$  (рис. 1 при  $\delta/h_0 = 0,15, 0,2$ ) и их эффективной площади. Результаты определения времени достижения глубины коррозионного повреждения  $\delta_{cr}(t_{cr}, t_0)$  в зависимости от значения параметра  $m$  представлены на рис. 2.

Время выхода на относительную глубину коррозионного поражения  $\delta/h_0 = 0,2$  при траектории лавинного разрушения ( $m = -1, t = 1203$  сут, рис. 2) для рассматриваемого железобетонного элемента оказалось почти в два раза меньше, чем время достижения этой глубины при повреждении траектории лавинного забивания ( $m = 2,5, t = 2523$  сут.). При траектории фильтрационного повреждения достижение той же глубины коррозионного повреждения займет  $t = 1488$  сут. В заключении можно отметить, что, увеличение глубины коррозионного повреждения приводит к снижению несущей способности внецентренно сжатых железобетонных элементов за счет уменьшения эффективной рабочей высоты сечения и увеличения их податливости. Тогда относительная глубина поврежденного слоя  $z_d/\delta$ , не учитываемая при расчете, меняется в зависимости от текущего напряженно-деформированного состояния.

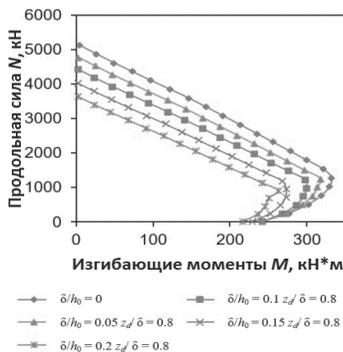


Рис. 1. Диаграмма взаимодействия  $M - N$  поврежденных коррозией внецентренно сжатых железобетонных элементов с гибкостью  $\lambda_h = 8$  при относительной глубине коррозионного повреждения  $z_d/\delta = 1$

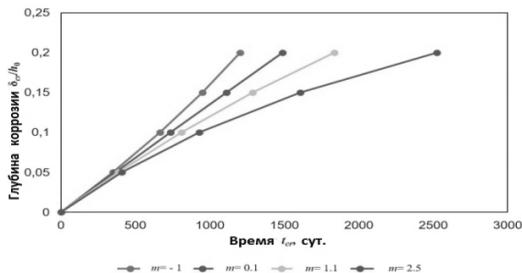


Рис.2. Время  $t_{cr}$  достижения критической глубины коррозионного поражения  $\delta_{cr}(t_{cr}, t_0)$

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Бондаренко В.М. Исследование устойчивости железобетонных колонн, эксплуатируемых в агрессивной среде. Строительная механика и анализ конструкций. 2014. №3, С. 27-34
2. Kolchunov V.I., Savin S.Y. Dynamic effects in a composite two-component rods which appear when local fracture of the matrix is occurred // Journal of Applied Engineering Science. 2017. Vol 15, No 3, pp: 325-331. doi:10.5937/jaes15-14602 15.
3. Бондаренко В.М., Ключева Н.В. К расчету сооружений, меняющих расчетную схему вследствие коррозионного повреждения. Известия вузов. Строительство. 2008. №1, С. 4-12. 16. Бондаренко В.М., Колчунов В.И. Экспозиция живучести железобетона // Известия высших учебных заведений. Строительство. 2007. №5, С. 4-8. 17.
4. Селяев В. П., Селяев П. В., Алимов М. Ф., Сорокин Е. В. Оценка остаточного ресурса железобетонных изгибаемых элементов, подверженных действию хлоридной коррозии // Строительство и реконструкция. 2017. №6. С. 49- 58. 18. Чупичев О.Б. Модели расчета силового сопротивления, поврежденного коррозией железобетонного элемента // Строительство и реконструкция. 2010. № 1. С. 55–59.
5. Tamrazyan A.G., Avetisyan L.A. Experimental and theoretical study of reinforced concrete elements under different characteristics of loading at high temperatures В сборнике: XXV Polish – Russian – Slovak Seminar “Theoretical Foundation of Civil Engineering”. Сер. "Procedia Engineering" 2016. С. 721-725.
6. Бондаренко В.М., Колчунов В.И. Экспозиция живучести железобетона // Известия высших учебных заведений. Строительство. 2007. №5, С. 4-8.

*Студент магистратуры 2 года обучения 1 группы ИПГС Хизириев А.М.*

*Научный руководитель – доц., канд. техн. наук, доц. П.Д. Арленинов*

## КОНСТРУКТИВНЫЕ ОСОБЕННОСТИ НЕБОСКРЕБА ГРАНДТАУЭР И ПОСТАНОВКА ИНЖЕНЕРНОЙ ЗАДАЧИ ПО «ПОСАДКЕ» НОВОЙ ЧАСТИ ЗДАНИЯ НА РАНЕЕ ВОЗВЕДЕННЫЙ СТИЛОБАТ

Grand Tower - один из самых высоких небоскребов в России и в Европе. Он строится на 15-м участке Московского международного делового центра «Москва-Сити» (ММДЦ «Москва-Сити») по адресу 1-й Красногвардейский проезд, 13. Здание имеет высоту 283,4 метров и состоит из 62 надземных и 6 подземных этажей.

В этой статье мы рассмотрим конструктивные особенности Grand Tower и инженерные задачи, связанные с «посадкой» новой части здания на ранее возведенный стилобат. В связи с тем, что здание Grand Tower является долгостроем и несколько раз происходило замораживание строительства, в окончательной версии проекта была изменена форма небоскреба [1-3].

Основной проблемой при возведении здания Grand Tower являлось изменение проекта. С изменением проекта появилась необходимость в изменении конструктивных решений для передачи сверхвысоких усилий между несоосными несущими железобетонными элементами, а именно изменена сетка колонн с ортогональной в стилобатной и подземной частях на радиальную в башенной части.



Рис. 1. Здание Grand Tower

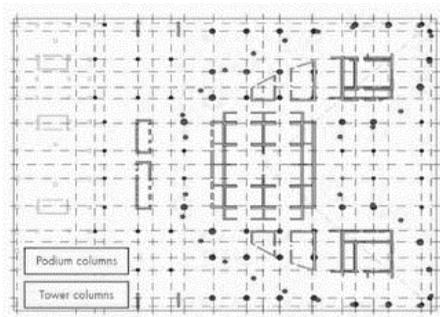


Рис. 2. Схема стилобатных и башенных колонн

В связи с чем инженерами принято решение по устройству трансферных этажей с системой горизонтальных связей для восприятия горизонтальных усилий от наклонных колонн. В небоскребе Grand Tower наклонные колонны применили с 6 по 14 этаж. Наклонные колонны выполнены из сталежелезобетонных колонн сложного армирования. В уровне 6 и 14 этажа устроены затяжки в виде ламелей, которые привариваются к трансферным элементам в уровне перекрытия и создают трансферную систему.

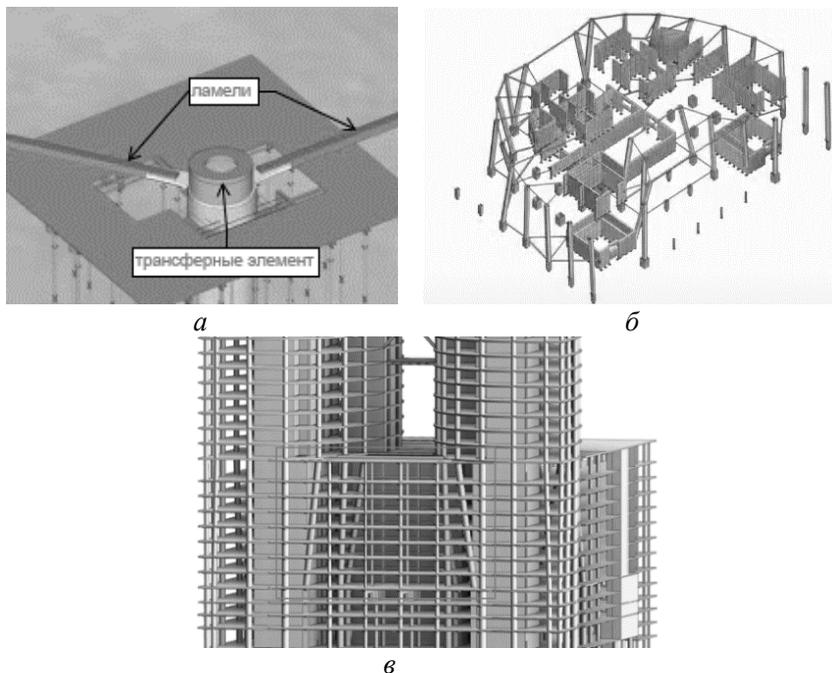


Рис. 3. Здание Grand Tower

- а) узел соединения трансферного элемента с ламелями
- б) фрагмент модели трансферной системы
- в) модель здания с применением наклонных колонн

Инженерами проведено дополнительное исследование в качестве улучшения эффективной составляющей конструктивной системы башни. Рассматривались другие варианты конструктивной системы башни: аутригерных систем вместо длинных наклонных колонн, либо применение массивных элементов в виде колонн или стен для передачи сверхвысоких усилий между несущими железобетонными элементами в уровне одного этажа.

Массивные наклонные колонны представляли собой наклонные колонны в уровне одного этажа с большим уклоном и с большим поперечным сечением. Минусами применения массивных наклонных колонн является увеличение их сечения и уменьшение полезной площади здания.

Аутригерные системы – это жесткие горизонтальные конструкции, предназначенные для повышения устойчивости и жесткости здания путем соединения ядра жесткости с каркасом здания, а также способствующие передаче сверхвысоких усилий вышерасположенных этажей на нижележащие. Благодаря чему изгибающий момент, создаваемый ветровой нагрузкой, частично воспринимается ядром, а частично – периметральными колоннами, которые препятствуют горизонтальному перемещению ядра. Минусами применения аутригерных конструкций является создание технологических этажей для их устройства и уменьшение полезной площади здания [4-5].

В целом, Grand Tower является примером того, как инновационные технологии и решения могут быть использованы для создания более эффективных и устойчивых зданий.

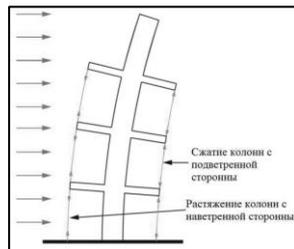


Рис. 4. Аутригерные этажи

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Трошина М.К., Шилов А.С. Аутригерные системы высотных зданий. Сборник докладов «ННГАСУ». Том I. 2020.
2. Малыгин А.Б. Применение аутригерных этажей в высотном строительстве. Инженерный вестник Дона. 2022 № 4.
3. Генералов В.П. Особенности проектирования высотных зданий. 2009.
4. Tamrazyan A., Avetisyan L. Comparative analysis of analytical and experimental results of the strength of compressed reinforced concrete columns under special combinations of loads В сборнике: MATEC Web of Conferences. 5th International Scientific Conference on Integration, Partnership and Innovation in Construction Science and Education, IPICSE 2016. 2016. С. 01029.
5. Тамразян А.Г., Орлова М.А. Экспериментальное исследования напряженно-деформированного состояния железобетонных изгибаемых элементов с трещинами. Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2015. № 6 (53). С. 98-105.

## АНАЛИЗ ФИЗИЧЕСКОЙ НЕЛИНЕЙНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО МОНОЛИТНОГО УЗЛА СТЫКА ПЕРЕКРЫТИЯ И КОЛОНН СО СКРЫТОЙ КАПИТЕЛЬЮ

В настоящее время строительная отрасль активно развивается, архитекторы придумывают все более необычные формы гражданских зданий. Увеличиваются пролеты и соответственно нагрузка на несущие конструктивные элементы. Для реализации архитектурных проектов в жизнь эти задачи приходится решать уже инженерам-конструкторам. В большинстве случаев «скелетом» здания становится монолитный железобетон. Инженеры сталкиваются с проблемой усиления типовых узлов. [1]

Рассмотрим конкретно узел сопряжения монолитной безбалочной плиты перекрытия с колонной. Данный узел в настоящее время рационально усиливать так называемыми «скрытыми капителями». Что же такое «скрытая капитель»? Начнем с понятия «капитель». Капителью называют верхнее конструктивное утолщение колонны, воспринимающее вертикальную нагрузку от перекрытия. Скрытая капитель не видима визуально, она заложена внутри конструктивного узла и представляет собой арматурную группу в приопорной части перекрытия, образуя тем самым некую распределительную систему. [2] Такое конструктивное решение является рациональным, потому что позволяет увеличить воспринимаемую нагрузку без видимых внешних изменений.

На сегодняшний день распространены скрытые капители в виде так называемых «воротников». Они выполняются из листовой стали или прокатных профилей - швеллеров и двутавров. (Рис.1, Рис.2) [3]

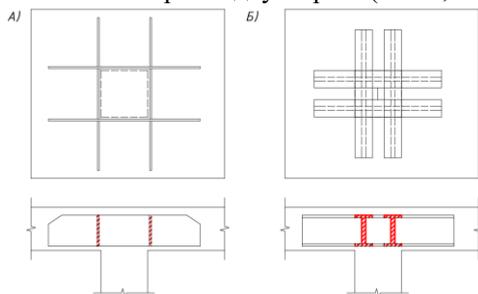


Рис.1. А) Конструкция скрытой капители из листовой стали,  
Б) Конструкция скрытой капители из прокатных сечений.

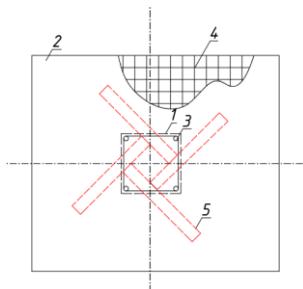


Рис.2. Вариант устройства скрытой капители из двутаврового прокатного сечения (1-колонна, 2-перекрытие, 3- армирование колонны, 4- арматурная сетка плиты перекрытия, 5- жесткая арматура скрытой капители).

Узел стыка колонны и безбалочной плиты перекрытия со скрытой капителью возможно смоделировать с помощью конечных элементов. На сегодняшний день наиболее распространены расчетные комплексы, Ansys, ЛИРА, SCAD Office, Robot Millenium. Их объединяет то, что в основе расчетов как раз лежит метод конечных элементов. [5]

По результатам анализа литературных источников на схожую тематику мной сделан вывод, что исследователи данного направления делают акцент именно на усилении данного узла, проектировании новых вариантов «скрытых капителей» из жесткой арматуры. Но не менее важным и актуальным является вопрос нелинейности напряженно - деформированного состояния на границе перехода приопорной зоны продавливания со скрытой капителью и рядового армирования плиты перекрытия. (Рис.3)

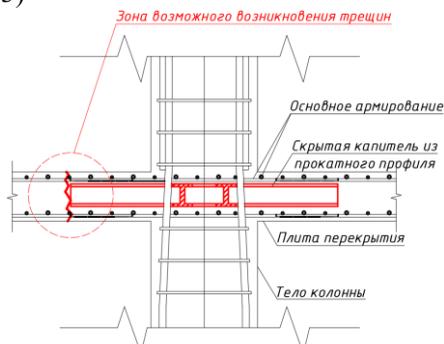


Рис. 3 Зона вероятного возникновения трещин из-за изменения значений жесткости

Как известно, под физической нелинейностью понимают невозможность описания деформаций конструкции под нагрузкой обычными линейными зависимостями. Чаще всего она связана с неупругими дефор-

мациями, т.е. необратимыми, которые приводят к возникновению трещин. [6-9]

Дело в том, что по этому контуру наблюдается изменение жесткостей за счет уменьшения процента армирования сечения. Предположительно, в данном контуре возможно возникновение трещин в процессе эксплуатации здания. Изучение и поиск решений по данному вопросу должны привести к варианту оптимального армирования «переходной зоны» без перерасхода материалов, но с сохранением прочности и трещиностойкости.

### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Самохвалова Е.О.* Стык колонны с плоской плитой в монолитном железобетонном здании. Автореф. на соиск. квал. маг., С-П., 2009

2. *Плясунов Е.Г.* Бескапительный стык колонны и перекрытия с комбинированным армированием в монолитном железобетонном безбалочном каркасе: диссертация кандидата технических наук: 05.23.01. - Красноярск, 2006. -143 с

3. *Пекин Д.А.* Несущая способность опорных зон монолитных железобетонных безбалочных перекрытий, усиленных скрытыми металлическими капителями: диссертация кандидата технических наук: 05.23.2001 г.

4. *Мурашкин, В.Г.* Испытание моделей стыка колонн и перекрытия в монолитных зданиях // Актуальные проблемы в строительстве и архитектуре. Образование, наука, практика: материалы регионал. 59-й науч.-техн. конф. – Самара, 2002. – с.56-58.

5. *Болгов А.* Расчет узлов сопряжения колонн с плоскими безбалочными перекрытиями // НИИЖБ. Научные изыскания – №5/2005 "Строительная инженерия" 2005г

6. Тамразян А.Г., Алексейцев А.В. Эволюционная оптимизация нормально эксплуатируемых железобетонных балочных конструкций с учетом риска аварийных ситуаций. Промышленное и гражданское строительство. 2019. № 9. С. 45-50.

7. Тамразян А.Г., Филимонова Е.А. Рациональное распределение жесткости плит по высоте здания с учетом работы перекрытия на сдвиг Вестник МГСУ. 2013. № 11. С. 84-90.

8. Тамразян А.Г., Дудина И.В. Влияние изменчивости контролируемых параметров на надежность преднапряженных балок на стадии изготовления Жилищное строительство. 2001. № 1. С. 16-17.

9. Дудина И.В., Тамразян А.Г. Обеспечение качества сборных железобетонных конструкций на стадии изготовления Жилищное строительство. 2001. № 3. С. 8-10.

## ПРОГНОЗИРОВАНИЕ СРОКА СЛУЖБЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ В ЗАВИСИМОСТИ ОТ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ И КОРРОЗИОННЫХ ВОЗДЕЙСТВИЙ

Срок службы железобетонных конструкций устанавливается на этапе проектирования и зависит от определенных факторов. Одними из основных таких факторов являются напряженно-деформированное состояние конструкций и условия окружающей среды, от которых, в основном, зависят действующие на конструкции коррозионные воздействия.

Принципиально задачи по прогнозированию срока службы любых конструкций можно разделить на два основных типа. К первому типу относятся задачи прогнозирования для вновь возводимых конструкций, где путем манипуляций всеми доступными и тщательно изученными исходными данными устанавливается тот или иной срок службы. Ко второму типу относятся задачи, где конструкция из одних условий работы переходит в совсем другие, например, статическое нагружение заменяется циклическим с определенным периодом повторения, или после замены функционального назначения здания изменились коррозионные воздействия, действующие на объект исследования.

Также необходимо учесть тот факт, что очень часто при выходе из строя того или иного элемента здания, в целом работоспособность конструктивной системы не прекращается, но в рамках данной статьи мы будем рассматривать отдельные конструкции.

Перед тем, как приступить к прогнозированию срока службы вновь возводимой конструкции, необходимо выяснить, какие именно деградационные факторы будут действовать на нее, а также необходимо определить степень воздействия того или иного фактора, процесс, который возникнет в последствии данного воздействия и результат данного воздействия на исследуемую конструкцию (деградация).

Основные деградационные факторы можно разделить на 3 основные группы: механические (статическое нагружение, циклическое нагружение и др.), биологические (микроорганизмы), химические («мягкая вода, кислоты, кислотные газы, диоксид углерода, диоксид серы, диоксид азота, хлориды, сульфаты, силикатные заполнители, щелочи, карбонатные заполнители и др.) и физические (изменение температуры, отрицательные температуры, соли антиобледенители, изменение относительной влажности, низкие температуры, воздействие воды, воздействие транспорта, турбулентный поток и др.).

По сути, срок службы можно найти как сумму времени начала коррозии и времени распространения (до момента достижения определенного предела). Время распространения того или иного деградационного фактора можно определить по уже известным зависимостям, определенными как в лабораторных условиях, так и путем исследования реальных объектов. Учет изменения вида загрузки, например, при переходе от равномерно распределенной нагрузки к сосредоточенной, или замене статического нагружения на динамическое, возможно в расчетных программных комплексах. Далее выполняется анализ, в ходе которого устанавливается, удовлетворяет ли конструкция требованиям первой группы предельных состояний, после чего рассматриваются требования второй группы предельных состояний. После выполнения данных условий, устанавливается соответствующая категория технического состояния здания. Конечно, также необходимо учесть опыт предыдущих исследований (опытов), произведенных в лабораторных условиях.

Современная российская наука, например [1-9], предлагает два основных принципа проектирования долговечности конструкций: принцип работы, где нагрузка, имеющая механическую природу, или воздействие окружающей среды, должна быть меньше работы, определенной по модели работы которая может относиться к механическим явлениям, физическим, химическим или к эксплуатационным функциям, или к эстетическим требованиям и принцип срока службы, согласно которому срок службы конструкции должен быть больше требуемого (заданного) срока службы конструкции.

Оба этих принципа дают приблизительно одинаковый результат для следующих общепринятых методов проектирования долговечности:

-детерминистический метод – метод на основе полностью определенных данных о параметрах воздействия и свойствах объекта в запас безопасности с не превышением установленных в нормативных документах с коэффициентами запаса предельных значений контролируемых параметров (законы распределения данных условий не рассматриваются);

-вероятностный метод – проводится оценка вероятности возникновения события. Очень часто, законы распределения тех или иных величин, в том числе распределение срока службы, не известны, поэтому принимаются известные законы распределения (логарифмический, нормальной и т.д.);

-метод срока службы – данный метод схож с детерминистическим методом, с различием в том, что заданный срок службы заменяется проектным сроком службы.

Необходимо учесть, что вопрос «прогнозирование срока службы железобетонных конструкций» не до конца изучен, хотя в последние

годы многими деятелями науки был внесен весомый вклад в решение данной проблемы. Данный вопрос будет актуален еще очень долгое время, так как в современном мире железобетон является основным строительным материалом, не имеющий аналогов на рынке.

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Тамразян А.Г. Вероятностный метод расчета долговечности железобетонных конструкций, подверженных воздействию хлоридов. В сборнике: Актуальные проблемы строительной отрасли и образования – 2021. Сборник докладов Второй Национальной научной конференции. Москва, 2022. С. 100-106.
2. Тамразян А.Г. Несущая способность коррозионно-поврежденных изгибаемых железобетонных элементов, подвергнутых огневому воздействию. Academia. Архитектура и строительство. 2022. № 4. С. 130-137.
3. Тамразян А.Г., Мацевич Т.А. Анализ надежности железобетонной плиты с корродированной арматурой. Строительство и реконструкция. 2022. № 1 (99). С. 89-98.
4. Тамразян А.Г., Алексейцев А.В. Оптимальное проектирование несущих конструкций зданий с учетом относительного риска аварий. Вестник МГСУ. 2019. Т. 14. № 7. С. 819-830.
5. Tamrazyan A., Popov D. Reduce of bearing strength of the bent re-inforce-concrete elements on a sloping section with the corrosive damage of transversal armature. В сборнике: МАТЕС Web of Conferences. 2017. С. 819-830.
6. Тамразян А.Г., Орлова М.А. Экспериментальное исследования напряженно-деформированного состояния железобетонных изгибаемых элементов с трещинами. Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2015. № 6 (53). С. 98-105.
7. Тамразян А.Г. К задачам мониторинга риска зданий и сооружений. Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. 2013. №3 (170). С. 19-21.
8. Дудина И.В., Тамразян А.Г. Обеспечение качества сборных железобетонных конструкций на стадии изготовления Жилищное строительство. 2001. № 3. С. 8-10.
9. Тамразян А.Г., Филимонова Е.А. Рациональное распределение жесткости плит по высоте здания с учетом работы перекрытия на сдвиг Вестник МГСУ. 2013. № 11. С. 84-90.

## АНАЛИЗ ФИЗИЧЕСКОЙ НЕЛИНЕЙНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БЕЗБАЛОЧНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ, УСИЛЕННЫХ ВНЕШНИМ АРМИРОВАНИЕМ

В настоящее время приобрел актуальность вопрос усиления конструкций из железобетона внешним армированием (рис. 1; рис.2).

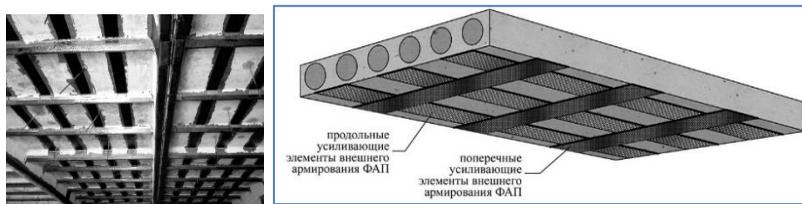


Рис. 1, 2. Усиление внешним армированием

На данный момент применение систем внешнего армирования для усиления железобетонных конструкций стало обычным делом. Данный способ используется как при реконструкции зданий, так и при новом строительстве для увеличения прочности и срока эксплуатации сооружений, к примеру, в сейсмоопасных районах. О распространенности данного метода также можно судить по утверждению нормативной документации уровня свода правил [1]. Кроме того, в этом позволяют убедиться многочисленные экспериментальные отечественные и иностранные исследования [2-5].

Однако, в силу своей новизны, внешнее армирование железобетонных конструкций, в частности композитными материалами, до настоящего времени остается слабо изученной областью.

Рассмотрим данную проблему на примере анализа физической нелинейности при расчете железобетонной плиты перекрытия. Для этого в программном комплексе ЛИРА 10 рассчитаем прогибы при двух вариантах расчета: с учетом физической нелинейности и без нее (рис. 3).

Физическая нелинейность при данном расчете учтена путем задания характеристик материалов: бетону (рис. 4) и арматуре (рис. 5).

Расчет показывает, что прогиб в первом варианте превышает значение прогиба во втором варианте в 1,5 раза.

Для подбора внешнего армирования с целью усиления плиты перекрытия необходимо исходить из худшего условия, соответственно учет физической нелинейности при расчете будет являться наиболее правильным решением и позволит точнее отразить состояние конструкции,

что немаловажно, если цель инженера-проектировщика – обеспечение правильной работы конструктивной системы.

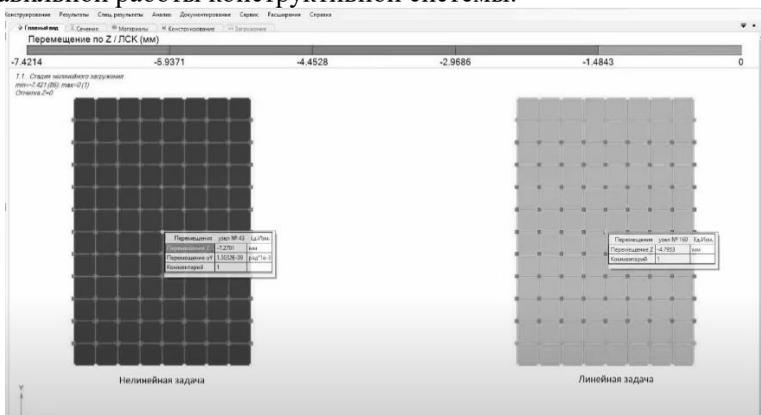


Рис. 3. Расчет в ПК ЛИРА 10

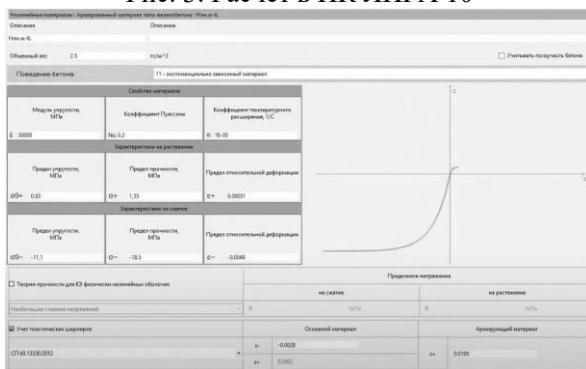


Рис. 4. Задание характеристик нелинейному материалу (бетон)

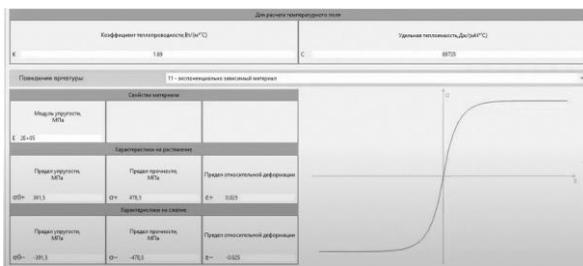


Рис. 5. Задание характеристик нелинейному материалу (арматура)

Еще одним примером, подтверждающим слабоизученность вопроса о внешнем армировании железобетонных конструкций, считаю науч-

ную работы [3-9]. На примере расчетов наглядно демонстрируется проблема погрешностей при определении характеристик конструкций.

Подводя итог вышеизложенному, хочется отметить, что на сегодняшний день не выделены конкретные методы проектирования усиления с применением внешнего армирования, каждый случай уникален и требует детальной проработки.

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 164.1325800.2014 «Усиление железобетонных конструкций композитными материалами. Правила проектирования.»
2. Тамразян А.Г., Федорова Н.В. Оценка надежности железобетонных конструкций, усиленных углепластиковым внешним армированием // Известия высших учебных заведений. Технология текстильной промышленности. 2016. № 6(366). С. 226-231.
3. Симаков О. А. Перераспределение изгибающих моментов в перекрытиях с внешним армированием // Промышленное и гражданское строительство. 2023. № 2. С. 53-56. doi: 10.33622/0869-7019.2023.02.53-56
4. Breveglieri M., Barrouche J. A., Dalfrù M., Aprile A. Parametric study of the effectiveness of the NSM technique for strengthening the flexural continuous RC plates [Исследование эффективности метода NSM для усиления неразрезных железобетонных плит]. Composites Part B: Engineering, 2012, vol. 43(4), pp. 1970-1987.
5. Мухамедиев Т. А., Кузеванов Д. В. Расчет по прочности нормальных сечений железобетонных конструкций, усиленных композиционными материалами // Бетон и железобетон. 2013. № 6. С. 20-24
6. Тамразян А.Г., Алексейцев А.В. Оптимальное проектирование несущих конструкций зданий с учетом относительного риска аварий // Вестник МГСУ. 2019. Т. 14. № 7. С. 819-830.
7. Тамразян А.Г., Дудина И.В. Влияние изменчивости контролируемых параметров на надежность преднапряженных балок на стадии изготовления Жилищное строительство. 2001. № 1. С. 16-17.
8. Тамразян А.Г., Филимонова Е.А. О влиянии снижения жесткости железобетонных плит перекрытий на несущую способность при длительном действии нагрузки. Промышленное и гражданское строительство. 2012. № 7. С. 30-32.
9. Tamrazyan A., Popov D. Reduce of bearing strength of the bent re-inforce-concrete elements on a sloping section with the corrosive damage of transversal armature. В сборнике: MATEC Web of Conferences. 2017. С. 00162.

## ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДИНАМИЧЕСКИХ ДОГРУЖЕНИЙ В ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ РАСТЯНУТОМ ЭЛЕМЕНТЕ ПРИ ХРУПКОМ РАЗРУШЕНИИ БЕТОННОЙ МАТРИЦЫ

При проектировании защиты зданий и сооружений из железобетона от прогрессирующего обрушения возникает задача, связанная с учетом динамических догрузений в элементах конструктивных системы хрупкого разрушения бетонной матрицы растянутого железобетонного элемента после особого воздействия [1,2]. Не учёт этого явления может привести к превышению критериям особого предельного состояния, установленным действующими нормативными документами ГОСТ 27751 и СП 385. Например, в каркасе многоэтажного здания при внезапном удалении колонны первого этажа (рис.1а) качественно изменяется направление силовых потоков в колоннах вышележащих этажей и, соответственно усилие сжатия, полученное при расчете колонн на заданную эксплуатационную нагрузку, меняет знак на обратный и может произойти разрыв арматурных стержней в этих колоннах. Подобное физическое явление может происходить и в железобетонных затяжках арок или поясов ферм (рис.1б), когда при хрупком образовании трещин в бетоне затяжки возникает динамическое догружение предварительно напряженной арматуры затяжки или пояса.

Для решения обозначенной задачи рассмотрен объемный железобетонный элемент квадратного сечения, 120 мм, длиной  $l = 1000$  мм, армированный одним арматурным стержнем А500, диаметром 20 мм, один торец этого стержня через жесткую вставку закреплен от продольных смещений в направлении продольной оси  $x$ , а к другому торцу также через жесткую вставку приложена растягивающая сила  $N = N_i$  (рис.1в).

Следуя [3], динамическое усилие в арматуре рассматриваемого двухкомпонентного элемента, после разрушения бетонной матрицы, определяется по формуле:

$$N_{AC,s,n-1}^d = N_{AC,s,n}^{st} + 2N_{b,n}^{st} \quad (1)$$

После определения усилий в бетоне и арматуре в момент образования трещин ( $\sigma_b = Rbt$ ) и соответствующих преобразований, для динамического усилия в рассматриваемой системе из двухкомпонентного материала получим:

$$N_{AC,s,n-1}^d = Rbt \cdot \frac{E_s}{E_b} \cdot A_s + 2 \cdot \frac{N}{A_b + A_s \frac{E_s}{E_b}} \cdot A_{b,red} \quad (2)$$

С использованием зависимости (2) был выполнен расчет железобетонного элемента как двухкомпонентного стержня и определено динамическое усилие в арматуре в момент образования трещины (разрушения бетонной матрицы).

Наряду с аналитическим расчетом рассматриваемого элемента был проведен расчетный анализ его напряженно-деформированного состояния с использованием ПК ЛИРА-САПР. Некоторые результаты расчета приведены на рисунке 2.

Анализируя полученные результаты можно отметить следующее. До образования трещины в растянутой бетонной матрице двухкомпонентного элемента в произвольном сечении на некотором расстоянии от закреплений элемента напряженное состояние в бетоне по высоте сечения распределяется практически равномерно. Напряжения в арматуре превышали напряжения в бетоне в 6.7 раза, т.е. практически на величину отношения модулей арматуры и бетона.

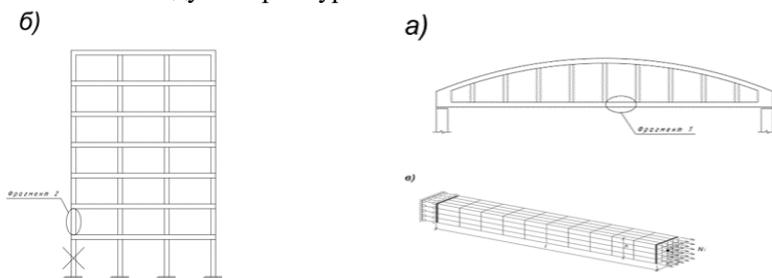


Рис. 1. Конструктивные системы с растянутыми железобетонными элементами (а,б) и расчетная схема двухкомпонентного элемента (в).

После хрупкого разрушения бетонной матрицы в арматуре возникают приращения динамических напряжений, количественные значения которых определяются формулой (1). Анализ численных значений, полученных при расчете с использованием ПК ЛИРА-САПР показал, что здесь при статическом расчете элемента не учитывается рассматриваемое здесь физическое явление – возникающий при хрупком разрушении бетонной матрицы динамический эффект как реакция в арматурном стержне от мгновенного исчезновения усилия в бетонной матрице и возникающие при этом продольные колебания арматурного стержня установленный в [1 и 3]. При расчете с использованием динамической модели двухкомпонентного железобетонного стержня полученное напряжение в арматуре практически совпадает с вычисленным по формуле (2).

а)

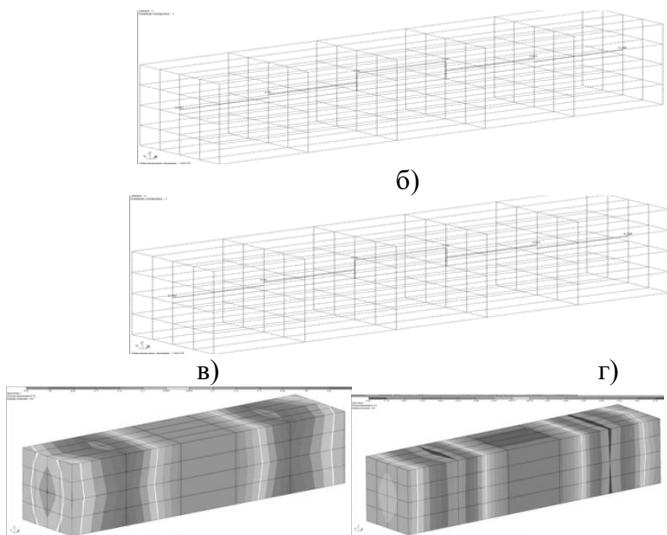


Рис. 2. Эпюры усилий в арматурном стержне и мозаика продольных растягивающих напряжений в бетонной матрице растянутого элемента при приложении силы  $N=20$  кН (а,в) и  $N=40$  кН (б,г).

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Колчунов В.И., Федорова Н.В., Савин С.Ю. Динамические эффекты в статически неопределимых физически и конструктивно нелинейных системах // Промышленное и гражданское строительство. 2022. № 9. С.42-51.
2. Федорова Н.В., Ильющенко Т.А., Медянкин М.Д., Инсафутдинов А.Р. Особенности динамических догрузений железобетонных элементов конструктивных систем при гипотетическом удалении одной из несущих конструкций и трещинообразования // Строительство и реконструкция. 2019. №2. С. 72-80.
3. Гениев Г.А., Колчунов В.И., Ключева Н.В. и др. Прочность и деформативность железобетонных конструкций при запроектных воздействиях: монография. М.: АСВ, 2004. – 216 с.
4. Ильющенко Т.А. Живучесть многоэтажных железобетонных каркасов зданий с предварительно напряженными элементами. 2021.
5. Коржаева Е.Э., Яновская А.В., Кукаев А.Х. и др. Особенности механики разрушения компонентов бетона железобетонных конструкций при динамических ударных воздействиях. 2020. №2.

## СЕКЦИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ И УНИКАЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ

*Студент магистратуры 1 года обучения 1 группы ИПГС*

***Алексеев М.В.***

*Научный руководитель – проф., канд. техн. наук, проф.*

***В.А. Люблинский***

### РАСЧЕТНАЯ МОДЕЛЬ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ДИАГРАММ ДЕФОРМИРОВАНИЯ БЕТОНА И АРМАТУРЫ

Несмотря на то, что современное представление о деформационной модели железобетонного элемента и о ее физических соотношениях были сформулированы еще в 80-х годах прошлого столетия, именно бурное развитие вычислительной техники последних лет дало толчок для развития диаграммных методов расчета строительных конструкций. Данный факт связан, в первую очередь, с тем, что диаграммные методы хоть и имеют совершенно ясный и понятный алгоритм, но, в свою очередь, требуют автоматизации расчетов на ЭВМ в виду большого объема вычислений с множеством итераций [1,2].

В СП 63.13330.2018 [3] приведен алгоритм расчета железобетонных элементов, основанный на линейной деформационной модели, основанный, в свою очередь, на методе предельных состояний. Расчетные диаграммы состояния, используемые в нелинейной деформационной модели, могут быть трехлинейными, двухлинейными и криволинейными [3].

Существенным недостатком линейного подхода является невозможность оценки конструкционной безопасности и эксплуатационной пригодности конструкции на всех этапах ее работы по мере возрастания нагрузки от нуля до момента разрушения [4]. Данным недостатком лишена нелинейная деформационная модель, применяемая в диаграммном методе расчета.

В основе нелинейной деформационной модели лежат диаграммы деформирования, которые описывают работу материала при нагружении. Все модели деформирования бетона, представленные как в отечественных, так и в зарубежных нормативных документах, регламентирующих проектирование железобетонных конструкций, можно условно разделить на основные и упрощенные.

Основные модели (они же криволинейные) описывают напряженно-деформированное состояние бетона максимально приближенно к реальной работе бетона под нагрузкой. Упрощенные модели (билинейные и параболически-линейные) описывают НДС бетона с меньшей точно-

стью, в сравнении с основными моделями, что позволяет подойти к расчету конструкций с позиции оптимального проектирования и получать для сечений простой формы аналитические зависимости для расчета по прочности, трещиностойкости и деформациям [5].

Диagramмный метод обеспечивает единый подход к расчету по первой и второй группам предельных состояний, а также позволяет учитывать работу растянутой зоны бетона при образовании трещин. Немаловажной особенностью деформационной модели является тот факт, что она также позволяет рассчитывать элементы с произвольной формой поперечного сечения и расположением арматуры [6].

Одним из методов расчета статически неопределимых железобетонных конструкций является метод последовательных приближений [7]. Суть метода заключается в том, что сечение изгибаемого железобетонного элемента представляется в виде совокупности слоев (Рис. 1.), деформации которых связаны с гипотезой плоских сечений.

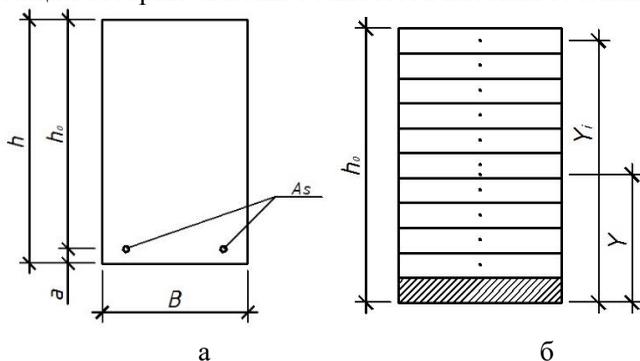


Рис. 1. Сечение изгибаемого железобетонного элемента:  
а) заданное сечение; б) расчетное сечение

В работе [1] представлен расчет несущей способности конструкций панельных зданий в программном комплексе, принцип работы которого основан на методе последовательных приближений. В данной работе найденное значение  $\varepsilon_i$  позволило определить значение  $\sigma_i$  по известной зависимости « $\sigma - \varepsilon$ » и вычислить секущий модуль деформации каждого слоя. Аналогичным способом определялся модуль деформации арматуры.

Следующим шагом расчета статически неопределимой железобетонной конструкции является итерационный расчет. Последовательно уточняются значения модулей деформации бетона и арматуры. Учитывая напряженно-деформированное состояние каждого слоя и вводя на каждом этапе итерации уточненные модули деформаций, можно получить более точное напряженно-деформированное состояние поперечно-

го сечения изгибаемого элемента за счет замены прямоугольной эпюры сжатой зоны бетона криволинейной. Эта эпюра [8] зависит от класса бетона, класса арматуры, нагрузки, площади сечения бетона, коэффициента армирования.

Окончательными результатами расчета являются полученные значения модулей деформации, напряжений и деформаций каждого слоя железобетонного элемента.

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Радайкин, О.В.* Теоретические основы диаграммного метода расчёта стержневых элементов из армированного бетона / О. В. Радайкин // Строительство и реконструкция. – 2020. – № 6(92). – С. 26-42. – DOI 10.33979/2073-7416-2020-92-6-26-42. – EDN UANYLR.

2. *Карпенко Н.И., Соколов Б.С., Радайкин О.В.* Проектирование бетонных, железобетонных, каменных и армокаменных элементов и конструкций с применением диаграммных методов расчёта: монография. М.: Изд-во АСВ, 2019. 194 с.

3. СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения»

4. *Карпенко, Н.И.* Анализ и совершенствование криволинейных диаграмм деформирования бетона для расчета железобетонных конструкций по деформационной модели / Н. И. Карпенко, Б. С. Соколов, О. В. Радайкин // Промышленное и гражданское строительство. – 2013. – № 1. – С. 28-30.

5. *Люблинский В.А.* К расчету изгибаемых элементов с использованием нелинейных диаграмм деформирования / В.А. Люблинский, А.Е. Ероцкая, В.А. Ероцкий // Труды БрГУ. Серия: Естественные и инженерные науки. – 2017. – Т.1. – С. 135–140.

6. *Дыховичный А.А.* Статически неопределимые железобетонные конструкции: научное издание. – Киев : Будівельник, 1978. – 108 с.

7. *Люблинский, В.А.* Несущая способность конструкций панельных зданий 125 серии с учетом нелинейных диаграмм деформирования бетона / В. А. Люблинский, М. Д. Сорока // Труды Братского государственного университета. Серия: Естественные и инженерные науки. – 2019. – Т. 2. – С. 159-164.

8. Тамразян А.Г., Филимонова Е.А. Метод поиска резерва несущей способности железобетонных плит перекрытий. Промышленное и гражданское строительство. 2011. № 3. С. 23-25.

## ВЛИЯНИЕ ТРЕЩИНООБРАЗОВАНИЯ НА ДИНАМИЧЕСКИЙ ОТКЛИК ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ РАМ ПРИ УДАРЕ

В последние два десятилетия число исследований в области живучести сооружений и защиты от прогрессирующих разрушений во всем мире постоянно увеличивается. Можно отметить работы Adam J.M., Parisi F., Sagaseta J., Lu X, 15. Xuan W., Wang L., Liu C и другие. В нашей стране одними из первых работ в этой области можно назвать работы Гениева Г.А., Федорова Н.В. Кабанцева О.В , Тамразяна А. Г. , Травуша В.И, Туснина А. Р., Алексейцева А.В. и др. Экспериментальными исследованиями, выполненными в этом направлении в России[1-6] и за рубежом[7] установлено, что динамические догружения элементов конструктивной системы при ее внезапной структурной перестройке зависят от наличия или отсутствия трещин в железобетоне при нагружении конструктивной системы статической эксплуатационной нагрузкой.

В связи с этим целью рассматриваемой работы является исследование влияния трещинообразования на параметры динамического отклика железобетонных рам при высокоскоростном динамическом нагружении.

Для реализации этой цели были сформулированы и решены следующие задачи:

- анализ теоретических и экспериментальных исследований в области живучести и защиты от прогрессирующего разрушения конструктивных систем зданий и сооружений из железобетона;
- определение параметров диаграмм статико-динамического деформирования сечений железобетонной рамы при различных режимах статико-динамического нагружения;
- расчет жесткостных и инерционных характеристик элементов конструктивной системы коэффициента динамических догружений;

Решение задачи выполнено на энергетической основе. Сложное сопротивление железобетонных элементов конструкции рамы оценивалось при двух силовых факторах: совместное проявления кручения с изгибом.

Диаграммным методом получены расчетные зависимости для определения приращения динамических усилий в двух вариантах: когда при приложенной статической нагрузке в элементах рамы образуются трещины или когда трещин нет.

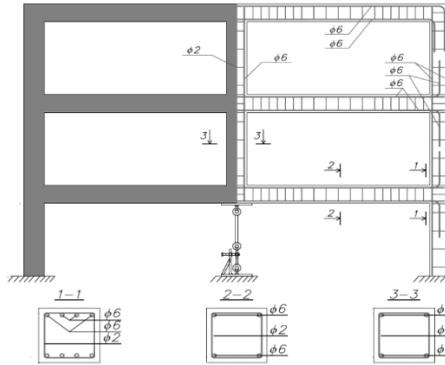


Рис. 1 Конструктивная схема железобетонной рамы

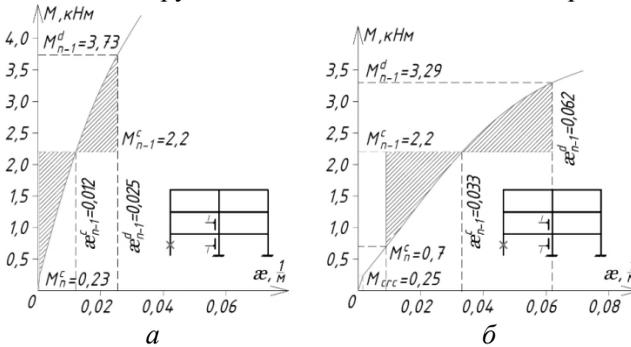


Рис. 2 Диаграммы «момент – кривизна» (а), «крутящий момент – угол поворота» (б) для сложнонапряженного элемента

В итоге, выражения для динамической кривизны и угла поворота до появления трещин имеют вид:

$$(\alpha_{n-1}^d)_{1,2} = \frac{M_{n-1}^c \pm \sqrt{(M_{n-1}^c)^2 + B_{1,M}^2 (\alpha_n^c)^2 - 2B_{1,M} \cdot \alpha_n^c \cdot M_{n-1}^c}}{B_{1,M}}; \quad (1)$$

$$(\varphi_{n-1}^d)_{1,2} = \frac{\eta \cdot M_{n-1}^c \pm \sqrt{(\eta \cdot M_{n-1}^c)^2 + B_{1,T}^2 (\varphi_n^c)^2 - 2B_{1,T} \cdot \varphi_n^c \cdot \eta \cdot M_{n-1}^c}}{B_{1,T}}. \quad (2)$$

Определив динамические кривизны получены аналитические значения усилий при сложном сопротивлении железобетонного элемента рамы и определен коэффициент приращений динамических усилий как отношение обобщенного усилия в сечении железобетонных элементов рамы при динамическом догружении к усилию в этом же сечении при статической нагрузке.

Рассматриваемым методом была рассчитана железобетонная рама при двухэтапном статико-динамическом нагружении. Схема армирования рамы показана на рисунке 1. Анализ полученных результатов расчета, позволяет отметить следующее: при динамическом догружении особым воздействием с уровня статической нагрузки, коэффициент приращений динамических усилий в сложно-напряженных железобетонных элементах рамы (сечение 1-1) составил 1,69. Значение этого коэффициента при таком же догружении рамы с уровня статической нагрузкой, при которой образуются трещины составило 1,49, т.е. на 12 %. Это следует учитывать при проектировании рассматриваемых конструкций от прогрессирующего обрушения.

### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. В.И. Колчунов, П.А. Кореньков, Ф.Д. Гуок. *Особое предельное состояние в железобетонных каркасах с узлами, усиленными косвенным армированием при аварийных воздействиях* // Вестник МГСУ. – 2021. – Т. 16. – № 11. – С.1462-1472. DOI: 10.22227/1997-0935.2021.11.1462-1472.

2. Fedorova N. V., Vu N. T., Iliushchenko T. A. *Dynamic additional loading of the frame of a multi-story building after the failure of one of the structures* // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. – IOP Publishing, 2020. – Т. 896. – №. 1. – P. 012040.

3. В.И. Колчунов, П.А. Кореньков, Ф.Д. Гуок. *Особое предельное состояние в железобетонных каркасах с узлами, усиленными косвенным армированием при аварийных воздействиях* // Вестник МГСУ. – 2021. – Т. 16. – № 11. – С.1462-1472. DOI: 10.22227/1997-0935.2021.11.1462-1472.

4. Тамразян А.Г., Филимонова Е.А. Метод поиска резерва несущей способности железобетонных плит перекрытий. Промышленное и гражданское строительство. 2011. № 3. С. 23-25.

5. Тамразян А.Г., Филимонова Е.А. О влиянии снижения жесткости железобетонных плит перекрытий на несущую способность при длительном действии нагрузки. Промышленное и гражданское строительство. 2012. № 7. С. 30-32.

6. Тамразян А.Г., Дудина И.В. Влияние изменчивости контролируемых параметров на надежность преднапряженных балок на стадии изготовления Жилищное строительство. 2001. № 1. С. 16-17.

7. Qian K., Li Z. Z., Cen F. X., Li B. *Strengthening RC Frames against Disproportionate Collapse by Post-Tensioning Strands* // Structures Conference 2018: Blast, Impact Loading, and Response; and Research and Education. – Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 2018. – С. 283-290.

## ПОДХОДЫ К МОДЕЛИРОВАНИЮ ЛОКАЛЬНЫХ ПРОСАДОК ОСНОВАНИЯ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ РАМ.

Один из подходов, подробно описанный в [1] содержит: 1) решение статических задач по нахождению изгиба балки, опирающейся на упругое

основание с изменяющейся жесткостью и отсутствующим основанием под некоторыми ее частями, как на рис.1. Так же в нем определяется, как распределяются внутренние усилия по балке и как они зависят от схемы ее нагружения и длины участка, который не имеет основания.

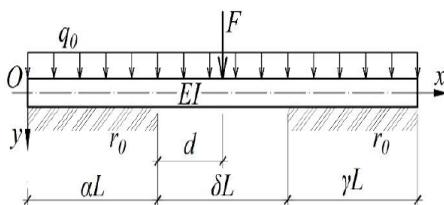


Рис. 1. Расчётная схема балки

Для динамики используются в качестве исходных данных статические прогибы конструкции. Далее, статические внутренние усилия сравниваются с динамическими;

2) Большое внимание в работе уделяется анализу вынужденных поперечных колебаний балки, находящейся под действием внешних сил при опирании на упругое основание с неравномерной жесткостью. Анализ включает в себя изучение сценариев, в которых происходит внезапное изменение жесткости основания под частью балки. Также рассматривается влияние различных видов динамических нагрузок на колебания учитывающие и не учитывающие затухания колебаний.

3) Так же в исследование анализируются свободные поперечные колебания балки, размещенной на упругом основании с неравномерной жесткостью, когда происходит внезапное изменение или потеря жесткости основания под частью балки. В работе рассматривается влияние диссипативных сил в материале балки на колебания без учета рассеивания энергии в основании.

Другой подход изложенный в статье [2] содержит последовательность оценки НДС возникающих при аварийных ситуациях, который состоит из нескольких этапов:

1) Построение расчетной схемы и модели рамной конструкции; статический расчет на действие нормативных нагрузок.

2) Вычисление динамического коэффициента на основе энергетического метода Г.А. Гениева, согласно которому, значение динамического усилия  $T_D$ , возникающего после исключения из расчетной схемы одной или нескольких опор, определяется зависимостью:

$$T_D = 2T_S - T_{SA}$$

(1)

где  $T_{SB}$ ,  $T_{SA}$  – усилия системы постоянной жесткости, получаемые при статических расчетах системы с удаленными связями и неповрежденной системы.

3) Вычисление динамической нагрузки.

4) Расчет конструкции на живучесть.

5) Оптимизация размеров поперечного сечения элементов и их армирования.

Иллюстрация этого подхода представлена на рис. 2.

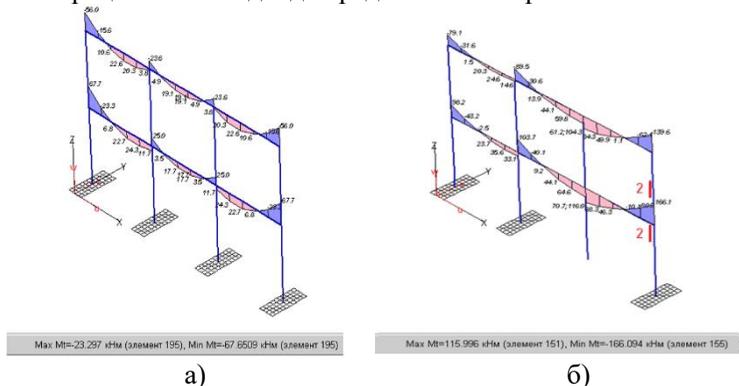


Рис. 2 Эпюры моментов при исключении упругого основания под колоннами. Нет повреждений (а) нет опоры под колонной (б)

Так же была рассмотрена методика приблизительного расчета каркасных железобетонных несущих конструкций, которая в равных долях учитывает предельные условия и риски финансовых потерь, связанных с возможным возникновением аварийной ситуации, предложенная в [3]. В предложенной модели объекта были рассмотрены 3 случая проектирования:

- 1) Расчет плоской рамы на фундаментной плите (взаимодействие с не разрушаемым барьером).
- 2) Расчет при исключении поддержки без контактного взаимодействия.
- 3) Расчет каркаса на неэластичном грунте с учетом частичного исключения средней стойки.

Данная методика учитывает влияние причин, по которой была исключена опора колонн из расчетной модели и доказывает, что не рассмотрение данных причин, может существенно исказить картину напряженно-деформированного состояния.

В работе [4] развивается подход, связанный с формированием точных уравнений для балочных конструкций, опирающихся на упругое основание, в случае выхода из работы крайнего его участка. Показано что усилия в несущих конструкциях при этом могут возрасти до 5 раз.

Вывод: Предложенные методики [1-4] можно рекомендовать к использованию при решении ряда научно-технических задач, например, при оценке продавливания [5] или в динамических расчетах [6-8].

### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Е.В. Леонтьев Колебания балки на упругом Винклеровском основании при изменении условий опирания // Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук

2. М. А. Оберемко, М. В. Кожевников, А. В. Алексейцев., К вопросу алгоритмизации задачи расчета живучести железобетонных конструкций при потере устойчивости // В сборнике материалов семинара молодых ученых XXV Международной научной конференции (г. Москва, 20-22апреля 2022 г.).

3. Alekseytsev, A.V. Mechanical safety of reinforced concrete frames under complex emergency actions. Magazine of Civil Engineering. 2021. 103(3). Article No. 10306. DOI: 10.34910/MCE.103.6

4. Травуш В.И., Гордон В.А., Колчунов В.И., Леонтьев Е.В. Динамическое деформирование балки при внезапном структурном изменении упругого основания // Инженерно-строительный журнал. 2019. № 7(91). С. 129–144. DOI: 10.18720/MCE.91.12

5. Алексейцев А.В., Антонов М.Д. Динамика безбалочных железобетонных каркасов сооружений при повреждениях плит продавливанием. Строительство и реконструкция. 2021. № 4 (96). С. 23-34.

6. Alekseytsev, A.V., Sazonova, S.A. Numerical analysis of the buried fiber concrete slabs dynamics under blast loads. Magazine of Civil Engineering. 2023. 117(1). Article no. 11703. DOI: 10.34910/MCE.117.3

7. Тамразян А.Г., Филимонова Е.А. Метод поиска резерва несущей способности железобетонных плит перекрытий. Промышленное и гражданское строительство. 2011. № 3. С. 23-25.

8. Тамразян А.Г., Алексейцев А.В. Современные методы оптимизации конструктивных решений для несущих систем зданий и сооружений Вестник МГСУ. 2020. Т. 15. № 1. С. 12-30.

## ВЛИЯНИЕ ИЗМЕНЧИВОСТИ ДЛИТЕЛЬНОЙ НАГРУЗКИ НА ПОЛЗУЧЕСТЬ СЖАТОГО БЕТОНА

При эксплуатации железобетонных конструкций может увеличиваться уровень напряжений в бетоне сжатой зоны [1-7]. Это может быть связано с уменьшением прочности сжатого бетона или превышением реальных значений нагрузок над проектными. При этом напряжения в бетоне или приближается к значению, соответствующему верхней границы микротрещинообразования ( $\sigma_b \approx R_{сгс}^V$ ) или превышает ее  $\sigma_b > R_{сгс}^V$ . Это приводит к росту деформаций ползучести. Вследствие чего в железобетонных элементах наблюдается увеличение прогибов, ширины раскрытия трещин [1,5,6].

**Цель исследований:** экспериментальное исследование влияния ступенчатого роста длительной нагрузки на ползучесть сжатого бетона.

### Опытные образцы и методика испытаний

В качестве опытных образцов использовались бетонные призмы размером 10 x 10 x 40 см. Бетонные призмы помещались в силовую установку и нагружались до необходимого начального уровня напряжений ( $0,2R_b$ ) [8]. Деформации в ходе кратковременного нагружения и длительного испытания замерялись с помощью индикаторов часового типа и тензорезисторов [8]. Возраст бетона к началу испытаний - 120 суток.

На рис.1 представлен график продолжительности уровней ступенчатого увеличения длительной нагрузки в процессе испытаний.

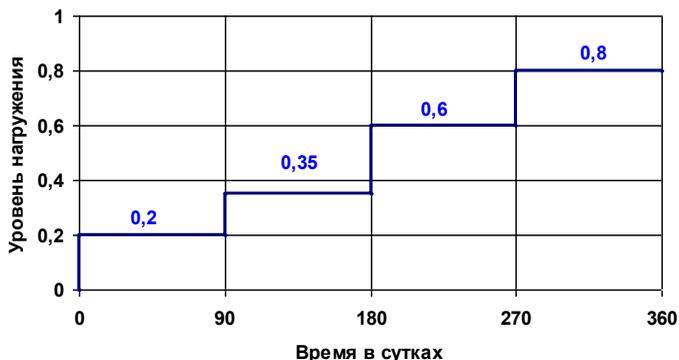


Рис.1. Продолжительность уровней нагружения в процессе испытаний

Увеличение нагрузки осуществлялось ступенями, уровень напряжений в которых составлял  $0,2R_b$ ,  $0,35R_b$ ,  $0,6R_b$ ,  $0,8R_b$ .

Продолжительность каждого уровня нагружения составлял 90 суток.

Общая продолжительность испытаний составила 360 суток. В конце испытаний соответствующего уровня осуществлялось кратковременное догружение бетонных призм до следующего уровня нагружения.

Деформации ползучести сжатого бетона в процессе догружения представлены на рис.2.

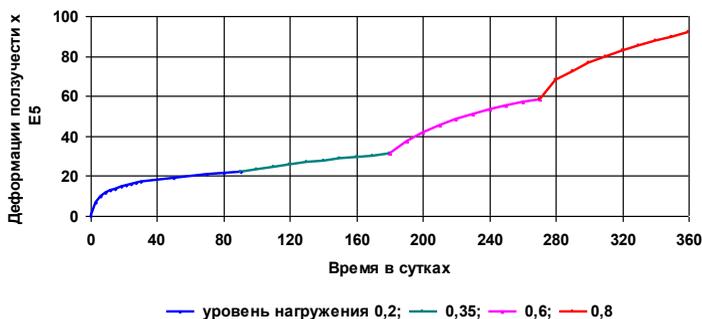


Рис.2. Деформации ползучести сжатого бетона в процессе догружения

Увеличение нагрузки с уровня напряжений 0,2 до 0,8 привело к увеличению деформаций ползучести в 3,28 раза ( $92 \cdot 10^{-5} / 28 \cdot 10^{-5}$ ) в конце эксперимента по сравнению с уровнем нагружения 0,2.

Деформации ползучести сжатого бетона в процессе догружения с учетом кратковременного нагружения при догружении приведены на рис.3.

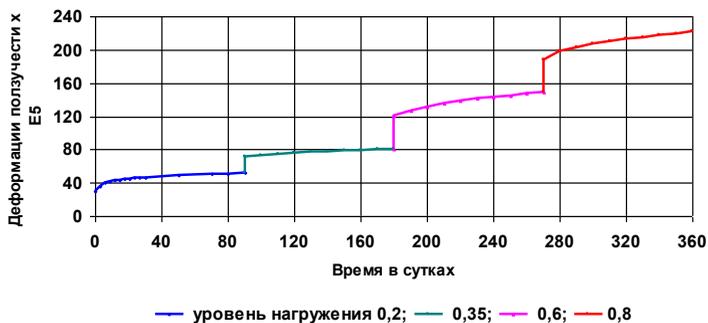


Рис.3. Деформации ползучести сжатого бетона в процессе догружения с учетом кратковременного нагружения при догружении

Деформации ползучести сжатого бетона в процессе догружения с учетом кратковременного нагружения при догружении в конце эксперимента составили  $222 \cdot 10^{-5}$  от. ед. Они оказались больше деформаций при кратковременном нагружении до уровня 0,2 в 7,4 раза ( $222 \cdot 10^{-5} / 30 \cdot 10^{-5}$ ).

### Выводы

1. Ступенчатое увеличение нагрузки при длительном нагружении приводит к увеличению деформаций ползучести по сравнению начальным уровнем нагружения. В проведенных исследованиях это увеличение составило 3,28 раза.
2. Деформации ползучести сжатого бетона в процессе догружения с учетом кратковременного нагружения при догружении в конце эксперимента оказались больше деформаций при кратковременном нагружении до уровня 0,2 в 7,4 раза.

### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Бондаренко С.В.* Теория сопротивления строительных конструкций режимным нагружения. М.: Стройиздат, 1984. 392 с.
2. *Тамразян А.Г., Есаян С.Г.* Механика ползучести бетона: монография. М.: МГСУ, 2012. 524 с.
3. *Щербяков Е.Н., Ажидинов С.С.* Экспериментальное обоснование зависимости ползучести цементных бетонов от уровня сжимающих напряжений // Бетон и железобетон. 1994. №3. С.18-21.
4. *Карпенко Н.И., Ерышев В.А., Латышева Е.В.* Анализ Методика расчета параметров деформирования бетона при разгрузке с напряжений сжатия // Вестник МГСУ. 2014. № 3. С.168-178.
5. *Завьялова О.Б., Шейн А.И. Г.А.* Расчет быстровозводимых монолитных железобетонных каркасов с учетом физической нелинейности, твердения и ползучести бетона // Строительство и реконструкция. 2014. №4(54). С.11-16.
6. *Завьялова О.Б.* Учёт истории нагружения монолитных железобетонных плитно-стержневых систем при определении напряженного состояния их элементов // Промышленное и гражданское строительство. 2012. №7. С.58-61.
7. *Истомин А.Д.* Деформации ползучести бетона при сжатии в условиях малоциклового силового и температурного нагружения // Вестник МГСУ. 2011. № 2. Т.1. С.142-144.
8. *Истомин А.Д., Петрова В.А.* Остаточные деформации бетона железобетонных элементов при циклическом замораживании и оттаивании // Строительство и реконструкция. 2022. №3(101). С.23-31

## СРАВНЕНИЕ РАЗЛИЧНЫХ ПОДХОДОВ К УЧЕТУ НЕУПРУГИХ ДЕФОРМАЦИЙ БЕТОНА ПРИ РАСЧЕТАХ МОНОЛИТНЫХ ЗДАНИЙ

Задачи, связанные с расчетом и проектированием несущих конструкций и учитывающие особенности поведения системы на всех этапах ее работы, не могут быть решены линейными методами строительной механики, из-за этого в последнее время особое внимание уделяется совершенствованию нелинейных методов расчета строительных конструкций [1-6]. Развитие программных комплексов для расчета строительных конструкций позволяет установить более точное напряженно-деформируемое состояние конструкций. Одним из актуальных направлений исследования выдвигается проблема учета влияния физической нелинейности бетона на поведение конструктивной системы [7-10]. В действующих нормах сказано о необходимости выполнения расчетов бетонных и железобетонных конструкций по предельным состояниям первой и второй групп по напряжениям, усилиям, деформациям и перемещениям, вычисленным от внешних воздействий в конструкциях и образуемых ими системах зданий и сооружений с учетом физической нелинейности бетона (неупругих деформаций бетона, геометрическая нелинейность вследствие деформаций).

Для того, чтобы оценить влияние физической нелинейности на напряженно-деформированное состояние (НДС) системы предусмотрены линейный и нелинейный расчеты несущей системы здания.

Для сравнения влияния нелинейности бетона необходимо произвести расчет несущей системы здания по трем расчетным моделям:

схема 1 – линейный расчет здания без понижения модуля упругости материала;

схема 2 – линейный расчет с понижением модуля упругости материала в соответствии с рекомендациями СП 430.1325800.2018;

схема 3 – расчет несущей системы с учетом физической нелинейности деформирования материалов.

По результатам линейного расчета с применением понижающих коэффициентов и нелинейного расчета получены следующие показатели НДС системы, таблица 1, где

$M_{фх}$  – максимальный изгибающий момент  $M_x$  в ФП, Т\*м/м;

$M_{фy}$  – максимальный изгибающий момент  $M_y$  в ФП, Т\*м/м;

$N$  – максимальные продольные усилия в стержнях, Т

$\sigma_x$  - максимальные напряжения в вертикальных констр, Т/м<sup>2</sup>  
 $S_{\phi}$  – осадка фундамента, мм  
 $A$  - ускорения верхних этажей по У, м/сек<sup>2</sup>  
 $\Delta_y$  – горизонтальные перемещения по У, мм

Таблица 1

Параметр	Схема 1	Схема 2	Схема 3	Расхожд. схема 1 - 3 (%)	Расхожд. схема 2 - 3 (%)
1	2	3	4	5	6
$M_{\phi x}$	-146,64	-123,19	-163,86	-9,91	-24,78
$M_{\phi y}$	-124,57	-89,03	-145,71	-14,49	-38,61
N	-637,22	-690,83	-631,81	1,02	9,34
$\sigma_x$	-3858,85	-3461,38	-3948,42	-2,27	-12,34
$S_{\phi}$ , мм	-11,57	-15,81	-13,66	-15,31	15,74
A, м/сек <sup>2</sup>	0,08	0,07	0,08	0,00	-12,50
$\Delta_y$ , мм	38,95	87,48	64,32	-39,44	36,07

Результаты упрощенного, условно упругого расчета с понижающими коэффициентами, имитирующими нелинейную работу материала, имеют худшую сходимость с результатами нелинейного расчета, чем результаты расчета в упругой стадии. При этом анализ полученных результатов подтверждает возможность предварительной оценки НДС системы по упрощенному расчету с использованием понижающих коэффициентов, однако данные коэффициенты следует уточнить, чтобы полученные результаты лучше соответствовали результатам расчета по нелинейной модели.

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Перельмутер, А.В.* Избранные проблемы надежности и безопасности строительных конструкций. 3-е изд., испр. и доп. М.: АСВ, 2007. 256 с.
2. *Травуш В.И., Белостойкий А.М., Акимов П.А.* Цифровые технологии в строительстве: декларации и реальность // Устойчивое развитие региона: архитектура, строительство, транспорт: материалы 5-й Меж-

дународной научно-практической конференции Института архитектуры, строительства и транспорта. 2018. С.9-24.

3. Карпенко Н.И., Карпенко С.Н. Об учете физической нелинейности при расчете зданий из монолитного железобетона по первой и второй группам предельных состояний // Новые конструктивные решения пространственных покрытий и перекрытий зданий и сооружений: тезисы докладов. – НИИЖБ, 2005. - С. 431-444.

4. Крылов, А. С. Численные расчеты сталежелезобетонных балок с учетом контактного взаимодействия стального сердечника с бетоном / А. С. Крылов // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. – 2019. – Т. 21, № 2. – С. 175-184.

5. Jendele L., Cervenka J. Finite element modelling of reinforcement with bond //Computers & structures. – 2006. – Т. 84. – №. 28. – С. 1780-1791.

6. Lubliner J. et al. A plastic-damage model for concrete //International Journal of solids and structures. – 1989. – Т. 25. – №. 3. – С. 299-326.

7. Тамразян А.Г., Алексейцев А.В. Эволюционная оптимизация нормально эксплуатируемых железобетонных балочных конструкций с учетом риска аварийных ситуаций. Промышленное и гражданское строительство. 2019. № 9. С. 45-50.

8. Tamrazyan A., Popov D. Reduce of bearing strength of the bent reinforce-concrete elements on a sloping section with the corrosive damage of transversal armature. В сборнике: МАТЕС Web of Conferences. 2017. С. 819-830.

9. Тамразян А.Г., Алексейцев А.В. Современные методы оптимизации конструктивных решений для несущих систем зданий и сооружений Вестник МГСУ. 2020. Т. 15. № 1. С. 12-30.

10. Тамразян А.Г., Дехтерев Д.С., Карпов А.Е., Ласковенко А.Г. Определение расчетных параметров для оценки надежности платформенных стыков панельных зданий В сборнике: Современные проблемы расчета железобетонных конструкций, зданий и сооружений на аварийные воздействия. Под редакцией А.Г. Тамразяна, Д.Г. Копаницы. 2016. С. 413-416.

*Студентка магистратуры 1 года обучения 2 группы ИПГС*

***Веретенникова А.Э.,***

*студент магистратуры 2 года обучения 1 группы ИПГС Чабров Н.А.*

*Научный руководитель – доц., канд. техн. наук А.Д. Истомина*

## ВЛИЯНИЕ ОТРИЦАТЕЛЬНЫХ ТЕМПЕРАТУР НА ДЕФОРМАТИВНО-ПРОЧНОСТНЫЕ СВОЙСТВА АРМАТУРЫ

Нормы РФ не учитывают влияние климатических (до  $-70^{\circ}\text{C}$ ) и технологических (до  $-196^{\circ}\text{C}$  и ниже) отрицательных температур на деформативные и прочностные характеристики арматурной стали.

На основании результатов исследований свойств арматурной стали (с физической площадкой текучести) при изменении температуры до  $-196^{\circ}\text{C}$  [1-6] ее характеристики рекомендуется определять по нижеприведенным зависимостям.

**Предел текучести арматуры** предлагается определять по формуле:

$$R_{s,t} = R_y = \gamma_{s,t} R_s, \quad \gamma_{s,t} = 2 \cdot 10^{-5} T^2 - 0,011T + 1, \quad (1)$$

где  $R_s$  - предел текучести арматуры при  $T = 20^{\circ}\text{C}$ ;  $\gamma_{s,t}$  - коэффициент влияния отрицательной температуры на предел текучести арматуры;  $T \leq 0^{\circ}\text{C}$  - отрицательная температура в  $^{\circ}\text{C}$ .

**Модуль упругости арматуры** предлагается определять по формуле:

$$E_{s,t} = \gamma_{E,t} E_s, \quad \gamma_{E,t} = -2 \cdot 10^{-6} T^2 - 0,013T + 1 \quad (2)$$

где  $E_{s,t}$  - предел текучести арматуры при отрицательной температуре  $T, ^{\circ}\text{C}$ ;  $E_s$  - предел текучести арматуры при  $T = 20^{\circ}\text{C}$ ;  $\gamma_{E,t}$  - коэффициент влияния отрицательной температуры на предел текучести арматуры;  $T \leq 0^{\circ}\text{C}$  - отрицательная температура в  $^{\circ}\text{C}$ .

**Временное сопротивление** предлагается определять по формуле:

$$\sigma_{u,t} = \gamma_{u,t} \sigma_u, \quad \gamma_{u,t} = 1 - 0,0012T, \quad (3)$$

где  $\gamma_{u,t}$  - коэффициент влияния отрицательной температуры на временное сопротивление арматуры;  $\sigma_u$  - временное сопротивление арматурной стали в нормальных условиях;  $T \leq 0^{\circ}\text{C}$  - отрицательная температура в  $^{\circ}\text{C}$ .

Результаты расчетов по вышеприведенным формулам представлены на рис.1-3.

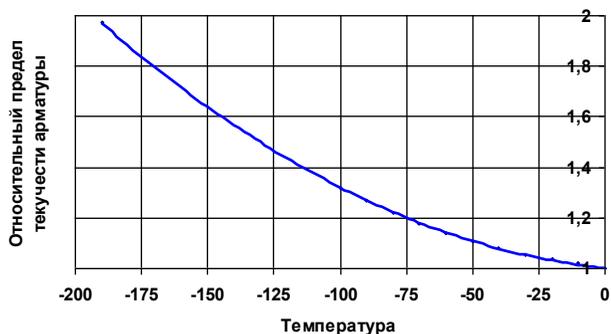


Рис.1. Относительное изменение предела текучести ( $\gamma_{s,t}$ ) арматуры

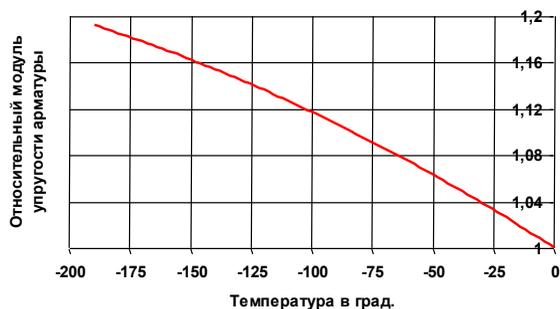


Рис.2. Относительное изменение модуля упругости ( $\gamma_{E,t}$ ) арматуры

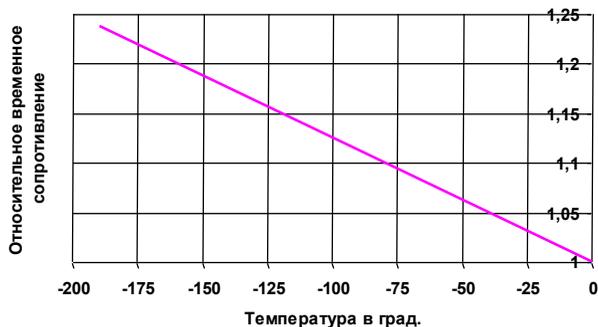


Рис.3. Относительное изменение временного сопротивления арматуры ( $\gamma_{u,t}$ )

Отдельные результаты испытаний образцов арматурной стали класса А400 [6] представлены в табл.1.

Таблица 1.

### Относительные показатели арматуры класса А400

Т, °С	R <sub>s,t</sub> /R <sub>s</sub>	E <sub>s,t</sub> /E <sub>s</sub>	σ <sub>u,t</sub> /σ <sub>u</sub>
+15	1,0	1,0	1,0
-30	1,05/	1,04/	1,02/
	1,06	1,05	1,04
-50	1,10/	1,05/	1,02/
	1,11	1,07	1,08
-70	1,18/	1,08/	1,06/
	1,18	1,08	1,09
-165	1,80/	1,11/	1,26/
	1,75	1,17	1,21
-190	1,99/	1,23/	1,27/
	1,97	1,20	1,24

Характеристики арматуры А400 при T = 20°C: R<sub>s</sub> = 433МПа ; E<sub>s</sub> = 2·10<sup>5</sup>МПа ; σ<sub>u</sub> = 646МПа . В числителе указано опытное значение, в знаменателе, рассчитанное по формулам (1), (2), (3).

Отрицательная арматура существенно влияет на деформативно-прочностные свойства стали. При температуре -190°C: предел текучести арматуры увеличивается на 93%; модуль упругости арматуры увеличивается на 17,5%; временное сопротивление увеличивается на 23,8%.

### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Мадатян С.А.* Арматура железобетонных конструкций. М.: Воентехлит. – 2000. 256с.
2. *Слейдж Г.* Работа стали при низких температурах // Криогенный бетон. М.: Стройиздат. – 1986. С.106-116.
3. *Элайсез М.* Предварительно напряженный криогенный бетон. Обзор исследований, проведенных в Испании // Криогенный бетон. М.: Стройиздат. – 1986. С.114-125.
4. *Слышенков С.О.* Хладостойкая арматура для железобетонных конструкций // Бетон и железобетон. – 2007, № 3. С.18-20.
5. *Мулин Н.М., Мешков В.З.* Области применения арматурной стали в конструкциях, эксплуатируемых при низких температурах // Бетон и железобетон. – 1977, № 1. С.18-20.
6. *Истомин А.Д., Кудрявцев А.В.* Работа статически неопределимых железобетонных элементов в условиях отрицательных температур // Промышленное и гражданское строительство. – 2016, №7. С.51-55.

## ПРЕИМУЩЕСТВА ИСПОЛЬЗОВАНИЯ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ В ВЫСОТНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Сталежелезобетонные конструкции представляют собой конструкции, выполненные из монолитного или сборного железобетона, конструкционной стали или профилированного настила и гибкой арматуры, в которых обеспечена их совместная работа.

Существуют следующие типы конструкций из сталежелезобетона:

- плиты с профилированным настилом – монолитная бетонная или железобетонная плита, выполненная по профилированному настилу, играющим роли несъемной опалубки на стадии изготовления и внешней рабочей арматуры на стадии эксплуатации;
- комбинированные перекрытия – представляют собой конструкцию из стальной балки и железобетонной плиты, работающих совместно;
- железобетонные конструкции с жесткой арматурой (обычно стальной двутавр или швеллер в средней части конструкции) – для вертикальных конструкций такое армирование используется при необходимости повысить процент армирования и сократить сечение элемента, для горизонтальных конструкций такие решения могут использоваться, если в здании стальной каркас (для удобства монтажа) или для лучшего восприятия поперечной силы;
- трубобетонные конструкции – внешняя круглая стальная оболочка с бетонным или железобетонным заполнением.

Применяют сталежелезобетонные конструкции в тех случаях, когда строительные объекты должны выдерживать высокие нагрузки при небольших размерах сечений конструкций.

При проектировании высотных зданий большую роль играют сейсмические и ветровые нагрузки [1]. Несущая система должна обладать достаточно большой жесткостью, но при этом быть максимально рациональной в экономическом плане, что достигается применением сталежелезобетонных конструкций.

Благодаря использованию монолитных плит перекрытий по профилированному настилу трудозатраты уменьшаются на 25-40% в сравнении с обычным монолитным перекрытием, масса такого перекрытия уменьшается на 30-50%, жесткость плиты увеличивается при действии

горизонтальных нагрузок. Также использование профилированного настила позволяет проводить инженерные коммуникации в гофрах листа. Перекрытие по профилированному настилу часто используется в офисных, спортивных, промышленных, торговых, транспортных зданиях и сооружениях, где есть возможность выполнить подвесные потолки или отсутствуют эстетические требования к нижней поверхности перекрытия.

Использование сталежелезобетонных колонн в виде так называемых трубобетонных позволяет полностью включить в работу и бетон, и сталь: железобетон обжат стальной обоймой равномерно со всех сторон и работает в стеснённых условиях – прочность при этом возрастает, также обойма снижает трещинообразование в бетоне; стальная обойма обладает хорошей устойчивостью стенок за счет железобетонного заполнения [2]. Применение таких колонн позволяет сократить расход бетона до 2 раз, расход металла до 1,7 раз, снизить трудозатраты до 4 раз, а сроки строительства в 1,5 раза [3].

Преимущества применения сталежелезобетонных конструкций в высотном строительстве:

- 1) размер поперечного сечения меньше при большей несущей способности, что ведет к увеличению пространства помещений и возможности реализации больших пролетов здания;
- 2) сокращение размеров фундаментов и уменьшение длины свай за счет меньшего веса конструкций;
- 3) повышение жесткости всего здания за счет использования комбинированных конструкций;
- 4) имеется возможность использовать стальные элементы в качестве несъемной опалубки, что уменьшает затраты труда;
- 5) увеличение жесткости стальных элементов, повышение местной устойчивости;
- 6) защита стальных обетонированных элементов от коррозии;
- 7) повышение сейсмостойкости зданий со сталежелезобетонными колоннами, т.к. они имеют пластический характер разрушения, что позволяет зданию не разрушиться от действия сейсмических нагрузок [4];
- 8) повышенная огнестойкость обетонированных конструкций за счет уменьшения железобетоном местного воздействия температуры [5];
- 9) существенная экономия металла и бетона, если рассматривать каркас, выполненный из таких материалов по отдельности [6, 7];
- 10) за счет увеличения доли заводского изготовления части элементов возможно сокращение сроков строительства.

Таким образом, основные преимущества использования сталежелезобетонных конструкций можно свести в цепочку: меньшее поперечное сечение → меньшая масса конструкций → меньшая нагрузка на фундамент → сокращение времени и стоимости строительства.

Достоинства применения сталежелезобетонных конструкций не позволяют не развивать это направление в высотном строительстве. Необходимо подробнее исследовать способы обеспечения надежного сцепления стальных конструкций с бетоном, развивать расчеты в программных комплексах для отображения более реальной работы сталежелезобетонных конструкций, актуализировать нормы под выполненные исследования.

### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Кузнецов В.А., Вильданов Р.Р., Тамбовцева Е.Е.* Конструктивные схемы небоскрёбов // Международный журнал прикладных наук и технологий «Integral». 2018. №4. С. 255-261.
2. *Березкина, А.Ю., Постанен С.О., Постанен М.О.* Стержневые конструкции из сталежелезобетона// Молодой ученый. 2016. № 26 (130). С. 12-14.
3. *Резван А.В., Колотиенко М.А.* Рационализация технологических, конструктивных и архитектурных решений трубобетонных конструкций на примере колонн высотных зданий // ИВД. 2020. №5 (65).
4. *Ваучский М.Н.* Исследование эффекта обоймы несущих колонн // Жилищное строительство. 2016. №12. С. 22-25.
5. *Кибирева Ю.А., Астафьева Н.С.* Применение конструкций из сталежелезобетона // Экология и строительство. 2018. №2. С. 27-34.
6. *Алексейцев А.В., Курченко Н.С., Сазонова С.А.* Динамика фиброжелезобетонной плиты на податливых опорах при переменной по площади импульсной нагрузке. Строительство и реконструкция. 2022. № 5 (103). С. 23-33.
7. *Алексейцев А.В., Курченко Н.С., Антонов М.Д., Морозова Д.В.* Несущая способность аварийно догружаемых железобетонных колонн с начальными несовершенствами. Строительство и реконструкция. 2022. № 6 (104). С. 104-115.

## ВЛИЯНИЕ КОЭФФИЦИЕНТА АРМИРОВАНИЯ НА ДОЛГОВЕЧНОСТЬ СЖАТЫХ И ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

В наше время очень высоко ценятся конструкции, которые могут обеспечить свободную планировку здания и произвольную форму современных изделий. Для обеспечения возможности создания сложных форм несущих конструкций, отлично подходит железобетон.

Различают два вида железобетонных конструкций. То есть сборные и монолитные. Первые, как показывает практика, уже прошли проверку на прочность временем по долговечности и надежности, а их армирование подобрано экономично и оптимально. Но, хочется сказать, это во много ограничивает формы и планировку возводимых из сборного железобетона объектов.

В свою очередь, монолитные железобетонные конструкции создаются непосредственно на стройке. Их вид армирование, а также его коэффициент зависит от многих факторов. Например, типа фундамента, геологии, геометрических размеров здания, нагрузки и т. д. Поэтому очень важно соблюсти баланс между долговечностью, надежностью и экономичностью.

Распространение железобетонного строительства открывает вопрос обеспечения долговечности возводимых объектов и качества конструкций из железобетона. Значительной популярностью монолитный бетон пользуется в возведении инженерных сооружений, трубопроводов, транспортных сетей.

На долговечность влияют многих факторы: соответствие требования расчетам и проектирования, качество материалов, применяемых в изготовление железобетонных конструкций, а конкретно арматуры и бетона, соблюдение технологии производства и т. п. Следует дать определение долговечности.

В строительстве под этим термином следует понимать свойство объекта сохранять до наступления предельного состояния работоспособности и соответствовать условиям нормальной эксплуатации при принятой в стадии строительства системе ремонтов и технического обслуживания[1].

Для нормально работы железобетонных конструкций как на сжатие, так и на растяжение следует обеспечить необходимую прочность и устойчивость, и допустимое соотношение материалов. Для этого обяза-

тельно нужно произвести необходимые расчеты. А именно, соблюдение требований по устойчивости и прочности, т. е. первая группа предельных состояний, и не превышения допустимых прогибов и ширины раскрытия трещин, вторая группа предельных состояний. Также следует подобрать рациональные сечения железобетонных конструкций и площадь и расстановку в толще конструкции арматурных стержней. При этом важно подобрать эти факторы так, чтобы объект мог воспринимать действующие на него нагрузки и быть экономически эффективным [2].

В данной статье рассмотрим влияние арматуры на долговечность железобетонных элементов. В современном проектировании и проектировании сформировался особый параметр – процент армирования. По нему условно можно определить затраты металла в создаваемой конструкции.

Как правило, его считают следующим образом. Площадь сечения принятой продольной арматуры делят на рабочую площадь сечения бетона(1). Тем самым получают коэффициент армирования, который, чаще всего, принимают в процентах[3].

$$\mu = A_s / b h_0 \cdot 100\% \quad (1)$$

Давно известно, что долговечность железобетонных конструкций связана с трещиностойкостью. Противостоять образованию трещин в бетоне (материале, которых плохо работает на растяжение), помогает, помимо основного расчетного армирования, косвенное армирование[4].

Рассмотрим небольшой пример, где сравниваются конструкции с и без косвенным армированием. Центральная сжатая колонна, армированная продольными стержнями и поперечными хомутами. Разрушение в случае без косвенного армирования наступило, как только образовались первые видимые продольные трещины. Процесс данного разрушения происходил по наклонному сечению конструкции. Во втором случае, т. е. с применением косвенного армирования, данный процесс был более длительным. Разрушение колонны произошло только при очень сильном развитии деформации ядра сечения в бетоне [5].

Приходим к тому, что на трещиностойкость, а в следствии и долговечность железобетонных конструкций, влияет количество арматуры.

Следует выявить более точные зависимости влияние коэффициента армирования на долговечность изгибаемых и сжатых железобетонных элементов. Основываясь на опыте проектирования и научных работах российских инженеров, можно сделать вывод для изгибаемых конструкций. Долговечность тем ниже в элементах, работающих на изгиб, чем больше продольной арматура располагается в растянутой зоне этих конструкций.

Пользуясь тем же принципом, приходим к тому, что долговечность сжатых железобетонных элементов возрастает при увеличении процента армирования. При этом выяснилось следующие, что при сравнительно небольшом проценте армирования железобетонной конструкции прочность бетона слабо влияет на долговечность данной конструкции.

Из выше сказанного, следует, что армирование сжатых и изгибаемых элементов из железобетона должно быть различно для каждого вида деформации. То есть быть максимально рационально, т. е. свое для сжатия и свое для изгиба. Если учесть все эти факторы можно повысить долговечность объектов из железобетонных конструкций даже в экстремальных условиях эксплуатации.

Например, для сжатых элементов можно использовать косвенное армирование сетками, для увеличения долговечности. А для изгибаемых железобетонных элементов следует, например, ограничить допустимый процент армирования или, если есть возможность, использовать двойное армирование.

Подводя итог, в железобетонных конструкциях коэффициент армирования оказывает немалое влияние на долговечность зданий и сооружений.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Кахоров К.К., Сысоева Е.О.* Влияние коэффициента армирования на жесткость железобетонной оболочки. Комсомольск-на-Амуре 2018.
2. *Лаврова О.В., Маслов А.Д., Клейменов А.С.* Закономерность изменения усилия усилий образование трещин и разрушающий усилий при увеличении коэффициента продольного армирования. Пенза 2016.
3. *Баклыков И. В.* Численный анализ поведения изгибаемых железобетонных балок, изготовленных из легкого высокопрочного бетона, с разными коэффициентами армирования. Москва, 2022.
4. *Ванус Д. С.* Применение косвенного сетчатого армирования для повышения жесткости и трещиностойкости железобетонных элементов. Москва, 2011.
5. *Кокарев А.М., Батаев Д.А., Емельянов А.А.* Исследование влияния прочности бетона на величину коэффициента армирования, вызывающего образование трещин. 2017.

## ВЛИЯНИЕ ФИЗИЧЕСКОЙ НЕЛИНЕЙНОСТИ ДЕФОРМИРОВАНИЯ БЕТОНА НА НАПРЯЖЕННО- ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ НЕСУЩЕЙ СИСТЕМЫ 34-ЭТАЖНОГО МОНОЛИТНОГО ЗДАНИЯ

В настоящее время при проектировании строительных конструкций в основном используется линейная постановка. Это позволяет существенно сократить сложность расчетов и затраты времени на их проведение. Для более детального исследования работы сооружений требуется учитывать нелинейное поведение конструкции при выполнении расчетных процедур. При расчете железобетонных конструкций с использованием нелинейных диаграмм деформирования бетона и стали удастся получить более точную картину напряженно-деформированного состояния строительных конструкций, что дает право эффективного использования возможностей конструкционных материалов при расчете элементов конструкций на прочность, жесткость или на устойчивость [1-5].

В нормах СП 430.1325800.2018 «Монолитные конструктивные системы» при расчете деформаций конструкций в первом приближении значения понижающих коэффициентов относительно начального модуля упругости бетона с учетом длительности действия нагрузки рекомендуется принимать: для вертикальных несущих элементов - 0,6, а для плит перекрытий (покрытий) - 0,2 при наличии трещин или 0,3 при их отсутствии.

Для оценки влияния физической нелинейности на величину перемещений и усилий была создана тестовая модель, для которой проведены линейный расчет, расчет с учетом физической нелинейности деформирования материалов, а также расчет, в котором для учета нелинейной работы использовались понижающие коэффициенты для модуля упру-

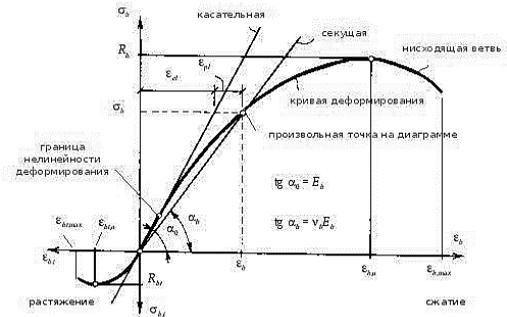


Рис. 1. Диаграмма деформирования бетона

гости материала в соответствии с СП 430.1325800.2018. Расчетная модель создавалась в системе прочностного анализа и проектирования конструкций SCAD. Объектом изучения было выбрано 34-этажное монолитное здание.

Для реализации поставленной цели необходимо произвести расчет несущей системы здания по трем расчетным моделям:

схема 1 (С 1) – линейный расчет здания без понижения модуля упругости материала;

схема 2 (С 2) – линейный расчет с понижением модуля упругости материала в соответствии с рекомендациями СП 430.1325800.2018;

схема 3 (С 3) – расчет несущей системы с учетом физической нелинейности деформирования материалов.

В качестве исходных данных для нелинейного расчета принимается результат линейного расчета и подобранное по полученным РСУ армирование конструкций, для которых необходимо учесть физическую нелинейность. При нелинейном расчете используется шаговый метод приложения нагрузки. Основная идея метода заключается в отслеживании поведения системы при малых изменениях нагрузки.

По результатам расчетов получены следующие показатели НДС системы, приведенные в диаграммах ниже (рис.1).

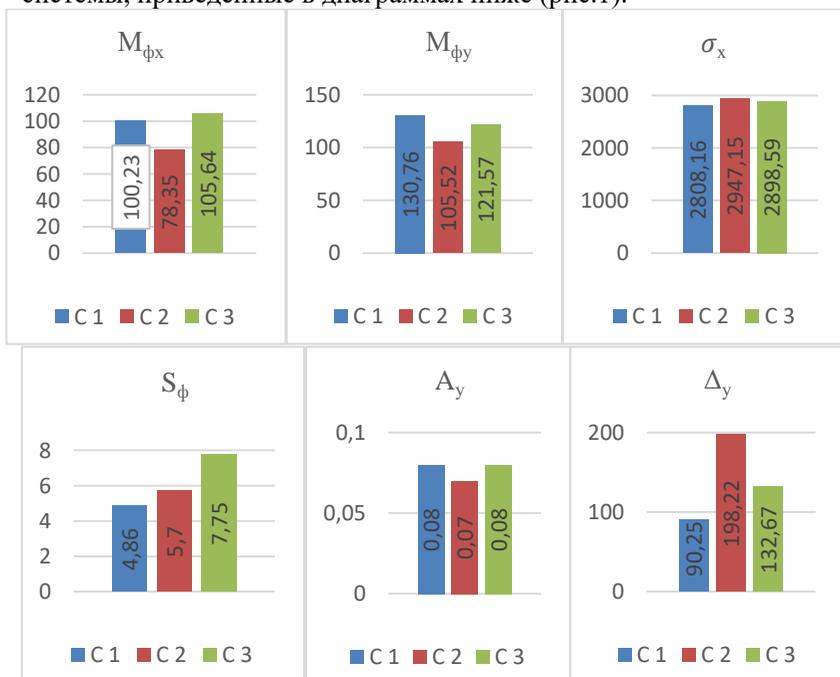


Рис.1. Показатели расчетов схем конструкции

Здесь:

$M_{фх}$  – максимальный изгибающий момент  $M_x$  в ФП,  $T^*м/м$ ;

$M_{фy}$  – максимальный изгибающий момент  $M_y$  в ФП,  $T^*м/м$ ;

$\sigma_x$  - напряжения в вертикальных конструкциях,  $T/м^2$ ;

$S_{ф}$  - осадка фундамента, мм;

$A_y$  - ускорения верхних этажей по  $Y$ ,  $м/сек^2$

$\Delta_y$  - горизонтальные перемещения по  $Y$ , мм

По результатам расчета установлено, что для силовых факторов и ускорения расхождения со схемой 3 при использовании схемы 1 заметно меньше (до 7,03%), чем схемы 2 (до 25,83%). Таким образом, расчеты по первой группе предельных состояний в упругой стадии точнее рекомендуемых в СП 430 расчетов с понижением модуля упругости бетона. Это позволяет рекомендовать при проведении предварительной оценки НДС системы использовать две схемы линейных расчетов: с понижающими коэффициентами и без них.

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Перельмутер, А.В.* Избранные проблемы надежности и безопасности строительных конструкций. 3-е изд., испр. и доп. М.: АСВ, 2007. 256 с.

2. *Травуш В.И., Белостойкий А.М., Акимов П.А.* Цифровые технологии в строительстве: декларации и реальность // Устойчивое развитие региона: архитектура, строительство, транспорт: материалы 5-й Международной научно-практической конференции Института архитектуры, строительства и транспорта. 2018. С.9-24.

3. *Карпенко Н.И., Карпенко С.Н.* Об учете физической нелинейности при расчете зданий из монолитного железобетона по первой и второй группам предельных состояний // Новые конструктивные решения пространственных покрытий и перекрытий зданий и сооружений: тезисы докладов. – НИИЖБ, 2005. - С. 431-444.

4. *Алексейцев А.В., Курченко Н.С., Сазонова С.А.* Динамика фиброжелезобетонной плиты на податливых опорах при переменной по площади импульсной нагрузке. Строительство и реконструкция. 2022. № 5 (103). С. 23-33.

5. *Алексейцев А.В., Курченко Н.С., Антонов М.Д., Морозова Д.В.* Несущая способность аварийно догружаемых железобетонных колонн с начальными несовершенствами. Строительство и реконструкция. 2022. № 6 (104). С. 104-115.

## АНАЛИЗ ПАРАМЕТРОВ КОНСТРУКЦИЙ МОНОЛИТНЫХ ЗДАНИЙ, ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ В АГРЕССИВНЫХ УСЛОВИЯХ

В современной строительной сфере особенно актуализируется вопрос, связанный с использованием монолитных конструкций. Данные конструкции представляют собой элементы, выполненные на основе железобетона и фибробетона (рис. 1). Основные части рассматриваемых конструкций выполняются на самой строительной площадке в результате укладки бетонной смеси с арматурой на подготовленную опалубку [1].

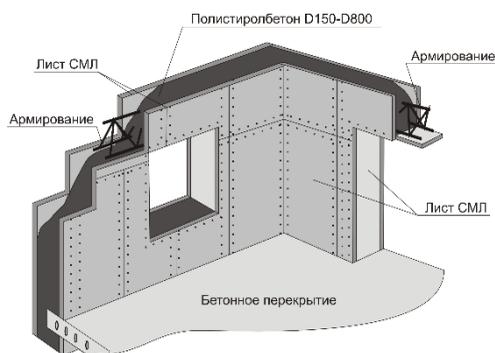


Рис. 1. Конструкция монолитного здания

Конструктивная система данных зданий представляет собой совокупность взаимосвязанных несущих конструкций, на основе которых воспринимаются и передаются различные нагрузки. Именно на основе этого обеспечивается необходимая для тех или иных условий эксплуатации зданий жесткость и прочность. Одними из наиболее распространенных конструктивных решений являются стеновые, каркасные, ствольные и иные системы. Каждая из данных систем представляет собой уникальное решение, включающее множество параметров. В частности, наибольшее внимание принимают стволы и плиты перекрытий, выполняющие важную функцию при эксплуатации сооружения [2].

Индустриальное развитие на территории нашей страны включает в себя строительство зданий в различных агрессивных условиях. Именно данное направление является особенно актуальным вопросом в развитии современно строительной сферы. В частности, одними из наиболее распространенных агрессивных условий, влияющих на параметры конструкции монолитных зданий, является условия низких температур. В качестве примера стоит отметить строительство на Крайнем севере и приравненных к ним территориям. В данном случае особенно остро встает вопрос анализа параметров конструкций монолитных зданий с

целью разработки и осуществления мероприятий по снижению эффекта влияния агрессивных сред и повышения долговечности здания [3].

Основными параметрами конструкций монолитных зданий, требуемые для анализа при влиянии агрессивных сред является устойчивость используемого материала к экстремальным температурам, а также прочность и стойкость при влиянии других агрессивных условий. Помимо этого, важно учитывать количество, качество и виды используемых материалов. Необходимо конструировать элементы монолитных конструкций таким образом, чтобы обеспечивать достаточную надежность при эксплуатации зданий. Данная корреляция достигается в результате оптимального распределения при выборе показателей качества материалов, размеров и конструирование согласно руководящей документации [4].

При этом надежность несущих элементов должна обеспечиваться на основе выполнения расчета по предельным состояниям первой и второй групп. Данная задача может быть выполнена на основе использования расчетных значений нагрузок и технических характеристик материалов с учетом условий эксплуатации здания. Расчетные характеристики нагрузок и материалов определяются в качестве произведения нормативных значений на коэффициенты надежности, обязательно соответствующих рассматриваемым предельным состояниям в каждом отдельных агрессивных условиях.

Рассматривая методы защиты от воздействия холодом, необходимо отметить противоморозные добавки и пластификаторы. Эффект при использовании противоморозной добавки направлен на предотвращение замерзания входящей в состав бетона воды. Это, в свою очередь, позволяет обеспечить набор прочности конструкции после ее бетонирования. На сегодняшний день существует множество видов данного рода добавок, однако большая их часть позволяет возводить здания при температуре от +5 до -30 градусов Цельсия. Примерами таких добавок являются НОРДПЛАСТ-М, НОРДПЛАСТ-Т и другие.

Помимо возможности обеспечить набор прочности бетонируемой конструкции важной задачей является достижение эластичных свойств материалу. Для решения данной задачи используются пластификаторы. Данное вещество добавляется к бетонной смеси для обеспечения мягкости и гибкости конечного продукта.

Немаловажным методом защиты, активно используемым как в условиях низких температур, так и при подверженности к частому контакту с водой, является защитный слой бетона [5, 6]. Толщина данного слоя варьируется относительно условий и факторов воздействия, составляя от 20мм до 30мм и выше.

Таким образом, представленная статья была посвящена выполнению обзора относительно вопроса о необходимости и актуальности анализа параметров конструкций монолитных зданий, эксплуатируемых в агрессивных условиях. Автором была предпринята попытка актуализации рассматриваемого вопроса и систематизации знаний относительно возможных вариантов анализа и работы с полученными данными. В заключение необходимо отметить, что рассмотренный в рамках данной статьи анализ должен являться обязательным элементом при проектировании и строительстве любого монолитного здания. При этом показатель наличия агрессивных условий не должен являться определяющим. Выполнение рассмотренных мероприятий должно учитываться на каждом этапе жизненного цикла строительства каждого здания и сооружения вне зависимости от условий.

В рамках работы более подробно рассмотрен вопрос анализа параметров конструкций монолитных зданий, эксплуатируемых в агрессивных условиях. Автором также было выделено воздействие холодом и представлены наиболее рациональные и эффективные методы защиты. Представленная статья имеет ценность своего практического использования на строительных объектах в условиях низких температур.

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Бойченко М.Б., Абакумов Р.Г. Современные методы устройства монолитных бетонных конструкций при отрицательной температуре среды // *Инновационная наука*. 2017.
2. Макарова А.И. монолитное строительство в условиях Крайнего севера // *Научный журнал молодых ученых*. 2019.
3. Семенов А.С., Кузнецов Д.В. Методы повышения эффективности монолитного строительства зданий и сооружений // *Вестник БГТУ имени В. Г. Шухова*. 2017.
4. Миразимова Г.У. Преимущество строительства железобетонных и монолитных зданий // *Science and Education*. 2021.
5. Канаков И.Д., Новиков М.Ю., Кислякова Ю.Г. Анализ монолитных железобетонных конструкций в гражданском строительстве: преимущества, актуальные проблемы и возможные пути их решения // *Вестник науки и образования Северо-Запада России*. 2022.
6. Тамразян А.Г. Вероятностный метод расчета долговечности железобетонных конструкций, подверженных воздействию хлоридов // *Сборник докладов Второй Национальной научной конференции*. 2022.

## ОЦЕНКА ВЛИЯНИЯ ПАРАМЕТРОВ ВЕРТИКАЛЬНЫХ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ ВЫСОТНОГО ЗДАНИЯ НА ДИНАМИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ЗДАНИЯ

Воздействия, изменяющиеся во времени по величине и направлению и вызывающие в конструкции переменные во времени напряжения, деформации, перемещения называются динамическими. Динамические нагрузки на сооружения характеризуются настолько быстрым изменением во времени их величины, направления или места приложения, что вызывают колебания сооружений, которые необходимо учитывать при расчете.

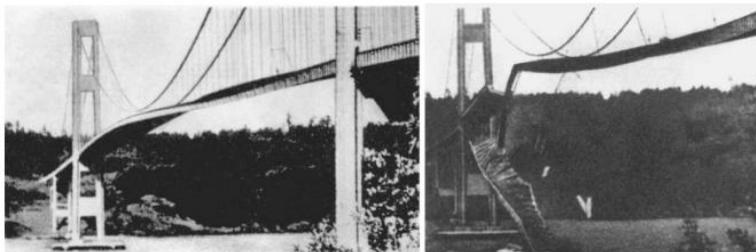


Рис. 1 - Последствия интенсивных колебаний на вантовом мосту через Такомский пролив.

Целью динамического расчета является определение частот и форм собственных колебаний с целью исключения возможности появления резонанса путем изменения параметров сооружения, а также определение динамических перемещений и сравнение их с предельно допустимыми значениями, установленными нормами.

Один из основных параметров, влияющих на жесткость здания является объемно-планировочное решение, так как грамотно составленная планировка сама по себе обеспечивает жесткость здания. Другими параметрами можно назвать геометрические и прочностные характеристики здания. Если объемно-планировочное решение невозможно изменить остается увеличение жесткости путем повышения класса бетона несущих конструкций. Также одним из способов увеличения жесткости высотных зданий являются аутригеры. При высоте здания более 40 этажей конструктивная система, состоящая из колонн и ядра жесткости, становится малоэффективной, так как с увеличением высоты в два раза жесткость ядра должна быть повышена в 4 раза. На утолщение стен яд-

ра жесткости приводит к большим расходам материала и сокращению арендуемой площади.

Обычная конструкция аутригера включает в себя вертикальные связи (стена или ферма), соединяющие наружные колонны с ядром жёсткости. Когда из-за ограниченности пространства или особенностей расположения колонн обычные аутригеры использовать нельзя, то применяют «виртуальные аутригеры». В этом случае наружные колонны взаимодействуют с ядром жесткости с помощью опоясывающей фермы и связей. Кроме того, опоясывающие фермы используют и с обычными аутригерами. Это позволит задействовать большее количество колонн, что сделает систему более жесткой и равномернее распределит опрокидывающий момент. Эффективность и степень, с которой аутригерная система повышает жесткость здания, зависит от следующих условий: 1. Количество аутригеров. 2. Увеличение количества аутригеров ведёт к повышению степени совместной работы ядра и наружных колонн. Однако размещение аутригеров по высоте здания согласовывается с расположением технических этажей, где их диагональные связи не ограничивают функциональный процесс.

Для оценки влияния параметров вертикальных несущих конструкций на динамические характеристики здания была создана тестовая модель, для которой проведены три расчета с различными классами бетона вертикальных несущих элементов. Расчетная модель создавалась в системе прочностного анализа и проектирования конструкций SCAD. Объектом работы является 31-этажное монолитное здание. Критерием оценивания будем считать частоты колебаний.

Схема 1- жесткость соответствует проекту.

Схема 2- введен редуцированный модуль упругости 0.8

Схема 3- введен редуцированный модуль упругости 0.1.

По результатам расчета двух схем получены следующие показатели, приведенные в таблице и рис.1:

Таблица 1

Показатели расчетов схем конструкции

Параметр	Схема 1	Схема 2	Схема 3
1	2	3	5
Частота 1 формы, Гц	0,36	0,36	0,14
Частота 2 формы, Гц	0,47	0,47	0,21
Частота 3 формы, Гц	0,63	0,63	0,23
Частота 4 формы, Гц	1,73	1,73	0,64
Частота 5 формы, Гц	1,92	1,92	0,71
Частота 6 формы, Гц	2,03	2,03	0,75
Частота 7 формы, Гц	3,81	3,81	1,37

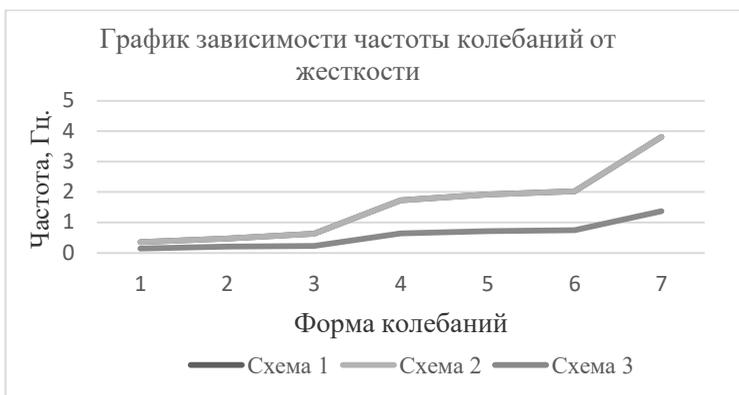


Рис. 1. Результаты расчетов

Подводя итог, можно сказать, что для каркасно-стеновой конструктивной системы незначительные изменения жесткости не приводят к значительным изменениям динамических характеристик здания. Для наглядности жесткость была уменьшена в 10 раз, что дало заметные изменения в частотах колебаний.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Баранов А.О. А.К. Рябухин, Д.В.Лейер, Н.Н.Любарский. Конструктивные решения высотных зданий С. 43. Динамика и устойчивость сооружений С. 4-10.
2. Галиуллин Р.Р. Оценка технического состояния несущих систем зданий на основе динамических критериев С.3-20.
3. Алексейцев А.В., Курченко Н.С., Сазонова С.А. Динамика фиброжелезобетонной плиты на податливых опорах при переменной по площади импульсной нагрузке. Строительство и реконструкция. 2022. № 5 (103). С. 23-33.
4. Алексейцев А.В., Курченко Н.С., Антонов М.Д., Морозова Д.В. Несущая способность аварийно догружаемых железобетонных колонн с начальными несовершенствами. Строительство и реконструкция. 2022. № 6 (104). С. 104-115.
5. Симаков О.А. Анализ факторов, вызывающих необходимость усиления железобетонных конструкций. Строительство и реконструкция. 2019. № 1 (81). С. 76-84.
6. Симаков О.А. Применение в качестве внешнего армирования железобетонных элементов тканых сеток из углеродных волокон. Известия высших учебных заведений. Технология текстильной промышленности. 2019. № 3 (381). С. 57-61.

## ВАРИАНТНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ СИСТЕМ УСИЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ДВУСКАТНОЙ СТРОПИЛЬНОЙ БАЛКИ

Железобетонные конструкции в настоящее время являются востребованными и широко применяются в строительстве благодаря большой эффективности проектных решений. В ходе эксплуатации зданий и сооружений их элементы воспринимают большие нагрузки не только внешние, но и от собственного веса друг друга, поэтому усиление конструкции является важной составляющей строительного процесса, которая позволяет увеличить прочность здания или сооружения [1].

Рассматривая способы усиления железобетонных конструкций, например, двускатной стропильной балки, можно выделить следующие варианты:

- усиление с помощью системы внешнего армирования из полимерных композитных материалов;
- увеличение сечения с помощью бетона в нижней части;
- устройство наружной обвязки сталепрокатными или углеволоконными изделиями [2, 3, 4]. Такими же способами могут быть усилены каменные конструкции [5].

Наиболее современным вариантом является усиление с помощью композитных материалов CarbonWrap.

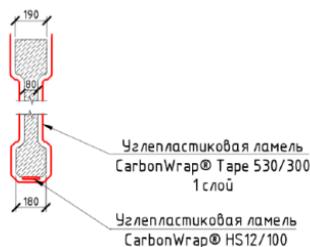


Рис. 1. Поперечное сечение варианта усиления углепластиковой ламелью CarbonWrap

Проектирование усиления железобетонных конструкций с использованием системы внешнего армирования из полимерных композитов производится на восприятие растягивающих усилий из условия совместности деформаций установленной системы CarbonWrap и бетонным основанием до наступления предельного состояния.

. Вариант усиления балки с помощью металлических шпренгелей является менее распространенным, по сравнению с предыдущим (рис.2). К усиливаемой железобетонной балке прикрепляют парные шарнирно-стержневые затяжки из уголков, вертикальные распорки и пластины с отверстиями для подвески натяжных грузов, затем к пластинам с отверстиями подвешивают натяжные грузы и устанавливают

дополнительные стойки шпренгеля, после чего снимают натяжные грузы.

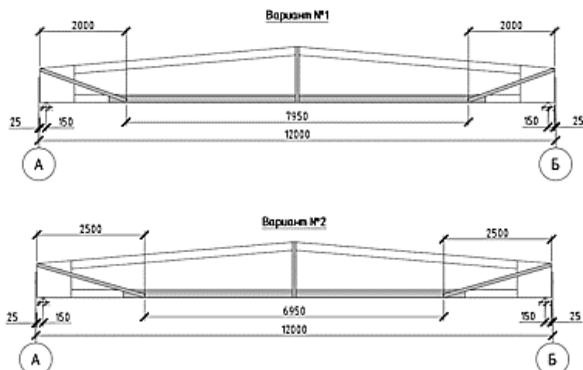


Рис. 2. Варианты расположения элементов для оптимизации способа усиления

Стоит отметить, что для восприятия значительных усилий, необходимо устанавливать затяжки, имеющие большое поперечное сечение, что увеличивает материалоемкость системы и ее стоимость. Однако, данная система усиления имеет меньшую стоимость по сравнению с системой Carbon Wrap.

Способ усиления железобетонной балки путем увеличения сечения является традиционным.

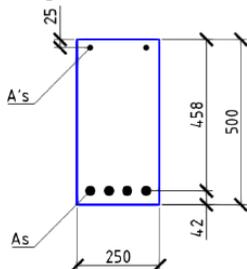


Рис. 3. Поперечное сечение балки до усиления

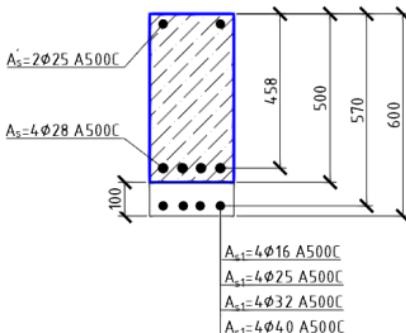


Рис. 4. Поперечное сечение балки после усиления

Увеличение сечения происходит путем устройства дополнительной внешней арматуры и ее омоноличиванием. Однако, устанавливать дополнительную арматуру необходимо при условии частичного или полного разгрузки балки. Дополнительные арматурные стержни необходимо приваривать к существующей рабочей арматуре в нескольких

промежуточных точках через прокладки для обеспечения равномерного распределения напряжений в работающем элементе.

Способ усиления конструкции путем увеличения сечения является наиболее экономически выгодным вариантом, но он имеет значительный недостаток – значительное увеличение удельного веса всей конструкции.

Расчеты показали, что наиболее дешевым вариантом усиления железобетонной стропильной двускатной балки является способ наращивания сечения. Проведенный анализ вариантного проектирования показал, что не всегда стоимостной критерий является определяющим для проекта. В ряде случаев необходимо обеспечить безопасность конструкции, не взирая на затраты, например, для конструкции плиты [6], а также находить паритет между стоимостью и безопасностью [7].

### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Симаков О.А. Анализ факторов, вызывающих необходимость усиления железобетонных конструкций. Строительство и реконструкция. 2019. № 1 (81). С. 76-84.
2. Алексейцев А.В., Домарова Е.В. Выбор рациональных параметров и топологии преднапряженных стальных рамных конструкций. Промышленное и гражданское строительство. 2022. № 9. С. 52-56.
3. Симаков О.А. Применение в качестве внешнего армирования железобетонных элементов тканых сеток из углеродных волокон. Известия высших учебных заведений. Технология текстильной промышленности. 2019. № 3 (381). С. 57-61.
4. Алексейцев А.В., Курченко Н.С., Сазонова С.А. Динамика фиброжелезобетонной плиты на податливых опорах при переменной по площади импульсной нагрузке. Строительство и реконструкция. 2022. № 5 (103). С. 23-33.
5. Грановский А.В., Джамуев Б.К., Симаков О.А. Применение композитных материалов в качестве систем внешнего армирования для усиления каменных конструкций. Промышленное и гражданское строительство. 2017. № 9. С. 48-53.
6. Alekseytsev, A.V., Sazonova, S.A. Numerical analysis of the buried fiber concrete slabs dynamics under blast loads. Magazine of Civil Engineering. 2023. 117(1). Article no. 11703. DOI: 10.34910/MCE.117.3.
7. Alekseytsev A.V., Al Ali Mohamad Optimization of bearing structures subject to mechanical safety: an evolutionary approach and software. International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2022. T. 18. № 2. С. 131-142.

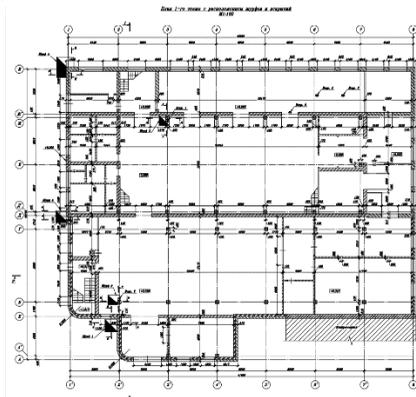
## АНАЛИЗ РЕЗУЛЬТАТОВ ОБСЛЕДОВАНИЯ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЯ

Целью технического обследования является определение действительного технического состояния здания и его несущих конструкций для принятия обоснованного решения о возможности их дальнейшей безаварийной эксплуатации [1-3].

Общий комплекс анализа обследования несущих конструкций здания представляет собой несколько этапов:



*Рис. 1. Объект обследования*



*Рис. 2. План 1-го этажа.*

1. Выполнение анализа результатов обследования конструкций и определение категории состояния здания.

Конструктивная схема – смешанная.

Пространственная жесткость конструкций обеспечивается совместной работой колонн, стен и дисков покрытия.

Колонны – сборные железобетонные, с габаритами 400x400 мм.

Наружные и внутренние стены выполнены из керамического кирпича на цементно-песчаном растворе, толщиной 510 мм.

Покрытие выполнено из сборных железобетонных ребристых плит, уложенным по железобетонным ригелям БД12 (серия ПК-01-05). Покрытие выполнено двухскатным. Фундаменты под колонны – столбчатые, выполненные из монолитного железобетона с габаритами подошвы фундамента 2,1x2,1 м. Установленная категория технического состояния – ограниченно-работоспособная.

2. Выполнение обмерочных чертежей (планы, разрезы, фасады)

3. Выполнение чертежей вскрытий и фундаментов.

4. Графические материалы (схемы расположения дефектов и повреждений с фиксацией их мест и характера).

5. Поверочный расчет несущей способности конструкции по результатам обследования. Для железобетонных конструкций расчет должен быть выполнен. Расчет плиты покрытия.

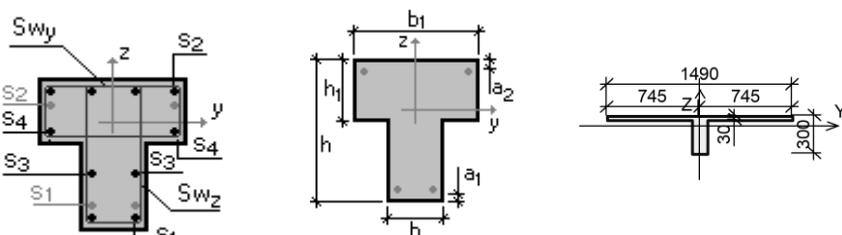


Рис. 3. Конструктивное решение.

Арматура:  $S_1$  - 2 $\emptyset$ 18,  $S_2$  - 8 $\emptyset$ 10.

Поперечная арматура вдоль оси Z  $2\emptyset 6$ , шаг поперечной арматуры 120 мм. Вид бетона: Тяжелый. Класс бетона: B25.

Трещиностойкость:

Ограниченная ширина раскрытия трещин. Требования к ширине раскрытия трещин выбираются из условия сохранности арматуры.

Допустимая ширина раскрытия трещин:

Непродолжительное раскрытие 0,4 мм.

Продолжительное раскрытие 0,3 мм.

Рис. 4. Сечение.  $b = 130$  мм,  $h = 300$  мм,  $b_1 = 1490$  мм,  $h_1 = 30$  мм,  $a_1 = 25$  мм,  $a_2 = 15$  мм

На основе расчета должны быть получены:

Опорные реакции:  $M_{\max}$ ,  $M_{\min}$ ,  $Q_{\max}$ ,  $Q_{\min}$ .

Коэффициент использования.

Прочность по предельному моменту сечения - **1,26**.

Деформации в сжатом бетоне - **1,055**.

Деформации в растянутой арматуре - **2,145**.

Прочность по бетонной полосе между наклонными сечениями - **0,254**.

Прочность по наклонному сечению - **0,763**.

6. Реальная расчетная схема должна отражать:

Условия опирания или соединения со строительными конструкциями, геометрические размеры сечений, величины пролетов и эксцентриситетов, распределение нагрузок по конструктивным элементам, их вид и характер. Повреждения и дефекты конструкций.

7. Анализ причин появления дефектов и повреждений конструкций.



*Рис. 6. Область намокания плиты покрытия и стены общей площадью 3 м<sup>2</sup>, в следствии систематической протечки*

но и уменьшает ее долговечность.

8. Составление перечня мероприятий по восстановлению или усилению конструкций, изученные в [4, 5].

В заключении, основной целью анализа обследования несущих конструкций здания является оценка категории технического состояния несущих и ограждающих конструкций, а также здания в целом.

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Симаков О.А. Анализ факторов, вызывающих необходимость усиления железобетонных конструкций. Строительство и реконструкция. 2019. № 1 (81). С. 76-84.
2. Эмба С.И. Особенности комплексного обследования несущих конструкций зданий, попадающих в зону влияния нового строительства // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2019. № 3. С. 28–34.
3. Малахова А.Н., Малахов Д.Ю. Оценка несущей способности строительных конструкций при обследовании технического состояния зданий: учебное пособие; М-во образования и науки Рос. Федерации, Нац. Исследоват. Моск. гос. Строит. ун-т. 2-е изд. Москва: НИУ МГСУ, 2016. 96 с.
4. Бедов, А. И. Обследование и реконструкция железобетонных и каменных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений / А. И. Бедов, В. Ф. Сапрыкин. – М. : Изд-во АСВ, 1995. – 192 с
5. Гроздов, В.Т. Дефекты строительных конструкций и их последствия / В. Т. Гроздов. – Изд. 3-е. – СПб. : ВИТУ, 2005 – 136 с.

### К ВОПРОСУ КРУЧЕНИЯ ЯДРО-ДИАФРАГМОВЫХ НЕСУЩИХ СИСТЕМ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ

Эффект кручения в здании появляется вследствие неравномерного распределения массы и жесткости при воздействии динамических нагрузок (ветровые, сейсмические). Горизонтальные нагрузки в многоэтажных каркасных зданиях воспринимаются стенками жесткости (диафрагмами) или ядрами жесткости, консольно замощенными в фундаменте. Однако диафрагмы жесткости не оказывают сопротивления чистому кручению [1-5].

Бимомент для системы глухих ядер и диафрагм, при действии только горизонтальной нагрузки определяется по следующей зависимости [1]:

$$T_{\omega}'' = -q_y \cdot z_M + q_z \cdot y_M + \sum_r \frac{GJ_d}{B_{кр}} \cdot T_{\omega} \quad (1),$$

где  $q_y$  – интенсивность горизонтальной нагрузки в плоскости оси Y;

$q_z$  – интенсивность горизонтальной нагрузки в плоскости оси Z;

$z_M$  – координата центра кручения по оси Z;

$y_M$  – координата центра кручения по оси Y.

В статье представлены результаты кручения ядра жесткости в несущей системе. Рассмотрено две схемы: в первом случае было рассчитано здание только с ядром, во втором случае была добавлена диафрагма жесткости. Изгибная жесткость колонн не учитывалась. На рис. 1 представлена расчетная схема здания с ядром жесткости и диафрагмой.

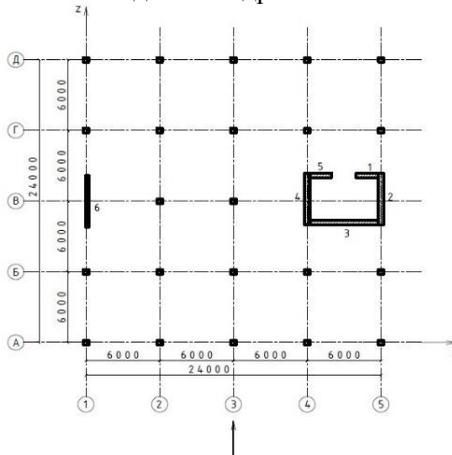


Рис.1. Расчетная схема здания

Исходные данные по двум схемам: размер здания в плане 24х24 м с шагом колонн 6 м, высотой 60 м, сечение колонн 400х400 мм, толщина диафрагмы 200 мм и стенок ядра жесткости 400 мм. Бетон класса В30, арматура класса А500. Расчет велся только на горизонтальную ветровую нагрузку, без учета пульсационной составляющей.

Получено распределение по высоте здания нормальных и сдвигающих усилий, изгибающие моменты и бимоменты, графики прогибов здания, углов поворота здания вокруг центра жесткостей. Часть результатов приведена на рис.2 – рис. 2.4.

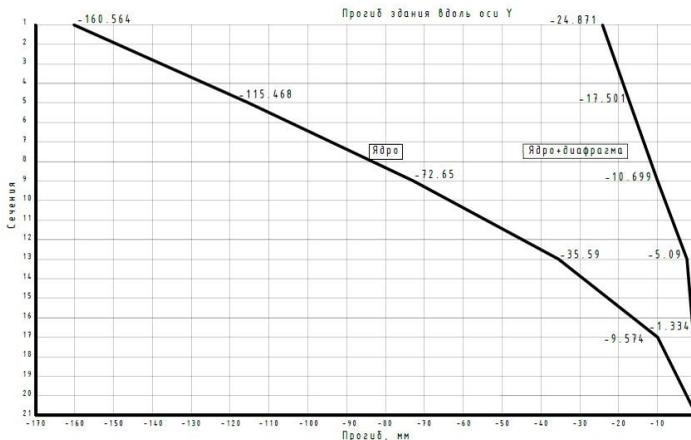


Рис.2. Прогибы здания по оси Y

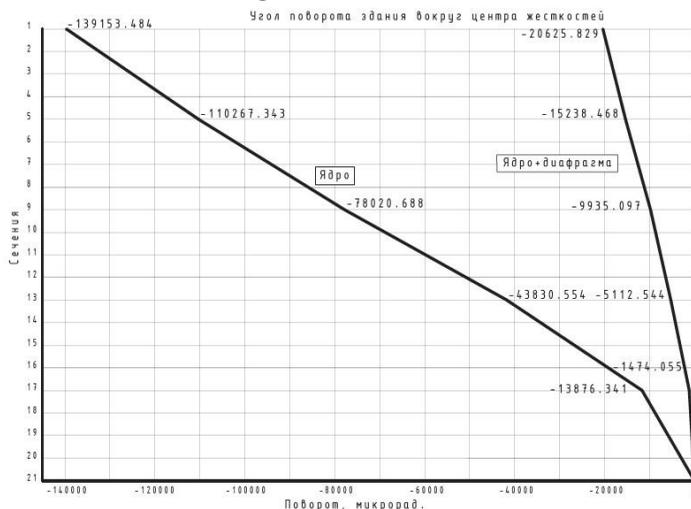


Рис.3. Угол поворота здания вокруг центра жесткостей

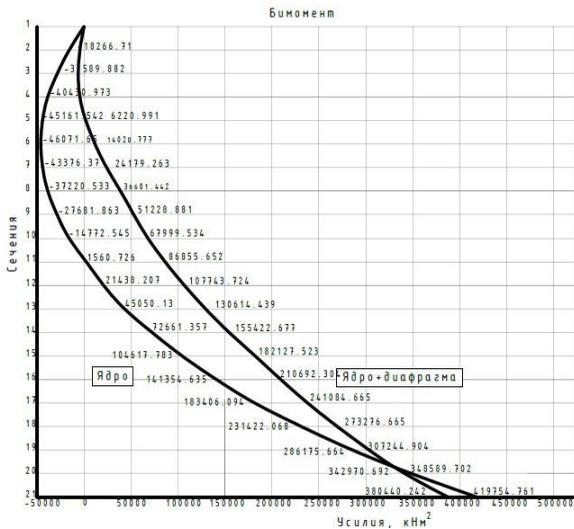


Рис.4. Бимомент по высоте здания

Полученные результаты показывают, что здание с ядром жесткости, на которое действуют только горизонтальные нагрузки, подвержено кручению. Вследствие этого возникают большие значения прогибов и изгибающих моментов. Однако при добавлении в несущую систему диафрагмы жесткости эффект от нагрузки кручения значительно снижается. Это связано с тем, что расстояние между центром масс и центром жесткостей уменьшилось за счет смещения центра жесткости.

### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Дроздов П.Ф. Конструирование и расчет несущих систем многоэтажных зданий и их элементов. Учебное пособие для вузов. Изд. 2-е, перераб. и доп. М., Стройиздат, 1977. 223 с.
2. Сюй Пэйфу Проектирование современных высотных зданий: Пер. с китайского. – М.: Изд-во АСВ, 2008, - 469 с.
3. Jitender S., Abhinav S., Reena S. Torsional Reduction Techniques in High Rise Structures. В сборнике: International Journal of Engineering Research & Technology (IJERT), 2015. ISSN: 2278-0181.
4. Marius F.B., Camelia C., A Method of Reducing of the Overall Torsion for Reinforced Concrete Multi-Storey Irregular Structures. 2020, doi:10.3390/app10165555.
5. Карамышева А.А., Аракелян А.А., Бинятов Б.П., Несущие системы со стволami жесткости. Перспективы применения при проектировании и строительстве высотных зданий и сооружений. Инженерный вестник Дона, №4 (2017).

## КОЛЕБАНИЯ И ПЕРЕМЕЩЕНИЯ НЕСИММЕТРИЧНЫХ НЕСУЩИХ СИСТЕМ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ

Несимметричность элементов жесткости по высоте многоэтажных зданий приводит к неравномерному распределению усилий в вертикальных конструкциях, а несимметричность плана приводит к кручению, концентрации напряжений и деформации диафрагм, пилонов и ядер жесткости [1,2].

На многоэтажные здания воздействуют горизонтальные нагрузки, такие как ветер и сейсмика. Исследования показали, что несимметричные конструкции получают более серьезные повреждения из-за несоответствия центра тяжести и центра жесткости [3]. Центр тяжести (ЦТ) - точка приложения равнодействующей сил тяжести, действующих на все части тела, которая не изменяет своего положения при любых переворотах тела. Центр жесткости (ЦЖ) - точка, в которой все тело полностью сопротивляется вращению [2]. При несовпадении ЦТ и ЦЖ под действием горизонтальной нагрузки в многоэтажных зданиях возникает кручение, вследствие возникновения эксцентриситета [4].

В данной работе для оценки колебаний и перемещений асимметричных в плане несущих систем железобетонных зданий была создана тестовая расчётная модель. Исследуемая тестовая модель представляет собой несимметричное в плане монолитное 34-х этажное здание с безригельным каркасом, высотой 102м. Материалы элементов: колонны, капители – бетон класса В30; стены, плиты перекрытий, фундаментная плита – бетон класса В25. Размеры сечений несущих конструкций: колонны 0,45х0,45м с двухступенчатым капителями, плита перекрытия – 0,2м, фундаментная плита – 1,5м, стены лестничного узла – 0,2м.

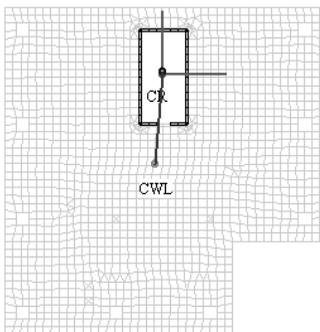


Рис. 1. Центр жесткости и центр тяжести этажа

На рис.1 показано смещение центра тяжести этажа от центра жесткости этажа. Расстояние от центра жесткости (CR) до центра тяжести (CWL) этажа составило 5,96 м.

За основу расчетной модели принята пространственная несимметричная в плане конечно-элементная модель. Расчет пространственной системы производился на статические и динамические нагрузки в соответствии с [5].

Расчет произведен с применением ПК «ЛИРА-САПР». В основу расчета положен метод конечных элементов в перемещениях. Приняты следующие загрузки: собственный вес железобетонного каркаса, вес конструкции кровли и полов, полезная нагрузка на перекрытия, статическая ветровая нагрузка в направлении цифровых и буквенных осей, пульсационная ветровая нагрузка в направлении цифровых и буквенных осей.

В результате расчета получены и проанализированы восемь форм собственных колебаний тестовой модели здания, частота которых меньше предельной. Получены горизонтальные перемещения элементов каркаса здания от ветровой нагрузки в направлении большего эксцентриситета. Результаты представлены в форме графиков на рис. 3, 4.

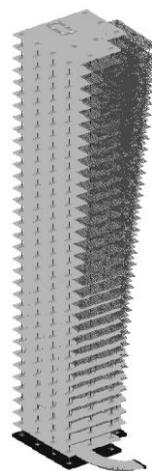


Рис. 2. Деформация здания в пространстве

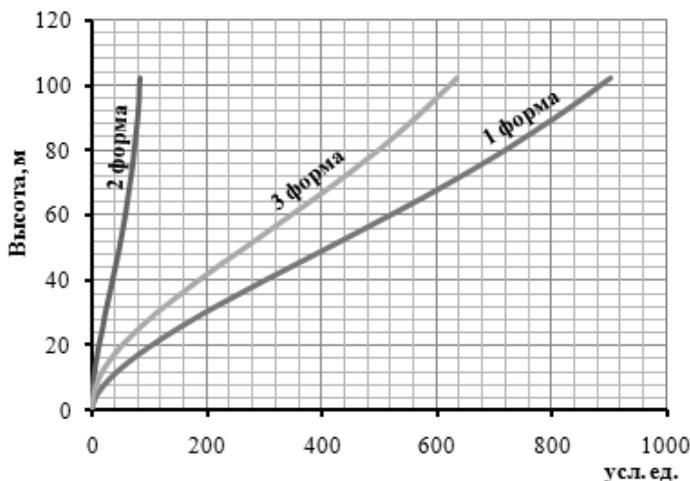


Рис. 3. Первые три формы колебаний несущей системы

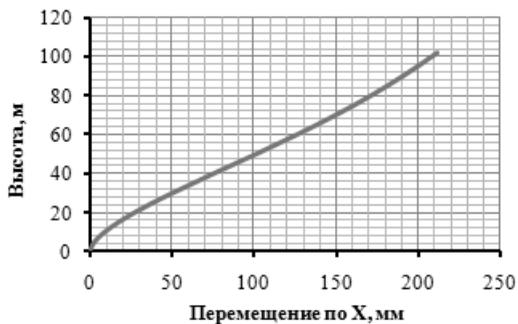


Рис.4. Перемещения здания от суммарной ветровой нагрузки

Таким образом, по результатам расчёта можно сделать вывод, что при несимметричном плане здания ядра и диафрагмы изгибаются и скручиваются. Общий внешний крутящий момент воспринимается их сопротивлением чистому изгибу и изгибному кручению, а внешний изгибающий момент - сопротивлением изгибу [6, 7]. Какая часть кручения вызвана статической составляющей и пульсационной составляющей ветровой нагрузки в работе не определено. В целях недопущения сильного закручивания несущих конструкций, многоэтажные здания необходимо проектировать максимально симметричными.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Akis T., Tokdemir T., Yilmaz C.* Modeling of Asymmetric Shear Wall-Frame Building Structures // Journal of Asian Architecture and Building Engineering, 8:2, 2018. С. 531-538.
2. *Dr. Gamal Hussein, Dr. Nasr Eid, Hussein Khaled.* Torsional Behavior of Irregular Structures during Earthquakes // Journal of Mechanical and Civil Engineering, 2019. С. 40-55.
3. *Haitao L., Shuchang S., Maoxing X., Yiliang P.* Dynamic Nonlinear Analysis of an Irregular Office Building // В сборнике: E3S Web of Conferences, 2020. С. 04003.
4. *Lyublinskiy V., Struchkov V.* Resistance of Vertical Joints During Torsion of Multistorey Buildings // В сборнике: Proceedings of FORM 2022. Construction The Formation of Living Environment, 2022. С. 407-415.
5. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия.
6. *Burgan H. I.* Numerical Modeling of Structural Irregularities on Unsymmetrical Buildings // Technical gazette, No. 3, 2021. С. 856-861.
7. *Дроздов П.Ф.* Конструирование и расчет несущих систем многоэтажных зданий и их элементов. – М.: Стройиздат, 1977, 223 с

## РИСК-АНАЛИЗ МЕХАНИЧЕСКОЙ БЕЗОПАСНОСТИ ВЫСОТНОГО ЗДАНИЯ ПРИ ОСОБЫХ АВАРИЙНЫХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

Особое внимание при проектировании высотных зданий уделяется оценке рисков разрушения при возможных особых аварийных воздействиях, таких как землетрясения, пожары, террористические акты и другие факторы, которые способны инициировать разрушение или серьезное повреждение здания и угрожать жизни людей [1-5]. Одним из таких воздействий может быть удар, который может привести к серьезным повреждениям железобетонных конструкций или стать причиной прогрессирующего обрушения здания. Поэтому моделирование ударных воздействий на конструкции является актуальной темой и требует серьезного изучения.

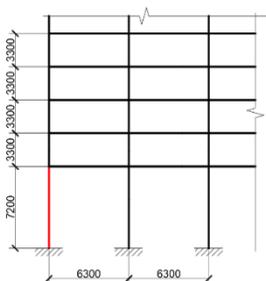


Рис. 1. Схема расположения колонны.

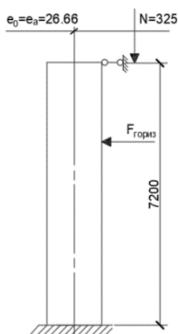


Рис. 2. Модель колонны для расчета.

В данной работе проводится исследование, направленное на моделирование динамики железобетонной колонны, находящейся на первом этаже 30-этажного высотного здания, при воздействии горизонтального удара. Одной из целей данной задачи является получение более полного представления о том, как ведет себя здание при возникновении такого рода чрезвычайных ситуаций.

В соответствии с СП.63.13330.2018 (СП), чтобы определить значение эксплуатационной нагрузки  $N$ , которую может выдержать железобетонная колонна, используется формула 8.17 для расчета предельной продольной силы, действующей на колонну.

$$N = \varphi (R_b \cdot A + R_{sc} \cdot A_{s,tot}) \quad (1)$$

где:  $R_b$  - расчетное сопротивление бетона осевому сжатию;  $A$  - площадь сечения;  $R_{sc}$  - расчетное сопротивление арматуры сжатию;  $A_{s,tot}$  - площадь всей продольной арматуры в сечении элемента;  $\varphi$  - коэф. продольного изгиба.

$$N = 3148,7 \text{ кН} \approx 315 \text{ т.}$$

В случае эксплуатации колонны в таких

условиях возможно горизонтальное воздействие, поэтому необходимо установить связь между критической силой колонны и горизонтальной нагрузкой, а также оценить диапазон предельных значений для нормальной эксплуатации конструкции.

Данный диапазон включить в себе значения горизонтальных нагрузок, в последствии которого не достигнет критической силе  $N_{cr}$  и колонна не потеряет устойчивость, не дойдя до прогрессирующего разрушения.

При расчете критической силы, согласно формуле 8.15 из СП.63.13330.2018, необходимо учитывать коэффициент  $k_b$ , который приводит к уменьшению величины модуля упругости бетона  $E_b$ .

$$k_b = \frac{0,15}{\varphi_l(0,3+\delta_e)} \quad (2)$$

где  $\varphi_l$  – коэф., учитывающий влияние длительности действия нагрузки;  $\delta_e$  - относительное значение эксцентриситета продольной силы.

В рассматриваемом случае  $k_b=0,3/2(0,3+0,3) \approx 0,1$ . Для уменьшения модуля упругости продольной арматуры  $E_s$  на 30% необходимо умножить его на коэффициент  $k_s=0,7$ .

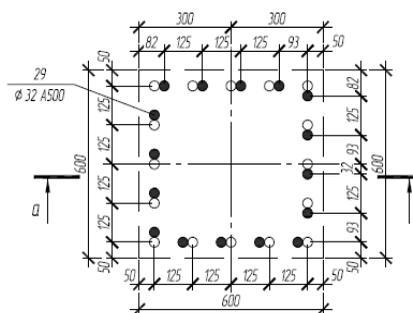
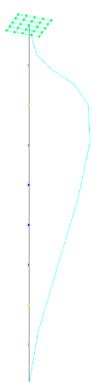


Рис. 3. Поперечное сечение колонны



Пересечения	
0	62,5
62,5	125
125	187,5
187,5	250
250	312,5
312,5	375
375	437,5
437,5	500
500	562,5
562,5	625
625	687,5
687,5	750
750	812,5
812,5	875
875	937,5
937,5	1000

Рис. 4. Модель потери устойчивости колонны при комбинированном действии продольной силы  $N$  и воздействии горизонтального удара;

С помощью программного комплекса SCAD проводилась расчет колонны на устойчивость при горизонтальном ударе. Для исследования связи между критической силой  $N_{cr}$  и горизонтальной силой  $F_{гориз}$ , имитирующей удар, была проведена серия расчетов с изменением значений  $F_{гориз}$ . При значениях  $F_{гориз}$  меньше 10т значительный вклад на деформацию конструкции вносит продольная сила N. При превышении значения  $N_{cr}=325т$  начинается разрушение колонны по материалу. Величина ударного импульса силы  $F_t$  устанавливается из условия ее действия в течение 0,5с и примерно в два раза уменьшает статический эквивалент силы  $F_{гориз}$ .

В данном расчете было проведено вычисление, и было установлено, что при действии импульса силы на расстоянии 0,95 м от верхней опоры и при  $F_t = 3770$  кНс, колонна перестает быть устойчивой, что приводит к появлению изгибно-крутильной формы потери устойчивости. Это происходит при эксплуатационной нагрузке, которая достигает критического значения  $N \approx N_{cr}=387$  т. Стоит отметить, что данный подход основан на квазистатическом анализе, который является приближенным и требует сравнения с анализом устойчивости, учитывающим физическую нелинейность в поведении бетона и арматуры, а также геометрическую нелинейность при учете прогибов. Тем не менее, данный метод может использоваться для оценки устойчивости, при проверке ограничений по устойчивости в задачах оптимального проектирования, учитывая, что является лишь промежуточным вариантом в расчете объектов.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Тамразян А.Г., Алексейцев А.В. Оптимальное проектирование несущих конструкций зданий с учетом относительного риска аварий // Вестник МГСУ. 2019. Т. 14. № 7. С. 819-830.
2. Kolchunov V.I., Savin S.Yu. Survivability criteria for reinforced concrete frame at loss of stability // Magazine of Civil Engineering. 2018. № 4 (80). С. 73-80.
3. Алексейцев А.В., Курченко Н.С. Обзор методов и результатов экспериментальных исследований стальных и сталебетонных конструкций при особых воздействиях Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2018. Т. 14. № 3. С. 205-215.
4. Курченко Н.С., Алексейцев А.В., Галкин С.С. Методика определения продолжительности строительства на основе эволюционного моделирования с учетом случайных организационных ожиданий Вестник МГСУ. 2016. № 10. С. 120-130..
5. Alekseytsev A.V., Gaile L., Drukis P. Optimization of steel beam structures for frame buildings subject to their safety requirements Magazine of Civil Engineering. 2019. № 7 (91). С. 3-15.

## ВЛИЯНИЕ ПОДАТЛИВОСТИ УЗЛОВ СОПРЯЖЕНИЯ ВЕРТИКАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА ДИНАМИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ЗДАНИЯ

В настоящее время строительство высотных зданий имеет большое распространение. Такие здания являются более сложными в проектировании, поэтому необходимо внимательнее рассматривать факторы, влияющие на напряженно-деформированное состояние системы. Одним из таких факторов является податливость узлов сопряжения.

Податливость узлов сопряжения элементов строительных конструкций влияют на распределение внутренних усилий как в отдельных элементах, так и во всем здании в целом. Эти параметры зависят от используемых материалов, условий эксплуатации и возведения здания [1-5].

В период строительства и эксплуатации происходит постепенное разрушение конструкций и утрата несущей способности, вызванные действием нагрузок, температурных напряжений и осадок грунтовых оснований, а также ошибками и неточностями при возведении зданий.

Устройство узлов сопряжений зависит от выбора способа соединений арматурных стержней и выполнении определенных конструктивных требований. Ввиду того, что вертикальные элементы не могут возводиться непрерывно, на стыке твердеющего и свежего бетона образуется рабочий шов, который по своим жесткостным характеристикам может отличаться от проектных. Податливость стыков увеличивается, что может влиять на динамические характеристики здания такие как, частота и период колебаний.

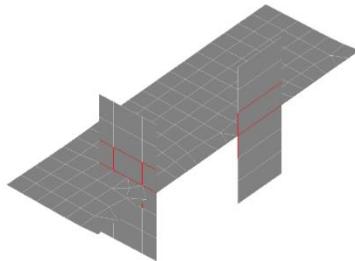


Рис. 1. Узел сопряжения  
Вертикальных конструкций  
с плитой перекрытия

Податливость стыка определяется как повышенная деформативность соединения на малом участке длины стыка, по сравнению с деформативностью стыкуемых элементов. Рассмотрим данную проблему на примере 49-этажного здания из монолитного железобетона. Моделирование различной податливости и учет образования трещин производится путем ввода коэффициента редуцирования в элементах сопряже-

ния вертикальных конструкций с плитой перекрытия. Были рассмотрены модели с коэффициентом 1, 0,8, 0,6 и 0,4. Далее был проведен модальный анализ при различном значении коэффициентов редуцирования.

Таблица 1

Результаты расчетов схем с различными характеристиками

Форма колебаний	Частоты колебаний, Гц, при коэф. редуцирования:			
	1	0,8	0,6	0,4
1	0,15	0,15	0,14	0,13
2	0,19	0,19	0,18	0,16
3	0,36	0,35	0,32	0,31
4	0,77	0,77	0,71	0,66
5	0,92	0,92	0,86	0,79
6	1,17	1,16	1,06	1,03
7	1,81	1,79	1,66	1,53
8	2,14	2,12	1,93	1,85
9	2,26	2,24	2,06	1,95
10	2,49	2,48	2,34	2,1

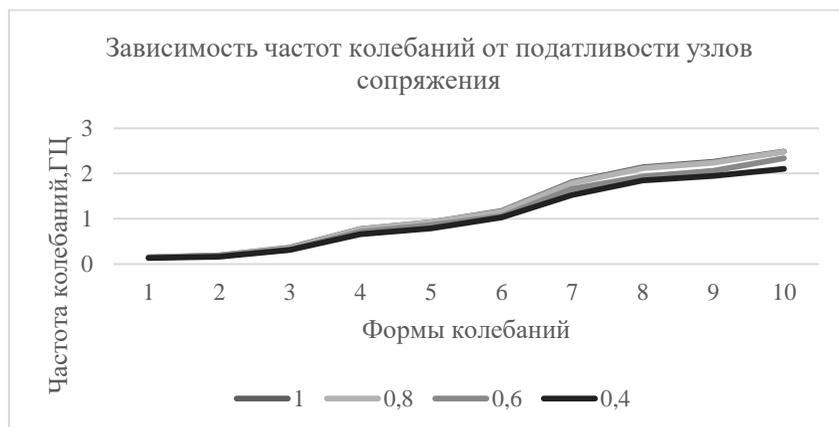


Рис. 2. Результаты расчетов

Полученные результаты численного эксперимента доказывают, что податливость узлов сопряжения вертикальных конструкций влияет на динамические характеристики зданий. Значительные изменения частоты

ты колебаний заметен, при уменьшении модуля упругости на 40% (при коэффициенте редуцирования 0,6). Этот фактор необходимо изучать более детально и учитывать при проектировании высотных зданий и сооружений.

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Перельмутер, А.В.* Избранные проблемы надежности и безопасности строительных конструкций. 3-е изд., испр. и доп. М.: АСВ, 2007. 250 с.

2. *А. Н. Плотников, М.Ю. Иванов, О. С. Яковлева* Жесткостные параметры высотных зданий и их определение при мониторинге // Вестник ЧГПУ им. И.Я. Яковлева Серия: Механика предельного состояния. 2020. № 1 (43). С. 55–65

3. *Миронова Юлия Викторовна* Сдвиговая податливость стыков монолитных железобетонных колонн и перекрытий при сейсмических воздействиях с учетом фактора времени // Известия КГАСУ, 2018, № 2

4. Тамразян А.Г., Алексейцев А.В. Эволюционная оптимизация нормально эксплуатируемых железобетонных балочных конструкций с учетом риска аварийных ситуаций. Промышленное и гражданское строительство. 2019. № 9. С. 45-50.

5. Симаков О.А. Применение в качестве внешнего армирования железобетонных элементов тканых сеток из углеродных волокон// Технология текстильной промышленности. – 2019 –№ 3(381) – С.57–61.

## ИССЛЕДОВАНИЕ ПРОЧНОСТИ И ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ ИЗГИБАЕМЫХ ФИБРОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, АРМИРОВАННЫХ НЕМЕТАЛЛИЧЕСКОЙ ФИБРОЙ И КОМПОЗИТНОЙ АРМАТУРОЙ

Благодаря высокой коррозионной стойкости неметаллические материалы (арматура, фибра и пр.) могут быть эффективно использованы для армирования бетонных конструкций в различных областях строительства, например, при устройстве фундаментов, полов, дорожных покрытий и пр. [1].

Недостаточность нормативной базы ограничивает их широкое применение. Нормативные документы, устанавливающие требования к части таких материалов появились относительно недавно: ГОСТ 31938 (введен в действие в 2012 г, пересмотрен в 2022 г.), СП 295.1325800.2017, СП 297.1325800.2017, СП 405.1325800.2018. На сегодняшний день многие вопросы не рассмотрены в техническом регулировании на государственном уровне, например, технические условия для неметаллической фибры и фибробетонов на её основе.

В отличие от стальной фибры, физико-механические характеристики которой имеют единую природу, классификация неметаллической фибры имеет большой вариативный ряд материалов с различными свойствами (волокна базальтовые, углеродные, полимерные, стеклянные и пр.). В связи с этим могут возникать трудности учета разных типов неметаллической фибры при изготовлении, расчетах и проектировании армированных фибробетонных конструкций.

Так, например, рекомендуемое в СП 297.1325800.2017 значение коэффициента фибрового армирования по объему ( $\mu_{fv}$ ) рекомендуется принимать в пределах 0,005...0,018 (данные величины соответствуют аналогичным значениям для сталефибробетона по СП 360.1325800.2017). При этом плотности стальной и неметаллической фибры могут на порядок отличаться, поэтому для последней эффективное значение  $\mu_{fv}$  ожидаемо будет ниже рекомендуемого диапазона [2-5].

В настоящей статье рассмотрены вопросы влияния полимерфибробетона (ПФБ) на прочность и трещиностойкость нормальных сечений изгибаемых элементов, армированных стеклокомпозитной арматурой (АСК).

Реализованы испытания серий бетонных (серия Б) и полимерфибробетонных (серия ПФБ) балок, армированных АСК, на действие изгибающего момента по схеме однопролетной шарнирно-опертой балки с разрушением по нормальному сечению (рис. 1). Коли-

чество образцов в каждой серии – 2 шт. Фактические характеристики применяемых материалов (бетона, ПФБ, АСК) получены по результатам стандартных испытаний контрольных образцов и приведены ниже:

- для ПФБ (при дозировке полимерной макрофибры  $\mu_{fv} = 0,0043$ ): призмная прочность  $R_{fb,n} = 22,4$  МПа; модуль упругости  $E_{fb} = 29,3$  ГПа; прочность при осевом растяжении,  $R_{fbt,n} = 2,33$  МПа; остаточные прочности на осевое растяжение  $R_{fbt2,n} = 0,75$  МПа,  $R_{fbt3,n} = 0,44$  МПа;
- для бетона:  $R_{b,n} = 23,6$  МПа;  $E_b = 31,5$  ГПа;  $R_{bt,n} = 2,18$  МПа;
- для АСК: прочность на растяжение  $R_{f,n} = 1000$  МПа; номинальный диаметр  $d = 12,03$  мм, периодический профиль.

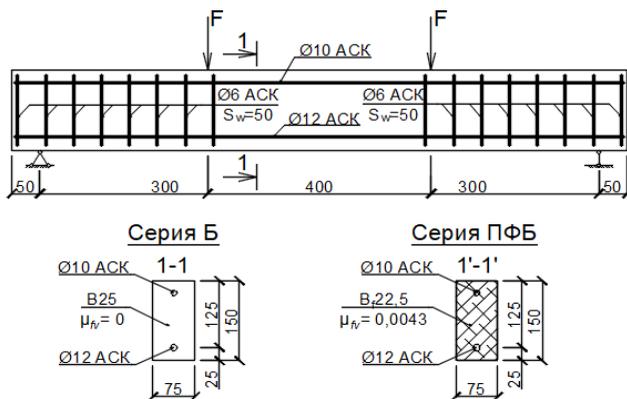


Рис. 1 – Принципиальные конструктивные решения опытных образцов

Нагружение образцов осуществлялось поэтапно. На каждом этапе нагружения проводились осмотр опытных образцов, и измерение ширины раскрытия трещин, а также снимались показания с прогибомера, установленного в середине пролета образцов. Момент образования трещин фиксировался визуально, по показаниям измерительных приборов и оптической системы измерения деформаций VIC-3D.

Все образцы были доведены до разрушения. Следует отметить относительно высокие значения прогибов, а также высоты и ширины раскрытия трещин, характерные для конструкций с АСК без предварительного напряжения арматуры. Разрушение всех образцов происходило хрупко вследствие раздробления сжатого бетона (что характерно для конструкций с  $\xi > \xi_R$ ); процесс раздробления сжатого ПФБ происходил несколько дольше, чем для бетона без фибры.

Предельный изгибающий момент для полимерфибробетонных конструкций, армированных АСК увеличивается на 10-15% по сравнению с аналогичными бетонными конструкциями. Также выявлено увеличение момента образования трещин на 15-20% и уменьшение ширины их рас-

крытия. Данные результаты свидетельствуют о влиянии полимерной макрофибры фибры с дозировкой  $\mu_{fv} = 0,0043$  (уменьшенной по сравнению с рекомендациями СП 405.1325800) на напряженно-деформированное состояние изгибаемых бетонных элементов, армированных АСК.

Сопоставление полученных экспериментальных данных с результатами расчетов по СП 405.1325800 показало наличие значительного запаса фактической прочности конструкций (до 31 %). При этом значения момента образования нормальных трещин, полученные в эксперименте и в расчетах, показали удовлетворительную сходимость в пределах 5 % в сторону запаса.

Проведенные исследования свидетельствуют о возможности уточнения рекомендуемых нормами диапазонов дозировки неметаллического фибрового армирования бетона в составе конструкций, для чего рационально рассмотреть различные виды неметаллической фибры с различной дозировкой.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Плевков В.С.* Прочность и трещиностойкость изгибаемых фибробетонных элементов с преднапряженной стеклокомпозитной арматурой при статическом и кратковременном динамическом нагружении / *В.С. Плевков, А.Г. Тамразян, К.Л. Кудяков.* – Томск : Томский государственный архитектурно-строительный университет, 2021. – 204 с.
2. *Войлоков И.А.* Базальтофибробетон. Исторический экскурс / *И.А. Войлоков, С.Ф. Канаев* // *Материалы. Инженерно-строительный журнал.* – 2009. – № 4. – С. 26–31.
3. *Кудяков В.А., Кудяков А.И., Лукьянчиков С.А., Кудяков К.Л.* Управление технологическими процессами производства модифицированных бетонов // *Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета.* 2017. № 6 (65). С. 116-126.
4. *Кудяков А.И.* Совершенствование технологии изготовления базальтофибробетона с повышенной однородностью / *А.И. Кудяков, В.С. Плевков, К.Л. Кудяков, А.В. Невский, А.С. Ушакова* // *Строительные материалы.* – 2015. – № 10. – С. 44–47.
5. *Кудяков А.И.* Технология и состав углеродофибробетона с повышенной однородностью прочностных показателей / *А.И. Кудяков, В.С. Плевков, В.В. Белов [и др.]* // *Вопросы материаловедения.* - 2016. - № 1 (85). - С. 66-72.

*Студентка магистратуры 1 года обучения 1 группы института ИПГС  
Шапошникова П.А.  
Научный руководитель – зав. кафедрой ЖБК, д-р. техн. наук, проф.  
А.Г. Тамразян*

## ОСОБЕННОСТИ КОНСТРУИРОВАНИЯ БЕЗБАЛОЧНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ

В соответствие с современными нормативными документами Российской Федерации здания и сооружения в сейсмических районах необходимо рассчитывать на сейсмические воздействия, основой которых является резонансно-колебательная концепция.

По данной теории, что подтверждается многочисленными экспериментами над макетами на виброплатформах, наиболее уязвимым местом для колонны является место защемления ее у перекрытия [1]. Данный факт требует особого внимания при конструировании узла «плита-колонна».

В СП 14.13330.2018 советуется применять конструктивные схемы, снижающие усилия в конструкциях от сейсмических нагрузок. В таком случае более подходящей является схема с использованием балок, которые воспринимают на себя часть горизонтальной нагрузки. Но применение безбалочных перекрытий имеет ряд следующих преимуществ: позволяет увеличить освещенность помещения, уменьшить высоту этажа, увеличить разнообразие объемно-планировочных и архитектурных решений.

Рассмотрим существующие требования, относящиеся к конструированию безбалочных перекрытий:

СП 14.13330.2018:

- максимальный пролет при сейсмичности в 7 баллов - 7,2м
- максимальный пролет при сейсмичности в 8 и 9 баллов - 6,0м
- минимальная толщина плиты перекрытия 1/30 от расстояния между осями
- минимальный класс бетона В20
- на опорных участках плит необходимо использовать поперечную арматуру диаметром не менее 8мм

В СП 31-114-2004, который носит рекомендательный характер, предлагаются решения об установке ядер жесткости и связевых элементов равномерно и симметрично относительно осей здания.

Рассмотрим три варианта расчетной схемы для здания с каркасной конструктивной системой:

Общие положения:

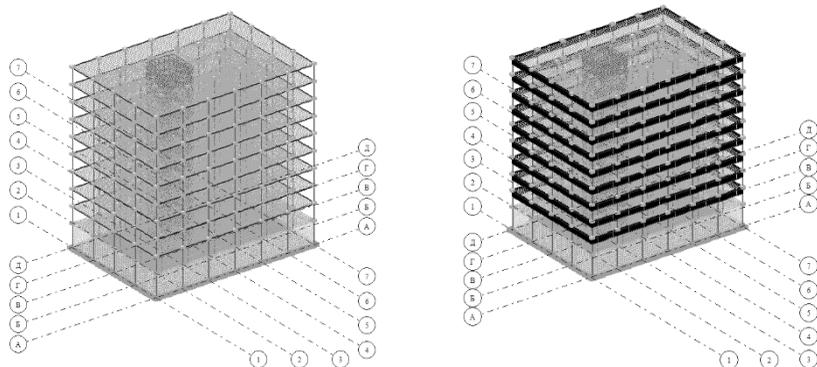
- шаг колонн вдоль буквенных осей 5,1м, вдоль цифровых - 5,4м;

- подвал высотой  $H_{п} = 4,2\text{м}$  и 9 типовых этажей  $H_{эт} = 3,0\text{м}$
- фундаментная плита  $t=500\text{мм}$ , плиты перекрытия  $t= 220\text{мм}$ ;
- колонны сечением  $400\times 400\text{мм}$ , стены ядра жесткости  $t=250\text{мм}$ , стены подвала  $t=200\text{мм}$ ;
- для всех элементов принят бетон класса В25, продольная арматура класса А500С, поперечная арматура класса А250.

Вариант №1 Монолитное безбалочное перекрытие, рассчитанное на основные сочетания нагрузок без учета сеймики.

Вариант №2 Монолитное безбалочное перекрытие рассчитанное на особое сочетание нагрузок.

Вариант №3 Монолитное безбалочное перекрытие с антисейсмическим поясом, выполненным по контуру здания, рассчитанное на особое сочетание нагрузок.



Конструктивная схема без контурной балки

Конструктивная схема с контурными балками

Рис.1 Общий вид расчетной модели

Расчет производился в ПК ЛИРА-САПР 2016.

Нагрузки, учтенные в схеме:

- Постоянные: собственный вес, боковое давление грунта.
- Длительные: вес пирогов полов и кровли, полезная нагрузка, наружные стены.
- Кратковременные: полезная нагрузка, снеговая нагрузка.
- Мгновенные: ветровая в направлении  $x$  и  $y$ , сейсмическая в направлении  $x$  и  $y$

Сейсмическая нагрузка рассчитывалась для района с сейсмичностью 7 баллов, коэффициенты принимаем  $K_0 = 1,0$ ;  $K_1 = 0,3$ ;  $K_{\psi} = 1,3$

При особом расчетном сочетании нагрузок увеличивается требуемое верхнее продольное армирование и поперечное армирование плиты у опор.

Таблица 1. Результаты расчетов

	Вар. № 1	Вар. № 2	Вар. № 3
Верхняя арматура вдоль буквенных осей, см <sup>2</sup> /м	8,05	8,47	8,16
Верхняя арматура вдоль цифровых осей, см <sup>2</sup> /м	8,49	8,96	8,49
Нижняя арматура вдоль буквенных осей, см <sup>2</sup> /м	3,26	3,26	3,26
Нижняя арматура вдоль цифровых осей, см <sup>2</sup> /м	3,56	3,56	3,56
Поперечная арматура над угловой колонной, см <sup>2</sup> /м	8,16	11,3	6,77
Поперечная арматура над крайней колонной, см <sup>2</sup> /м	9,8	11,1	9,36
Поперечная арматура над центральной колонной, см <sup>2</sup> /м	6,83	8,25	7,87

Заметим, что обвязочная балка снижает значения требуемых площадей армирования как для продольной, так и для поперечной арматуры. Данный критерий показывает, что при проектировании зданий с безбалочными перекрытиями следует использовать антисейсмические пояса для увеличений несущей способности всей системы [2-5].

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Смирнов С. Б.* Формы сейсмических разрушений зданий как надежный источник информации о реальном разрушительном волновом, импульсном воздействии. Жилищное строительство. 2012. №1. С. 39-41.
2. *Тамразян А.Г.* Расчет внецентренно сжатых железобетонных элементов при динамическом нагружении в условиях огневых воздействий. Промышленное и гражданское строительство. 2015. №3. С. 29-35.
3. *Тамразян А.Г., Алексейцев А.В.* Оптимальное проектирование несущих конструкций зданий с учетом относительного риска аварий Вестник МГСУ. 2019. Т. 14. №7 . С. 819-830
4. *Тамразян А.Г.* Рекомендации к разработке требований живучести зданий и сооружений. Вестник МГСУ. 2011. №2-1. С. 77-83
5. *Тамразян А. Г.* Технология расчета железобетонных конструкций при пожаре после землетрясения. Бетон и железобетон. 2020. №1 (601). С. 49-56

Студентка магистратуры 2 года обучения 2 группы ИИПГС

**Ковалева С.А.**

Научный руководитель - доц., к-т техн. наук, доц. **А.Н. Малахова**

## ОЦЕНКА ИЗМЕНЕНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ, ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ И ДЕФОРМАЦИЙ РЕБРИСТОЙ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ ПОСЛЕ ПОЖАРА

Оценка изменений несущей способности и деформаций ребристой плиты перекрытия после пожара выполняется с учетом рекомендаций СП 329.1325800.2017 (*Здания и сооружения. Правила обследования после пожара*) и СП 468.1325800.2019 (*Бетонные и железобетонные конструкции. Правила обеспечения огнестойкости и огнесохранности*) и данных научных исследований [1, 2].

Высокотемпературные воздействия при стандартном температурном режиме пожара для ребристой плиты перекрытия были созданы при проведении лабораторных исследований с участием автора в испытательной лаборатории ИКБС МГСУ [3]. В результате лабораторных испытаний с применением термопар была определена температура нагрева бетона сжатой зоны и стержней рабочей продольной напрягаемой и ненапрягаемой арматуры.

На рис.1 показаны опалубочные размеры и схема армирования сборной железобетонной ребристой плиты перекрытия.

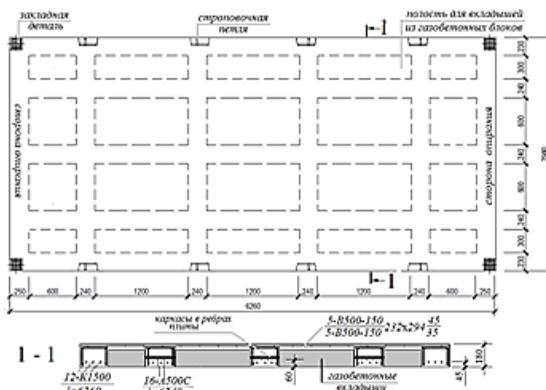


Рис.1.Сборная железобетонная ребристая плита перекрытия

Сборная железобетонная ребристая плита перекрытия опирается на две противоположные короткие стороны плиты. Расчетный пролет  $l_0$  плиты перекрытия составляет 6,1м.Ширина плиты  $B=2,98$  м.Плита выполнена из тяжелого бетона класса В40. Для ее армирования в качестве нижней продольной ненапрягаемой арматуры принято шесть стержней  $\varnothing 16-A500$  ( $A_s=12,06$  см<sup>2</sup>) при  $a=60$  мм. Для армирования

плиты в качестве нижней продольной напрягаемой арматуры принято пятнадцать канатов  $\varnothing 12$ -К1500 ( $A_s=13,59 \text{ см}^2$ ) при  $a=45 \text{ мм}$ . Начальный уровень предварительного напряжения арматуры  $\sigma_{sp}$  при механическом способе натяжения составляет 1040 МПа. Предварительное напряжение арматуры  $\sigma_{sp}$  с учетом всех потерь составляет  $1040-327,2=712,8 \text{ МПа}$ , усилие обжатия с учетом всех потерь начального уровня предварительного напряжения принимается  $P=A_{sp} \cdot \sigma_{sp}=13,59 \cdot 10^{-4} \cdot 712,8 \cdot 10^3=967,3 \text{ кН}$ .

Нагружение ребристой плиты перекрытия при проведении лабораторных испытаний составило  $7,0 \text{ кН/м}^2$ . Выполнение расчетов железобетонных конструкций в соответствии с нормами по проектированию таких конструкций (СП 63.13330.2018) в зависимости от предпринимаемого расчета требует использования расчетных, нормативных и нормативных длительных значений усилий.

Полное нормативное значение нагрузки составляет  $7,0 \text{ кН/м}^2$ ; пониженное нормативное значение нагрузки с учетом доли длительности, равной 0,86, составляет  $6,02 \text{ кН/м}^2$ ; расчетное значение нагрузки при среднем значении коэффициента надежности по нагрузке  $\gamma_f=1,15$  составляет  $8,05 \text{ кН/м}^2$ .

Значения изгибающих моментов, определяемых для расчетной схемы плиты в виде однопретной статически определимой балки при нагружении ее равномерно распределенной нагрузкой, составляют: расчетного момента -  $M=111,6 \text{ кНм}$ , нормативного момента -  $M=97,0 \text{ кНм}$ , нормативного длительного момента -  $M=83,4 \text{ кНм}$ .

Несущая способность ребристой плиты перекрытия и коэффициент использования несущей способности плиты до высокотемпературного воздействия определяются в следующей последовательности:

-определение высоты сжатой зоны:

$$R_s \cdot A_s + R_s \cdot A_{sp} = \gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b_f \cdot x,$$

$x=3,9 \text{ см} < 5 \text{ см}$ ;  $\xi=x/h_0=3,9/13,2=0,29 < \xi_R$ , расчетное сечение -тавровое,

-определение несущей способности по изгибающему моменту:

$$M = R_s \cdot A_s \cdot z_1 + R_s \cdot A_{sp} \cdot z_2 = 256,77 \text{ кНм} > 111,7 \text{ кНм}$$

Трещиностойкость плиты перекрытия обеспечена:

$$M_{crc} = \gamma \times W_{red} \cdot R_{bt,ser} + P \cdot (e_{0p} + r) = 104,3 < 97 \text{ кНм}$$

Прогиб плиты перекрытия не превышает допустимое значение:

$$f = s \cdot l_0^2 \cdot \frac{1}{r} = 0,104 \cdot 37,21 \cdot 2,85 \cdot 10^{-3} = 0,011 \text{ м} = 1,1 \text{ см} < 3 \text{ см}$$

После пожара могут измениться прочностные и деформационные характеристики материалов плиты, которые учитываются с использованием понижающих коэффициентов, а их значения зависят от

температуры прогрева бетона сжатой зоны ( $t=100^{\circ}\text{C}$ ;  $0,98R_b$ ;  $0,87E_b$ ) и продольной рабочей арматуры ( $t=360^{\circ}\text{C}$ ; для класса А500;  $R_s$ ;  $0,82E_s$  для класса К1500;  $0,94R_s$ ;  $0,81E_s$ ). Относительно небольшая температура прогрева бетона и арматуры может объясняться применением огнезащитных материалов [4]. Так, в рассматриваемой плите перекрытия применены газобетонные вставки между ребрами плиты.

Несущая способность по моменту плиты перекрытия после пожара составила 243,4 кНм, что на 5,5% меньше несущей способности плиты до пожара. Следует отметить, что плита перекрытия запроектирована с большим запасом по несущей способности, что не является опасным [5].

В лабораторных испытаниях при высокотемпературных воздействиях предварительно напряженная арматура нагревалась до  $360^{\circ}\text{C} > 330^{\circ}\text{C}$ , поэтому предварительное напряжение в арматуре оказалось полностью утраченным. Расчеты показали, что в условиях отсутствия преднапряжения арматуры при уменьшении модуля упругости материалов плиты образуются трещины с шириной длительного и кратковременного раскрытия  $a_{crs}$ , соответственно,  $0,28 > 0,2\text{мм}$  и  $0,35 > 0,3\text{мм}$  (превышение допустимых значений на 40% и 17%). Прогиб плиты по расчету составил 12,6 см и существенно, в 4,2 раза, превысил предельно допустимое значение, равное 3,0 см.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Мкртычев О.В., Сидоров Д.С. Расчет железобетонного здания на температурные воздействия. – Вестник МГСУ, 2012, №5, С.50-55.
2. Кудряшов В.А., Кураченко И.Ю. Аналитическая оценка несущей способности изгибаемых железобетонных конструкций после пожара. – Судебная экспертиза Беларуси, 2018, №1, С.56-60.
3. Портнов Ф.А., Ковалева С.А. Состояние и перспективы развития вопроса оценки огнестойкости железобетонных конструкций. – Известия Кыргызского государственного технического университета им. И.Раззакова, 2020, №2(54). С.133-139.
4. Плотников Д.А., Башевая Т.С., Новиков Н.С. Характер воздействия пожаров на элементы железобетонных конструкций и средства их огнезащиты. – Вестник Института гражданской защиты Донбасса, 2016, №1, С.14-21.
5. Тамразян А.Г., Алексейцев А.В. Современные методы оптимизации конструктивных решений для несущих систем зданий и сооружений. Вестник МГСУ. 2020. Т. 15. № 1. С. 12-30.

## СЕКЦИЯ СТРОИТЕЛЬНОЙ И ТЕОРЕТИЧЕСКОЙ МЕХАНИКИ

*Студент 4 курса 2 группы ИПГС Качев И.Г.*

*Научный руководитель – доц., канд. техн. наук А.И. Каракозова*

### ВЛИЯНИЕ ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНОСТИ ВОЗВЕДЕНИЯ ШЕСТИЭТАЖНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО РАМНО-СВЯЗЕВОГО КАРКАСА ЗДАНИЯ НА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ

**Введение.** Классические методы расчета конструкций сводятся к построению расчетной модели и выполнению статического расчета при постоянных параметрах системы, что является весьма существенным упрощением и не учитывает некоторые особенности реального поведения здания в течение его строительства и эксплуатации.

В данной работе рассмотрены следующие параметры

- Последовательное создание в модели групп элементов (этажей);
- Модуль упругости бетона, то есть нелинейная работа материала;
- Учет деформированной схемы с историей приложения нагрузки.

Был замоделирован поочередный процесс возведения здания с пошаговым приложением нагрузки на расчетную модель и было проанализировано, как этот процесс, приводящий к изменениям расчетной схемы, влияет на несущие конструкции на примере 6-ти этажного железобетонного рамно-связевого каркаса здания (рис.1).

**Методика расчета.** Рассмотрим два варианта расчета:

1. Одностадийный режим «Стандарт»  
Данный режим подразумевает, что здание возникает мгновенно, и только затем к нему прикладываются действующие нагрузки, в том числе собственный вес. При этом жесткостные и геометрические характеристики материала конструкций постоянны. Однако, в процессе возведения здания в первую очередь проявляется нагрузка от собственного веса и действует в течение всего срока жизни здания. И любое иное нагружение действует на деформированную собственным весом схему. Таким образом, чтобы модель отражала действительные условия работы здания, необходим более точный метод расчета, учитывающий значимые величины деформирования от воздействия собственного веса.

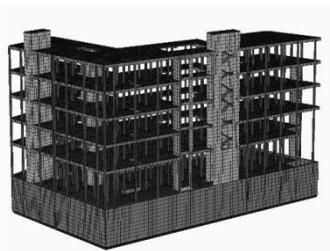


Рис.1 Расчетная модель здания.

## 2. Многостадийный режим «Монтаж»

Данный режим подразумевает, что здание возникает поэтапно и каждая последующая нагрузка прикладывается в процессе возведения уже на деформированную схему, компенсируя ранее полученные деформации и изменяя расчетную схему здания.

Была получена следующая модель: последовательно возведенные части здания, на каждой стадии действует нагрузка только от собственного веса железобетона. На стадии 5 этажа прикладываются все эксплуатационные нагрузки на схему, которая уже была деформирована под нагрузкой собственного веса, а также уменьшается модуль упругости бетона в связи с ростом напряжений, согласно СП [3] п.6.2.6.

**Результаты расчета.** Деформированная схема здания с перемещениями по Z в режиме «Стандарт» (рис. 2, а) и в режиме «Монтаж» (рис. 2, б).

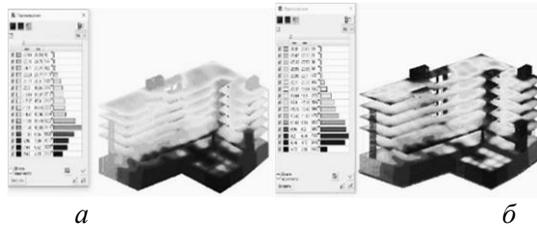


Рис. 2 Деформированная схема здания с перемещениями по Z.

По результатам расчета, в режиме «Стандарт» максимальные деформации наблюдаются в верхних ярусах конструкции, равные 28мм. Характерные смещения этажей конструкции от вертикали здания именно сверху, что не соответствует действительности, так как максимальная нагрузка должна быть внизу, а значит, там и максимальные деформации. По результатам расчета, в режиме «Монтаж» максимальные деформации наблюдаются в средних ярусах конструкции, а именно в пролетах плиты перекрытия, равные 30мм. Характер распределения деформаций отличается от традиционного моделирования.

1. Усилия  $M_x$  в плите перекрытия в режиме «Стандарт» (рис. 3, а) и в режиме «Монтаж» (рис. 3, б).

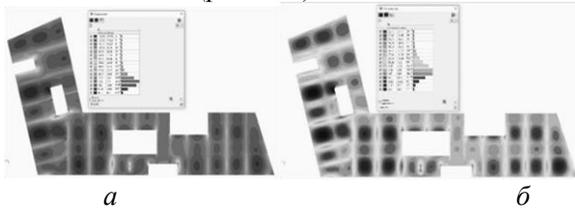


Рис. 3 Усилия  $M_x$  в плите перекрытия 4 этажа.

Рассмотренный результат расчета (рис. 3) показывает характер распределения усилий изгибающего момента  $M_x$  в плите перекрытия. Его

значение в сжатой зоне (опорный момент) уменьшилось с -140кНм до -60кНм, то есть в 2,5 раза по сравнению с традиционным методом расчета, что свидетельствует о влиянии нерегулярности жесткостей здания в плане, которое дает завышенные результаты по армированию плит перекрытий в сжатой зоне.

2. Деформированная схема плиты перекрытия с перемещениями по Z в режиме «Стандарт» (рис. 4, а) и «Монтаж» (рис. 4, б).

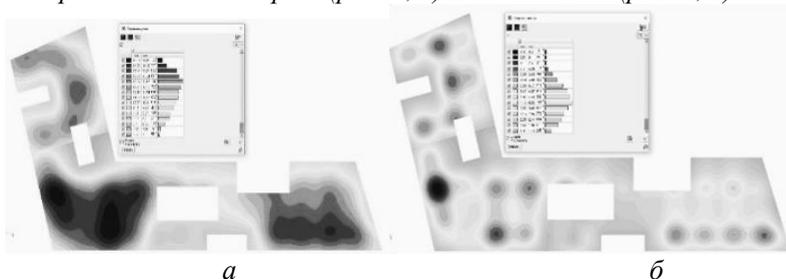


Рис. 4 Перемещения в плите перекрытия по Z.

В режиме «Монтаж» более сосредоточенные перемещения точек плиты перекрытия. И самое главное, что максимальные деформации в пролете уменьшились с 16мм до 9мм, то есть практически в 2 раза! Деформации плиты перекрытия компенсировались увеличением длин несущих конструкций на предыдущих этапах возведения, и чем выше этаж, тем более значим этот эффект.

**Заключение.** Проведенный анализ показал, что возникающие деформации и напряжения в конструкциях здания в одностадийном и многостадийном режимах имеют разные значения и характеры поведения. Таким образом, это свидетельствует о необходимости учета последовательности возведения здания с нелинейной постановкой задачи при проектировании рамно-связевых железобетонных каркасов.

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Кабанцев О.В., Тамразян А.Г. Учет изменений расчетной схемы при анализе работы конструкции// Инженерно-строительный журнал. 2014.

2. Кабанцев О.В., Перельмутер А.В. Учет изменения жесткостей элементов в процессе монтажа и эксплуатации// Инженерно-строительный журнал. 2015.

3. Кабанцев, О.В. Расчет и конструирование многоэтажных и высотных монолитных железобетонных зданий // Спецкурс // Москва, 2009.

## К ВОПРОСУ АЭРОДИНАМИЧЕСКОГО СОПРОТИВЛЕНИЯ ГАЗООТВОДЯЩИХ ТРУБ С НЕСУЩИМ МЕТАЛЛИЧЕСКИМ КАРКАСОМ

### Введение

Методики расчета, заложенные в нормативных документах, зачастую относятся к общим случаям наиболее распространенных конструкций. Но часто могут применяться конструкции и их сочетания, расчет которых по существующим нормам может как приводить к заниженным расчетным усилиям, так и к их завышению.

Примером, рассмотренным и смоделированным в рамках данной работы, является газоотводящая (дымовая) труба с несущим решетчатым каркасом. Ветровой поток, воздействуя на решётку, теряет энергию, потому на трубу приходится меньшая нагрузка; аналогично и сама труба создаёт позади себя зону, частично закрывающую от ветрового воздействия решётку. Изменение аэродинамического воздействия на конструкцию называется интерференцией [1, 2]. При расчете ветровой нагрузки по СП20.13330.2016 (далее – СП 20) фактор аэродинамической интерференции не учитывается, и ветровая нагрузка суммируется.



Рис. 1. Пример конструкции газоотводящей трубы с металлическим каркасом

в экспериментальной модели равна 28,2 м/с, что, по формуле В.1 СП 20 и формуле определения числа Рейнольдса для цилиндра [2, 3, 5], соответствует расчетному значению ветровой нагрузки I-го ветрового района и находится по формуле:

$$v = 1,859\sqrt{w_0}$$

где  $w_0$  – нормативное значение ветрового давления, Па.

Для построенной модели характерно:

### Моделирование и сбор данных

Объектом исследования создана модель в ПК ANSYS, пакете Fluent. Модель представляет собой решётку 1,5x1,5м с коэффициентом заполнения  $\phi$  от 0,1 до 0,65. Труба имеет диаметр  $d = 1$  м. В рамках работы не рассматривалось воздействие давления ветра на трубу.

Измерены значения среднего статического давления по граням наветренных и подветренных сторон решетки. Скорость ветра в

1. Учет относительного удлинения ([1, 2, 4] и учитывается СП20 при расчёте) – не учитывается при моделировании, так как задача решена в плоской постановке;
2. Решетка конструкции смоделирована расположенными в ряд с одинаковым шагом квадратами с переменным размером сторон;
3. Коэффициент затенения  $\eta$ , применяемый для последовательно расположенных конструкций – рассчитан по формуле:

$$\eta = \frac{p_{n1} - p_{n1}}{p_{n2} - p_{n2}} \quad (1)$$

где  $p_{n1}, p_{n2}, p_{n1}, p_{n2}$  – среднее давление по граням решетки 1 и 2 с наветренной и подветренной стороны соответственно (см. рис. 2).

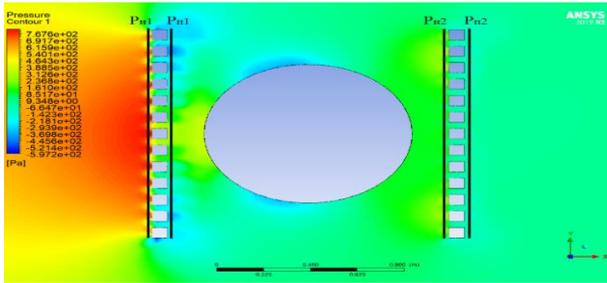


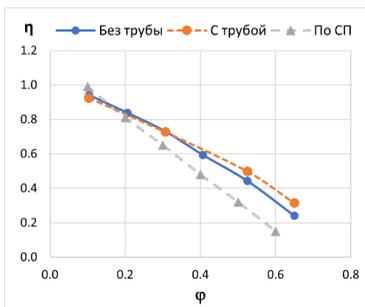
Рис. 2. Градиент статического давления

### Анализ результатов

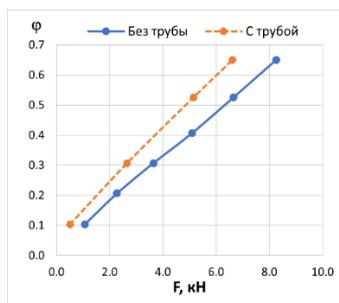
На основе полученных данных построены графики зависимости коэффициента затенения  $\eta$  (по (1)) от коэффициента заполнения конструкции  $\phi$  (см. рис. 1а), а также графики значения нагрузки, приходящейся на погонный метр решётки, от коэффициента заполнения конструкции  $\phi$  при наличии и отсутствии трубы (см. рис. 3б).

При анализе графика на рис. 3а видно, что значения коэффициента затенения с графиком СП20 отличаются и особенно существенно при больших значениях заполнения. При этом затенение при наличии и отсутствии трубы почти одинаково.

На графике рис. 3б, рассматривающим непосредственно нагрузку от ветра на каркас, нагрузка на погонный метр снижается на 108% при заполнении 0,1 и на 20% при заполнении 0,65. При этом нагрузка растет почти линейно.



а



б

Рис. 3. Графики на основании полученных данных

### Выводы

Наличие газоотводящей (дымовой) трубы в рассмотренном примере существенно снижает нагрузку на металлическую решетку, в особенности при малых значениях коэффициента заполнения  $\varphi$ , что подтверждается работой [4].

Целью дальнейших исследований станет учёт нагрузки на трубу и анализ изменения нагрузки при изменении геометрических параметров каркаса и трубы и скорости ветра.

### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Иоскевич А.В. Понижающий коэффициент ветрового давления и его учет при расчете решетчатых конструкций. /Иоскевич А.В., Савченко А.В., Егорова Е.С., Иоскевич В.В. // Строительство уникальных зданий и сооружений, 2015, №4 (31). С. 45-57.
2. Соболев А.А. Расчетное и экспериментальное исследование обтекания цилиндра в аэродинамической трубе. /Соболев А.А, Пяташов С.В., Неволин А.М., Седунин В.А. // Строительство уникальных зданий и сооружений, 2015, №4 (31). С. 45-57.
3. Ларичкин В.В. Исследование аэродинамики цилиндрических тел и башенных градирен. Дис. ... д-ра техн. наук / Владимир Викторович Ларичкин. Новосибирск, 2003.
4. Каракозова А.И. Расчет сооружений с низким конструкционным демпфированием и учетом воздействия пульсаций скорости ветра. Дис. ... к-та техн. наук / Анастасия Ивановна Каракозова. Москва, 2013.
5. Чернышев Д.Д. Работа высотных башен с пакетами вытяжных труб на ветровую нагрузку. /Чернышев Д.Д., Холопов И.С., Атаманчук А.В.//”Вестник”. Донбасской национальной академии строительства и архитектуры. 2009-4(78). С. 13-20.

## СТРУКТУРНЫЙ АНАЛИЗ И УСТОЙЧИВОСТЬ СИММЕТРИЧНЫХ РАМ

Целью данной работы является выявление эффективности установки раскоса/затяжки в раме для увеличения её устойчивости.

Все конструкции обычно испытывают боковую нагрузку в той или иной форме в течение расчетного срока службы. Типичные источники поперечной нагрузки включают силы, возникающие из-за ветра, дующего на конструкцию, гидростатические силы из-за грунтовых вод (например, воздействующих на стены подвала) или силы инерции из-за движения грунта (землетрясения). Проектировщик должен продумать, как безопасно передать эти боковые нагрузки обратно на фундамент конструкции.

В контексте строительных конструкций существует несколько хорошо зарекомендовавших себя структурных схем для облегчения передачи этой нагрузки.

Рассмотрим базовую структурную раму, на которую действует одна боковая нагрузка  $P$ .

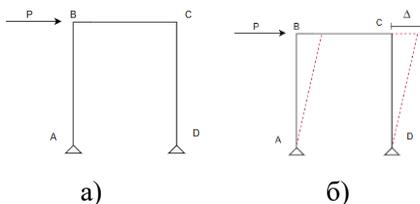


Рис. 1. а) Простая рама, подверженная поперечной нагрузке  $P$ . б) Отклонение дельты от раскачивания в результате  $P$ .

Под действием нагрузки рама отклонится вправо на величину, обозначаемую  $\Delta$ .

Это отклонение происходит из-за:

- вращение элементов конструкции относительно друг друга в местах соединения В и С.
- изгиб вертикальных элементов.

Один из самых простых способов уменьшить степень прогиба рамы — установить диагональный элемент, «триангулирующий раму». В зависимости от ориентации диагонального элемента жесткости (относительно направления внешней нагрузки) он может развивать силу сжатия (называемую распоркой) или растягивающую силу, называемую стяжкой.

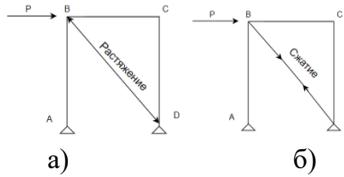


Рис. 2. а) Раскосная рама с развитием сжатия в распорке. б) Раскосная рама с напряжением, возникающим в растяжке.

Конструкция распорки (на сжатие) включает дополнительный учет потери устойчивости, поэтому при прочих равных структурные связи (на растяжение) имеют тенденцию быть более эффективными. Предпочтение затяжек стойкам становится очевидным, когда мы видим «поперечные распорки», состоящие из тонких структурных связей.

Рассмотрим эффективность установки затяжки в раме для увеличения её устойчивости. Расчеты производились в программном комплексе SCADoffice 21.1.9.11

В качестве примера возьмем двухшарнирную раму, испытывающую на себе ветровое воздействие с двух сторон. Справа усилие составляет -10 кН/м, слева 20 кН/м.

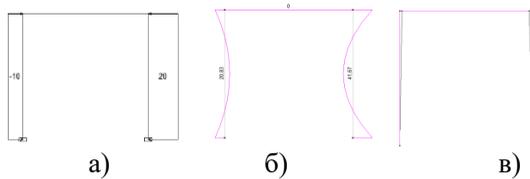


Рис. 3 а) Двухшарнирная рама под действием ветровой нагрузки. б) Эпюра изгибающего момента в двухшарнирной раме. в) Перемещение в двухшарнирной раме

При установке затяжки под ригелем на половине высоты стойки максимальный изгибающий момент уменьшился более чем в 4 раза (рис. 4 б).

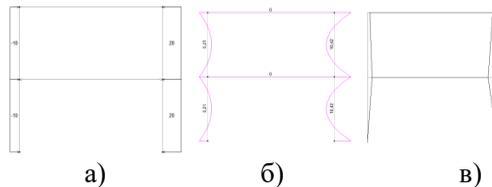


Рис. 4. а) Двухшарнирная рама с затяжкой по середине стойки под действием ветровой нагрузки. б) Эпюра изгибающего момента в двухшарнирной раме с затяжкой по середине стойки. в) Перемещение в двухшарнирной раме с затяжкой по середине стойки.

При установке затяжки под ригелем на  $2/3$  высоты стойки максимальный изгибающий момент уменьшился более чем в 6 раз (рисунок 5 б).

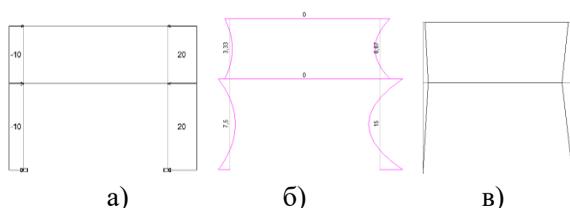


Рис. 8. а) Двухшарнирная рама с затяжкой на  $2/3$  высоты стойки под действием ветровой нагрузки. б) Эпюра изгибающего момента в двухшарнирной раме с затяжкой на высоте  $2/3$  стойки. в) Перемещение в двухшарнирной раме с затяжкой на высоте  $2/3$  стойки.

### Заключение.

Анализ результатов проведенных расчетов позволяет сделать следующие основные выводы:

- использование затяжки позволяет снизить усилия в стойках рамы.
- устройство затяжки позволяет применять двух- и трехшарнирные рамы, что упрощает узловые соединения;
- использование горизонтальных затяжек позволяет сократить неэффективный объем помещений в уровне карнизных узлов рамы;

### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Масленников А.М. Теоретические основы проектирования. Динамика и устойчивость сооружений. // Издательство Юрайт, 2018. - 366 с. - Серия: Специалист.
2. Рябухин А. К., Лейер Д. В., Любарский Н. Н. Динамика и устойчивость сооружений // Учебное пособие. - 2020. - Краснодар : КубГАУ, 2020 – 171 с.
3. Довнар Е.П. Климова Л.Б. Расчет рам на статические и динамические нагрузки // Учебное пособие для студентов строительных специальностей высших учебных заведений. – Мн.: БНТУ, 2004. – 186 С.
4. Шутенко Л.Н., Засядько Н.А. Строительная механика: Краткий курс/ Разделы 3, 4. Устойчивость и динамика стержневых систем (для студентов строительных специальностей). – Харьков: ХНАГХ, 2005. – 116 с.
5. Кондратьева, Л. Е. Строительная механика : учеб. пособие // Владим. гос. ун-т им. А. Г. и Н. Г. Столетовых. – Владимир : Изд-во ВлГУ, 2013. – 252 с.

## ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЗДАНИЙ ДЛЯ СЕЙСМО- ОПАСНЫХ РАЙОНОВ

### **Введение**

Землетрясения являются одним из самых разрушительных стихийных бедствий, вызывающих масштабные разрушения и гибель людей. За последние несколько десятилетий в мире произошло множество громких землетрясений, таких как Нортриджское землетрясение 1994 года в Калифорнии, землетрясение на Гаити 2010 года, землетрясение в Турции и Сирии.

Эти события подчеркивают необходимость применения эффективных методов сейсмозащиты для минимизации воздействия землетрясений на здания и сооружения.

### **Динамические гасители колебаний.**

Динамические гасители колебаний — это специальные устройства, которые уменьшают колебания здания во время землетрясений. Они работают на основе принципа диссипации энергии, позволяя поглощать и рассеивать энергию колебаний здания, что приводит к снижению амплитуды колебаний.

Такая система может иметь разные конструктивные формы и принципы работы, но в общем они состоят из основного тела (обычно это массивный блок) и системы упругих элементов, которые соединяют основное тело с зданием. Когда здание начинает колебаться, основное тело динамического гасителя также начинает двигаться, но благодаря упругим элементам, которые соединяют его с зданием, движение основного тела затухает.

Динамические гасители так же могут иметь разные типы упругих элементов, такие как стальные пружины, гидравлические амортизаторы или вязкоупругие элементы. Каждый тип упругих элементов имеет свои особенности и применяется в зависимости от конкретных требований и условий эксплуатации.

Динамические гасители могут быть установлены как на новых зданиях, так и на уже существующих, путем модернизации. Они могут быть установлены как вертикально, так и горизонтально, в зависимости от ориентации здания и характеристик землетрясений в конкретном регионе.

Таким образом, динамические гасители колебаний являются одним из методов сейсмозащиты, который может быть эффективен в уменьшении динамических нагрузок на здания во время землетрясений.

Однако, этот метод имеет и свои недостатки, такие как высокая стоимость установки и сложность проектирования.

Кроме того, динамические гасители могут не обеспечивать полную защиту здания от повреждений, особенно в случае сильных землетрясений. В этом случае может потребоваться дополнительная сейсмозащита, такая как метод разделения инерционных масс, система с кинематическими опорами или другие методы.

Примером успешного использования динамических гасителей колебаний можно считать здание Тайбэй 101, которое находится в Тайбэе, Тайвань. Это высокое здание, имеющее 101 этаж и высоту 509,2 метра, включая шпиль. Внутри здания, между 87-м и 91-м этажами, установлен металлический маятник массой 660 тонн. Этот маятник выполняет роль инерционного гасителя колебаний здания в случае ураганов и землетрясений. После проведения серии расчетов и испытаний моделей, маятник был разработан специально для этого здания. Он колеблется, компенсируя перемещения сооружения от порывов ветра или колебаний земли.

Благодаря различию в фазах колебания здания и маятника (в идеале должна быть противофаза), маятник движется в противоположном направлении в момент перемещения верха здания. В результате работы всей системы, амплитуды колебаний здания снижаются, что уменьшает необходимость дополнительных усилий в конструкциях. Амплитуда маятника составляет до 10 см при раскачивании здания ветром и до 1,5 метров при землетрясении.

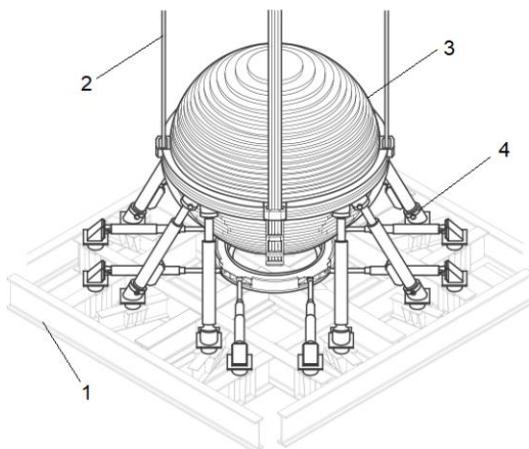


Рис. 1. Конструкция демфера. 1-Бамперная система, 2-Кабель, 3-Массовый блок, 4-Демпфер.

## Заключение

В заключении данной научной статьи можно сделать вывод о том, что сейсмозащита зданий является важной задачей для обеспечения безопасности жизни и здоровья людей в условиях сейсмической активности. Существует множество методов сейсмозащиты, каждый из которых имеет свои преимущества и ограничения.

Однако, наиболее эффективным методом является комплексное применение нескольких методов сейсмозащиты, что позволяет дополнительно повысить эффективность защиты зданий. Важным фактором при выборе метода сейсмозащиты является также учет специфики конкретного здания, его геометрии, конструктивных особенностей и других факторов.

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *М.А. Выскребенцева, Ву Ле Куен.* Методы сейсмогашения и сейсмоизоляции с применением специальных устройств, 2019. 20 с.
2. *Современные методы сейсмозащиты зданий*, М.: Стройиздат, 1989. с.320
3. *Амосов А.А., Синицын С.Б.* Основы теории сейсмостойкости сооружений. - 2001. 96 с.
4. *Уздин А.М.* Основы теории сейсмостойкости и сейсмостойкого строительства зданий и сооружений. СПб, 1993. 176 с

## НОРМИРОВАНИЕ СЕЙСМИЧЕСКОЙ НАГРУЗКИ В СИСТЕМЕ ISO

Землетрясения и сейсмические воздействия являются природным явлением, которое может иметь серьезные последствия для деятельности человека, особенно в плане строительства и проектирования зданий. Регулирование и учет сейсмических нагрузок является важным аспектом обеспечения безопасности и устойчивости зданий и сооружений в случае землетрясения. Международная организация по стандартизации (ISO) предоставляет рекомендации по расчету и оценке сейсмических нагрузок в стандарте ISO 3010:2017. Настоящий стандарт устанавливает комплекс требований и методов оценки сейсмостойкости зданий и других сооружений, включая расчет сейсмических нагрузок и выбор соответствующих мер сейсмозащиты.

Основные положения по проектированию сейсмостойкого сооружения по ISO 3010:

- Конструкция не должна разрушаться из-за сильного землетрясения, которое может произойти на площадке (учет первого предельного состояния).
- Конструкция должна выдерживать умеренные колебания грунта при землетрясении, которые могут возникнуть на площадке с повреждением в допустимых пределах (учет второго предельного состояния).

Принципы оценки сейсмических воздействий по ISO 3010 состоит из:

- Эквивалентный статический анализ, метод предполагает, использования обычного линейного анализа упругости в обычных и типовых конструкциях.
- Метод динамический анализа, позволяет учитывать физическую, геометрическую и конструктивную нелинейность, дает более точные результаты при расчете, рекомендуется для конструкций, построенных на специальных грунтовых условиях и сооружений особенной значимости.
- Нелинейный статический анализ. Используется для конструкций, в которых трудно предсказать нелинейную последовательность поведения.

Оценка сейсмических воздействий эквивалентным статическим анализом. Расчетная поперечная сейсмическая сила на  $i$ -м уровне сооружения для предельное состояние первой группы может быть определено:

$$F_{E,u,i} = \gamma E_u k_z k_{E,u} k_s k_D k_{Rk} F_{G,j} \quad (1)$$

или расчетная боковая сдвигающая сила  $i$ -го уровня для первого предельного состояния,  $V_{E,u,i}$  может быть использована вместо вышеуказанной формулы расчета сейсмической силы,

$$\sum_{j=1}^n$$

$$V_{E,u,i} = \gamma_{E,u} k_z k_{E,u} k_S k_D k_R k_{V,i} F_{G,j} \quad (2)$$

где:  $\gamma_{E,u}$  - коэффициент надежности по нагрузке;  
 $k_z$  - Коэффициент учитывающий сейсмической опасности района;  
 $k_{E,u}$  -  $k_{E,s}$  Представительное значение учитывающий интенсивности движения грунта при землетрясении в зависимости от предельного состояния группы;  
 $k_S$  - Влияние состояния почвы (новый фактор);  $k_D$  - Коэффициент учитывающий особенности конструкции (1/R, 1/q, Ds);  
 $k_R$  - Ордината приведённого расчетного спектр отклика;  $k_{F,i}$  - Коэффициент распределения сейсмической нагрузки;  
 $k_{V,i}$  - Коэффициент распределения сейсмического сдвига;  
 $F_{G,j}$  - Нагрузка от собственного веса конструкции;  
 Аналогичным образом формулы для предельного состояние второй группы, где исключен коэффициент  $k_D$ , также нижний индекс «u» заменен на «s».

При определении значимости конструкции следует учитывать возможные последствия ее разрушения во время или после землетрясения, такие как количество жертв, увечий, экономические потери и социальные неудобства. В случае предельных состояний группы, когда вычисленные требования соответствуют риску, связанному с защитой жизни в процессе и после сильных землетрясений, значение  $\gamma_{E,u}$  и  $\gamma_{E,s}$  должно быть определено в соответствии с следующими категориями конструкций. Для предельного состояния первой группы, когда расчетные требования соответствуют риску, связанному с сохранением жизни во время и после сильного землетрясения, значение  $\gamma_{E,u}$  должно определяться согласно следующим категориям конструкций.

Значения коэффициентов надежности  $\gamma_{E,u}$  и  $\gamma_{E,s}$  представлены в качестве примеров в таблицах 1 и 2 для района с относительно высокой сейсмической опасностью наряду с представительными значениями интенсивности движения грунта во время землетрясения  $k_{E,u}$  и  $k_{E,s}$ .

Таблица 1:

Пример 1 для коэффициентов надежности по нагрузке $\gamma_{E,u}$ и $\gamma_{E,s}$ , а также для представительных значений $k_{E,u}$ и $k_{E,s}$ (где $k_{E,u} \neq k_{E,s}$ )				
Предельное состояние	Уровень значимости	$\gamma_{E,u}$ или $\gamma_{E,s}$	$k_{E,u}$ или $k_{E,s}$	Период повторных колебаний для $k_{E,u}$ или $k_{E,s}$
Первой группы	а) высокий	1,5 - 2,0	0,4	500 лет
	б) обычный	1,0		
	в) низкий	0,4 - 0,8		
Второй группы	а) высокий	1,5 - 3,0	0,08	20 лет
	б) обычный	1,0		
	в) низкий	0,4 - 0,8		

Таблица 2:

Пример 2 для коэффициентов нагрузки $\gamma_{E,u}$ и $\gamma_{E,s}$ , а также для представительных значений $k_E$				
Предельное состояние	Уровень значимости	$\gamma_{E,u}$ или $\gamma_{E,s}$	$k_E = k_{E,u} = k_{E,s}$	Период повторных колебаний для $k_E$
Первой группы	а) высокий	3,0 - 4,0	0,2	100 лет
	б) обычный	2,0		
	с) низкий	0,8 - 1,6		
Второй группы	а) высокий	0,6 - 1,2		
	б) обычный	0,4		
	с) низкий	0,16-0,32		

### Заключение.

Основное отличие стандарта ISO 3010:2017 от российских стандартов в области сейсмостойкого строительства заключается в подходе к сейсмическому проектированию. Стандарт ISO использует подход, основанный на характеристиках, который учитывает конкретные характеристики и условия здания или конструкции и направлен на обеспечение того, чтобы они могли безопасно выдерживать сейсмические нагрузки и обеспечивать адекватную защиту для людей и пользователей. С другой стороны, российские стандарты могут иметь более предписывающий подход к сейсмическому проектированию, конкретизируя набор требований и методов оценки сейсмостойкости зданий и сооружений.

В заключение, стандарт ISO 3010:2017 обеспечивает комплексную основу для регулирования сейсмических нагрузок и проектирования сейсмостойких зданий и сооружений. Также ожидается что данный нормативный документ будет использоваться в качестве руководства для разработки новых норм или пересмотра существующих норм в области сейсмостойкого строительства.

### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Амосов А. А. Основы теории сейсмостойкости сооружений / А. А. Амосов, С. Б. Сеницын. – М. : Изд-во АСВ, 2010. – 134 с.
2. Пузырев Н. Н. Методы и объекты сейсмических исследований. Введение в общую сейсмологию / Н. Н. Пузырев. – Новосибирск: Изд-во СО РАН, НИЦ ОИГГМ, 1997.
3. Уздин А.М. Основы теории сейсмостойкости и сейсмостойкого строительства зданий и сооружений. СПб, 1993. 176 с

## ДИНАМИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ РАМЫ НА ВИБРАЦИОННУЮ НАГРУЗКУ С УЧЕТОМ ДЕМПФИРОВАНИЯ

Динамические нагрузки в расчетах должны учитываться в случаях, когда они могут вызвать недопустимые по условиям прочности и устойчивости вибрации.

В данной работе рассмотрен статический расчет плоской рамы на амплитудное значение динамической нагрузки, динамический расчет прямым интегрированием по времени. Модель выполнялась в программном комплексе MSCNastran. Стойки и ригели моделировались стержневыми конечными элементами типа BEAM.

Схема представлена на Рис 1, конечно-элементная модель представлена на Рис.2. Сечение рамы – двутавр 20 (Рис 3), свойства материала представлены на Рис.4, граничные условия и расположение осей показаны на Рис 1.

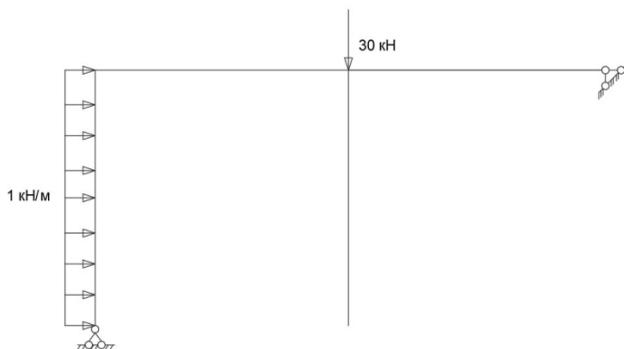


Рис 1. Расчетная схема

В случае статического расчета нагрузка была задана амплитудным значением (30 кН – сосредоточенная, 1 кН – распределенная), для динамической нагрузки была задана функциональная зависимость от времени: гармоническая или вибрационная нагрузка  $P = P_0 \sin(\theta t)$  и  $q = q_0 \sin(\theta t)$ .

Конструкционное демпфирование принято согласно [1] для стали – 2%.

Результаты представлены в Таблице 1.

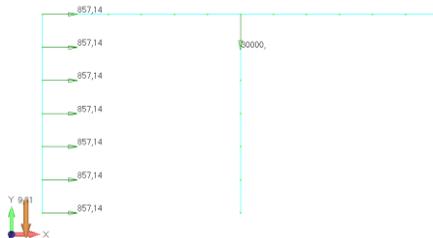


Рис 2. Конечно-элементная модель

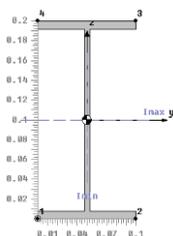


Рис 3. Сечение рамы.

General	Function References	Nonlinear	Ply/Bond Failure	Creep	Electrical/Optical	Phase
<b>Stiffness</b>						
Youngs Modulus, E	2,E+11		Limit Stress			
Shear Modulus, G	0,		Tension	0,		
Poisson's Ratio, nu	0,3		Compression	0,		
<b>Thermal</b>						
Expansion Coeff, a	0,		Shear	0,		
Conductivity, k	0,		Mass Density	7850,		
Specific Heat, Cp	0,		Damping, 2C/Co	0,		
Heat Generation Factor	0,		Reference Temp	0,		

Рис 4. Назначение материала рамы.

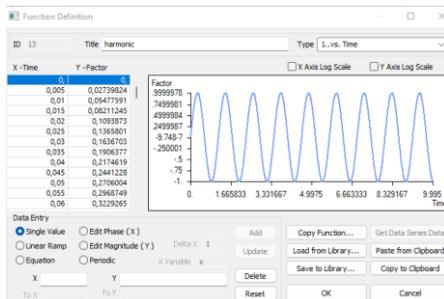


Рис 5. Зависимость нагрузки от времени (гармоническая)

Таблица 1. Результаты расчета

Тип расчета	Статический	Динамический	Разница, %
Mmax, кНм	72,08	71,97	0,15
Qmax, кН	20,90	23,80	12,18
Nmax, кН	22,11	19,43	12,12
Перемещения по Y, м	0,21	0,20	4,76

а

б

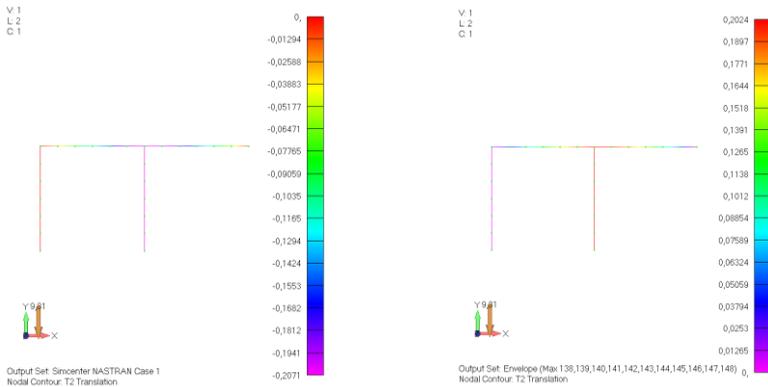


Рис 6. Перемещения по оси Y (а – статический расчет, б – динамический расчет)

Получили небольшую разницу результатов статического и динамического расчета, следовательно, можно рассчитывать плоские задачи на амплитудную статическую нагрузку без прямого динамического расчета. Учет конструкционного демпфирования для данной задачи не повлиял на значения усилий, однако это обусловлено малой размерностью задачи.

Для реальных конструкций, то есть для задач большой размерности, задание демпфирования, как и проведение прямого динамического расчета является обязательным, например, для фундаментов машин с динамическими нагрузками.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *J.D. Stevenson*. Structural damping values as a function of dynamic response stress and deformation levels. *Nuclear Engineering and Design* 60, 1980. – pp. 211-237.
2. Динамический расчет зданий и сооружений/ М. Ф. Барштейн, В. А. Ильичев, Б. Г. Коренев и др.; Под ред. Б. Г. Коренева, И. М. Рабиновича. — 2-е изд., перераб. и доп. — М.: Стройиздат, 1984.— 303 с., ил.— (Справочник проектировщика).
3. *Саргсян А.Е., Осипова З.Н., Гришин А.С.* Динамический анализ сооружения совместно с основанием и оборудованием АЭС.

## СТРОИТЕЛЬСТВО В РЕГИОНАХ С ПОВЫШЕННОЙ СЕЙСМИЧНОСТЬЮ

6.02. 2023 года в Турции произошли события, из-за которых в стране введено чрезвычайное положение и объявлен траур. Землетрясения унесли жизни почти 50 тыс. человек и нанесли ущерб, оцениваемый более чем на 80 млрд\$. Учёные, в частности, геотехники и архитекторы заключили, что причиной столь ужасных последствий является пренебрежение строительными нормами.

Опасными для зданий и сооружений считаются землетрясения от 7 и более баллов по шкале Рихтера. Однако существует важный нюанс в оценке данной угрозы: сейсмичность может меняться в зависимости от характера грунта. Для участков, расположенных на прочных грунтах, балльная оценка может быть снижена на один балл, а для участков со сложными – ее показатель должен быть увеличен.

Деформация конструкции под действием сейсмических нагрузок должна быть ограничена с тем, чтобы не вызывать разрушения конструкции при землетрясениях средней силы, а также не подвергать опасности людей при сильных землетрясениях. Во внимание принимаются два вида деформации: внутриэтажное и общее горизонтальное смещение на некотором уровне относительно основания. Общее смещение ограничивают в связи с установлением достаточных расстояний между близлежащими конструкциями для предотвращения разрушительных контактов при сильных землетрясениях. При оценке деформаций, вызванных сильным землетрясением, учитывают воздействие 2-го порядка дополнительных моментов, обусловленных силой тяжести и вертикальными силами, действующими на конструкцию, смещенную в результате сильного землетрясения.

При расчётах конструкций зданий, строящихся в сейсмических районах необходимо учитывать горизонтальные пульсирующие, наряду с обычными нагрузками. В сочетании нагрузок необходимо учитывать особые нагрузки, которые и предполагают наличие сейсмической угрозы в данном географическом районе строительства. Сейсмические воздействия рассматриваются как случайные или как переменные. Сооружения должны проверяться по расчетным значениям сейсмических воздействий для предельного состояния 1-й и 2-й группы. Анализ сейсмостойкости сооружений следует осуществлять либо путем проведения динамического анализа, либо с помощью эквивалентного статического анализа. В обоих случаях необходимо учитывать динамические свойства конструкции.

Конструкция должна обладать достаточной прочностью, противостоящей сейсмическим воздействиям, и достаточной пластичностью, обеспечивающей достаточное поглощение энергии. Необходимо учитывать снижение восстанавливающей силы под воздействием циклических нагрузок.

В расчёте по предельным состояниям 1-й группы используют формулу:

$$F_{E,u,i} = \gamma_{E,u,i} k_z k_{E,u} k_D k_R k_{F,i} \sum F_{G,j}$$

где:

$F_{E,u,i}$  - расчетная горизонтальная сейсмическая сила, соответствующая  $i$ -ому уровню конструкции;

$\gamma_{E,u}$  - коэффициент нагрузки, связанный с надежностью сооружения для предельного состояния первой группы;

$k_z$  - коэффициент сейсмической опасности района;

$k_{E,u}$  - представительное значение интенсивности движения грунта при землетрясении для предельного состояния первой группы;

$k_D$  - коэффициент, учитывающий особенности конструкции и определяемый для разных несущих систем в зависимости от их пластичности, приемлемой деформации, характеристик возвращающей силы и запаса прочности.

$k_R$  - ордината приведенного расчетного спектра реакции;

$k_{F,i}$  - коэффициент, характеризующий распределение сейсмической нагрузки;

$k_{v,i}$  - коэффициент, характеризующий распределение сейсмического сдвига  $i$ -го уровня;

$F_{G,j}$  - нагрузка от собственного веса конструкции.

Следует учитывать две составляющие движения грунта при землетрясении, горизонтальную и вертикальную, и их пространственную изменчивость, возбуждающую крутильные колебания конструкций. Необходимо принимать во внимание крутящие моменты сейсмических воздействий, учитывая эксцентриситет между центрами массы и жесткости; динамическое усиление, вызываемое главным образом взаимосвязью между поступательными и крутильными колебаниями; воздействия эксцентриситетов других этажей; неточность вычисления эксцентриситета; вращательные составляющие движения грунта при землетрясении.

При оценке сейсмических воздействий на отдельные части конструкции путем проведения эквивалентного статического анализа используются соответствующие факторы для сейсмических сил или сил сдвига с учетом воздействий, связанных с формой конструкции, включая ее части. Для соединительных деталей следует также учитывать вертикальные силы.

Учитывают степень ожидаемой деформации, способную выходить за пределы упругости, и на связанные с ней характеристики возвращающих сил. Анализируя спектр реакции, максимальную динамическую реакцию обычно определяют методом «квадратный корень суммы квадратов», учитывая доминирующие режимы колебаний. При этом учитывают соответствующее количество режимов. Метод с использованием «квадратный корень суммы квадратов» не дает постоянные результаты, когда частоты двух или более естественных режимов близки между собой. Для этих типов зданий рекомендуется использовать метод «полной квадратичной комбинации».

При создании модели конструкции необходимо представить динамические свойства конструкции, такие как естественные периоды и режимы вибрации, демпфирующие характеристики, показатели восстанавливающей силы, учитывая при этом пластичность материала и конструкции. Если при проведении динамического анализа получают более низкую горизонтальную силу в основании сооружения, чем при проведении эквивалентного статического анализа, рекомендуется, меньший предел расчетной горизонтальной силы в основании.

Исходя из вышесказанного при строительстве здания в зоне с сейсмичностью 7 баллов и более необходимо обеспечивать равномерное распределение жесткостей и масс путём применения симметричных конструктивных схем; монолитности и однородности конструкций из сборных элементов путём расположения стыков вне зоны максимальных усилий; предусматривать условия, обеспечивающие общую устойчивость здания и облегчающие развитие пластических деформаций в соединениях.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Анализ основных положений СП 14.13330.2011 «СНиП II-7-81\* Строительство в сейсмических районах» / Г. А. Джинчвелашвили, О. В. Мкртычев, А. В. Колесников, А. В. Соснин // Промышленное и гражданское строительство. – 2011. – № 9. – С. 17–21.
2. Амосов А. А. Основы теории сейсмостойкости сооружений / А. А. Амосов, С. Б. Сеницын. – М. : Изд-во АСВ, 2010. – 134 с.
3. Динамический расчет зданий и сооружений/ М. Ф. Барштейн, В. А. Ильичев, Б. Г. Коренев и др.; Под ред. Б. Г. Коренева, И. М. Рабиновича. — 2-е изд., перераб. и доп. — М.: Стройиздат, 1984.— 303 с., ил.— (Справочник проектировщика).

## ИСПОЛЬЗОВАНИЕ РЕЛЬЕФНОЙ НЕСУЩЕЙ ОБОЛОЧКИ В ВЫСОТНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

### **Рельефная оболочечная модель:**

Диагонально-сетчатая конструкция представляет собой эффективный связевой каркас; трубчатых элементов, образующих основную систему восприятия горизонтальных нагрузок, такая система позволяет решить проблемы, связанные с поперечной жесткостью и деформацией на изгиб под влиянием касательных напряжений, это уменьшает массу несущей конструкции по сравнению с традиционными жесткими каркасными конструкциями. В последние годы данный вид конструкций используется все чаще, в том числе при строительстве знаковых сооружений. Так, например, при возведении башни Hearst Tower использовалось на 20% меньше стальных элементов по сравнению со зданиями на основе традиционных каркасных конструкций

В дополнение к этим результатам было доказано существование особого «фактора формы», влияющего на общую жесткость здания. Безусловно, необходимо учитывать экономический баланс между полезной арендуемой площадью, увеличением площади фасада и конструктивными характеристиками, но факт остается фактом - жесткость высотного здания можно обеспечить за счет особой формы его наружной оболочки.

### **EmbossTower:**

Для сравнительного анализа эффективности использовались две модели башен с разной формой наружной оболочки.

Рельефная оболочка была создана на основе хорошо известных технологий строительного проектирования: расчет балок на изгиб, применение диагонально сетчатой конструкции и расчет жесткости, и обеспечиваемой за счет определенной формы.

Системное внедрение данных принципов достигается за счет сводчатых модулей поверхности, которые оптимизируют конструктивные характеристики и увеличивают площадь этажа.

С учётом, аналогичной опорной конструкции первого этажа элементы рельефного фасада обеспечивают, очевидную жесткость на изгиб благодаря усиленной консольной части. За счет увеличения момента инерции центральной части рельефная структура поверхности, обеспечивает повышенную горизонтальную, жесткость по сравнению с плоской поверхностью.

Диагонально-сетчатая конструкция может служить эффективным решением для реализации рельефного фасада в проекте башни не толь-

ко путем простого наложения рельефных элементов неправильной формы на профиль 60-этажного здания.

Для проверки конструктивных характеристик рельефных элементов фасада было выполнено построение двух трёхмерных прототипов с разными углами выпуклости элементов и соотношениями сторон.

В результате наименьшее смещение на уровне крыши – около 10% – было отмечено при угле выпуклости рельефной оболочки 10 градусов и соотношении сторон 1 к 8.

Полученные данные говорят о том, что теоретическая рельефная башня обладает основным преимуществом – повышенной жёсткостью.

Роль рельефа в восприятии ветровых нагрузок:

Устойчивость рельефной башни к ветровым нагрузкам оценивалась количественно с использованием вычислительной гидродинамики (Blocken 2014; Murakami 1990;)

Результаты говорят о том, что рельефная наружная оболочка способна существенно снизить горизонтальные нагрузки на сооружение.

Например, горизонтальные силы в основании здания с рельефным фасадом при воздействии под углом в 90 и 120 градусов соответственно на 18,06 и 21,20% меньше, чем в случае с плоским фасадом.

### **Роль рельефа в снижении энергетических затрат:**

Под энергетическими затратами понимается общее количество энергии, потребляемое с момента добычи сырья до окончательного производства. Повышение жёсткости благодаря рельефной форме позволяет уменьшить массу стали на 11000 т или 35% относительно базовой модели.

Масса стали вычисляется исходя из конструкций несущих элементов, которые должны обеспечивать:

- a) Пригодность конструкции к эксплуатации под действием ветровых нагрузок по формуле  $H/500$ ;
- b) Прочность конструкции, достаточную для восприятия комплекса статических, динамических и ветровых нагрузок в соответствии со стандартом ASCE 7 (2010)

Проект стандартной башни предусматривал использование жесткой каркасной конструкции, состоящей из ядра, усиленного рёбрами жесткости, каркаса для восприятия изгибающего момента и горизонтальных несущих элементов, связывающих ядро с ограждающей конструкцией.

Моделирование башни EmbossTower осуществлялось с использованием центрального ядра без связей жесткости, усиленного диагонально-сетчатой конструкцией и рельефным фасадом, и горизонтальными несущими элементами, соединяющими центральное ядро с периметром. При моделировании материалом всех несущих элементов принималась сталь.

Сравнение двух моделей демонстрирует, что здание с рельефным фасадом имеет существенные преимущества в плане переноса горизонтальных нагрузок благодаря повышенной жёсткости.

**Вывод:**

Геометрия рельефной башни предоставляет уникальный набор преимуществ для будущего несущих наружных оболочек. Придание рельефа основной диагонально-сетчатой конструкции позволяет достичь повышенной жесткости. Расчеты конструкций подтвердили, что такой фасад башни обеспечивает наиболее эффективную организацию конструктивной системы. Благодаря этому при возведении башни подобной формы достигается значительная экономия ресурсов, а именно стали, что является важным не только экономическим, но и экологическим показателем.

### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Murakami.S. (1990) Journal of Computational Wind Engineering and Industrial Aerodynamics 36.p 517-538
2. Козлов М.В, Безбородов Е.Л. Вестник МГСУ // Конструктивные схемы высотных зданий
3. Журн. Высотные здания. 2018 // Использование рельефной несущей наружной оболочки в высотном строительстве С. 103-113

## ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ТРОСОВ В ВЫСОТНОМ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Принцип вантовых конструкций основан на оптимальном использовании прочности на растяжение материала кабеля за счет использования чистого натяжения. Силы изгиба не возникают или пренебрежимо малы, потому что несущие тросы подстраивают свою геометрическую форму к действующей нагрузке. Поскольку сила растяжения действует по всему поперечному сечению, более тонкий каркас, а также меньший вес позволяют строить более длинные пролеты.

Вантовые конструкции использовались человечеством с незапамятных времен. Идея применения гибких растянутых элементов растительного происхождения для перекрытия рек и ущелий возникла, очевидно, на заре человеческого общества. Первые цепные висячие мосты, оказавшиеся способными соответствовать современным требованиям, были построены в Северной Америке в конце 18 столетия.

Качественный переход от использования цепей к стальным тросам происходит в первой половине 19 века вместе с развитием сталелитейной промышленности. Рождение массового высотного строительства современного типа соответствует по времени появлению и развитию такого материала как железобетона. Характеризующей особенностью бетона как материала является его неспособность воспринимать растягивающие нагрузки, поэтому в 1886 году в США П. Джексон подал заявку на патент на использование преднапряжения арматуры при строительстве мостов, тем самым впервые предлагая усилить бетонную конструкцию элементом, работающим исключительно на растяжение. Однако данный опыт применяется преимущественно к отдельным элементам конструкции, нежели к конструкции целиком. На рубеже веков возводятся первые высотные здания из железобетона, имеющие каркасную или стеновую конструкцию с небольшими пролетами. В последующие годы, уже в 20 веке, использование тросов в высотном строительстве находит применение в возведении башен и вышек с оттяжками, сопутствующем развитию радио- и телевидения. Свободно стоящие вантовые системы, заземленные в основании посредством фундамента, и выполненные в виде предварительно напряженных стержней переменной жесткости, состояли из центрального ствола и параллельных оттяжек.

Среди конструкций из железобетона, укрепленных канатами, наиболее известны творения инженера Н.В. Никитина, Останкинская Телебашня и скульптура “Родина-мать зовет!” Оба сооружения возведены

из железобетона, преднапряжение которого осуществляется с помощью канатов, натянутых в полости конструкции, что во многом повторяет структуру башен с оттяжками. Еще один известный проект, использующий данные идеи - башня Sydney Tower, однако положение оттяжек в данном сооружении отличается - вместо параллельности вертикальной конструкции, расположенные под углом оттяжки образуют поверхность гиперболоида.

Принципиально иной подход используется в так называемых подвешенных конструкциях. Первое здание подобной схемы, BPBuilding в Антверпене, было возведено в 1963 году имеет уникальную консольную конструкцию пола и тросовые опоры. Все 10 этажей поддерживаются внешними вертикальными тросами, прикрепленными к балкам крыши: вес балок крыши, всех полов и внешних стен несет центральное ядро. Еще одним заметным зданием данной схемы является 8-этажное здание Центрального Банка Ирландии в Дублине (1976 г.). Помимо закрепления этажей с помощью тросов, данное конструктивное решение позволило осуществить сборку каждого этажа на земле, с последующим поднятием этажа в проектное положение с их помощью. Башня Riverplace Tower в Джексонвилле, Флорида, имеет уже 28 этажей, и вместо центрального ядра несущими конструкциями являются 8 железобетонных колонн, расположенных по периметру здания. Натянутые между консольными балками горизонтальные тросы поддерживают плиты этажей, позволяя полностью избавиться от промежуточных опор в планах этажей.

Проект Вернера Зобека Orbit Tower, получивший первый приз журнала "Metalsin Construction" в 2017 году, предусматривает возведение 44-этажного жилого здания без использования несущих колон. Система восприятия горизонтальных нагрузок состоит из монолитных бетонных стен центрального ядра здания, в то время как нагрузка от собственного веса конструкции воспринимается композитной стальной каркасной системой перекрытий из многослойной стали, состоящей из плиты перекрытия на металлической основе. Нагрузки через каждую плиту передаются на стены центрального ядра с одной стороны и на стальные тросы, расположенные по всему периметру. Тросы переносят нагрузку с перекрытий вверх на фермы, расположенные поверх каждого 10-этажного блока, а оттуда нагрузка передается на ядро и затем вниз на фундамент. На каждом техническом этаже на равном расстоянии друг от друга расположено 6 основных консольных ферм, пересекающихся в самом центре ствола здания. Также по периметру размещены многогранные фермы поддерживающие подвешенные тросы и сообщающие нагрузку на основные консольные фермы с каждой стороны. Все фермы имеют высоту технического этажа, а ядро было спроектировано таким образом, чтобы не мешать элементам ферм. Приведение всех нагрузок к

нагрузкам на ядро здания также позволяет существенно снизить требуемую площадь фундамента.

Еще один заметный проект был представлен бюро RS Systems в 2019 году. Сверхтонкий небоскреб 265 W 45th ST в Нью-Йорке будет иметь высоту 400 м при параметрах основания 30х30 м. В башне используется инновационная конструктивная система, которая определяет ее внешний вид. Из-за чрезвычайно ограниченного места было принято решение отказаться от колонн по периметру и заменить их набором стальных тросов, которые проходят и скручиваются по высоте башни, что позволяет создать сверхлегкую, но прочную конструкцию. Кабели закреплены в фундаменте, зонах инженерных сетей и привязаны к ядру на верхнем несущем кольце. Спиралевидное расположение тросов, оплетающих здание по поверхности фасада, удерживает всю конструкцию в проектном положении.

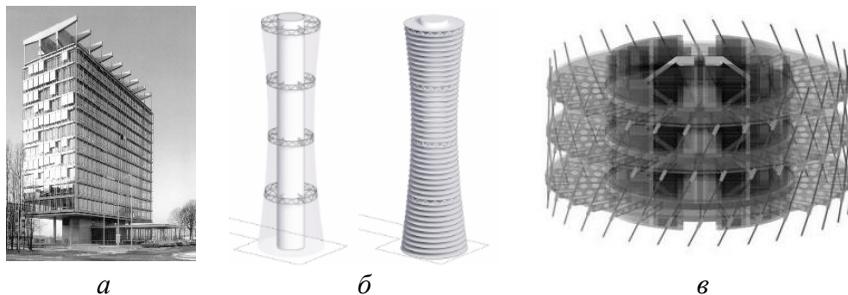


Рис. 1. Проекты подвешенных конструкций:  
а) VPBuilding, Антверпен,  
б) Orbit Tower, Нью-Йорк,  
в) 265 W 45th ST, Нью-Йорк.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Высотные Здания 2/18, Скайлайн Медиа, 2018. 101 с.
2. Башнев Р.А. 265 W 45th ST // RB Systems, 2019
3. Кривошапко С.Н. Вантовые конструкции общественных и промышленных зданий, 2019 РУДН, с 40

## СЕКЦИЯ ИСПЫТАНИЯ СООРУЖЕНИЙ

Студенты 4 курса 20 группы ИПГС **Борисов В.В., Волохова Е.В.**  
Научный руководитель – доц., канд. техн. наук, **Л.Х. Сафина**

### КОНТРОЛЬ КАЧЕСТВА МОНТАЖА Ж/Б КОЛОНН ГЕОДЕЗИЧЕСКИМИ МЕТОДАМИ

Геодезические работы при установке строительных конструкций во время возведения зданий и сооружений можно разделить на несколько операций: - контроль геодезических параметров и разметка частей конструкций; - более мелкие разбивочные работы;

Контроль геометрических параметров представляет собой обозначение фактических размеров, полученных путем входного контроля на производстве и непосредственно при приемке на объекте

При контроле геометрических параметров плоских железобетонных элементов (например, стен, панелей) измеряют длину  $l$ , ширину (высоту)  $h$ , толщину  $p$ , длины диагоналей  $d$  (рис. 1, а).

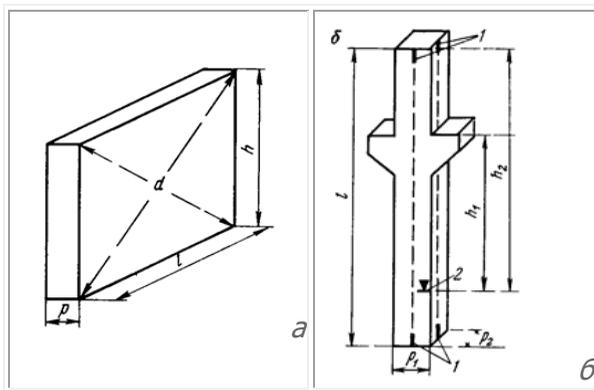


Рис. 1. Контроль геометрических параметров строительных конструкций

При контроле геометрических параметров колонн находят их длину  $l$  и элементы поперечного сечения  $p_1$  и  $p_2$  (рис. 1, б).

Также проводят разметку колонн. Для этого в основании колонны и в ее вершине намечают вертикальные линии по оси на всех плоскостях колонны. В нижней части колонны также намечают горизонтальную черту и выполняют замер до консолей, после чего, результаты в журнал.

Геодезические работы при монтаже колонн

Чтобы осуществить геодезические работы, а непосредственно геодезического контроля монтажа ж/б колонн, нужна следующая документация:

планы осей здания, фундаментов, расположения оборудования, конструкций; разрезы характерных частей фундаментных стаканов и колонн; схема исполнительной съемки фундаментов под колонны и других узлов; геодезическая разбивочная основа.

Геодезический контроль при монтаже колонн и сварке закладных деталей и узлов заключается в промерах отклонений отмеченных рисок от проектных значений, после чего геодезист выдает значения по отклонениям. В свою очередь монтажники подгоняют ж/б колонны с помощью кувалд и клиньев.



(Рис. 2. Процесс монтажа колонн)

Контроль взаимного положения устанавливаемых элементов в плане производится с помощью тахеометра -

геодезического инструмента, предназначенного для измерения расстояний, горизонтальных и вертикальных углов

В сравнении с относительно устаревшим теодолитом (рис. 3.1), современные тахеометры измеряют расстояние (отклонение) по разности испускаемого и отражённого лазерного луча. На рис. 3.1 и 3.2 приведены сравнительные значения по отклонениям, полученные теодолитом и тахеометром.

Точность измерения зависит от технических характеристик тахеометра, а также от многих внешних факторов: место установки прибора (грунт, песок, бетонная подготовка и т.д.), температуры, давления, влажности и других факторов. Помимо всего вышеперечисленного, необходимая точность достигается непосредственно квалифицированной работой геодезиста, а именно насколько точно будет выставлен прибор, исходя из находящейся на объекте ГРО – геодезическая разбивочная основа, от нее берутся все данные для выноса осей зданий.



## СОВМЕСТНАЯ РАБОТА ОРТОТРОПНЫХ ПЛИТ С ГЛАВНЫМИ БАЛКАМИ

Одним из направлений строительства является возведение пешеходных мостов из алюминиевых сплавов. Это связано с тем, что использование алюминия за счет его физико-механических свойств позволяет снизить стоимость возведения мостовых сооружений, упростить сборку и строительство, минимизировать потребление материалов [1].

Однако на данный момент в России на основе алюминиевых сплавов построено сравнительно мало мостовых сооружений, что объясняется недостаточным развитием нормативно-правовой базы. Для развития перспективного направления в сфере строительства мостов разрабатывают своды правил и нормативы. Например, пешеходные мосты из алюминиевых сплавов рассчитывают по СП 443.1325800.2019 «Мосты с конструкциями из алюминиевых сплавов. Правила проектирования» [2]. Однако данный СП нельзя использовать при возведении автодорожных алюминиевых мостов, поэтому существует необходимость в разработке такой нормативной документации. Рассматриваемая нами ортотропная плита разработана для применения при строительстве автодорожных мостов.

Предметом исследования является совместная работа ортотропных плит с главными балками. Объект исследования – главные балки и ортотропные плиты, которые изготавливаются путем экструзии отдельных секций плит на экструдере. После чего полученные секции свариваются между собой с помощью сварки трением с перемешиванием.

Цель данной работы заключается в определении напряженно-деформированного состояния (НДС) балок при совместной работе, сравнении НДС с плитами и без плит, оценке влияния пролета на совместную работу ортотропных плит и главных балок.

Метод исследования – аналитический. В программном комплексе Ansys путем использования пластинчатых плоских элементов (SHELL) были смоделированы необходимые расчетные схемы. Главные балки представляли собой двутавры в сечении. Пластинчатые элементы использованы для учета жесткости. Испытания проводились для балок длиной 8, 12, 16, 20 и 24 м (рис. 1.1, 1.2, 1.3).

Расчетная модель состоит из главных, второстепенных балок и ортотропной плиты. При моделировании всех элементов использовались пластинчатые конечные элементы. Для упрощения (экономии машинного времени) моделирования и также в силу симметрии как геометрии, так и нагрузки расчет производился для  $\frac{1}{4}$  схемы с соответствующими граничными условиями по осям симметрии.

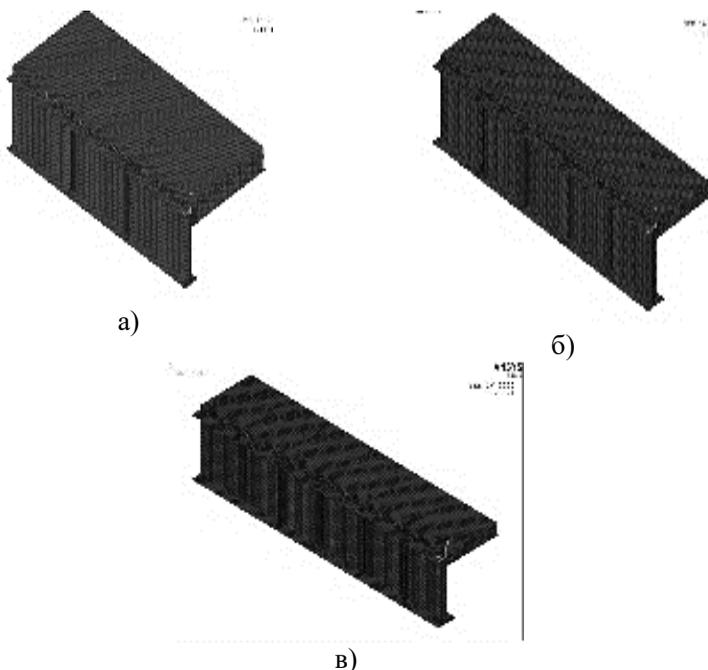


Рис.1. Пример расчетных схем для конструкций пролетом а) 12м, б)16м и в)24м

Для сравнительного анализа были проведены расчеты балок без учета ортотропных плит и с учетом. Для оценки вклада ортотропных плит при совместной работы с балками, использовались две расчетные схемы с учетом работы плиты и без нее.

Сравнив полученные результаты рис. 2, было определено, что при учете работы ортотропной плиты напряжения и прогибы в главной балке снизились, следовательно, есть возможность уменьшить ее сечения, и соответственно возможность экономии металла.

Данное сравнение было произведено для различных пролетов условного моста (8, 12, 16, 20, 24 м), после оценки снижения напряжений и прогибов главных балок был построен график зависимости уменьшения прогиба и напряжений от пролета конструкции.

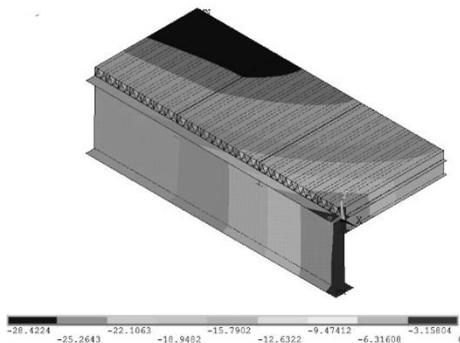


Рис. 2. Изополя перемещений конструкции при совместной работе балок с ортотропными плитами

По результатам проведенных расчетов, было выявлено, что вклад ортотропной плиты при совместной работе уменьшается при увеличении пролета конструкции, данный эффект может быть связан с двумя факторами, при увеличении пролета увеличивается количество плит, а при отсутствии жесткой связи между плитами соответственно такая конструкция теряет жесткость, также увеличение пролета ведет за собой увеличения сечения главных балок из-за чего жесткость плит по сравнению с жесткостью балок также становится все более незначительной.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Трищенко В.И. *Алюминиевые мосты: спрос отстает от предложения* // Транспорт Российской Федерации. 2017. № 5 (72). С. 73-78.
2. Коргин А.В., Романец В.А., Зейд Килани Л.З., Ермаков В.А. *Особенности проектирования ортотропных алюминиевых плит дорожного настила* // Актуальные проблемы строительной отрасли и образования: сб. докл. 2020. С. 88–94.
3. Кинжитаева А. *Применение и расчет сталежелезобетонных конструкций в российской и зарубежной практике (обзор)* // Инновации. Наука. Образование. 2021. №45. С. 157-166.
4. Каратетов Э.С., Атанов А.В. *Анализ существующих способов включения стали и железобетона в совместную работу* // Известия Петербургского университета путей сообщения. 2018. Т. 15. № 4. С. 592–604.
5. Бородкина В.В., Рыжова О.В., Улас Ю.В. *Перспективы развития алюминиевого производства в России* // Фундаментальные исследования. 2018. № 12–1. С. 72–77. DOI: 10.17513/fr.42354.

## **НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ АЛЮМИНИЕВЫХ ОРТОТРОПНЫХ ПЛИТ**

Алюминий – это самый распространённый металл в земной коре, при этом обладающий множеством очень полезных свойств, которые уже активно применяются в различных отраслях промышленности. К примеру, коррозионная стойкость алюминия за счёт его прочной оксидной плёнки делает изделия из него очень долговечными, снимая расходы на создания антикоррозионных покрытий. Строительная отрасль не исключение, инженеры со всего мира работают над способами использования этого металла в конструкциях, одно из таких направлений – это создание алюминиевых ортотропных плит, которые призваны облегчить строительство мостов в труднодоступных местах.

Как таковые конструкции из алюминия довольно давно используются человечеством, но дороговизна самого металла, а также технологическая сложность создания из него конструкций, мешала его активному распространению. При проектировании сооружений отдавался приоритет стали, из-за удобства работы с ней.

Но технологии не стоят на месте и новые методы работы с алюминием позволяют нам создавать геометрически сложные конструкции. К примеру, алюминиевые ортотропные плиты [рис. 1], разработанные в НИУ МГСУ [1], производятся при помощи методов экструзии и сварки трением с перемешиванием. Эти методы позволяют создать цельные алюминиевые плитные конструкции при минимальном расходе алюминия, что уменьшает их себестоимость, а также улучшает эксплуатационные качества.



Рис.1 Конструкция плиты

Также важной целью исследования алюминиевых ортотропных плит – является оценка их напряженно деформированного состояния, то как данные конструкции воспринимают нагрузку в различных условиях.

Для оценки напряженно деформированного состояния плит в разных направлениях была создана расчётная модель, квадратной формы, состоящая из пяти секций (рисунки 2).

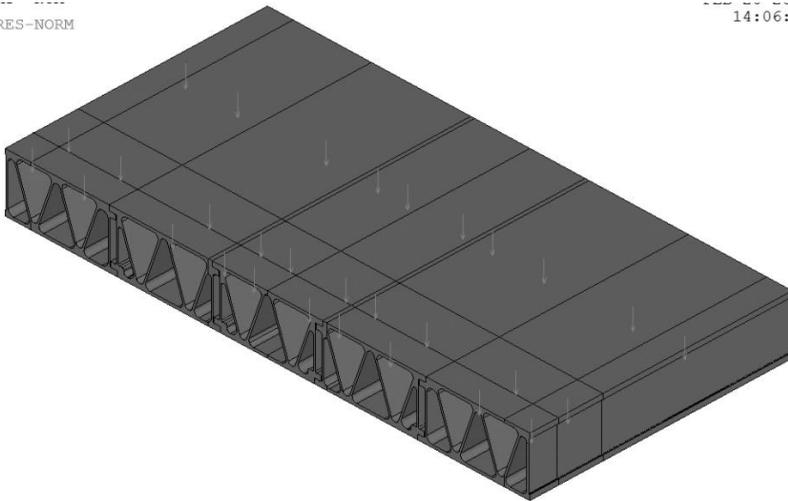


Рис.2 Расчетная модель

Расчетная модель состоит из объемных элементов типа SOLID, нагрузка равномерно распределенная опирание конструкции, закрепление модели производилось как шарнирное в трех разных участках:

- вдоль внутренних ребер,
- поперёк ребер,
- по всем 4 сторонам.

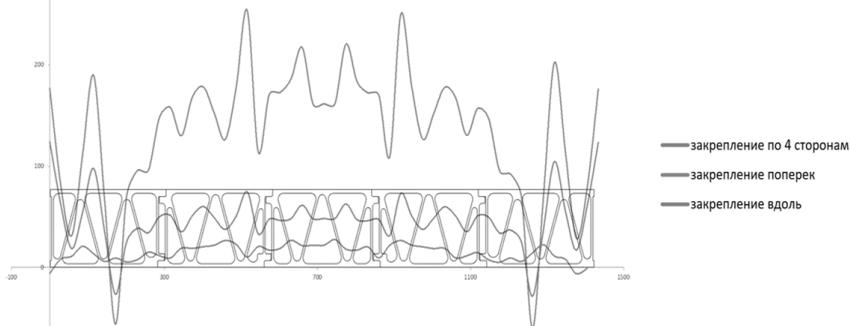


Рис.3 Эпюры напряжений

На представленном графике (рисунок 3) показаны эпюры распределения продольных напряжений в сечении плиты при опирании по 1. 4 сторонам, 2. закреплению поперек ребер и 3. При закреплении влоль. По данным эпюрам можно констатировать, что от вида закрепления зависит и распределение напряжений. Скачкообразность напряжений обуславливается неоднородностью плиты (переменной жесткостью), в местах около стыков ребер плиты возникают

повышенные напряжения, несмотря на большую амплитуду эти скачки не оказывают большого влияния на эксплуатационные характеристики.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Коргин А.В., Романец В.А., Зейд Килани Л.З., Ермаков В.А.* Особенности проектирования ортотропных алюминиевых плит дорожного настила // Актуальные проблемы строительной отрасли и образования: сб. докл. 2020. С. 88–94.

2. *Трищенко В.И.* Алюминиевые мосты: спрос отстает от предложения // Транспорт Российской Федерации. 2017. № 5 (72). С. 73-78.

3. *Коргин А.В., Романец В.А., Зейд Килани Л.З., Ермаков В.А.* перспективы и проблемы применения алюминиевых сплавов при строительстве мостов в российской федерации // вестник белгородского государственного технологического университета им. В.г. шухова. 2018. С. 42–48.

4. *Добромыслов А.Н.* «Оценка надежности зданий и сооружений по внешним признакам». Москва АСВ 2008 73стр.

## ОПЫТ УСИЛЕНИЯ СВАЙНОГО ПОЛЯ ДЛЯ ФУНДАМЕНТА МАССИВНОГО СООРУЖЕНИЯ

Перед началом строительства здания или сооружения любой сложности необходимо производить тщательные геологические изыскания.

Геологические изыскания – это комплекс работ по изучению рельефа участка, анализу структуры и свойств грунта и определению условий строительства на земельном участке.

Главная задача инженерных изысканий – изучение условий строительства зданий, строений и сооружений для обеспечения их нормальной работы в период строительства и эксплуатации. Геологические изыскания снабжают проекты строительства зданий и сооружений надежными материалами для принятия конструктивных решений [1].

Перед началом строительства зданий и сооружений необходимо осуществлять основательные и весьма подробные инженерно-геологических изысканий, позволяющие раскрыть всю сложность геологического строения, исключить ошибки проектировщиков и недоучет геологических особенностей и физико-механических свойств горных пород, а также предусмотреть необходимые профилактические мероприятия, предохраняющие сооружения от различных деформаций и обеспечить их нормальную эксплуатацию.

Рассмотрим важность правильного проведения изысканий на конкретном примере.

Строительство промышленного сооружения с размерами в осях 144х66,5 м происходило на неоднородном почвенном покрове, в котором преобладают в основном среднесуглинистые и легкосуглинистые почвы.

Здание относится к объектам горнорудной промышленности и состоит из основного производственного помещения и пристроя. В основном корпусе располагается корпус дообогащения, в пристрое – административно-бытовые помещения, электрощитовые и технологические помещения.

По результатам проведенных геологических изысканий для проектируемого здания было принято решение о возведении фундамента в виде монолитного столбчатого на свайном основании (рис. 1).

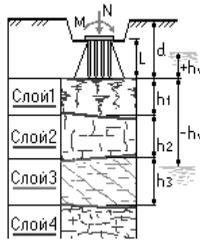


Рис.1 Конструкция фундамента

$h_i$  - толщина  $i$ -того слоя грунта,  $h_v$  – уровень грунтовых вод,  
 $L$  - длина свай,  $d$  – расстояние от уровня земли до конца  
свайного фундамента

В результате ручного и программного расчета глубина погружения нижнего конца сваи составила 17,4 м.

Однако, в ходе возведения фундаментов и их статических испытаний выяснилось, что несущая способность установленных свай не соответствует проектной. Строительство было остановлено для принятия новых решений.

Для устранения появившейся проблемы было решено провести дополнительные более точные изыскания грунтов.

По результатам новых, тщательно проведенных, геологических изысканий оказалось, что в грунтах имеются воздушные прослойки, из-за которых свайные фундаменты не обладают требуемой несущей способностью. После изысканий и новых расчетов строительство было возобновлено, принято решение усиления свайного фундамента путем увеличения их длины и глубины погружения. Также для увеличения несущей способности сваи в слабых грунтах были применены обмазки. Обмазка застывает и обеспечивает взаимодействие грунта с поверхностью сваи [3].

Увеличение длины свай было выполнено стыковкой двух свай посредством сварки, в результате чего получились составные сваи. Погружение в грунт происходило по технологии ударной забивки, для которой использовались гидравлические молоты.

Составная со сварным стыком свая состоит из верхней секции 1 с нишей 2, обрамленной закладными элементами 3 и выпусками арматуры в виде пружинных элементов 4, и нижней секцию, имеющей размер поперечного сечения, равный размеру ниши 2. На нижней секции 5 установлены закладные части 6 на расстоянии от ее торца, равном 10-50 диаметров выпуска (рис. 2).

Составные сваи после их установки были подвержены испытаниям на несущую способность.

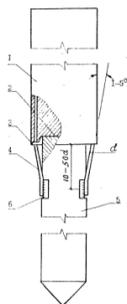


Рис. 2 Конструкция составной сваи:

1 – верхняя секция сваи, 2 – ниша верхней секции, 3 – закладные элементы, 4 – выпуски арматуры, 5 – нижняя секция сваи, 6 – закладные части

Проблема с несущей способностью фундаментов под несущие конструкции была решена, однако на это потребовались большое количество времени и дополнительные денежные расходы на проведение геологических исследований.

Приведенный выше пример показывает важность исследовательской деятельности перед началом строительства зданий и сооружений.

В процессе инженерно-геологического изыскания на этапе камеральных работ заказчику передают готовый результат изысканий. В отчет включают графические изображения и цифровые расчеты.

В конечном итоге геологического анализа грунта исследователь получает всю информацию о характеристиках, минеральном составе и типе грунта. В зависимости от типа грунта выбирают определенный тип фундамента.

Резюмируя все выше сказанное, правильно проведенные геологические исследования оказывают существенное влияние на строительный процесс. Для обеспечения главных требований надежности и прочности зданий и сооружений правильно выполненные изыскания значат больше, чем точность расчетных моделей и частных коэффициентов [2].

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *А.П. Неволин*. Инженерная геология. Инженерно-геологические изыскания для строительства. Учебно-методическое пособие.
2. EN 1997-2:2007. *Eurocode 7. Geotechnical design. Part 2. Ground investigation and testing*. CEN, 2006.
3. *А.Н. Краев и др.* Способ повышения несущей способности фундаментов на слабых водонасыщенных грунтах / 2009. - Бюл. № 22.

## ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТА МНОГОФУНКЦИОНАЛЬНОГО МЕДИЦИНСКОГО ЦЕНТРА

Демографические и социально-экономические проблемы современного мира, развитие различного рода заболеваний, требующих оказания высокотехнологичной помощи, указывает на необходимость строительства многофункциональных медицинских центров.

Одним из таких усовершенствованных учреждений здравоохранения является многопрофильный медицинский центр во Всеволожском районе Ленинградской области, который входит в состав высокотехнологичного многофункционального медицинского комплекса (рис. 1).

Цель строительства этого объекта заключается в развитии деятельности по оказанию медицинской помощи в Северо-западном регионе, повышения ее качества, проведения научных исследований на основе лучших мировых практик.

Месторасположение – является первой особенностью проекта многофункционального медицинского центра. Строительство ведется вблизи к лесорастительной зоне. Зональными на данной территории являются сосновые и еловые леса. На расстоянии около 400 м южнее и юго-западнее от южной границы участка строительства протекает река Сестра. Все эти факторы являются благоприятными условиями для лечения и реабилитации пациентов [1].

Отдаленность от городских поселений предполагает низкий уровень фонового загрязнения атмосферного воздуха, а уровень шума не превышает допустимые уровни звука для дневного и ночного времени, установленные СН и СанПиН-ми, в частности [2].

Проект предусматривает строительство Многопрофильного медицинского центра с посадочной площадкой на кровле, что является достаточно современной тенденцией при проектировании подобных зданий. В соответствии с Федеральным проектом «Развитие системы оказания первичной медико-санитарной помощи» санитарная авиация должна охватить все субъекты Российской Федерации к 2024 году.

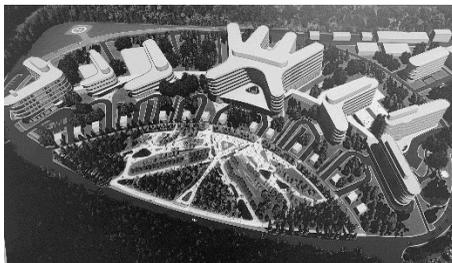


Рис. 1. Модель высокотехнологичного многофункционального медицинского комплекса



Рис. 2. Многопрофильный медицинский центр

типа системы Schuco.

Отличительной особенностью фасадного решения многопрофильного медицинского центра являются округлые завершения торцов с чередованием остекленных витражных поверхностей и карнизов, выполненных из окрашенных алюминиевых панелей, закрепленных к торцам перекрытия по технологии навесного фасада (рис. 3).

Фасад облицован алюминиевыми панелями с перфорацией по технологии вентилируемого фасада. На панели нанесены изображения соснового леса, подчеркивающие связь с окружающей природой.

К особенностям архитектурных решений, влияющим на инсоляцию палат, можно отметить затенение собственными противостоящими фасадами и их частичное расположение на неинсолируемых фасадах. Таким образом, принятые архитектурно-планировочные решения, габариты и форма объекта обеспечивают требования норм естественного освещения [3] и норм инсоляции [4].

Процесс строительства многопрофильного медицинского центра находится под особым контролем. Этому свидетельствуют испытания конструкций, производимые до постановки их в проектное положение. Например, в лабораторных и тестовых центрах были проведены испытания фасадной светопрозрачной стоечно-ригельной конструкции из профилей Schuco для определения воздухо-, водонепроницаемости, сопротивление ветровой нагрузке, согласно требованиям ГОСТов [5, 6]. А также проведены испытания на выявление пожарной опасности фасадных систем по требованиям ГОСТ [7]. Условия испытаний имитируют тепловое воздействие на фасад здания факела пламени из окна помеще-

Многопрофильный медицинский центр представляет собой единый объем сложной формы, в виде расходящихся в двух направлениях от центральной общей части шести лучей (рис. 2). Шесть крыльев примыкают к центральной части здания, из которых два под прямым углом, а остальные четыре под углом  $60^\circ$ . Фасад здания выполнен из светопрозрачной конструкции стоечно-ригельного



Рис. 3. Архитектурное решение фасада

ния с очагом пожара и учитывают возможное влияние конструкции стены и отделки, а также системы утепления на распространение опасных факторов пожара.

На объекте строительства наблюдается высокий уровень контроля качества произведенных работ. При приемке работ используется детектор для определения наличия армирования кладки. Произведены испытания по определению усилия отрыва кровельной гидроизоляционной мембраны Технониколь от поверхности основания (рис. 4). Испытание проводится домкратом, фиксирующим усилие выдергивания мембраны на счетчике динамометра, при котором происходит отрыв. Результаты испытания (место и усилие отрыва) могут указывать на качество используемого материала, заявленного производителем и качество выполненных работ по устройству гидроизоляционного ковра.



Рис. 4. Проведение испытания на отрыв мембраны

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 158.13330.2014 «Здания и помещения медицинских организаций. Правила проектирования (с Изменениями N 1, 2)»
2. СанПиН 2.1.3.2630-10 «Санитарно-эпидемиологические требования к организациям, осуществляющим медицинскую деятельность»
3. СанПиН 2.2.1/2.1.1.1278-03 «Гигиенические требования к естественному, искусственному и совмещенному освещению жилых и общественных зданий»
4. СанПиН 2.2.1/2.1.1.1076-01 «Гигиенические требования к инсоляции и солнцезащите помещений жилых и общественных зданий и территорий»
5. ГОСТ 26602.2 «Блоки оконные и дверные. Методы определения воздухо- и водопроницаемости»
6. ГОСТ 26602.5 «Межгосударственный стандарт блоки оконные и дверные. Методы определения сопротивления ветровой нагрузке»
7. ГОСТ 31251 «Стены наружные с внешней стороны. Метод испытаний на пожарную опасность»

## НЕОБХОДИМОСТЬ СОВЕРШЕНСТВОВАНИЯ КОНСТРУКЦИЙ ФУНДАМЕНТОВ И ТЕХНОЛОГИИ ИХ ВОЗВЕДЕНИЯ В КРИОЛИТОЗОНЕ

Множество районов распространения многолетнемерзлых грунтов на территории Российской Федерации все еще не освоены (Рис. 1). Принимая во внимание все передовые разработки в области науки и технологий, остается ряд проблем, которые затрудняют освоение данных территорий. Укороченный световой день, многолетнемерзлый грунт, стабильные отрицательные температуры – все эти факты значительно осложняют исследования и строительство на территориях распространения многолетнемерзлых грунтов.



Рис. 1. Граница распространения ММГ

В криолитозоне предсказать изменения температурного режима грунтов практически невозможно. Грунты в таких районах довольно прочны и не подвергаются никаким воздействиям, что, несомненно, является большим преимуществом, но возведение зданий и сооружений на таких грунтах несомненно приведет к изменению температурного режима оснований в период строительства и эксплуатации.

На данный момент существует множество примеров оттаивания многолетнемерзлых грунтов в процессе эксплуатации зданий и сооружений в районах Крайнего Севера. Это могут быть дороги нефте и газопроводы, здания и сооружения обслуживающие данные предприятия и многое другое. Как правило, такие на территориях распространения многолетнемерзлых грунтов применяют в качестве оснований свайные фундаменты, ведь именно благодаря им имеется возможность сохранения температурного режима грунтов.

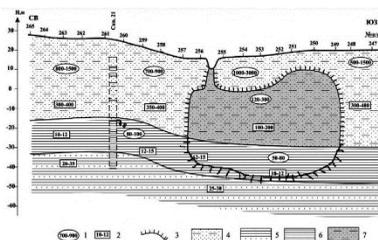


Рис. 2. Талик

Так как же поведут себя многолетнемерзлые грунты? Ученые всего мира предсказывают глобальные потепления, приводящие к изменению климатических условий. В первую очередь это повлияет на глубину сезонного оттаивания и промерзания многолетнемерзлых грунтов. Конечно, все изменения приве-

дут к возникновению области незамерзающей почвы, так называемым таликам (Рис.2).

Но сможет ли полностью исчезнуть мерзлый слой грунта, толщиной ориентировочно 10 метров? По предварительным оценкам экспертов, этот процесс может занять пять-десять лет. Талик будет увеличиваться, но мерзлый грунт все равно сохранится по ним.

Основываясь на многолетнем опыте проектирования, строительства и эксплуатации зданий и сооружений на многолетнемерзлых грунтах, можно сделать вывод, что надежность и устойчивость обеспечивается лишь при соблюдении всех особенностей геотехнических свойств многолетнемерзлых грунтов, с учетом динамических нагрузок, физического, механического и теплового воздействия зданий и сооружений на основания.

На основании полученного опыта изучения многолетнемерзлых грунтов выделяют два основных принципа строительства на таких грунтах: «принцип I – многолетнемерзлые грунты основания используются в мерзлом состоянии, сохраненном в процессе строительства и в течение всего периода эксплуатации сооружения...; принцип II - многолетнемерзлые грунты основания используются используются в оттаянном или оттаивающем состоянии...» [1].

На сегодняшний день в большинстве случаев применяют I принцип.

Увеличение температурного режима грунтов приводит к резкому уменьшению несущей способности основания, нагрузка с свою очередь не изменяются, в связи с чем возникают деформации. Трещины, неравномерные осадки, деформации и другие аварийные случаи как раз и являются результатом изменения температурного режима грунтов. (Рис. 3).

С учетом всех вышеуказанных фактором, необходимо четко понимать состояние грунтов, прогнозировать их изменение, и разрабатывать систему управления процессами, предугадывать риски, процессы и последствия.

Определим основные факторы, снижающие надёжность конструкций [2]:



Рис. 3. Обрушение жилого дома в пос.Черский в результате проседания грунтового основания деформации зданий на Крайнем Севере

- субъективные (ошибки в результатах инженерно-геокриологических изысканий, некорректное проектирование, брак на производстве, нарушение эксплуатационного режима оснований (Рис. 4));

- объективные (непредсказуемые изменения физико-механических свойств, климатические условия, поверхностные и подземные воды, особенности геоморфологических процессов и форм рельефа, особенности свойств и строения, мощности пород, глубины сезонного промерзания и протаивания, криогенные процессы и литологические параметры);

- экономико – и социально-географические (населением, его культурой и традициями, менталитетом, образованием, политикой, особенностями экономического развития субъектов и т.п.).

В связи с этим можно сделать вывод: востребованность строительства зданий и сооружений в районах распространения многолетнемерзлых грунтов будет только увеличиваться, что повлечет за собой дальнейшее изучение территорий и особенностей строительства в районах распространения вечной мерзлоты, разработке новых технологий устройства и возведения фундаментов, наиболее экономичных и менее затратных способов их устройства.



Рис. 4. Фото развития аварийной ситуации для здания детского сада (г. Чита), возникшей в результате оттаивания линзы многолетней мерзлоты. Типичный дом с несущими стенами.

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СВОД ПРАВИЛ. ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ НА ВЕЧНОМЕРЗЛЫХ ГРУНТАХ. СНИП 2.02.04-88. СП 25.13330.2020 ОТ 08.04.2020

2. Кроник Я.А. Аварийность и безопасность природно – техногенных систем в криолитозоне. // В сб. док. Материалы второй конференции геокриологов России. МГУ им. М.В. Ломоносова, 6-8 июня 2001г. Том 4. Инженерная геокриология. М.: Изд-во МГУ, 2001, с.138-144.

3. Н.А. Цытович «Механика грунтов» краткий курс, Москва 2011 г.

## НЕРАЗРУШАЮЩИЕ МЕТОДЫ КОНТРОЛЯ ГЕОМЕТРИЧЕСКИХ ПАРАМЕТРОВ СВАЙНОГО ФУНДАМЕНТА ДЛЯ ВОЗОБНОВЛЕНИЯ ПРЕРВАННОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

В виду множества причин строительные компании не состояниии закончить новое строительство. К таким причинам можно отнести нехватку собственных средств, смену политической обстановки или же существенное удорожание стоимости производства строительного- монтажных работ на объекте строительства. В следствии данных проблем становятся необходимы работы по консервации объекта с дальнейшей перспективой возобновления прерванного строительства.

До момента возобновления строительства или реконструкции на ранее законсервированном объекте необходимо выполнить детальное (инструментальное) техническое обследование сооружения для определения точных геометрических характеристик и последующим расчетом несущей способности имеющихся (уже построенных) конструкций и оценки их технического состояния.

Для определения категории технического состояния свай применяется комбинация современных технологий обнаружения и исследования свай при помощи сверхширокополосного трехмерного сканирования поверхности фундаментной плиты, метода радиолокации и сейсмоакустического метода испытания свай.

Для определения места расположения свай с точностью до 10 мм под фундаментной плитой, при ее наличии, применяется портативный георадар Proseq GP8000 (рисунок 1). В свою очередь толщина фундаментной плиты определяется методом радиолокации прибором ОКО АБ-1200 (рисунок 2).



Рис. 1. Георадар Proseq GP8000



Рис. 2. Радиолокатор АБ-1200

Армирование фундаментной плиты, связывающей оголовки свай, устанавливается методом широкополосного трехмерного сканирования.

После чего проводится определение глубины и состояния сваи сейсмоакустическим методом прибором Спектр-4.0 (Рисунок 3). Российские нормативные документы по данному методу не разработаны.

Проведение сейсмоакустического метода производится в следующей последовательности.

Этап 1: возбуждение упругих колебаний в теле сваи и регистрация сигнала отклика прибором. Для регистрации упругих колебаний используются приборы марки «СПЕКТР-4.0». Место установки датчика-акселерометра может быть различным:

установка производится непосредственно на оголовки сваи, при наличии доступа к нему, на участок ростверка над сваем, или на площадку, изготовленную в свае.

Перед установкой датчика на исследуемую сваю наносят специальный адгезив, обеспечивающий наилучший акустический контакт между сваем (фундаментной плитой или ростверком) и датчиком. С помощью силоизмерительного молотка и специальной насадки возбуждаются упругие волны. Насадка подбирается исходя из материала обследуемых конструкций, целей контроля и прочих параметров.



Рис. 3. Прибор Спектр-4.0

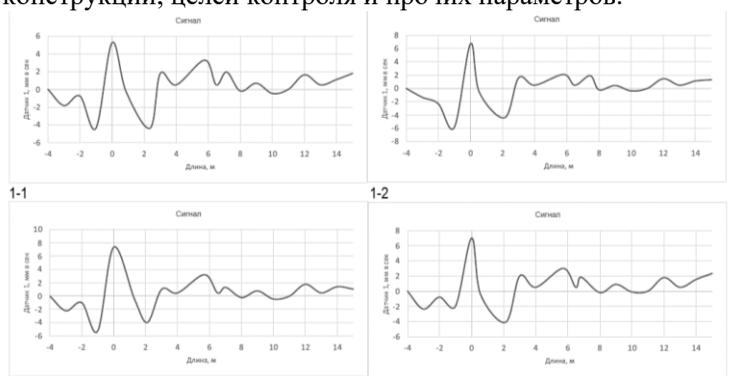


Рис. 4. Рефлектограммы

Этап 2: при помощи рефлектограмм, пример которых представлен на рисунке 4, определяется скорость распространения акустической волны в теле сваи и по характерным пикам на графиках определяется номинальная длина сваи.

Этап 3: обработка полученных графиков – рефлектограмм при помощи временного и спектрального анализа.

Точки перегибов на графиках (пики) указывают на момент времени, в которых датчики регистрируют волны возбуждения или отражения. Первый перегиб графика (пик) соответствует моменту возбуждения колебания силоизмерительным молотком. Другие перегибы (пики) являются отражениями волны от дефектов (полостей, каверн), смены грунтовых условий или конца сваи.

Интерпретация графиков (рефлектограмм) должна производиться опытным специалистом. Основаниями для интерпретации может служить имеющееся проектная или исполнительная документация или комплексный анализ грунтовых условий, конструктивных особенностей объекта с выводами о теоретически возможной и логично обоснованной длине свай.

Результаты проведенных испытаний длины свай представляют в виде таблиц:

Таблица 1

Результаты контроля длины свай

№ сваи	Диаметр сваи, мм	Длина от подошвы фундаментной плиты, м
1	1020	4,42
2	1020	4,49
3	820	4,41
4	820	4,45

Таким образом в результате проведенных испытаний фундаментов при помощи сверхширокополосного трехмерного сканирования поверхности фундаментной плиты, метода радиолокации и сейсмоакустического метода испытания свай были полученные данные по фактическому состоянию свайных фундаментов без применения земляных работ.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 24.13330.2021. Свайные фундаменты Актуализированная редакция СНиП 2.02.03–85.
2. «Возможности сейсмоакустических и ультразвуковых методов при контроле качества свайных фундаментов» Капустин В.В., Чуркин А.А., журнал «Геотехника», 2018 г.
3. Ю.В. Гудзь, И.В. Кремер, Ю.М. Прошин, Л.П. Черкашин, А.В. Шиянов. Особенности проведения работ по безопасной остановке на длительный период (консервация) опасных производственных объектов. Разработка документации и ее экспертиза. // Научные труды КубГТУ. 2019. №10.

## ПРОБЛЕМЫ ОБСЛЕДОВАНИЯ МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

В 21-ом веке использование монолитного железобетона стало очень популярным для возведения несущих каркасов зданий, т.к. этот материал удовлетворяет многим требованиям современного строительства и проектирования: возможность проектировать сооружения разных габаритов и планировок со сложными формами конструкций; выгодная себестоимость; способность хорошо воспринимать динамические нагрузки. Однако возникают некоторые трудности при обследовании этих конструкций.

Обследование железобетонных конструкций есть комплекс поочередных мероприятий, ставящих перед собой цель определить реальное техническое состояние и фактическую способность железобетонных конструкций здания воспринимать действующие и возможные нагрузки. Процесс обследования может состоять из двух этапов: предварительное (общее) обследование и детальное (инструментальное) обследование. Для более точного выявления причин деформаций и обрушений железобетонных конструкций прибегают к инструментальному методу обследования. Например, для подтверждения той или иной арматуры используют технологию вскрытия вертикальных, горизонтальных конструкций и узлов их сопряжения. Полученная информация позволяет нам более точно определить класс и состояние требуемой арматуры и выявить фактическую расчетную схему обследуемых конструкций, следовательно, анализировать схему сооружения на восприятие приложенных реальных нагрузок для выявления, например, причин деформаций и обрушений. Но для конструкций из монолитного железобетона данная технология может осуществляться только совместно с исполнительной документацией, т.к. принцип армирования монолитных конструкций индивидуален, поэтому использование исполнительной документации помогает точно определить зоны, где необходимо провести обследование. В особенности, исполнительная документация необходима при обследовании горизонтальных конструкций: монолитных междуэтажных перекрытий и фундаментов, т.к. в отличие от других конструкций в них предусматривается большое количество зон дополнительного армирования. Следовательно, отсутствие исполнительной документации очень усложнит работу для специалистов по обследованию, т.к. без ее наличия будет практически невозможно точно определить зоны, требуемые для вскрытия, что не даст качественных результатов обследования. Более того, без необходимых планов метод вскры-

тия может привести к обрушению и большим деформациям конструкции: инженер-обследователь, не имея представления о принятой схеме армирования конструкций, не сможет предотвратить повреждение бетона в критических зонах конструкций, что может привести к ослаблению сечений и узлов.

На замену технологии вскрытия конструкций в настоящее время внедряют неразрушающий метод обследования. Приборы, используемые при этом методе, позволяют произвести работы по обследованию быстро и без ущерба для объекта. Например, существуют георадары для обследования железобетонных конструкций: прибор излучает электромагнитные волны, которые, отражаясь от стальных элементов за защитным слоем бетона, воспроизводят на экране реальную картину принятого армирования.



*Рисунок 1. Георадар для бетона PROCEQ GPR LIVE*

Но эта технология также не совершенна, т.к. обследование неразрушающим методом значительно дороже по сравнению с методом вскрытия, и, самое главное, результаты бывают неточными: современные приборы не определяют использованный класс арматуры и применение их для анализа сложных узлов армирования практически не имеет

смысла. Например, в армировании монолитных железобетонных плит перекрытий в области вертикальных конструкций может быть предусмотрено дополнительное поперечное армирование из расчета на продавливание, которую устанавливают, загибая её вокруг продольной арматуры или приваривая к ней. От выбранного метода крепления зависит несущая способность конструкции, имеющая большое значение для результатов обследования. Определить это можно только при помощи вскрытия, неразрушающим методом узнать это практически невозможно.

Эти проблемы при обследовании монолитных железобетонных конструкций имеют большую значимость, т.к. с ростом количества монолитных зданий и сооружений увеличивается потребность в их обследовании. В будущем следует развивать методы и технологии обследования, а также обратить внимание на важность сохранения исполнительной документации, т.к. она необходима для осуществления качественного обследования. Возможно, развитие проектирования с применением BIM- технологий будет способствовать более эффективному применению исполнительной документации, т.к. BIM-модель здания хранится на электронном носителе и содержит в себе всю необходимую информацию по проекту.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Лужин О.В. и др. Обследование и испытание сооружений. Учеб. для вузов (1987)
2. Байков В.Н., Сигалов Э.С. Железобетонные конструкции. Общий курс. М., 1991. С. 60-65.
3. Обследование и испытание зданий и сооружений Козачёк В.Г. Нечаев Н.В. Нотенко С.Н. Римшин В.И. Ройтман А.Г. Год издания 2004
4. СП 13-102-2003 «Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений»
5. СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции»

## ОСОБЕННОСТИ ВОЗВЕДЕНИЯ МОДУЛЬНЫХ ЗДАНИЙ

Модульное строительство набирает популярность в последние несколько лет. В данной работе рассмотрим технологию современного модульного строительства.

Модульное строительство — это процесс, который включает в себя сбор зданий на заводах за пределами площадки и их транспортировку на рабочую площадку для установки. Модульные конструкции соответствуют тем же строительным нормам и правилам, что и традиционные здания, они состоят из небольших сборных единиц, называемых модулями, которые собираются после прибытия на строительную площадку.

Использование модульной системы не противоречит всем современным тенденциям в строительстве и архитектуре. Здания минималистичны, современны, энергоэффективны и отвечают требованиям устойчивого развития, часто они наделены функциями умного дома и выполнены из экологичных перерабатываемых материалов.

Модульное строительство может быть выполнено из различных строительных материалов, таких как бетон, сталь или дерево. На заводе модули изготавливаются с использованием систем сборочных линий и строительных технологий, что обеспечивает эффективный и стандартный процесс. Использование точного моделирования и конструирования на заводе снижает потребность в изменениях и корректировках. Перед отправкой с завода строятся стены, полы, крыши устанавливаются двери и окна, а также добавляется электропроводка, водопровод и воздуховоды. Многие современные модульные здания даже перед отправкой с завода оснащаются фурнитурой и отделкой. Когда модули построены, их доставляют на строительную площадку на бортовых грузовиках и собирают в заранее определенном порядке, в процессе, который использует краны для установки модулей на заранее заданный фундамент. После того, как модули установлены на место, специалисты по строительству легко соединяют их вместе, чтобы создать единое здание. Полученные конструкции часто заканчиваются в два раза быстрее, чем аналогичные здания на традиционных площадках.

Модульные сооружения бывают двух типов: **постоянные или временные**. Здания, предназначенные для постоянного нахождения там людей, такие как сборные дома, строятся в соответствии со стандартами, которые равны или выше, чем для традиционных методов.

Этап проектирования требует особого внимания при создании модульных зданий. Как правило, используются системы САПР, аддитивное производство и системы управления производством, чтобы убедиться, что допуски сборки контролируются, а любые отклонения от

норм могут быть устранены. поскольку компоненты не могут быть легко переустановлены на месте. Стоимость варьируется в зависимости от масштаба проекта и используемых материалов. Срок службы модульного здания зависит от того, будет ли оно временным или постоянным.

Модульная конструкция звучит прогрессивно и очень выгодно. Однако, как и в случае с другими методами строительства, существуют некоторые положительные и отрицательные стороны вопроса, которые могут повлиять на успех или провал модульного проекта. Стоит начать с многочисленных преимуществ модульного строительства.

1. Экономия времени на строительство. Модульная конструкция позволяет выполнять часть работы на заводе.

2. Еще одним преимуществом является хранение материалов. Собирая модули на заводе, строительные площадки могут оставаться чище и безопаснее.

4. Меньше отходов.

5. Большая гибкость и повторное использование. Модульные здания можно разбирать, а модули перемещать или модернизировать для нового использования.

6. Более безопасное строительство

7. Лучше спроектированное здание и BIM.

8. Большие возможности дизайна.

На фоне длинного перечня плюсов, модульное строительство обладает и недостатками.

1. Ограниченный ассортимент.

2. Процесс утверждения сложнее.

3. Транспортные риски. Транспортировщики и такелажники должны быть предельно осторожны с каждым модулем, так как одна авария во время транспортировки может потребовать значительного ремонта или замены всего модуля.

4. Финансирование. Поскольку модульное строительство требует покупки и изготовления вещей в более короткие сроки, счета обычно намного больше в начале периода строительства.

Эффективность строительной системы из «блок-модулей» на сегодняшний день, доказана мировой практикой, на примере достаточного количества разнотипных зданий и доказывается ежегодно с каждым введенным в эксплуатацию объектом за рубежом.

Например, группа Компаний «МонАрх» непрерывно развивает свои технологические мощности и с 2021 года силами «Комбината Инновационных Технологий - МонАрх» строит «Технополис модульного домостроения» в Новой Москве. Продукция комбината - это крупногабаритный железобетонный модуль повышенной заводской готовности, что позволяет обеспечить беспрецедентную скорость монтажа и ввод здания в эксплуатацию.

Так же, компания Elmaso производит быстровозводимые модульные здания «под ключ» на основе металлических блок контейнеров, а также металлических каркасов с сэндвич-панелями. Завод модульных зданий находится в Санкт-Петербурге.

### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Батуков С.А. Перспективные направления развития строительной отрасли России // Российское предпринимательство. – 2008. – Том 9. – № 12. – С. 102-105.

2. Modular construction takes center stage in Wembley [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.buildingconstructiondesign.co.uk/news/modular-construction-takes-centre-stagein-wembley> (дата обращения 14.03.2023).

3. Premier modular. UCL-John Dodgson House [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://www.premiermodular.co.uk/case-studies/ucl-john-dodgson-house> (доступ свободный)

4. Building. Construction methods: modular [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://www.building.co.uk/data/construction-methods-modular/5094760.article> (дата обращения 14.03.2023).

5. Modular construction: From projects to products by Nick Bertram, Steffen Fuchs, Jan Mischke, Robert Palter, Gernot Strube, and Jonathan Woetzel – 2019 с. 3-7.

6. Modular Construction: Reinventing the Building Process [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://www.bigrentz.com/blog/modular-construction> (дата обращения 14.03.2023).

## ОРГАНИЗАЦИЯ ПРОИЗВОДСТВА ПРИ ОБСЛЕДОВАНИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

### **Аннотация**

В статье рассматривается проблема организации производства при обследовании зданий и сооружений, а именно отсутствие научных исследования в области организации и технологии проведения обследовательских работ.

### **Введение**

В современном мире принято считать, что обследование зданий и сооружений подразумевает методы и способы исследования строительных конструкций. Но все забывают, что необходимо учитывать и организацию производства, которая подразумевает систему мер, направленных на рациональное сочетание производства, деятельности человека и предметов труда. Организация производства при обследовании подразумевает правильный подбор численности и профессионального состава звеньев и бригад, рациональную численность состава бригад, создание благоприятных условий при обследовании объекта.

Законодательство не ограничивает строительные организации в количестве звеньев в бригаде, а также само количество бригад. Но необходимо учитывать, что переизбыток рабочих придет к неэффективному использованию человеческих ресурсов.

Принято считать, что в звено (группа рабочих одной профессии и специальности) состоит из 2-5 человек, а бригада состоит из нескольких звеньев.

Исходными данными для формирования состава бригады являются:

- перечень комплекса работ и их объемов;
- суточный режим работы машин, оборудования и рабочих (в сменах);
- продолжительность рабочей смены (в часах)

### **Нормативно-правовая документация:**

1. ГОСТ 31937-2011 «Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния»
2. СП 13-102–2003 «Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений»
3. СП 48.13330.2011 «Организация строительства»
4. ФЗ-№384 от 30.12.2009г. «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений»

5. Приказ Минтруда России от 11.12.2020 N 883н "Об утверждении Правил по охране труда при строительстве, реконструкции и ремонте"

6. Приказ Минтруда России от 31.07.2019 N 537н "Об утверждении профессионального стандарта "Специалист по эксплуатации гражданских зданий"

### **Методы исследования**

Последовательность проведения работ при обследовании состоит из 3-х этапов, закрепленных в ГОСТ 31937-2011 «Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния»:

1. Подготовка к проведению обследования – ознакомление с объектом обследования, подбор и анализ соответствующей проектно-технической документации
2. Предварительное (визуальное) обследование – это предварительная оценка технического состояния строительных конструкций и инженерного оборудования, определение необходимости в проведении детального обследования, его объеме и уточнение программы работ
3. Детальное (инструментальное обследование) – это анализ причин появления дефектов, а также повреждений в конструкциях; измерение необходимых для выполнения целей обследования геометрических параметров зданий (сооружений), конструкций, их элементов и узлов.

Причины проведения обследования и мониторинга состояния зданий и сооружений также закреплены в ранее указанном ГОСТ 31937-2011:

1. По истечении нормативных сроков эксплуатации зданий и сооружений
2. При обнаружении значительных дефектов, повреждений и деформаций в процессе технического обслуживания, осуществляемого собственником здания (сооружения)
3. По результатам последствий пожаров, стихийных бедствий, аварий, связанных с разрушением здания (сооружения)
4. По инициативе собственника объекта
5. При изменении технологического назначения здания (сооружения)
6. Исполнение предписания органов, уполномоченных на ведение государственного строительного надзора

### **Результаты**

Для оптимальной организации производства необходимо сформировать организационную структуру, рассчитать продолжительность производства и объема работ и типов объектов, создать технологические карты проведения обследовательских работ, рассчитать трудозатраты в этих работах, а также научно обосновать затраты труда на проведение работ.

### **Обсуждение**

Таким образом, сформулированы основные проблемы, связанные с отсутствием нормативно-правовой базы по организации и технологии работ при обследовании зданий и сооружений.

### **Вывод**

В современном мире от корректно построенной организации производства в строительстве зависит многое, например, охрана здоровья, труда, общественной безопасности, окружающей среды. Также организация производства нужна для прогнозирования и расчета потребностей трудовых ресурсов и стоимости работ.

### **БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК**

1. *ГОСТ 31937-2011* «Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния»
2. *Федоров В.С., Левитский В.Е., Терехов И.А.* Обследование и испытание строительных конструкций зданий и сооружений. Учебное пособие. Изд. МИИТ 2021г. – 131с.

## ИСПЫТАНИЯ АНКЕРОВ НА ВЫРЫВ ИЗ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Множество проведенных научно-исследовательских работ по применению анкерных креплений в железобетонных конструкциях дало возможность создавать различные архитектурные формы. При этом были разработанные соответствующие нормативные документы.

Одновременно архитектурная выразительность каменных конструкций не может похвастаться своей выразительностью в связи с отсутствием данных нормативных документов. В нормативных документах по применению анкерных креплений в каменных конструкциях не учитывает наличие таких факторов как два компонента конструкции (раствор, кирпич (камень), разнообразная внутренняя структура камня, различные физико-механические характеристика конструкции.

Дефекты и несовершенства соединений, недостаточная связь между разнородными материалами (а иногда и не вполне удачный выбор их физико-механических параметров) нередко обуславливают появление внутренних сдвигов, искажающих распределение усилий и напряжений по сравнению с расчетными [1-2].

Таким образом, мы подошли к необходимости проведения экспертных исследований прочности на вырыв анкерных креплений из конструктивных элементов зданий и сооружений при проведения строительного контроля. В нашем случае конструктивным элементом зданий и сооружений будет являться каменная кладка.

Термин "каменная кладка" в данной статье относится к стеновым материалам (керамический полнотелый или пустотелый камень, силикатный кирпич и блоки из ячеистого бетона).

Модель зависимости изменения несущей способности на вырыв анкерного крепления от диаметра конструкции и глубины заделки (при изменении марки кирпича с М100 до М200) следующая:

- анкер диаметром 12 мм – усилие на вырыв возрастает на 50-60% (заделка анкера составляет 50 мм);
- анкер диаметром 16 мм – усилие на вырыв возрастает 45-55% (заделка анкера составляет 50 мм);
- анкер диаметром 12 мм – усилие на вырыв возрастает на 50-60% (заделка анкера составляет 100 мм);
- анкер диаметром 16 мм – усилие на вырыв возрастает 45-55% (заделка анкера составляет 100 мм);
- анкер диаметром 20 мм – усилие на вырыв возрастает на 55-65% (заделка анкера составляет 100 мм).

В среднем усилие на вырыв анкера, вышеуказанных диаметров, увеличивается на 50%.

Разница в работе распорного анкера в многоэлементной конструкции (кладка) от химического анкера представляет 20-40% в снижении несущей способности анкерного узла, так как зона контакта анкера с поверхностью кирпича (камня) значительно больше у химического анкера. Также стоит учитывать, что при применении распорного анкера в кирпичах ниже марки М100, появляется релаксация нагрузки, что ведет к деформациям смятия кирпича в зоне анкерного узла.

Анализ результатов испытаний анкеров на вырыв из пустотелого кирпича позволяет отметить следующее:

1. для пустотных кирпичей практически невозможно установить зависимость прочности анкера на вырыв от диаметра анкера, поскольку это связано с геометрией и расположением пустот;
2. в процессе сверления отверстий в пустотном кирпиче имеет место не прогнозируемое разрушение перегородок в кирпиче, что не позволяет установить зависимость прочности анкера на вырыв от его диаметра или глубины анкеровки;
3. химические анкеры целесообразно применять в конструкции из пустотелого кирпича.

Проведенные экспериментальные исследования в части установления зависимости прочности на вырыв и деформативности анкерных креплений в многоэлементную конструкцию (кладка) в различные виды, формы и внутренней конфигурации камня дали следующие выводы:

1. Химические анкеры (диаметром 8, 12, 16 мм) применяют в кладке из пустотелого кирпича при глубине заделке 100-150 мм. В случае глубины заделки 50 мм – появляется множество переменных при расчете прочности и деформативности, связанных от состояния поверхности конструкции (влажность, микротрещины и т.д.).
2. Распорные анкерные конструкции применяют в кладке из полнотелого кирпича в связи с меньшим пятном контакта анкера с кирпичом.
3. При проектировании анкерных конструкций (химические анкеры) расчетная модель должна учитывать диаметр анкера и длина анкера [3-5].

В результате анализа проведенных экспериментальных исследований и изучения нормативных документов РФ и стран Европы, можно сделать вывод, что расчетная модель должна учитывать, как механические виды анкеров (диаметр, длина и т.д.) так физико-механические свойства кладки (кирпич (камень), раствор). В зарубежных и отечественных нормативных базах отсутствуют вышеперечисленные особенности. Также расчетные модели не включают данные зависимости анкерных креплений и кладки.

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Балларини Р., Шах С.П., Кир Л.М.* Характеристики разрушения коротких анкерных болтов, заделанных в хрупкий материал // Королевское общество. 1986. С. 35-54.
2. *Элигехаузен Р., Саваде Г.А.* Механика разрушения, основанная на описании поведения при выдергивании шпилек с головкой, встроенных в бетон // Механика разрушения бетонных конструкций. 1989. С. 281-299.
3. *ГОСТ Р 58768-2019.* Анкеры пластиковые для крепления в бетоне и каменной кладке. М.: Стандартиформ, 2020, 45 с.
4. *ЕОТА. Технический отчет. Проектирование пластмассовых анкеров в бетоне и кирпичной кладке. TR 064. Европейская организация технической оценки, 2018. 13 с.*
5. *ЕОТА. Технический отчет. Методы проектирования анкерных креплений с использованием металлических клеевых анкеров для установки в кирпичную кладку. TR 054. Европейская организация технической оценки, 2016. 12 с.*

## ПРЕИМУЩЕСТВА И НЕДОСТАТКИ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАТЯЖЕНИЯ АРМАТУРЫ

Железобетон – искусственный материал, состоящий из бетона и стальной арматуры, которые составляют единое целое и работают совместно за счет выгодного сочетания физико-механических свойств этих материалов.

На данный момент в практике строительства арматуру предварительно натягивают либо на упоры, то есть до создания железобетонной конструкции, либо на бетон, то есть после получения бетонного основания конструкции. Такой метод можно применять в сборном железобетоне и в монолитных конструкциях и элементах, в принципе сейчас больше применяется второй метод, то есть напряжение именно на созданную бетонную форму, что и будет разобрано нами более подробно.

В случае использования для натяжения имеющейся бетонной конструкции, сначала необходимо получить именно бетонную форму. Чтобы расположить в ней арматуру, необходимо устроить внутренние каналы. При этом до осуществления бетонирования в конструкции натягивают каналообразователи, которые могут быть резиновыми с сердечниками из металла, стальными в виде трубок, также могут быть использованы стальные трубы. Диаметр в этом случае должен быть больше размера стержня приблизительно на 1 см.

Для стальных труб в процессе бетонирования их поочередно вращают, а через три часа вынимают совсем, удаляя таким образом окончательно.

В полученных таким образом каналах натягивают стальные канаты, затем под тяжестью собственного веса каналы заполняют специальным составом или раствором для фиксации арматуры..

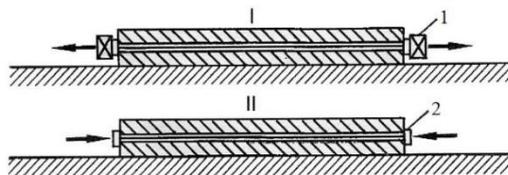


Рис.1. Принцип предварительного напряжения арматуры 1 – домкрат, 2 - анкер

Натяжение арматуры происходит с использованием гидравлических домкратов, которыми арматура натягивается. Один конец стального стержня закрепляется на специальный анкер, а второй закрепляется, как показано на рисунке 2. Сначала арматура закрепляется, потом все еще раз проверяется, после чего уже происходит натяжение арматуры.

Арматуру натягивают постепенно, увеличивая

напряжение по прибору на  $30-50 \text{ кг/см}^2$ , до необходимой величины, после этого напряжение каната увеличивают на 5% и выдерживают приблизительно 5 минут, затем понижают до требуемого, таким образом напряжение сохраняется до полного натяжения и фиксации стержня.

Когда домкраты удаляют, натяжение арматурного стержня передается на бетон, посредством анкеров на обоих концах стержня, таким образом происходит сжатие бетона, в нем возникают сжимающие напряжения.

Определим же основные плюсы предварительно напряженных железобетонных конструкций.

1. Такой способ предварительного напряжения бетона применяют для конструкций,
  2. С помощью канатов удается создавать конструкции со сложной формой, в этом случае армирование будет более эффективным
  3. В конструкции образуется меньше трещин.
- Если принять удельную стоймость арматуры за  $\eta$ , то Можно вывести следующую формулу:

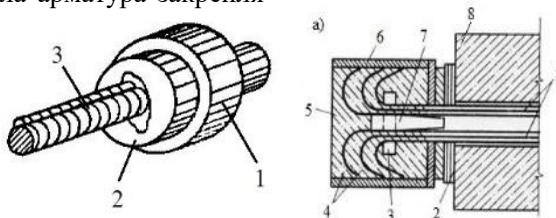


Рис.2. Фиксация натягиваемой арматуры  
 а) Стаканный анкер: 1 – натягиваемый стержень; 2 – стальные шайбы; 3 – кольцо; 4 – крюки на стержнях; 5 – бетон, находящийся в анкере; 6 – стальной стакан; 7 – стальной стержень; 8 – бетонный элемент конструкции. б) Цанговый зажим: 1- гильза; 2 – закрепляющее кольцо; 3 – натягиваемая арматура



Рис. 3. Анкерное устройство



## ОПТИМИЗАЦИЯ ВЫБОРА МЕТОДОВ НЕРАЗРУШАЮЩЕГО КОНТРОЛЯ

В настоящее время металлические конструкции являются одними из самых распространенных видов строительных материалов, они разнообразны и обширны, а само их применение стремительно развивается. В связи с растущей популярностью этого строительного материала, требования к его качеству не только возрастают, но и диктуют необходимость повышения вероятности обнаружения дефектов на каждой стадии изготовления и эксплуатации. Современный технологический комплекс на предприятиях-изготовителях позволяет выпускать продукцию без дефектов с заданными свойствами. Соответственно, можно определить, что основную роль в возникновении аварийных ситуаций играют дефекты эксплуатационные, такие, как, например, усталостные трещины – наиболее опасные, способные привести к хрупкому разрушению [1 – 2].

Применение комбинированного подхода к неразрушающему контролю (далее – НК) позволяет повысить надежность обследуемых элементов, так как включает в себя отдельные методы НК, которые, различаясь своими физическими процессами, позволяют более полно обследовать конструкцию [3 – 5]. При этом возник вопрос: какое оптимальное сочетание видов НК может привести к снижению при каждой проверке как материальной, так и временной составляющих, ведущих к увеличению сроков и стоимости обследования? Ведь для развития и уточнения комбинированного подхода необходимо также знать выявляемость дефектов каждым видом НК.

В данной статье рассмотрены различные комбинации видов НК с применением метода экспертных оценок выявляемости дефектов для каждого вида НК, описанный в [4]. Объектом исследования выступал купол здания торгово-развлекательного центра, конструкция которого представляет собой пространственный стальной каркас (рисунок 1).



Рис. 1. Фрагмент купола здания торгово-развлекательного центра

В таком элементе недопустимо наличие усталостных трещин.



оптимальные решения. На рисунке показана условная «идеальная точка» — такое сочетание видов НК, обследование которыми стремится к максимальной выявляемости при нулевой стоимости обследования.

В развитие предложенного метода оптимизации предлагается уйти от балльных оценок выявляемости дефектов к более точным вероятностным, а также расширение статистической базы и необходимое аргументированное увеличение числа учитываемых факторов.

### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Востров В.К.* Прочность, трещиностойкость и конструктивная безопасность строительных металлоконструкций на базе развития линейной механики разрушения: дис. ... д-ра техн. наук. – М., 2009. – 292 с.
2. *Mann A.* Cracks in steel structures// *Forensic Engineering*. – 2011. – Vol. 164. – Iss. 1. – P. 15-23. DOI: 10.1680/feng.2011.164.1.15.
3. *Снежков Д.Ю., Леонович С.Н.* Повышение достоверности контроля прочности бетона неразрушающими методами на основе их комбинирования// *Промышленное и гражданское строительство*. — 2018. — № 1. — С. 25–32.
4. *Корнилова А.В.* К вопросу о комбинировании методов неразрушающего контроля// *Безопасность труда в промышленности*. — 2007. — № 6. — С. 49–54.
5. *Власов И.Э., Иванов В.И.* Полезность многократного контроля// *Безопасность труда в промышленности*. — 2005. — № 12. — С. 50–53.
6. *Практическое руководство по обработке экспериментальных данных* / А.В. Корнилова, Т. Паинг, Ч. Заяр и др. — М.: Ridero, 2018. — 190 с.
7. *Younsi-Abbaci L., Moulai M.* Stochastic optimization over the pareto front by the augmented weighted tchebychev program// *Computational Technologies*. — 2021. — Vol. 26. — № 3. — P. 86–106. DOI: 10.25743/ICT.2021.26.3.006.
8. *Грошев С.В., Сабитов Д.Р.* Архитектура и программная реализация системы для оценки качества Парето-аппроксимации в задаче многокритериальной оптимизации// *Инженерный вестник*. — 2014. — № 12.
9. *Березкин В.Е., Лотов А.В., Лотова Е.А.* Изучение гибридных методов аппроксимации оболочки Эджворта-Парето в нелинейных задачах многокритериальной оптимизации// *Журнал вычислительной математики и математической физики*. — 2014. — Т. 54. — № 6. — С. 905–918

## СТАТИЧЕСКИЕ ИСПЫТАНИЯ БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ В СОСТАВЕ СТЕНЫ В ГРУНТЕ ИЗ БУРОСЕКУЩИХСЯ СВАЙ

В настоящее время выбор конструкции фундамента все чаще падает на свайные и свайно-плитные фундаменты, об этом говорит и активно развивающийся и расширяющийся парк машин и механизмов для изготовления свай.

При проектировании фундаментов с использованием свай, встает вопрос определения несущей способности свай. Несущую способность свай можно определить расчетными методами, на основании инженерно-геологических испытаний. В ряде случаев, при наличии в основании набивных, буровых свай и свай-оболочек выветрелых, а также размягчаемых скальных грунтов их предел прочности на одноосное сжатие следует принимать по результатам испытаний штампами или по результатам испытаний свай и свай-оболочек статической нагрузкой [1].

Количество испытаний определяется пунктом 7.3.1 [1], и проводится до 1% от общего числа свай на объекте, но не менее 3-х для сооружений класса КС-2 и 4-х, для сооружений класса КС-3.

Схемы установок для проведения статических испытаний подразумевают устройство анкерных свай, которые необходимы для восприятия реактивных сил. Количество таких свай определяется расчетным методом от 2-х до 8-ми шт. на одну испытываемую чаще всего используют схему с крестообразным расположением четырех анкерных свай.

Таким образом, необходимое количество свай для проведения полноценных испытаний может достигать до 36 шт., что составляет весомую долю от общего количества рабочих свай, и однозначно является дорогостоящим и трудоемким процессом.

В ряде случаев возможно существенно сократить затраты на проведение испытаний за счет устройства анкерных и испытываемых свай в составе буросекущихся свай (ограждения котлована).

Данная технология была применена на одном из объектов в городе Москва.

Ограждение котлована из буросекущихся свай является монолитной стеной в грунте, где все элементы работают совместно. Классические испытания же производятся на отдельно стоящей свае, которая контактирует только с окружающим грунтовым массивом, а при проведении испытаний на одной из свай ограждения котлована нагрузки, будут передаваться на соседние сваи, что является недопустимым.

Решение данной проблемы заключается в исполнении сваи в «оболочке» состоящей из 2 слоев пароизоляции, 2 слоев мембраны «planter» и 2 слоев пароизоляции.

Однако, ограждение котлована из буросекущихся свай, также выполняет роль противофильтрационной завесы, а использование изолированной сваи в «оболочке» нарушает монолитность конструкции. Решением данной проблемы является устройство после проведения испытаний противофильтрационной завесы вокруг испытуемой сваи выполненных из грунтоцементных элементов выполненных по технологии Jet-1 (рис. 1).

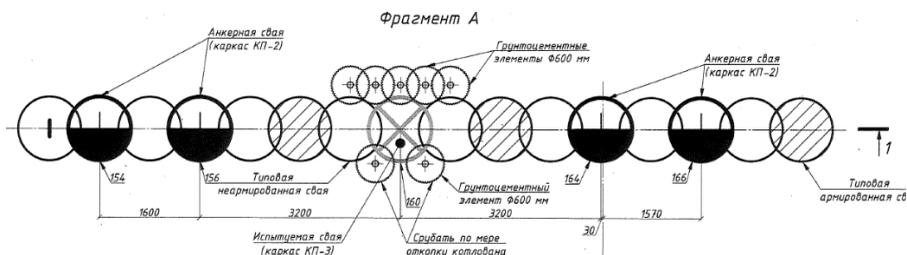


Рис. 1. Фрагмент устройства испытуемых и анкерных свай в составе ограждения котлована

Испытания выполнялись в соответствии с требованиями ГОСТ 5686-2020 [2], СП 24.13330.2021 [1]

Максимальная испытательная нагрузка составляет 2000 тс. нагружение производилось в 7 ступеней, разгрузка в 6 ступеней. Результаты испытаний отображены в таблице 1.

Если по результатам испытаний их максимальная осадка составит меньше 40мм, то в этом случае за частное значение предельного сопротивления сваи допускается принимать максимальную нагрузку, полученную при испытаниях такой сваи [1].

Таблица 1

Перемещение и остаточные деформации испытуемых свай

№ сваи	Перемещение сваи при достижении стабилизации с нагрузкой 2000 тс., мм	Остаточные деформации, мм
1	23.7	11.28
2	24.17	11.8
3	22.18	10.29
4	20.46	8.28

Таким образом проведение статических испытаний вдавливающей нагрузкой буросекущихся железобетонных свай можно считать успешными, все 4 сваи имеют несущую способность предусмотренную расчетами.

Сравним способ устройства испытываемых и анкерных свай в составе ограждения котлована, с «классическим» способом расположения свай таблица 2.

Таблица 2

Сравнение технико-экономических показателей

Параметр сравнения технологий	Технология проведения статических испытаний	
	"Классическая"	В составе ограждения котлована
Устройство отдельно стоящей испытываемой сваи, d=1000мм	+*	+**
Устройство отдельно стоящих анкерных свай (4 шт), d=1000мм	+***	-
Устройство ГЦЭ (Jet-1) 7 шт. на одну испытываемую сваю, d=600мм	-	+
<p>* - если при проведении испытаний, свая не была разрушена/деформирована и осадка сваи составила менее 40 мм, то данную сваю можно использовать как рабочую;</p> <p>** - испытываемая свая в дальнейшем используется как элемент ограждения котлована, что частично компенсирует затраты на ее производства;</p> <p>*** - в случае, если расстояние между сваями (входящими в состав фундамента) в свету меньше или равно расстоянию между испытываемыми и анкерными сваями, и анкерные сваи не были разрушены/деформированы в ходе испытаний, то такие анкерные сваи можно использовать в качестве элементов конструкции.</p>		

На основании проведенных испытаний и сравнения эффективности их технологических решений, можно сделать вывод, что при устройстве ограждения котлована из секующихся буронабивных свай, такой метод значительно снизит стоимость и трудоемкость испытаний. В рассмотренном примере экономия составила более 10% от стоимости устройства свайного поля.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 24.13330.2021. Свайные фундаменты. М., 2022. С. 13-28
2. ГОСТ 5686–2020. Грунты. Методы полевых испытаний сваями. М., 2020. С. 7-8, 15.
3. Омаров А.М. Опыт применения технологичных методов полевых испытаний грунтов сваями / Омаров А.М., Овчинников И.И. // Вестник Евразийской науки. – 2022- т. 14. С. 2-12.

## ПРЕИМУЩЕСТВА И НЕДОСТАТКИ УЛЬТРАЗВУКОВОГО МЕТОДА ОБСЛЕДОВАНИЯ КОНСТРУКЦИЙ

Ультразвуковой метод обследования конструкций является одним из видов неразрушающего контроля. Данный метод основан на оценке скорости распространения ультразвуковой волны в бетоне, а также отражении волны от инородностей при использовании эхо метода [4]. Ультразвуковые методы используются для контроля конструкций как из бетона и железобетона, так и прочих каменных конструкций, в том числе при одностороннем доступе к конструкциям.

Ультразвуковой метод неразрушающего контроля используется для поиска инородных включений, полостей, непроливов, определения прочности и класса бетона, определения расслоений и трещин, определения глубин трещин, а также измерения толщины объекта контроля. В данной статье будут рассмотрены преимущества и недостатки метода.

Одним из передовых инструментов для ультразвуковой визуализации бетонных и каменных элементов является томограф A1040 MIRA (рис.1). Он представляет собой полностью автономный измерительный блок, которым проводят сбор и томографическую обработку полученных данных, которые представляются в виде трехмерного изображения, а также сечений в трех плоскостях. В основе работы данного прибора заложен ультразвуковой метод, в частности эхо метод, то есть оценка наличия и глубины неоднородностей производится по наличию и амплитуде отраженной волны.

Но как и любого метода, у ультразвука есть свои преимущества и недостатки. К преимуществам относится то, что с помощью томографа можно определить не только металлическую арматуру, но и композитную; в сравнении с другими методами у него наибольшая глубина прозвучивания; для определения защитного слоя не нужно знать диаметр арматуры в отличие от электромагнитного метода. К недостаткам можно отнести то, что прибор очень чувствителен к качеству бетона; а так-



Рис. 1. Низкочастотный ультразвуковой томограф A1040 MIRA

же прибор практически не применим для определения диаметра арматурных стержней в связи тонкостями настройки; данный метод в первую очередь предназначен для массивных конструкций и имеет сложности при работе с конструкциями малых толщин и соответственно опеределения неоднородностей при малых глубинах заложения, минимальная толщина защитного слоя, которую удалось зафиксировать – 25 мм [5].

При определении армирования были сравнены три метода: ультразвуковой, радиолокационный и электромагнитный. Определить верхний слой арматуры можно с помощью всех трех методов, но электромагнитный метод наиболее экономичный, но при обнаружении нескольких слоев армирования (рис.2), электромагнитный метод неприменим; неметаллическую арматуру можно определить томографом и георадаром, так как методы основаны на отражении волн и не привязаны к материалу в то время как электромагнитный метод реагирует исключительно на наличие металла.

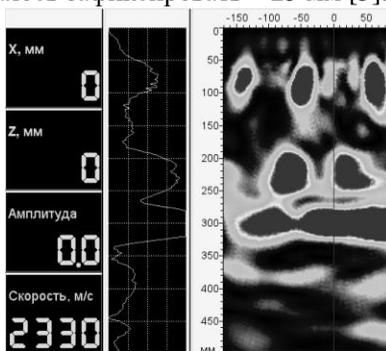


Рис. 2 Изображение армирования

Также преимуществом ультразвукового метода является то, что с его помощью можно определить двойное армирование и участки с соединения арматурой внахлест, встык, парными накладками и т.д. [2] в результатах сканирования имеют более однозначный вид.

Максимальная глубина определения армирования железобетона до 800 мм, что больше, чем в электромагнитном и немного больше, чем в радиолокационном методе. Недостатком ультразвукового метода является то, что могут возникать трудности при обнаружении армирования, если бетон плохого качества, изображение на скане будет иметь зернистый характер из-за множества дополнительных припятствий при распространении ультразвука. В таком случае целесообразно будет использование электромагнитный метод.

Ультразвуком можно обнаружить состав и размеры конструкций по отчетливому сигналу в конце структуры, что и является толщиной. Максимальная толщина, обнаруженная экспериментальным путем – 4 м [10]. Однако опытными данными было также подтверждено, что ультразвуковой метод способен работать при глубинах 25мм.

С помощью ультразвукового метода можно определить крупные неоднородности и непроливы, но чем глубже, тем меньше вероятность определения меньших по размеру неоднородностей. Также можно определить расположение пвх труб.

Ультразвуковой метод позволяет регистрировать дифракционные сигналы от неблагоприятных дефектов материала, таких как трещины, и определять их глубину [10]. Но глубину трещин возможно определить стандартными (более распространенными) приборами основанными на ультразвуковом методе.

Таким образом, сам прибор несомненно полезен, но наиболее эффективно использовать несколько разных методов, которые будут друг друга дополнять.

### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *A. Korgin, Laith Zeyd Kilani and V. Ermakov* Application of ultrasonic methods for determination location and sizes of granite blocks of the monument pedestal // Iop conference series: materials science and engineering 2018 052030 pp1-8. DOI: 10.1088/1757-899X/365/5/052030

2. *A. Korgin, Laith Zeyd Kilani and V. Ermakov* Using nondestructive methods for determination types of rebar splices // Iop conference series: materials science and engineering 2020 052031 pp1-7. DOI: 10.1088/1757-899X/869/5/052031

3. Неразрушающий контроль измерения толщины бетона дата обращения 07.03.2023 режим доступа: <https://www.fprimec.com/ndt-thickness-measurement-concrete/>.

4. Акустические контрольные системы. Низкочастотный ультразвуковой метод дата образования 07.03.2023 режим доступа: <https://acsys.ru/nizkochastotnyj-ultrazvukovoj-tomograf-a1040-mira/> (дата обращения 14.03.2023)

5. Evaluation of Ultrasonic SH-Waveform Tomography for Determining Cover Thickness and Rebar Size in Concrete Structures // journal of non-destructive evaluation 2020 35 pp 1-16. DOI: doi.org/10.1007/s10921-022-00866-1

6. *M.S. Kuznetsov, O.V. Maltseva, A.S. Noskov, A.S. Kuznetsov* Experience of using the ultrasonic low-frequency tomograph for inspection of reinforced concrete structures // Iop conference series: materials science and engineering 2019 481 pp1-11. DOI: 10.1088/1757-899X/481/1/012047

7. *A. Bulavinov, R. Pinchuk, A. Samokrutov, V. Shevaldykin* New trends in the ultrasonic imaging of concrete structures by means of 3D-FMC technology // International Symposium on Non-Destructive Testing in Civil Engineering (NDT-CE 2022), 16-18 August 2022, Zurich, Switzerland (NDTCE 2022) vol. 27 pp1-10.

## BIG-DATA В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Цифровые технологии начинают внедряться в строительную отрасль, но еще не настолько активно используются по сравнению с другими секторами экономики. Увеличение сроков строительства, сложности в совместной работе между представителями отрасли и другие накопившиеся трудности приводят к потребности изменений и трансформаций в системе. Общепринятые компьютерные программы довольно хорошо справляются с задачей обработки и предоставления информации о структурированных числовых данных: затратах, планах проектов, чертежах системы автоматизированного проектирования. Однако такие программы не способны провести обработку неупорядоченной и хаотичной информации. Следовательно, возникла необходимость создания новых систем и альтернативного способа анализа такого типа данных.

На сегодняшний день накоплено более 10 триллионов гигабайт данных, количество которых увеличивается в 2 раза ежегодно. Идея использования больших данных состоит в том, чтобы получить больше информации и принять более правильные решения в управлении строительством, не только получая значительно больше данных, но и тщательно анализируя их, чтобы сделать практические выводы проекта здания. Информация-это нескончаемый поток ресурсов, при грамотной аналитике которых можно получить максимальную пользу посредством принятия правильных решений [1].

На примере жизненного цикла здания рассмотрим применение BD в строительстве:

1. Разработка проектной документации, куда входят дизайн-проект и концепция. Поиск наилучшего места для строительства объекта и оптимального использования этой территории зависит от геологической ситуации и экологической обстановки на этой местности. На окончательное решение также влияют обсуждения в средствах массовой информации, а также средства заинтересованных участников проекта. Все вышеперечисленные условия оказывают влияние на принятие архитектурных решений. Более того на этапе проектирования, используя BD можно заблаговременно спрогнозировать вероятность строительных рисков. Это в свою очередь приведет к принятию более результативных управленческих решений во время создания новых проектов.

2. Строительство. Для получения оптимального сочетания аренды и покупки машин и механизмов, на них устанавливают датчики, которые считают время простоя и выполнения работы. Обработывая данные о геолокации, полученные с датчиков, можно принять оптимальные логи-

стические решения, осуществить своевременную доставку запасных деталей для ремонта и обслуживания механизмов. Прогнозные метеорологические и показатели о трафике [2].

3. Период эксплуатации и ремонт. Благодаря внедрению такой системы как ВД застройщик сможет контролировать процессы, происходящие в сооружении непосредственно после сдачи объекта и на протяжении всего периода эксплуатации. Используя датчики, установленные в конструкцию можно получить полный объем информации о внутренних напряжениях, прогибах, изгибах и деформациях. Обработывая эти данные в режиме реального времени при помощи ВД, можно найти информацию о предельном напряжении в конструкции, что предотвратит повреждения и разрушения. Так же при дальнейшем ремонте объекта данные о его состоянии могут быть внесены в модель BIM, что упростит процесс организации работ по техническому обслуживанию.

4. В дополнение к вышеперечисленным вариантам использование ВД и датчиков, собирающих информацию об энергопотреблении на самом предприятии имеет высокий потенциал для оценки энергоэффективности систем на объекте. Так как жилое здание или любое предприятие само по себе потребляет не малое количество энергии, опережая в этом другие отрасли, появляется необходимость в улучшении систем энергопотребления и минимизации энергозатрат.

5. Стремительная урбанизация привела к активному строительству по всему миру, что вызвало потребление индустрией большого объема природных ресурсов и производству отходов при строительстве и сносе зданий. Негативное влияние строительной отрасли на окружающую среду имеет серьезные последствия в глобальном масштабе. Существующие подходы к управлению отходами основаны на системе Waste Intelligence (WI), которая предлагает корректирующие меры для минимизации отходов. Но для успешного внедрения этой системы необходимо значительное количество информации о процессе строительства, конструкции здания, используемых материалах. Обработка и хранение такого объема данных с использованием традиционных технологий невозможны, если учитывать объемы современных проектов и сжатые временные рамки их реализации. Поэтому применение технологии ВД в управлении строительными отходами в дальнейшем будет становиться все более актуальным.

Наличие технических неисправностей, оповещение о появлении аварийных и предаварийных ситуаций в инженерных системах, показания о температуре и уровне давления, параметры окружающей, величину действия нагрузок среды могут фиксировать специальные устройства. Современные программные комплексы, способные работать с большим объемом информации, могут взять на себя задачу составления технических отчетов, что даст инженерам возможность не тратить на это время.

Примером использования ВД на одном из крупнейших заводов металлоконструкций является создание алгоритма, на основе которого сформировали технический отчет по болтам. Ранее на формирование такого документа у конструктора уходило около недели, но при помощи искусственного интеллекта (ИИ) на эту задачу требуется всего лишь пару часов. Специалист анализирует критерии, сравнивает их, делает вывод о том, как крепятся детали конструкции и по итогу составляет отчет. Сама по себе такая работа является трудоемкой и объемной, что влечет за собой большую вероятность ошибок и неточностей, а при применении ИИ та же задача выполняется за короткие сроки и без ошибок.

Перспективной и эффективной может быть совместная работа с трехмерными и четырехмерными плоскостями. Объединяя ВД и технологии информационного моделирования, специалист имеет возможность выявлять неточности и прогнозировать потенциальные опасности и риски.

На каждом этапе жизненного цикла здания всегда есть большая вероятность появления проблем и ошибок. Анализ и обработка огромного количества схожих проектов на основе неструктурированных данных помогает сформировать еще на стадии разработки возможные недочеты, последствия от допущения аварийных ситуаций и их влияние на расходы [3].

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Куприяновский В., Казаринов А., Талапов В. Некоторый анализ международного опыта использования BIM для объектов транспортной (железнодорожной) инфраструктуры. САПР и графика. 2021. № 3 (293). С. 16-25.

2. Римшин В.И., Шубин И.Л., Ерофеев В.Т., Аветисян А.А. Автоматизация жизненного цикла зданий при реконструкции и капитальном ремонте // Жилищное строительство. 2022. № 7. С. 6-12.

3. Курбатов В.Л., Дайронас М.В., Зайченко М. Перспективы применения аддитивных технологий в строительстве Университетская наука. 2020. № 1 (9). С. 18-22.

## ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ЦИФРОВЫХ ДВОЙНИКОВ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Строительство — это комплексный процесс, включающий в себя множество сторон: инвесторы, подрядчики, застройщики, заказчики и т.д.

Метод взаимодействия между участниками строительного процесса с появлением информационного моделирования претерпел качественные изменения. Теперь данные об объекте могут быть доступны каждому участнику благодаря облачным хранилищам, data-центрам и информационным моделям зданий, то есть BIM.

При помощи специального программного обеспечения BIM-модели создаются в трехмерном виде и могут отражать физические, геометрические и функциональные характеристики объекта строительства. Уже несколько десятилетий эта технология активно используется во многих странах мира и помогает в реализации проектов.

Однако существующие BIM-модели не способны отразить динамические данные о состоянии реального объекта. Основная задача BIM-моделирования — это визуализация строительных процессов и объектов строительства здесь и сейчас. Информация об объекте обновляется лишь при создании модели и при сдаче объекта в эксплуатацию. Этого недостаточно для длительного сбора данных и внесения изменений в существующий прототип модели. Для решения задачи преобразования «статической модели» в «динамическую» была разработана концепция «цифровых двойников».

Прежде всего обозначим термин «цифровой двойник». Для этого обратимся к глоссарию организации Digital Twin Consortium, которая уже несколько лет занимается вопросами использования, развития и продвижения технологий цифровых двойников. Она определяет понятие цифрового двойника, как «виртуальное представление объектов и процессов реального мира, синхронизированное с заданной частотой и точностью» [1]. Это означает, что цифровой двойник в общем смысле обеспечивает связь между реальным объектом и его цифровой копией, отражая текущее состояние этого объекта. Зачастую такой двойник создается на базе уже существующей BIM-модели.

Российская компания SODIS lab занимается разработкой решений по цифровизации строительной отрасли. Их флагманский проект — система мониторинга SODIS Building M, на примере которой мы попытаемся проиллюстрировать возможности использования технологии цифровых двойников. На этапе эксплуатации двойник осуществляет

непрерывный сбор данных от датчиков и систем, которые установлены в здании, проводит интеллектуальный анализ и систематизирует полученную информацию., после чего можно сделать прогноз технического состояния объекта. Удаленный мониторинг за зданием будет доступен каждому пользователю платформы в любое время. [2]

Помимо этого, осуществляется статистический анализ данных, определение эффективности работы находящегося в здании инженерного оборудования, определение механической безопасности здания. Это помогает осуществить своевременное техническое обслуживание оборудования, исправление неполадок в инженерных сетях. С помощью этой технологии теоретически возможно снизить вероятность аварий в зданиях и сооружениях.

При помощи этой технологии можно собирать информацию сразу с нескольких объектов, что в перспективе позволяет создать цифровые модели микрорайонов и городов, с чем BIM-моделирование справиться не способно. Цифровые двойники дадут возможность делать более точные прогнозы на поведение несущих конструкций, отследить на начальном этапе возможные перемещения, трещины и разрушения конструкций, а значит сделать более безопасной эксплуатацию зданий и сооружений. [3]

В последнее время появляется много примеров применения цифровых двойников непосредственно недвижимости и строительства.

В России постепенно начинают использоваться цифровые двойники возводящегося объекта. К примеру, в 2012 году группа компаний «Эталон» строила ЖК «Галант» и применяла BIM-технологии: строители использовали аналитику план-факт, создавали 4D-модель. [4]

Однако цифровые двойники зданий на стадии эксплуатации в России пока что используются крайне редко. К этому существуют предпосылки — для обычного объекта, к примеру, жилья, цифровой двойник не столь необходим. Базовую эксплуатацию здания можно производить классическими методами: ТСЖ, управляющие компании. Для серьезных и непростых объектов, обычно, уже есть системы диспетчеризации, которые могут собирать информацию.

Ниже приведем определённые конкурентные достоинства, которые пользователи могут получить, применяя эту технологию в своей работе:

- Использование цифровых двойников даёт возможность быстро устанавливать порядок выполнения строительных операций и выполнять моделирование, что, в собственную очередь, даёт возможность выявлять и ликвидировать ошибки еще до начала работ;
- При помощи цифровых двойников можно достичь существенного уменьшения производственных затрат;

- Цифровые двойники имеют возможность уменьшить денежные вложения в проект, получая, кроме того, доступ ко всем данным на протяжении всего жизненного цикла объекта;

Также есть ряд недостатков, связанных с трудностью внедрения технологии цифровых двойников на российский рынок:

- Высокая стоимость внедрения технологий
- Малая изученность процессов
- Сложность при реализации системы
- Недостаточный опыт работы с цифровыми двойниками.

Таким образом, создание цифрового двойника – это непростая задача, связанная с большими финансовыми тратами, где необходимо тщательно давать оценку результатам и.

В процессе анализа отечественного опыта и опыта других стран по реализации данной технологии были выявлены основные преимущества цифрового двойника и основные проблемы, с которыми сталкиваются предприятия при внедрении этой технологии.

По результатам проведенной работы сделан вывод о том, что, прежде всего, цифровизация должна повышать эффективность и безопасность строительства, использоваться как удобный инструмент для эксплуатации здания и помогать в решении широкого ряда задач при проектировании. Технология предполагает повышение лояльности клиентов за счет возможности прогнозирования потребительских требований к сооружению. [5]

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Glossary of Digital Twins // Digital Twin Consortium URL: <https://www.digitaltwinconsortium.org/glossary/glossary/> (дата обращения: 16.02.2023).

2. Цифровые двойники в строительстве: практика использования // SODIS lab URL: <https://www.sodislab.com/ru/blog/digitaltwins> (дата обращения: 15.02.2023).

3. Что такое цифровые двойники и где их используют // РБК URL: <https://trends.rbc.ru/trends/industry/6107e5339a79478125166eeb> (дата обращения: 16.02.2023).

4. Барабанова Т.А. Применение технологии цифровых двойников в строительстве.//Строительство и архитектура.-2022.-№10.с.81-85

5. Терлецкая К.К. Цифровой двойник здания:// Цифровое строительство.2021 URL: <https://digital-build.ru/czifrovoj-dvojnuk-zdaniya-kak-tehnologiya-primenyetsya-v-stroitelstve/> (дата обращения: 16.02.2023).

## УСИЛЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МОСТОВ С ПРИМЕНЕНИЕМ ВНЕШНЕГО АРМИРОВАНИЯ КОМПОЗИТНЫМИ МАТЕРИАЛАМИ

Мосты относятся к числу наиболее важных инфраструктурных сооружений и имеют большое значение в функционировании транспорта в современном мире. Наибольшее распространение получили мостовые конструкции, выполненные из железобетона. В связи с постоянным ростом нагрузок и воздействий к несущим конструкциям мостов предъявляются все более высокие требования, вследствие чего разрабатываются новые виды и способы их усиления.

Необходимость усиления мостовых конструкций возникает при:

- старении в ходе эксплуатации;
- значительной коррозии арматуры;
- изменении временных нагрузок;
- ошибках при проектировании;
- интенсивном образовании дефектов;
- неудовлетворительной сейсмостойкости.

Усиление строительной конструкции представляет собой совокупность мероприятий по улучшению ее физических характеристик, таких как трещиностойкость, жесткость и несущая способность, необходимых для дальнейшей ее эксплуатации в нормальном режиме при воздействии неблагоприятных факторов.

С целью усиления конструкций и улучшения их эксплуатационных характеристик все чаще используются современные композитные материалы. Данный способ имеет неоспоримые преимущества перед традиционными методами усиления, такие как: снижение трудоемкости, удобство и низкая стоимость при выполнении работ, а также малый вес, неподверженность коррозии, тиксотропность материалов, высокая устойчивость к любым агрессивным средам, лучшие показатели прочности и деформативности по сравнению со сталью. Кроме того, высокая адгезия клеевых составов обеспечивает эффективное взаимодействие между усиливаемой конструкцией и композитным материалом.

Композитные материалы имеют и недостатки, среди которых выделяются низкая огнестойкость, токсичность, гигроскопичность и анизотропия. Однако на данный момент ведется активная работа по повышению огнестойкости композитов и устранению других их недостатков.

Высокую эффективность в усилении железобетонных мостовых конструкций показала технология внешнего армирования с применением композитных материалов.

Процесс усиления железобетонных конструкций внешним армированием включает наклеивание слоев стеклянного, арамидного или углеродного волокна на поверхность конструкции, либо наклеивание готовых изделий из композитных материалов в один или несколько слоев с использованием клеящих высокоадгезивных составов с дальнейшим отверждением. Это создает систему внешнего армирования, которая может быть дополнена специальными защитными слоями, обеспечивающими ее защиту от механических повреждений, высоких температур и УФ-излучения [1].

Применение внешнего армирования увеличивает жесткость и несущую способность конструкций, а также предотвращает образование трещин на их поверхности, которые возникают в результате действия различных нагрузок, таких как кручение, изгиб, ударные и сейсмические воздействия. Более того, внешнее армирование способствует повышению прочности элементов, подверженных сжатию.

Внешнее армирование используется для усиления различных элементов железобетонных мостовых конструкций: промежуточных опор, ригелей, несущих ребер балок, плит пролетных строений. Оно позволяет повысить грузоподъемность и сейсмостойкость конструкций, восстановить защитный слой бетона, защитить арматуру от коррозии и т.д. При усилении элементов мостовых конструкций необходимо производить расчет по предельным состояниям с учетом влияния применяемого композитного материала.

Технология данного метода довольно проста и включает несколько этапов: подготовку поверхности для наклейки усиливающего элемента (включая разметку, очистку, создание шероховатой текстуры и нанесение грунтовок), раскрой усиливающего элемента (ленты или ламината) и наклейку его на подготовленную поверхность. Усиливающие элементы следует наклеивать на участки конструкций, подверженные растяжению, с учетом расположения и ширины раскрытия трещин. В зависимости от состояния и размеров дефектов, обнаруженных на элементе, который нужно усилить, схема наклеивания усиливающего элемента может быть различной.

Однако, несмотря на простоту технологии внешнего армирования, важной проблемой является обеспечение надежного сцепления приклеиваемого элемента и поверхности конструкции. Помимо качества полимерных клеящих составов, также особое внимание следует уделять качеству подготовки поверхности, так как любая погрешность на данном этапе может привести к ослаблению сцепления между поверхностью и полимерным материалом, вследствие чего данный способ усиления не будет эффективным. Важной особенностью данного способа применительно к мостовым конструкциям является возможность проведения работ без остановки движения по ним.

На рис. 1 представлен пример усиление промежуточных опор и пролетных конструкций моста внешним армированием.



Рис. 1. Усиление промежуточных опор и пролетных конструкций моста внешним армированием

Развитие и новейшие разработки в области композитных материалов позволяют сделать использование метода усиления внешним армированием более экономичным, благодаря чему он приобретает все большую популярность при усилении, восстановлении и ремонте конструкций, увеличивая срок их службы, что значительно сокращает эксплуатационные затраты.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 164.1325800.2014 «Усиление железобетонных конструкций композитными материалами. Правила проектирования»

*Студент 4 курса 3 группы ИПГС Кошелева И.Л.*

*Научный руководитель - доц., к.т.н., доц. Л.Х. Сафина*

## ПЕРСПЕКТИВНЫЕ НАПРАВЛЕНИЯ РАЗВИТИЯ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ КОМПОЗИТНЫХ МАТЕРИАЛОВ В УСИЛЕНИИ КОНСТРУКЦИЙ

В связи с ростом населения в крупных городах и особенностями развития экономики, в область нашего внимания попадает широкий ряд уже построенных зданий, но не удовлетворяющих требованиям безопасности, надежности и долговечности, в связи с возрастными разрушениями, ошибками проектирования, изменением нагрузок и множеством других. Существует много видов усиления железобетонных конструкций наращивание слоев конструкций, устройство дублирующих элементов, монтаж дополнительно каркаса, разгружающего существующий, изменение условий опирания, усиление за счет композитных материалов и множество других вариантов.

В большинстве случаев усиление несет за собой значительное увеличение несущих конструкций в объеме, что является нежелательным для заказчиков, ввиду уменьшения, а часто весьма заметного, полезной площади, а так же увеличения значений постоянных нагрузок. Из чего вытекает необходимость использования более современных способов. Так мы приходим к усилению с использованием тканых композитных материалов как углепластик. Но, и такой вид усиления не является идеальным, в статье рассмотрим основные перспективы развития использования композитных тканых материалов, достоинства их применения, и недостатки, которые влияют, при развитии данного материала. Основные характеристики представлены в таблице 1.

Таблица 1. Характеристики композитных тканых материалов из углеволокна.

Характеристика	Показатель	Сравнительная оценка
Прочность на растяжение, МПа	2200-7200	Широкий спектр возможностей. Значения сравнимые с показателями бетонов и строительной стали
Плотность т/м <sup>3</sup>	1,4-1,7	На много меньше плотности стали (7,8т/ м <sup>3</sup> ), сопоставимо с плотностью бетона (1,2-2,5т/ м <sup>3</sup> )
Модуль упругости, ГПа	200-350	Значения приблизительно равны показателям строительной стали (200-220) - достоинство
Деформации удлинения, %	0,4-1,5	Больше значений бетона (0,08-0,18) и стали (0,25-0,3)

Композитные материалы представляют собой армирующие волокна (рис.1), которые накладываются механизмом похожим на переплетение волокон в тканях (за что и получили название «тканые композитные материалы») пропитанные полимерными смолами. Прочностные и жесткостные свойства в этих материалах определяются параметрами армирующих волокон, а связующие и защитные функции берут на себя полимеры. Но не стоит недооценивать важность связующего материала, при его подборе обязательно должны принимать во внимание химический состав, он не должен разрушать, или реагировать с волокном. Чаще всего применяется полиакрилонитрил  $(-CH_2-CH(CN)-)_n$ , который является химически стойким.

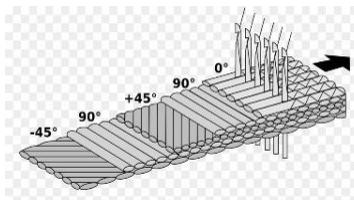


Рис. 1. Схема расположения волокон.

В последнее время наиболее прочным композитным материалом является углепластик, обратная сторона его использования – высокая стоимость, но несмотря на это спрос на использование не падает, а в последние пару лет даже начинает расти. Отличительной особенностью таких материалов является высокая прочность на растяжение, и высоким модуле упругости, сравнимый с показателями строительной стали (табл.1).

Достоинством углепластиковых волокон является их коррозионная стойкость, однако полимерное составляющее не всегда обладает ею, для применения композитов в усилении конструкций, имеющих требования коррозионной стойкости приходится тщательно исследовать каждый из представленных продуктов, на предмет химического разложения, или взаимодействия всех компонентов. Но это не мешает использовать углепластик в усилении конструкций сооружений, имеющих непосредственный контакт с водой, такими как объекты гидроэлектростанций, сооружений коммунальных сетей, и прочих.

Важным вопросом является обеспечение совместной работы усиливаемой конструкции с композитным материалом. Нужно обеспечить и первоначальное крепление, и долговечность соединения. Крепление холста устраивается с помощью полимерных клеев, наносящихся на предварительно подготовленную часть железобетонной конструкции, часто – в несколько слоев перпендикулярных друг другу. Область применения данного материала в железобетонных конструкциях – усиление сжатых, сжато изгибаемых и изгибаемых конструкций: стен, пилонов, колонн, ригелей, плит перекрытия.

С опаской стоит относиться к усилению конструкций, находящихся в помещениях с высокими температурами, таких как сталелитейные

производственные помещения, здания стекольной промышленности, цеха производства неорганических вяжущих, в которых температуры могут достигать 500°C, из-за свойства полимеров размягчаться от повышения температур. Что является проблемой при обеспечении пожарной безопасности, так, одна из перспектив развития углепластиков, направлена на улучшение сопротивления температурным деформациям полимеров, сейчас усиление углепластиковыми тканями материалами теряет свою эффективность при температуре воздуха 150-250°C.

Следующим актуальным вопросом развития композитного тканного материала является возможность взаимодействия с высокопрочными бетонами. Так как этот искусственный камень имеет свой ряд особенностей, например разрушение высокопрочного бетона – хрупкое, следовательно, требуется провести множественные экспериментальные исследования совместной работы и механизма разрушения высокопрочных бетонов с усилением углепластиковым композитом.

Несмотря на все вышеперечисленные сложности применения углеполимерных материалов они имеют ряд преимуществ: во-первых, большая технологичность в применении, из чего следует высокая скорость проведения работ, во-вторых, незначительное увеличение массы конструкции, из чего следует отсутствие изменения нагрузок.

Одним из перспективных направлений развития усиления конструкций является вопрос углубления нормативно-правовой базы. В 2014 году был выпущен СП 164.1325800.2014 но это – первая редакция, не решающая все проблемы, открыт вопрос необходимости разработки сортамента композитных изделий, с указаниями характеристик, для их получения продолжает нарастать объем экспериментальных исследований [1].

Одним из факторов, осложняющих распространение углеполимеров является высокая стоимость, которая пусть и снижается со временем, не всегда обеспечивает наибольшую экономическую целесообразность.

Были рассмотрены основные характеристики углеполимеров, их достоинства, недостатки, аспекты, требующие особого внимания. Исследованный материал является весьма перспективным, и в будущем, скорее всего получит большее распространение.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *З.А. Меретуков.* Перспективы использования композитных материалов при строительстве и реконструкции зданий и сооружений// Инженерный вестник Дона, 2018, №1 URL: [ivdon.ru/magazine/archive/n4y2013/2094](http://ivdon.ru/magazine/archive/n4y2013/2094)

## СЕКЦИЯ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ И ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Студент 6 курса 61 группы ИПГС Мьельников И.В.

Научный руководитель – проф., д.т.н., проф. А.Р. Туснин

### ИССЛЕДОВАНИЕ ОСОБЕННОСТЕЙ РАБОТЫ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ В ЗДАНИЯХ СО СТАЛЬНЫМ КАРКАСОМ

Расчетная модель сталежелезобетонного перекрытия состоит из главных балок, жестко заземленных между железобетонным стволom жесткости и элементами диагонально-сетчатой оболочки; второстепенных балок, шарнирно закрепленными к главным балкам, и железобетонной плиты, выполненной по верхним полкам главных и второстепенных балок [1-5].

Рассмотрим несколько вариантов моделирования сталежелезобетонного перекрытия в ПК ЛИРА СОФТ. Все расчеты будем выполнять на действие одинаковых загрузок и РСН.

Рассмотрим вариант модели №1, когда перекрытие моделируется только с помощью жестких вставок конечной жесткости, связывающих центры тяжести балок и плиты. Результаты расчета приведены на рис. 1.

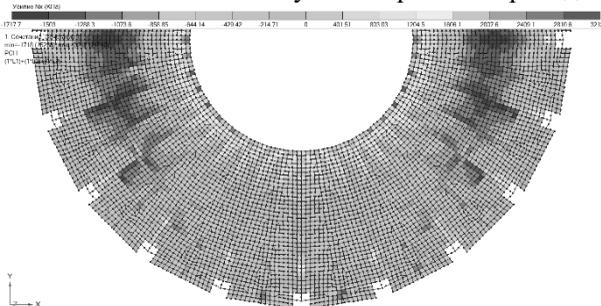


Рис. 1. Результаты расчета (вариант модели №1, усилие  $N_x$  в плите)

В конечных элементах, моделирующих плиту перекрытия в участках над полками главных балок в местах их жесткого крепления к стволу жесткости и колоннам, возникают растягивающие продольные усилия.

Данные результаты говорят о том, что условие прочности не выполняется, и необходимы меры по снижению возникающих в бетоне растягивающих усилий ниже предельно допустимого значения:

$$N_x = 3,21 \text{ МПа} > R_{bt} = 1,05 \text{ МПа.}$$

Рассмотрим вариант модели №2, где для снижения усилий в отдельных конструкциях и предотвращения образования в них трещин устраиваются деформационные швы.

В ЛИРЕ данный элемент будем моделировать в виде конечных элементов №56 – одноузловых конечных элементов, описывающих упругую связь. Примем в расчете то, что данная упругая связь изотропна, при этом погонная жесткость равна 50 МН/м (как для резиновых материалов).

Результаты расчета представлены на рис. 2.

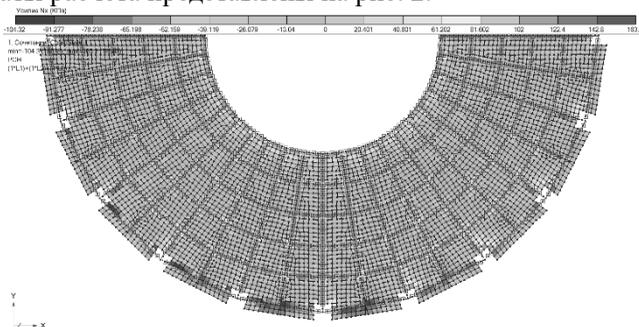


Рис. 2. Результаты расчета (вариант модели №2, усилие  $N_x$  в плите)

Введение в расчетную схему одноузловых КЭ упругой связи позволило в несколько раз уменьшить значения растягивающих напряжений в плите ниже значения  $R_{bt}$ :

$$N_x = 0,163 \text{ МПа} < R_{bt} = 1,05 \text{ МПа.}$$

Однако при введении в конструкцию деформационных швов тело плиты перестает быть монолитным. Это приводит к тому, что стаб-болты, привариваемые к верхним полкам балок, не обеспечивают требуемую передачу сдвиговых усилий на железобетонный ствол жесткости.

Такая расчетная модель не может быть реализована, т. к. нарушается работа перекрытия именно как сталежелезобетонной конструкции.

Попробуем добиться уменьшения растягивающих усилий в плите перекрытия путем введения дополнительного армирования, рассмотрев вариант модели №3 (рис. 3).

Полагая, что бетон не включается в работу на растяжение в пределах упругой стадии работы, конечным элементам, находящимся в растянутой зоне, назначим уменьшенный модуль упругости для бетона, который равен 0,0003-0,3% от  $E_b$  (начального модуля упругости при сжатии и растяжении).

Бетону в пролете каждой ячейки, который не выключается из работы перекрытия, назначен длительный модуль упругости  $E_{b,t}$ .

Используя сортамент арматуры, видим, что для выполнения условия по требуемой площади арматуры для задания в расчетной модели необходимо взять 1 стрежень диаметром 32 мм на погонную ширину плиты, примерно равной 500 мм.

Выполним расчет длины анкеровки стержней с учетом разных шагов и диаметров растянутой арматуры. При разработке проектной документации примем шаг арматуры 100 мм и диаметр стержней 14 мм. Требуемая расчетная длина анкеровки составляет  $l_{an} = 580$  мм. Полная длина стержней в растянутой зоне в опорных участках плиты составит 2,2-2,4 м.

Введение в расчетную модель перекрытия стержней армирования с учетом анкеровки позволяет не только исключить появление трещин в плите перекрытия, но и оптимизировать узлы примыкания главных балок к стволу жесткости, колоннам и контурным балкам. Такая модель корректна и может быть реализована при расчете сталежелезобетонных перекрытий.

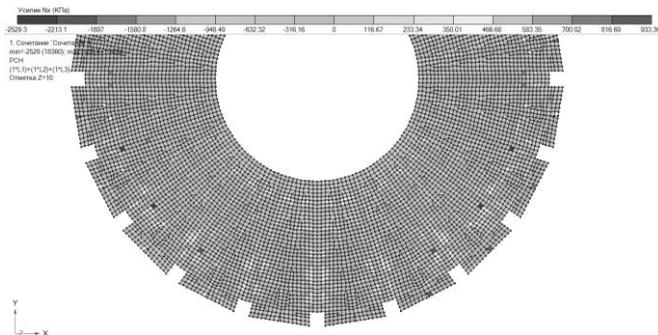


Рис. 3. Результаты расчета (вар. №3, усилие  $N_x$  в плите)

### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Туснин А.Р. Численный расчет сталежелезобетонных конструкций // Строительство: наука и образование. 2022. Т.12. Вып. 1. Ст.5. DOI: 10.22227/2305-5502.2022.1.5.
2. Панова Е.С., Сергеев Е.И. Особенности расчета сталежелезобетонных конструкций // Научный взгляд в будущее. 2019. Т. 1. № 14. С. 72–75. DOI: 10.30888/2415-7538.2019-14-01-005
3. Теплова Ж.С., Виноградова Н.А. Прочность сталежелезобетонных образцов при центральном сжатии // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2015. № 5 (32). С. 29–38.
4. Еремеев П.Г., Ведяков И.И. Еще раз о проблеме защиты зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения // Промышленное и гражданское строительство. 2021. № 8. С. 4-10. DOI: 10.33622/0869-7019.2021.08.04-10.
5. Fedorova N.V., Vu N.T., Iliushchenko T.A. Dynamic additional loading of the frame of a multi-story building after the failure of one of the structures // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2020. Vol. 896. P. 012040. DOI: 10.1088/1757-899X/896/1/012040.

## РАСЧЕТ БОЛЬШЕПРОЛЕТНОГО АНГАРА НА УСТОЙЧИВОСТЬ К ПРОГРЕССИРУЮЩЕМУ ОБРУШЕНИЮ

В ходе проведенного исследования был выполнен численный расчет стального каркаса большепролетного ангара на устойчивость к прогрессирующему обрушению. Теме устойчивости стальных каркасов промышленных зданий при возникновении аварийной ситуации посвящено большое количество научных работ [1-5]. Целью настоящего исследования является изучение включения в работу прогонов, как вант при повреждении одного из элементов поясов стропильной большепролетной фермы.

Численный расчет выполнен в ПК Лира Софт 10.8. Элементы прогонов моделировались КЭ 310 – универсальный геометрически нелинейный КЭ стержня. Использование данного типа конечных элементов позволило выполнить серию расчетов в нелинейной постановке и изучить включение в работу прогонов как вант.

Рассмотрено 2 конструктивных варианта повышения устойчивости каркаса к прогрессирующему обрушению. Вариант 1 – включение в работу прогонов, как вант (выполнен нелинейный квазистатический расчет). Вариант 2 – установлена дополнительная вертикальная ферма посередине пролета на всю длину здания (выполнен линейный квазистатический расчет).

При выполнении квазистатических расчетов были учтены следующие коэффициенты динамичности:

-при включении в работу прогонов как вант,  $K_d=1.9$  для верхнего пояса фермы и  $K_d=1.4$  для нижнего пояса поврежденной фермы, для всех соседних ферм  $K_d=1.2$ .

-при добавлении дополнительной вертикальной фермы используются пониженные значения коэффициентов динамичности,  $K_d=1.1$  для верхнего и нижнего поясов поврежденной фермы, а также для всех соседних ферм.

В качестве аварийных ситуаций были рассмотрены повреждения верхнего и нижнего поясов одной из стропильных ферм. Выполнена серия численных расчетов.

При рассмотрении 1 варианта (включение прогонов, как вант,) усилия, при выключении одного из элементов верхнего/нижнего пояса фермы, перераспределяются и передаются на прогоны (рис.1), а также на элементы горизонтальных связей (рис.2); характеристики фермы, в связи с выходом из работы самого нагруженного элемента верхнего/нижнего пояса, значительно снижаются, сопротивление фермы изги-

бу снижается, и в результате ферма прогибается на 1825 мм в случае повреждении верхнего пояса и на 790 мм в случае повреждении нижнего пояса фермы; в свою очередь прогоны включаются в работу, растягиваются и стремятся удержать ферму совместно с элементами горизонтальных связей.



Рис.1 Включение в работу прогона в месте локального повреждения

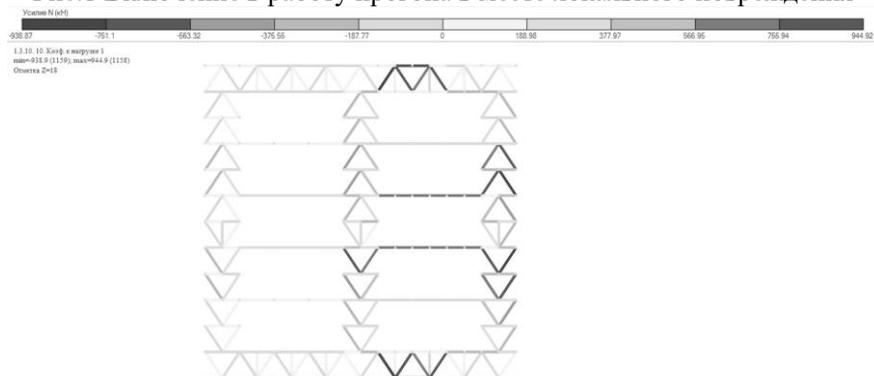


Рис.2 Локальное включение связей в работу

При рассмотрении 2 варианта (включение в работу дополнительной вертикальной фермы), усилия, при выключении одного из элементов верхнего/нижнего пояса фермы, перераспределяются и передаются на ферму, расположенную из плоскости поперечной рамы (рис. 3). В этом случае значение коэффициента динамичности снижается, усилия уменьшаются и перераспределяются на дополнительную ферму, разгружая фермы поперечных рам, что приводит к тому, что повреждённая ферма прогибается на 268 мм в случае повреждении верхнего пояса фермы и на 293 мм в случае повреждении нижнего пояса фермы.

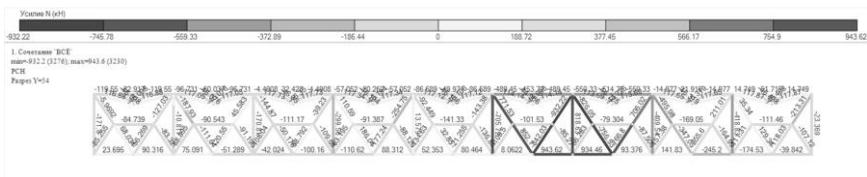


Рис. 3 Включение в работу межферменной вертикальной фермы  
 Таким образом, сравнение 2 вариантов показало, что включение в работу дополнительной вертикальной фермы значительно эффективнее обеспечивает устойчивость каркаса к прогрессирующему обрушению, чем включение в работу прогонов, как вант, с точки зрения работы конструкции.

### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Тамразян А.Г., Алексейцев А.В. Современные методы оптимизации конструктивных решений для несущих систем зданий и сооружений // Вестник МГСУ. 2020. Т. 15. Вып. 1. С. 12-30. DOI: 10.22227/1997-0935.2020.1.12-30.
2. Fialko S., Kabantsev O., Perelmutter A. Elastoplastic progressive collapse analysis based on the integration of the equations of motion // Magazine of Civil Engineering. 2021. No. 2 (102). P. 10214. DOI: 10.34910/MCE.102.14.
3. Бергер М.П., Туснин А.Р. Расчет фермы с поврежденными элементами // Промышленное и гражданское строительство. 2018. № 11. С. 35-41.
4. Еремеев П.Г., Ведяков И.И. Еще раз о проблеме защиты зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения // Промышленное и гражданское строительство. 2021. № 8. С. 4-10. DOI: 10.33622/0869-7019.2021.08.04-10.
5. Fedorova N.V., Vu N.T., Iliushchenko T.A. Dynamic additional loading of the frame of a multi-story building after the failure of one of the structures // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2020. Vol. 896. P. 012040. DOI: 10.1088/1757-899X/896/1/012040.

## РАСЧЕТ УЗЛА ОПИРАНИЯ БОЛЬШЕПРОЛЕТНОЙ ФЕРМЫ С НИСХОДЯЩИМ ОПОРНЫМ РАСКОСОМ

Фермы с нисходящим опорным раскосом достаточно часто используются в качестве покрытия большепролетных ангаров. Рассмотрим расчет узла опирания металлической фермы с нисходящим опорным раскосом на колонну.

Верхний и нижний пояс фермы, опорный раскос, а так же стойка на которую опирается фермы выполнены из двутавра 40К5.

Рассчитаем узел опирания нисходящей металлической фермы и металлической колонны.

В качестве соединения стропильных балок в коньковом узле принимается двухсторонняя накладная на высокопрочных болтах [1].

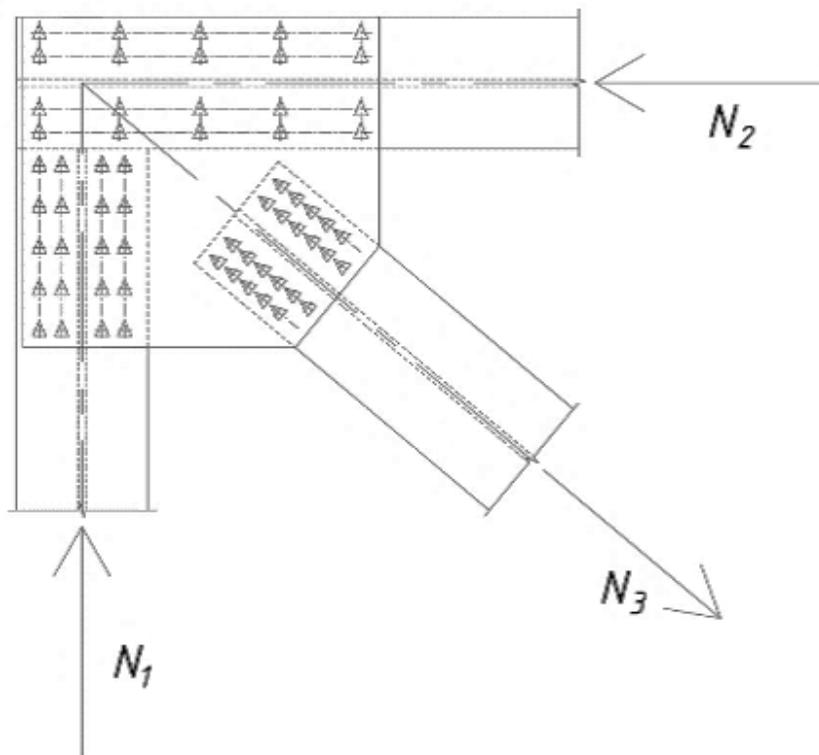


Рис. 2. Узел опирания фермы на колонну (вид сбоку)

Важнейшим достоинством соединений на высокопрочных болтах является их эффективное сопротивление сдвигу соприкасающихся по-

верхностей соединяемых конструкций [2-4]. За счет этого значительно уменьшается остаточные перемещения конструкций и увеличивается их несущая способность [5].

Толщина накладки принимается не меньше толщины стенки двутавра пояса, размеры накладки принимаются из условия расстановки болтов.

Так как это соединение является многоболтовым, к которому применяются повышенные требования в ограничении деформативности, то соединение является фрикционным, в которых усилия передаются через трение, возникающее по соприкасающимся поверхностям соединяемых элементов вследствие натяжения высокопрочных болтов.

Усилия получены после расчета в SCAD 21.1 из следующих нагрузок: собственный вес, вес покрытия, вес снега, пульсационное воздействие ветра.

$$N_1 = -2\,072,75 \text{ кН}$$

$$N_2 = -2\,129,22 \text{ кН}$$

$$N_3 = 2\,704,06 \text{ кН}$$

Расчет производим, согласно СП 16.13330.2017. Принимаются высокопрочные болты из стали 40X класса точности В, класс прочности болтов – 12.9.  $d_b = 24$  мм,  $A_{bn} = 3,53$  см<sup>2</sup>.

Расчетное усилие, которое может быть воспринято каждой плоскостью трения элементов, стянутых одним высокопрочным болтом, определяется по формуле:

$$Q_{bh} = \frac{R_{bh} \cdot A_{bn} \cdot \mu}{\gamma_h} = \frac{75,5 \cdot 3,53 \cdot 0,58}{1,12} = 138,02 \text{ кН}$$

где  $R_{bh} = 755$  МПа – расчетное сопротивление растяжению высокопрочного болта, которое определяется по п. 6.7 СП 16.13330.2017 и может быть принято для болтов из стали марки 40X по табл. Г.8 СП 16.13330.2017;

$A_{bn}$  – площадь сечения болта по резьбе (нетто), принимается по табл. Г.9 СП 16.13330.2017;

$\mu = 0,58$  – коэффициент трения, способ подготовки дробеструйный или дробемётный двух поверхностей без консервации.

$\gamma_h = 1,12$  – коэффициент, зависящий от класса точности болтов, типа действующей нагрузки (статическая/динамическая) и способа контроля натяжения болтов, принимается по табл. 42 СП 16.13330.2017.

Количество болтов определяют по следующей формуле:

$$n_1 = \frac{N_1}{Q_{bh} \cdot k_s \cdot \gamma_c \cdot \gamma_b} = \frac{2\,072,75}{138,02 \cdot 1 \cdot 0,9 \cdot 1} = 18,54$$

$$n_2 = \frac{N_2}{Q_{bh} \cdot k_s \cdot \gamma_c \cdot \gamma_b} = \frac{2\,129,22}{138,02 \cdot 1 \cdot 0,9 \cdot 1} = 19,05$$

$$n_3 = \frac{N_3}{Q_{bh} \cdot k_s \cdot \gamma_c \cdot \gamma_b} = \frac{2\,704,06}{138,02 \cdot 1 \cdot 0,9 \cdot 1} = 21,77$$

Где  $\gamma_b$  – коэффициент условий работы фрикционного соединения, зависящий от количества болтов, необходимых для восприятия расчетного усилия по п. 14.3.4 СП 16.13330.2017.

$k_s = 1$  – количество плоскостей трения.

Принимается по 20, 20, 22 болтов соответственно,  $d_b = 24$  мм в 2 ряда с каждой стороны соединения.

### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Бурмакин М.С.* Анализ различных типов болтовых соединений двутавровых балок и их сравнительные лабораторные исследования. Научная статья. Дневник науки, 2019. 47 с.
2. *Семенов К.О., Пикус Г.А., Байбурин А.Х.* Начальные деформации болтовых соединений металлоконструкций. Научная статья. Вестник ЮУрГУ. Серия «Строительство и архитектура», 2016. с. 18-21.
3. *Енджиевский Л.В., Тарасов А. В.* Влияние толщины соединяемых элементов на несущую способность многоболтового фрикционного соединения. Научная статья. Вестник МГСУ. Строительство и архитектура, 2012. 8 с.
4. *Каптелин С. Ю., Ростовых Г.Н.* Совершенствование технологии устройства фрикционных соединений. Научная статья. Известия Петербургского университета путей сообщения. Механика и машиностроение, 2015. 8 с.
5. *Солодов Н.В., Тамеш С.Х.* Оценка запаса прочности болтового соединения. Научная статья. APRIORI. Серия: Естественные и технические науки, Строительство и архитектура, 2015. 5 с.

## КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ МАГИСТРАЛЬНОЙ НАСОСНОЙ

Нефтеперекачивающая станция в г. Тайшет является стратегически важным объектом народно-хозяйственного значения для Российской Федерации. В рамках повышения эффективности транспортировки сырья проведём анализ и проектирование каркаса магистральной насосной обладающий повышенной живучестью.

Здание располагается в западной части Иркутской области. Климатические характеристики местности строительства насосной станции относятся к условиям с низкими температурами. Целью работы является разработка и анализ конструктивных решений металлического каркаса насосной станции с учётом особенностей строительства в северных регионах.

К проектированию в северных регионах относится конструирование при расчётных температурах от минус 40 до минус 65 градусов Цельсия. В данной работе средняя температура наиболее холодной пятидневки составляет минус 52 гр.

Здания и сооружения в северном исполнении проектируют, используя конструктивные элементы максимальной заводской готовности, позволяющие создавать объекты в холодных климатических условиях. Используют надёжные и простые в монтаже соединения, а также сборные конструкции, обладающие незначительной массой и хорошей транспортабельностью. Заводские соединения выполняются сварными, а монтажные - преимущественно на высокопрочных болтах и на болтах нормальной точности.

Проектирование сварных соединений необходимо производить, избегая входящих углов, перепадов и резких геометрических концентраторов напряжений для обеспечения равномерной эпюры напряжений и наименьших реактивных напряжений от сварки.

Для того, чтобы уменьшить состав фундаментов одноэтажных промышленных зданий, каркас рекомендуют проектировать с укрупнённой сеткой колон.

Стоит избегать решетчатых конструкций и отдавать предпочтение конструкциям со сплошной стенкой, при выборе типа конструкций, так как в них меньше концентраторов напряжений и они менее чувствительны к эксцентриситетам.

Учитывая особенности строительства каркаса в северном исполнении здание проектируется одноэтажное, каркасное, однопролётное,

длина пролёта 18 м. Колонны, балки и фермы, составляющие поперечные рамы, являются несущим каркасом здания, шаг поперечных рам - 9м. Конструкция колонн рассчитана как стойки, имеющие жёсткое сопряжение с фундаментом в поперечном направлении, а в продольном – шарнирное. Сопряжение колонн с балками покрытия и фермами также шарнирное.

Конструкция кровли состоит из треугольных ферм пролётом 18м, которые представляют собой разрезные конструкции из парных уголков с приложенной нагрузкой в узлах ферм. Решетка фермы представлена треугольной со стойками.

Монтажные стыки запроектированы на высокопрочных болтах с применением фланцев (верхний пояс) и накладок (нижний пояс).

Здание имеет систему вертикальных и горизонтальных связей, которые обеспечивают геометрическую неизменяемость и пространственную жесткость каркаса, необходимо предусматривать дополнительно к обычно применяемым связям - связи, которые воспринимают на себя дополнительные усилия, на случай, когда выходит из строя один из конструктивных элементов, так как здание относится к повышенному уровню ответственности.

Расчетная схема каркаса в поперечном направлении (рис. 1) - представлена рамой и характеризуется жёстким опиранием колонн на фундаменты и шарнирным сопряжением колонн и балок покрытия, колонн и ферм.

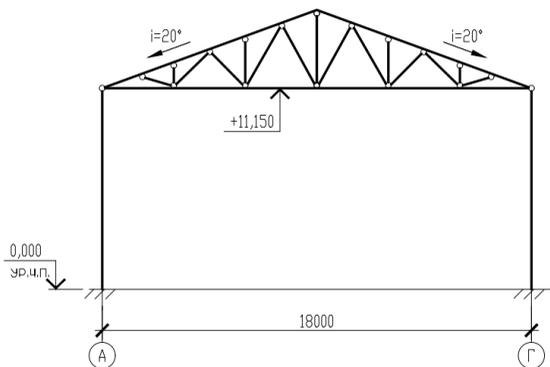


Рис. 1. Расчетные схемы каркаса здания в поперечном направлении

Расчётная схема каркаса в продольном направлении (рис. 2): колонны шарнирно опираются на фундаменты, сопряжение вертикальных связей – шарнирное, также горизонтальные связи, распорки и прогоны покрытия имеют шарнирное сопряжение. Система распорок и связей обеспечивают устойчивость конструкции в продольном направлении.

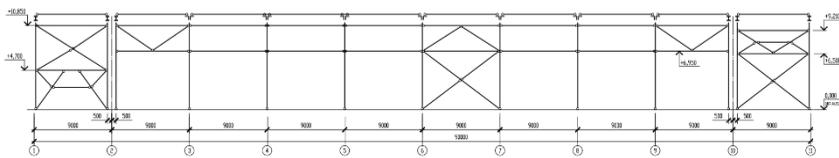


Рис. 2. Расчетная схема каркаса здания в продольном направлении

Таким образом, металлический каркас одноэтажного промышленного здания магистральной насосной спроектирован с учетом строительно-климатического анализа, соответствующий требованиям и указаниям по проектированию строительных стальных конструкций, предназначенных для эксплуатации в условиях низких температур.

### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Никулина О.В. О возможных ошибках в построении расчетной схемы поперечной рамы одноэтажного промышленного здания // Прочность и разрушение материалов и конструкций, V международная научная конференция. Том 2. Оренбург, 2008
2. Нгуен Н.Л. Методы и технологии выбора конструктивных решений зданий (на примере промышленных зданий) // Моск. гос. ун-т путей сообщ. (МИИТ) МПС РФ. Москва 2002
3. Туснина В.М., Соловьев А.К. Архитектура зданий // Московский государственный строительный университет, кафедра Архитектуры гражданских и промышленных зданий. 2014
4. Чернухин В.И., Ерехинский Б.А., Арабей А.Б., Попов К.А., Рекин С.А. Отечественные трубы нефтяного сортамента с повышенными эксплуатационными свойствами // Трубопроводный транспорт: теория и практика. 2016. № 3 (55). С. 18-20.
5. СН 363-66 «Указания по проектированию, изготовлению и монтажу строительных стальных конструкций, предназначенных для эксплуатации в условиях низких температур.»
6. Гулак Л.И., Власов В.В., Агеенко М.В. Проектирование промышленных зданий предприятий стройиндустрии // ФГБОУ ВО «Воронежский государственный технический университет». – Воронеж: Изд-во ВГТУ, 2021. – 75 с.
7. Пожалова Т.Н. Особенности проектирования зданий магистральных насосных станций // Вестник науки и образования. 2019. № 23-3 (77). С. 15-17.

## ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЗАЩИТЫ ОТ ПРОГРЕССИРУЮЩЕГО РАЗРУШЕНИЯ МНОГОЭТАЖНОГО ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ

Проблема обеспечения безопасности зданий и сооружений стала особенно актуальной в последние годы. Аварийные ситуации на объектах капитального строительства приводят к существенным экономическим потерям и человеческим жертвам. Особенно катастрофическими в экономическом плане могут быть последствия в области промышленного строительства. Подобная ситуация не только сулит собой непомерные затраты на устранение последствий, реконструкцию и восстановление, но также влечет за собой значительные убытки из-за потерянной прибыли, что даже может привести к закрытию предприятия. Данный факт особенно раскрывается в работах [1 - 5].

Поэтому, мной был выполнен расчет многоэтажного промышленного здания со стальным каркасом в городе Тюмени на прогрессирующее обрушение.

По СП 385.1325800.2018, прогрессирующее обрушение имеет следующее определение – это ситуация, когда последовательно разрушаются несущие конструкции здания, и даже в случае если она имеет локальный характер, может произойти обрушение всего сооружения. Начальное локальное разрушение – это аварийная ситуация, при которой из расчета удаляется несущий элемент конструкции (в подавляющем большинстве случаев – наиболее нагруженный), что имитирует его возможную потерю несущей способности и меняет конструктивную и расчетную схему здания. Сводом правил устанавливаются три метода расчета зданий и сооружений на живучесть – расчет в статической постановке, кинематическим методом теории предельного равновесия, а также в динамической постановке.

Чтобы добиться цели моей работы, необходимо в первую очередь разработать конечно-элементную модель сооружения в программном комплексе “ЛИРА-САПР 2021” (рис. 1). Рассматриваемое сооружение обладает следующими характеристиками:

- Промышленное здание однопролетное семиэтажное, с наличием промежуточных колонн в поперечном направлении в осях А-Д, пролет составляет 25 м.
- В продольном направлении шаг колонн неравномерный, максимальный равен 7,5 м, минимальный – 3,25 м.

- Высота от уровня пола до верхней точки балок покрытия составляет 38,75 м, до верхней точки фонаря – 41,480 м.

- Колонны сплошного постоянного сечения, двутаврового сечения, прокатные и составные, схема опирания на фундаменты – жесткая.

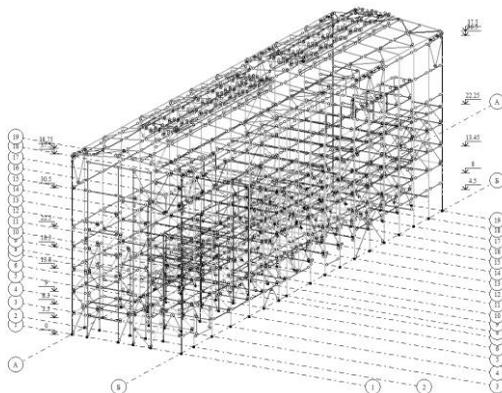


Рис. 1. – Расчетная модель здания.

- Стропильные балки покрытия составного сечения, сплошные, с ребрами жесткости каждые 2 м. Схема опирания на колонны – жесткая, сбоку.

Далее, выполняем расчеты в статической постановке и на прогрессирующее обрушение, следуя СП 385.1325800.2018, СП 296.1325800.2017 и учитывая [1] и [5].

По результатам расчета, выясняется место возможного локального разрушения – самая нагруженная часть угловой несущей колонны (рис. 2). В связи с этим, необходимо принять решение о самом эффективном способе защиты данного участка, дабы предотвратить последствия его разрушения.

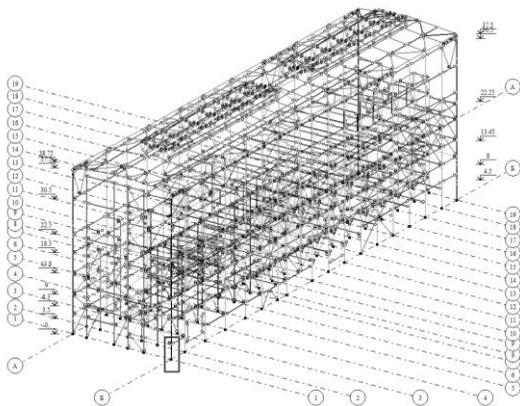


Рис.2.– Разрушаемая колонна.

Далее, начинаем процесс подбора защиты. Подбор более массивного сечения колонны нам не подходит, так как в таком случае нарушатся требования к унификации объемно-планировочных и конструктивных решений, а также возникнет необходимость подбора

отдельного фундамента. По той же причине, невозможна замена марки стали. В таком случае, пробуем добавить дополнительные вертикальные связи (рис. 3) для обеспечения дополнительной

жесткости и устойчивости участка. После изменения конструктивной схемы, видно что данный способ эффективен.

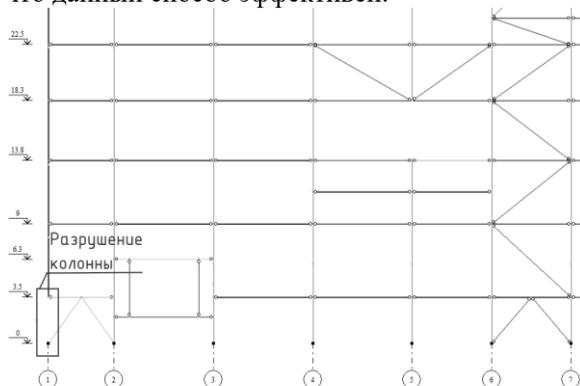


Рис. 3. – Дополнительные вертикальные связи

Подводя итог, было установлено, что учет возможного локального разрушения на этапе проектирования позволяет предотвратить возможные пагубные последствия в виде прогрессирующего обрушения, и добиться этого можно несколькими способами – устройство дополнительных связей, выбор другой марки стали, либо подбор более мощного сечения для конструктивного элемента.

### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Бергер М.П., Туснин А.Р. Расчет фермы с поврежденными элементами // Промышленное и гражданское строительство. 2018. № 11. С. 35-41.
2. Ведяков И. И., Еремеев П. Г., Одесский П. Д. [и др.]. Анализ нормативных требований к расчету строительных конструкций на прогрессирующее обрушение // Вестник НИЦ "Строительство". 2019. Вып. 21. С. 15-29.
3. Губанов В.В., Москаленко В.И. Опыт ликвидации последствий аварии промышленного здания // Металлические конструкции. 2008. Т. 14. № 3. С. 181—188.
4. Евсин Р.Г. Автоматизация расчета на прогрессирующее обрушение//Научно-образовательный журнал для студентов и преподавателей «StudNet». 2020. №3, том 5. С. 595-602.
5. Пермяков М.Б. Анализ аварий зданий и сооружений промышленных предприятий // Предотвращение аварий зданий и сооружений : сб. науч. тр. М., 2008. С. 39—43.

### РАСЧЕТ УЗЛА КРЕПЛЕНИЯ ГЛАВНОЙ БАЛКИ К КОЛОННЕ ВЫСОТНОГО ЗДАНИЯ С РАМНЫМ КАРКАСОМ

Узел сопряжения главной балки к колонне высотного здания с рамным каркасом проектируется жестким. Данный узел зачастую применяют в каркасах многоэтажных зданий, а также в жестких рамах одноэтажных промышленных зданий при креплении ригеля к колонне. [1-5].

Рассмотрим здание офисного центра, выполненное на основе металлического каркаса. В качестве примера, выполняем расчет узла крепления главной балки из двутавра 50Ш2 к колонне из двутавра 40К12.

Выполним расчет узла крепления главной балки к колонне. В данном узле жесткое прикрепление балки к колонне осуществляется устройством жесткой сварной консоли, которая присоединяется на заходской сварке к колонне. Сечение консоли выполняется равному сечению примыкающей балки. Жесткое соединение стенки балки со стенкой консоли выполнено на высокопрочных болтах с помощью накладок с двух сторон стенки балки. Жесткое соединение полки выполнено также на высокопрочных болтах и накладок для каждой полки балки (рис 1.).

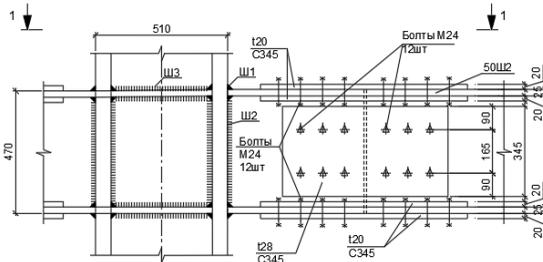


Рис.1. Узел крепления главной балки к колонне.

1-1

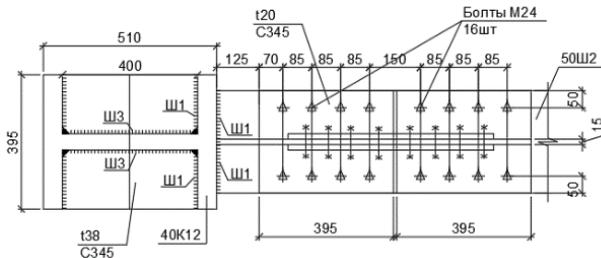


Рис.2. Узел крепления главной балки к колонне. Разрез 1-1

Усилия в балках (табл. 1) получены из расчета каркаса с использованием программного комплекса Лира-САПР на следующие загрузки: собственный вес, вес пола, вес от людей, вес перегородок, длительная на технический этаж, снеговая нагрузка, ветровая нагрузка

Таблица 1. Усилия, возникающие в главных балках.

Усилия по РСУ	
N, кН	-27
Q, кН	520.1
M, кНм	490.2

Расчет болтов стыков полок ригелей

Примем высокопрочные болты М24

$$Q_{bh} = \frac{R_{bh} * A_{bn} * \mu}{\gamma_h} = 105,42 \text{ кН}$$

Количество высокопрочных болтов:  $n_6 = \frac{N_n}{2 * Q_{bh}} = 6$

Расчет болтов стыков стенок ригелей

$$N_b = \sqrt{N_1^2 + (N_2 + N_3)^2} \leq Q_{bh}$$

$$N_1 = \frac{Q}{2 * m * n_6} = 16.25 \text{ кН}; \quad N_2 = \frac{N * k_1}{2 * m * n_6} = -3.83 \text{ кН}$$

$$N_3 = \frac{M_p * h_{max}}{2m * \sum h_i^2} = 62.9 \text{ кН}$$

$M_p$ - момент принимаемый большим из:

$$M_1 = Q * e / 2 = 78.01 \text{ кНм}; \quad M_2 = M * k_2 = 48.87 \text{ кНм}$$

$$N_b = \sqrt{16.25^2 + (-3.83 + 62.9)^2} = 61.27 \leq 105.42 \text{ кН}$$

Расчет сварных швов

Рассмотрим 3 шва: *Ш1*- шов примыкания верхней полки консоли к колонне; *Ш2*- шов примыкания стенки консоли к колонне; *Ш3*- шов примыкания верхнего отвечающего ребра к колонне [4]

Для шва *Ш1*: Стык шва выполняется с разделкой кромок

$$\sigma_M = \frac{N_{sum}}{t_f l_w} = 2,8 \text{ кН/см}^2$$

$$N_{sum} = \frac{M}{h} + N = 38 \text{ кН};$$

$$l_w = 29 \text{ см}; t_f = 2,5 \text{ см}$$

Для шва Ш2: При действии момента одновременно с действием поперечной Q:

$$\sigma_{sum} = \sigma_M + \sigma_Q = 12,5 \text{ кН/см}^2$$

$$\sigma_M = \frac{M_{ст}}{W_{шва}} = 3,4 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}; \sigma_Q = \frac{Q}{2l_w k_f \beta_f} = 9,1 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

$$\text{где } W_{шва} = \frac{2\beta_f k_f l_w^2}{6}; M_{ст} = M - M_f; l_w = 34,5 \text{ см}$$

Для шва Ш3: Шов рассчитывается на усилие T:

$$T = k_3 \beta_f t_f R_y = 4839,6 \text{ кН}$$

$$t_f \geq \frac{T}{4 * l_w \beta_f R_{wf}} = 3,8 \text{ мм}, \quad \text{где } l_w = 29 \text{ см}$$

Таким образом, прочность швов обеспечена, как и прочность всего узла в целом. Данный узел можно использовать, как типовой для соединения главных балок перекрытия с колоннами зданий жилого, общественного и промышленного назначения.

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Голиков А.В., Кайдалов Д.О. Расчетные модели узлов стальных каркасов многоэтажных зданий. // Инженерный вестник Дона. 2020. №8. С. 4-7.
2. Морозова Д.В., Серова Е.А. Исследование влияния конструктивного решения узлов металлических конструкций при вариантном проектировании. // Строительство и архитектура. 2015. №2. С 4-8.
3. Новоселов А.А. Анализ работы узлов металлического каркаса. // Вестник Сибирского государственного университета путей сообщений. 2021. №2. С.5-9.
4. Надольский В.В. Разработка, анализ и оптимизация узловых соединений металлического каркаса многоэтажного здания // Прикладные науки. 2018. №8. С.121-130.
5. Царитова Н.Г., Лагутина Д.Р. Анализ существующих узловых соединений пространственных конструкций. // Современное строительство и архитектура. 2020. №4. С. 26-30.

## ЖИВУЧЕСТЬ БОЛЬШЕПРОЛЕТНОЙ ФЕРМЫ С НИСХОДЯЩИМ ОПОРНЫМ РАСКОСОМ

Уникальные здания и сооружения, к которым относятся и здания пролетом свыше 100 м, должны проектироваться с повышенным уровнем надежности. Это обусловлено возможными большими людскими и материальными потерями при обрушении большепролетных покрытий. Проблема обеспечения устойчивости зданий и сооружений к прогрессирующему обрушению стала актуальной в последние годы, что можно увидеть в работах [1-3]. В связи с этим, был выполнен расчет большепролетного ангара из металлоконструкций на прогрессирующее обрушение.

В работе было рассмотрено локальное начальное разрушение растянутого нисходящего опорного раскоса (рис. 1). В связи с тем, что разрушение растянутого элемента может произойти внезапно, при расчете необходимо учитывать динамику. Учет динамики выполнен квазистатическим методом, следующими двумя способами:

1 вариант – мгновенное удаление разрушаемого опорного раскоса моделировалось усилиями, определенными в раскосе при расчете по первичной расчетной схеме, приложенными с обратным знаком (рис. 2).

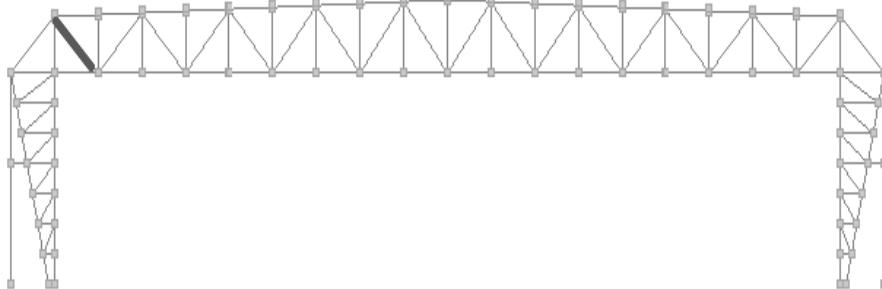


Рис. 1. Разрушение опорного раскоса

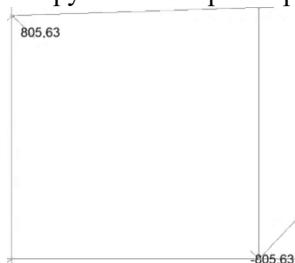


Рис. 2. Моделирование разрушения опорного раскоса усилиями, кН

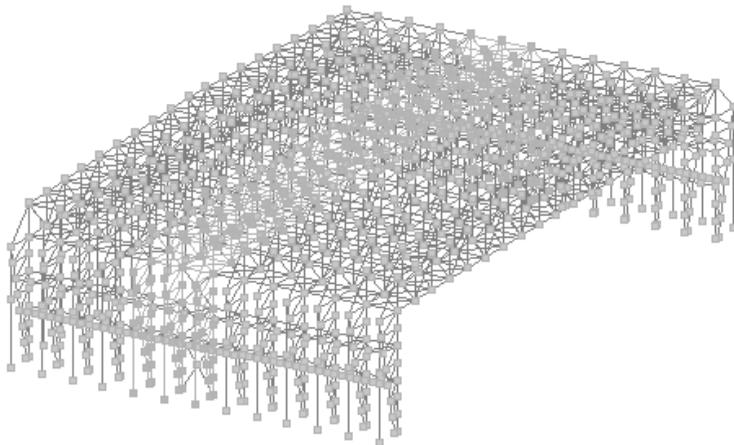


Рис. 3. Участок покрытия, на который задана удвоенная нагрузка

2 вариант – на участке покрытия, опирающемся на ферму, в которой происходит разрушение растянутого раскоса прикладываются нагрузки с учетом коэффициента динамичности равного 2 [4, 5].

Порядок расчета по 1-му варианту:

1) выполняется расчет неповрежденной схемы и определяются усилия в неповрежденном стержне;

2) к узлам в измененной схеме вместо удаленного стержня прикладываются усилия с противоположным знаком. Усилия прикладываются так, чтобы моделировать наличие стержня в конструкции.

Порядок расчета по 2-му варианту: в поврежденной схеме на конструкции, опирающиеся на ферму, в которой происходит разрушение опорного раскоса прикладывается удвоенная нагрузка. (рис. 3).

В таблице 1 приведено сравнение результатов расчета на прогрессирующее разрушение с учетом динамики двумя описанными выше способами.

Таблица 1. Сравнение результатов расчета с учетом динамики различными способами

Способ учета динамики	Сечение	Коэффициент использования	Разница $\Delta$ , %	N, кН	Разница $\Delta$ , %	$Q_z$ , кН	Разница $\Delta$ , %	$M_y$ , кН*м	Разница $\Delta$ , %
Нижний пояс									
1 вар.	40К4	0,76	22	-419	13	177	20,9	-612	20
2 вар.	40К4	0,97		-482		223		-767	

Верхний пояс									
1 вар.	┌ 40K1	0,56	15	-1391	16	7,1	11	20	14
2 вар.	┌ 40K1	0,66		-1650		8		23	
Наиболее нагруженный раскос									
1 вар.	┌ 30K1	0,53	25	1223	19	-5,3	5	-22	9
2 вар.	┌ 30K1	0,71		1514		-5,6		-25	
Наиболее нагруженные центральные вертикальные связи по ферме									
1 вар.	□ 180x8	0,78	14	-79	65	-1,2	0	3	0
2 вар.	□ 180x8	0,91		-228		-1,2		3	
Наиболее нагруженные центральные распорки по ферме									
1 вар.	□ 140x8	0,63	35,7	-76	69,5	-0,87	0	1,3	0
2 вар.	□ 140x8	0,98		-249		-0,87		1,3	

Как видно, учет динамики путем приложения коэффициента динамичности равного 2 к нагрузкам, действующим на конструкции, опирающиеся на повреждаемую ферму (2 вариант), дает до 25% больший коэффициент использования основных элементов. В связи с этим при подборе и проверке сечений следует пользоваться этим способом.

### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Долганов А.И. Об учете прогрессирующего разрушения при проектировании // Надежность. 2020. №1. С. 20-24.
2. Ведяков И. И., Еремеев П. Г., Одесский П. Д. [и др.]. Анализ нормативных требований к расчету строительных конструкций на прогрессирующее обрушение // Вестник НИЦ "Строительство". 2019. Вып. 21. С. 15-29.
3. Травуш В.И., Федорова Н.В. Живучесть конструктивных систем сооружений при особых воздействиях // Инженерно-строительный журнал. 2018. № 5(81). С. 73–80.
4. Туснин А.Р., Бергер М.П. Расчет фермы с поврежденными элементами// Промышленное и гражданское строительство. 2018. №11. С. 35-41.
5. Туснин А.Р., Бергер М.П. Determination of the dynamic coefficient by the local damage of the element of steel trusses. В сборнике: IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 23, Construction – The Formation of Living Environment. Сер. «XXIII International Scientific Conference on Advance in Civil Engineering: « Construction – The Formation of Living Environment», FORM 2020 – Reliability of Buildings and Constructions» 2020. С. 052051.

## ВЛИЯНИЕ ЖЕСТКОСТИ ПОДКРАНОВЫХ БАЛОК НА УСТОЙЧИВОСТЬ КОЛОНН ПРОМЗДАНИЯ

Строительная наука всегда стремится к экономии материала, в том числе и при проектировании каркасов из стали. В настоящее время в современных строительных нормах расчет каркаса промздания, а именно его колонн, ведется без учета жесткости подкрановой балки, воспринимающей нагрузку от мостового крана. Влияние этого фактора может дать определенную экономию металла, т.к. жесткость подкрановых конструкций напрямую влияет на устойчивость колонн промзданий, а, следовательно, и на металлоемкость каркаса.

Цель работы – оценка влияния жесткости подкрановой балки на устойчивость промышленного каркаса.

Задачи исследования: построение расчетной модели колонны промздания с введением упругоподатливой опоры и без; расчет коэффициента приведенной длины для разных отношений критической силы и отношений моментов инерции; построение графиков зависимости коэффициентов приведенной длины от отношения критических сил и моментов инерции; анализ полученных результатов.

Для реализации поставленной цели предварительно найдем жесткость упругоподатливой опоры, моделирующей жесткость подкрановой балки, приняв для удобства простейшую расчетную схему подкрановой балки (рис. 1).

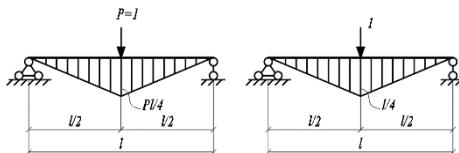


Рис. 1. Расчетная схема подкрановой балки для определения жесткости упругоподатливой опоры

Определение жесткости подкрановой балки сводится к нахождению перемещений элементов системы. В данном случае жесткость  $j$ , подкрановой балки равняется:

$$j = \frac{1}{48} \cdot \frac{l^3}{EI},$$

где  $l$  – длина подкрановой балки;  $EI$  – жесткость балки.

Податливость,  $C$  – обратная величина жесткости:

$$C = \frac{48 \cdot EI}{l^3}$$

Решение задачи об определении критических сил методом перемещений сводится к отысканию минимального корня уравнения устойчивости, получаемого приравнением к нулю определителя. Составим

расчетную схему колонны промздания и построим эпюры методом перемещений [1] (рис. 2).

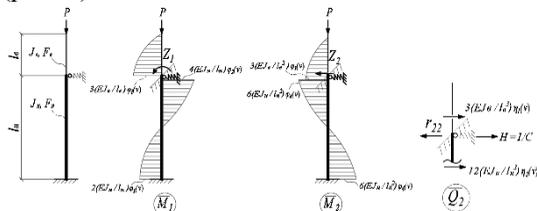


Рис.2. Расчетная схема колонны

Запишем систему канонических уравнений метода перемещений с учетом упругоподатливой опоры, используя критические табличные параметры  $\varphi_i(\nu)$  и  $\eta_i(\nu)$  [2].

$$\begin{aligned}
 r_{11}Z_1 + r_{12}Z_2 + R_{1p} &= 0 \\
 r_{21}Z_1 + r_{22}Z_2 + R_{2p} &= 0 \\
 r_{11} &= 3(EI_B/L_B) \cdot \varphi_1(\nu) + 4(EI_H/L_H) \cdot \varphi_2(\nu) \\
 r_{12} &= 6(EI_H/L_H^2) \cdot \varphi_4(\nu) - 3(EI_B/L_B^2) \cdot \varphi_1(\nu) \\
 r_{22} &= 3(EI_B/L_B^3) \cdot \eta_1(\nu) + 12(EI_H/L_H^3) \cdot \eta_2(\nu) + \frac{1}{C} \\
 D &= \begin{vmatrix} r_{11} & r_{12} \\ r_{21} & r_{22} \end{vmatrix} = 0
 \end{aligned}$$

Решив определитель устойчивости D и найдя критические силы по критическому параметру с помощью запрограммированного циклического алгоритма в программном комплексе Mathcad, были получены графики зависимостей коэффициентов приведенной длины от отношения критических сил и моментов инерции (рис. 3, 4).

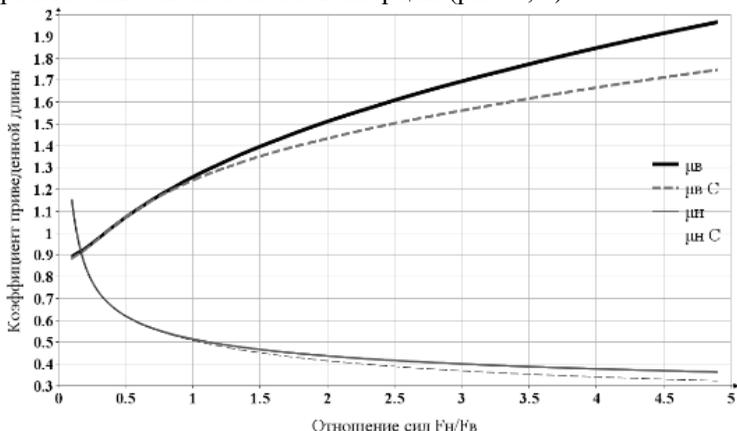


Рис.3. Зависимость коэффициентов приведенной длины от отношения критических сил

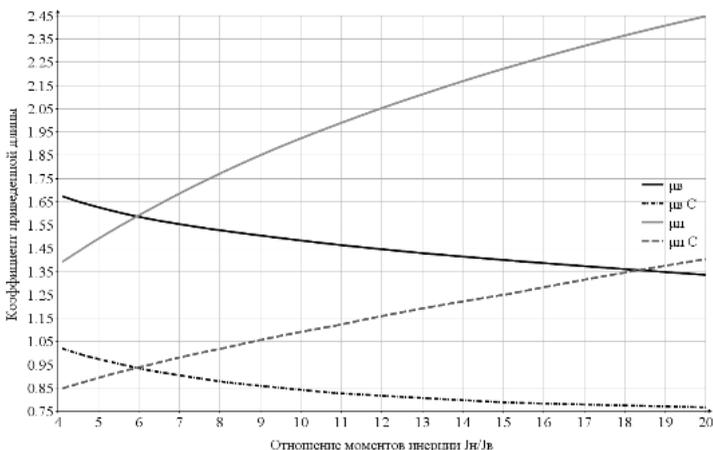


Рис.4. Зависимость коэффициентов приведенной длины от отношения моментов инерции

Таким образом, исходя из анализа выполненной работы и сравнения полученных результатов с традиционным методом расчета, наблюдается, что критическая сила (рис. 3) при введении упругоподатливой опоры становится больше на 20%, а площадь сечения при прочих фиксированных величинах уменьшилась на 20% (рис. 4), т.к. коэффициент приведенной длины прямо пропорционален площади и обратно пропорционален критической силе.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Клейн, Г.К., Рекач В.Г., Розенблат Г.И. Руководство к практическим занятиям по курсу строительной механики. Издание второе переработанное и дополненное. Учебное пособие для студентов строительных специальностей ВУЗОВ. – Москва, Издательство «Высшая школа» 1972 – 320 стр.
2. Дарков А.В., Клейн, Г.К., Кузнецов, В.И., Лужин О.В., Рекач В.Г., Синельников В.В., Широ Г.С. (под ред. Даркова А.В.). Строительная механика. Учебник для ВУЗОВ. Москва, Издательство «Высшая школа» 1976 – 600 стр.
3. Металлические конструкции. Учебник для студентов учреждений высшего профессионального образования / под ред. Ю.И. Кудишина [Ю.И. Кудишин и др.]. — 12-е изд., испр. — Москва : Издательский центр «Академия», 2010. — 668 стр.
4. СП 16.13330.2017 «Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81\* (с Изменениями №1, №2 и №3, №4 и №5).
5. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\* (с Изменениями №1, №2 и №3, №4).

*Студентка магистратуры 1 курса 3 группы ИПГС Бурмистрова Т.И.,  
студентка 2 курса 4 группы ИГЭС Частова В.Ю.  
Научный руководитель - канд. техн. наук, доц. Н.В. Линьков*

## ОСНОВЫ ТЕХНИЧЕСКОЙ НАДЕЖНОСТИ КОНСТРУКТИВНЫХ СИСТЕМ С ПРИМЕНЕНИЕМ ДРЕВЕСИНЫ

Древесина является одним из часто используемых строительных материалов, применяемых как в жилищном, так и в гражданском строительстве. Дерево, как строительный материал, всегда находило широкое применение при возведении зданий и сооружений в виде несущих и ограждающих конструкций [3].

Деревянные конструкции имеют ряд несомненных достоинств - высокую удельную прочность, большой и малый коэффициенты теплового сопротивления и термического расширения соответственно [1]. Из древесины можно изготовить практически любую строительную конструкцию, систему или изделие. При соблюдении условий правильной эксплуатации древесина может прослужить много лет. Но для этого необходимы исследования долговечности усиленных элементов, так как небольшой опыт их эксплуатации не позволяет точно спрогнозировать максимальный срок службы [7].

Имея возможность выбора породы и мер защиты древесины, зная свойства и учитывая условия эксплуатации, можно в немалой степени понизить влияние отрицательных свойств древесины и увеличить тем самым надежность и долговечность конструкции.

Техническая надежность - это комплексное свойство, которое включает в себя: безотказность, долговечность, ремонтпригодность и сохраняемость. То есть она не должна потерять способность сохранять значения всех своих параметров во времени, которые характеризуют способность выполнять требуемые функции в определенных режимах и заданных условиях применения, а так же технического обслуживания, хранения и транспортирования.

В настоящее время понятие предельного состояния принято как теоретическая основа для расчетной и экспериментальной оценки надежности любых силовых конструктивных систем. Расчет конструкции в целом ведётся на основании классических критериев наступления предельного состояния [4].

Однако до сих пор недостатком метода предельных состояний остается то, что коэффициенты условий работы материалов и коэффициенты надежности по нагрузке определяются для большинства расчетных факторов независимо от изменчивости других факторов. Это приводит к завышению надежности, т.е. к недостаточно экономичному расчету

при большом количестве случайных факторов и к малой надежности в случаях, когда переменным был только один фактор.

Так же реальная система и ее реальные условия эксплуатации сильно отличаются от, рассматриваемых на стадии проектирования, идеализированных систем и условий. На практике, напряжения, перемещения и деформации являются случайными величинами, поскольку имеют случайный характер внешних воздействий, прочностных и других внешних условий. Отсутствуют четкие регламенты и методики по проведению испытаний исследуемых конструкций [6]. Поэтому техническая надежность конструктивных систем может быть определена с привлечением методов математической и статистической теории вероятностей. Высокие темпы и уровень современного строительства предъявляют качественно новые требования к строительным материалам и конструкциям [5].

Обеспечение надежности является важнейшим требованием, предъявляемым к конструкциям зданий и сооружений. Целью теории надежности при проектировании является создание конструктивных оптимальных решений с соблюдением определенных гарантий против появления в сооружении неблагоприятных состояний [2].

С точки зрения теории надежности конструкций постепенные отказы описываются механиками при помощи кумулятивных моделей.

Теоретическая база кумулятивных моделей для конструктивного расчета находится на междисциплинарном стыке физики твердого тела, механики разрушения и теории надежности. Конечная цель состоит в построении гармонизированного метода расчета с учетом существующих физических и механических представлений в форме, удобной для практики проектирования (рис.1).

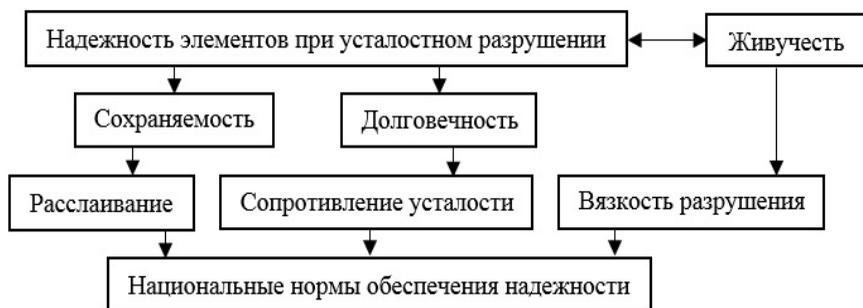


Рис.1. Информационно-технологическая иерархия – графического комплекса задач надежности

Аналитические методы являются важными для исследования надежности реальных конструктивных систем, поскольку для большого коли-

чества факторов, влияющих на техническую надежность, высокая достоверность имитационного моделирования практически недостижима.

Таким образом, техническая надежность коснструктивных систем с большим числом состояний требует разработки новых нестандартных подходов, определяющих закономерности возникновения отказов конструкций, восстановления их работоспособности, влияние на них внешних и внутренних воздействий.

### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Ушаков, А.Ю.* Повышение несущей способности и эксплуатационной надежности деревянных конструкций дополнительными элементами / А. Ю. Ушаков // Промышленное и гражданское строительство. – 2020. – № 1. – С. 32.
2. *Дудина, И.В.* Оценка экономической эффективности использования прикладных методов теории надежности в исследованиях строительных конструкций / И. В. Дудина, С. С. Коплик, А. В. Некрылов // Труды Братского государственного университета. Серия: Естественные и инженерные науки. – 2017. – Т. 2. – С. 93
3. *Гапноев М.М.* Оценка несущей способности соединений деревянных конструкций методами механики разрушения. Москва. Издательство МГСУ. 1994. - С.67.
4. *Гапноев М.М.* Исследование энергетических процессов в окрестности трещин нормального отрыва при разрушении древесины. Москва. Заводская лаборатория. 1995. №3. - С. 25.
5. *Рощина С.И.* Прочность и деформативность клеёных армированных деревянных конструкций при длительном действии нагрузки. Москва. 2009. - С.38.
6. *Клюкин А.А.* Опыт исследований зарубежных инженеров по усилению деревянных конструкций композиционными материалами. Инженерный вестник Дона, 2022, №2. URL: [ivdon.ru/uploads/article/pdf/IVD\\_79\\_\\_5\\_Kliukin.pdf\\_6d3900f221.pdf](http://ivdon.ru/uploads/article/pdf/IVD_79__5_Kliukin.pdf_6d3900f221.pdf).
7. *Потапова Т.В.* К вопросу об усилении эксплуатируемых деревянных конструкций композитными материалами. Инженерный вестник До-на, 2022, №3. URL: [ivdon.ru/uploads/article/pdf/IVD\\_37\\_\\_3\\_potapova.pdf\\_daef6958c4.pdf](http://ivdon.ru/uploads/article/pdf/IVD_37__3_potapova.pdf_daef6958c4.pdf).

## РАСЧЕТ НА ПРОГРЕССИРУЮЩЕЕ ОБРУШЕНИЕ ТРЕХЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ СЛОЖНОЙ КОНФИГУРАЦИИ В СТАЛЬНОМ КАРКАСЕ

Рассчитываемый объект – трехэтажное большепролетное общественное здание ромбовидной формы в плане с несущей системой в виде стального каркаса. В процессе расчета выполнена компоновка каркаса здания, определены действующие на нее нагрузки, произведен статический расчет рамы, запроектированы сечения элементов и произведен расчет на прогрессирующее обрушение.

Размеры здания в плане (в осях) – 108 м x 144 м. Высота до низа ферм – 12,4 м, высота всего здания – 24,4 м. Сетка колонн нерегулярная. Продольная и поперечная рамы – стальные однопролетные с пролетом 108 м и 144 м соответственно. Ригелем продольной рамы служит стропильная ферма [1] трапецевидного очертания, ригелем поперечной рамы – стропильная шпренгельная ферма прямоугольного очертания. Все колонны жестко связаны с фундаментом. Подстропильные наклонные фермы расположены с шагом, равным шагу колонн, и опираются на стропильные фермы. Все фермы крепятся к колоннам шарнирно.

Общая устойчивость здания обеспечивается продольной и поперечной рамами и вертикальными связями, устроенными по продольным рядам колонн при совместной работе с жесткими в горизонтальном плоскости дисками покрытия. Жесткость и геометрическая неизменяемость элементов покрытия обеспечивается системой горизонтальных и вертикальных связей по нижним и верхним поясам ферм.

Расчетная модель здания принята в виде пространственной статически неопределимой системы. Расчет на прогрессирующее обрушение проведен в статической постановке в соответствии с требованиями [2, 3] с использованием программного комплекса Lira 10.

При этом проанализировано состояние конструкций только по I предельному состоянию.

Для расчета на прогрессирующее обрушение сформировано особое сочетание нагрузок при этом коэффициенты сочетаний и надежности приняты в соответствии с требованиями [4, 5].

В процессе расчета на прогрессирующее обрушение были рассмотрены следующие ситуации мгновенного обрушения наиболее нагруженной:

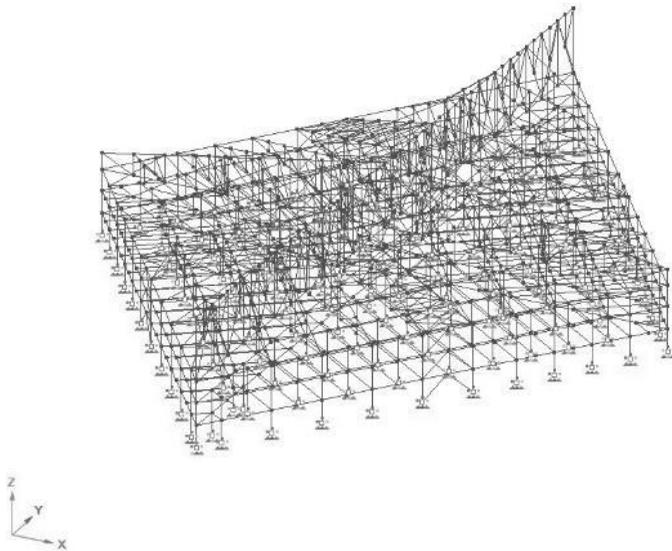
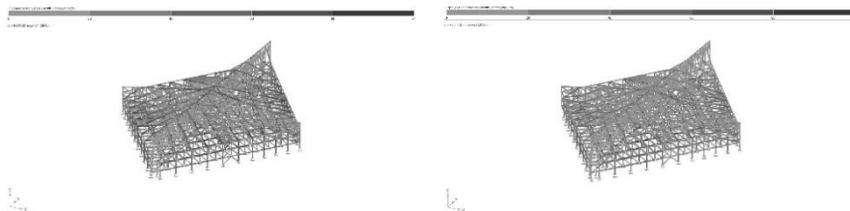


Рис. 1. Расчетная схема каркаса

1. нижней части колонны К1 в поперечной раме;
2. нижней части колонны К1 в продольной раме;
3. части верхнего пояса шпренгельной фермы;
4. части нижнего пояса шпренгельной фермы;
5. части верхнего пояса наклонной фермы;
6. части нижнего пояса наклонной фермы.

Результат расчета является удовлетворительным, так как коэффициент использования конструкций здания, отражающий процент использования выбранного поперечного сечения по I предельному состоянию, меньше 1.

Проанализировав результаты расчета на прогрессирующее обрушение, можно сделать вывод о том, что принятые сечения конструкций подобраны таким образом, чтобы выдержать обрушение по одной из 6 ситуаций, описанных ниже.



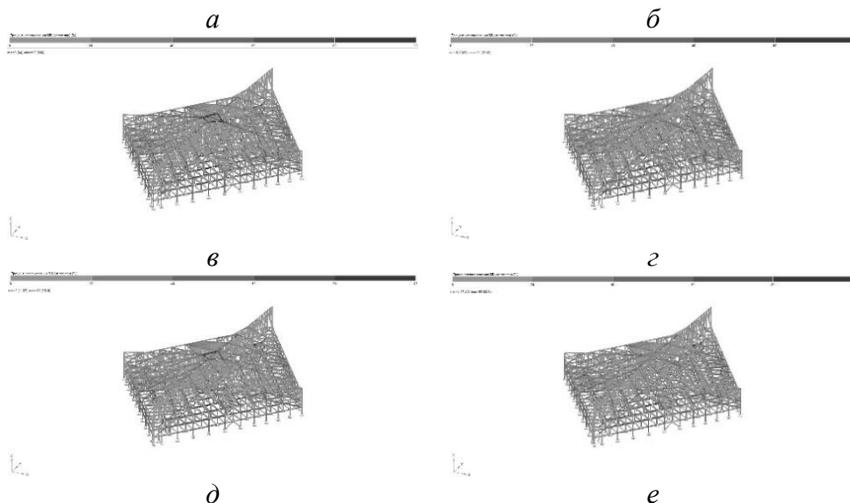


Рис. 2. Результаты расчета на прогрессирующее обрушение  
 а) Коэффициент использования по расчетной ситуации №1  
 б) Коэффициент использования по расчетной ситуации №2  
 в) Коэффициент использования по расчетной ситуации №3  
 г) Коэффициент использования по расчетной ситуации №4  
 д) Коэффициент использования по расчетной ситуации №5  
 е) Коэффициент использования по расчетной ситуации №6

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 16.13330.2017 "Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81\*" (с Поправками, с Изменениями N 1- 4).
2. СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\* (с Изменениями N 1, 2, 3, 4).
3. СП 118.13330.2022 Общественные здания и сооружения СНиП 31-06-2009 (с Изменением N 1).
4. СП 385.1325800.2018 Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения (с Изменениями N 1, 2).
5. СП 385.1325800.2018 Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения (с Изменениями N 1, 2).

## ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ ТОНКИХ ПЛИТ ПОД ВОЗДЕЙСТВИЕМ ДИНАМИЧЕСКИХ НАГРУЗОК.

Тонкие плиты являются одним из основных элементов конструкций зданий и сооружений, их работа под воздействием динамических нагрузок изучена сравнительно мало [1-5]. В связи с этим изучение колебаний плит имеющих различные конструктивные решения и условия опирания имеют практическое значение для динамических и сейсмических расчётов. Исходя из чего для уточнения отдельных вопросов колебаний тонких плит произведены экспериментальные исследования на моделях сплошных и сквозных квадратных плит с различными координатами расположения их опор и условиями закрепления.

Плиты были изготовлены из стальных листов размерами 1200x1200 мм и толщиной 8 мм (рис. 1). Сплошные плиты (рис. 1,а) с координатами расположения точечных опор  $X_c=Y_c= 500,400$  и 300 мм обозначались П-1, П-2 и П-3, плиты с квадратными отверстиями (рис. 1,б) соответственно П-4, П-5 и П-6, а плиты с прямоугольными отверстиями (рис. 1,в) П-7, П-8 и П-9.

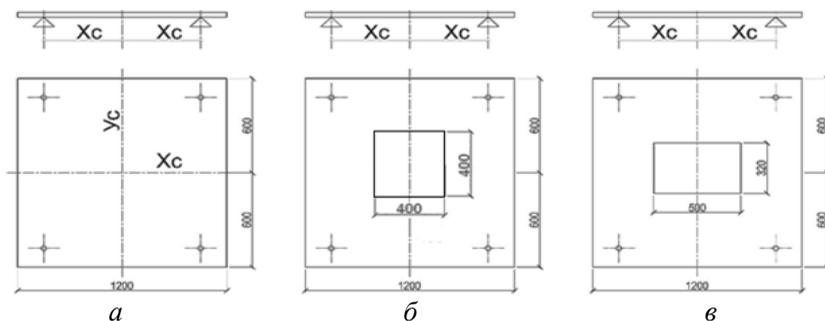


Рис. 1. Плиты из стальных листов.

а – сплошные; б - с квадратными отверстиями;  
в - с прямоугольными отверстиями.

Итак, испытывались девять плит с различными конструктивными решениями. В виду того, что все типоразмеры испытывались в условиях шарнирного и защемлённого опирания, в дальнейшем изложении обозначением плит с шарнирными опорами добавлялись буквой “ш” (П-1ш, П-2ш и т.д.), а к плитам с защемлёнными опорами “з” (П-1з, П-2з и т.д.)

Шарнирные соединения осуществлялись стальными полусферами  $d=30$  мм, установленных в головных частях опорных стоек, а заземления сжимающимися гайками, установленными на плиты в головных частях опор.

Статические испытания плит и образование свободных колебаний осуществлялись с помощью нагрузки  $F=250$  Н, повешенных в их центре. Вынужденные колебания плит возбуждались электродинамическими вибраторами, для питания которого использовался низкочастотный генератор марки Г6-15. С помощью последнего, плавным повышением частоты тока передаваемого вибратору, в испытуемых плитах возникали разные частоты колебаний (в том числе резонансные), по которым и определялись динамические характеристики собственных колебаний плит.

Статические испытания плит осуществлялись для определения их жёсткостей, с целью проверки результатов динамических испытаний. Динамические испытания осуществлялись двумя этапами. На первом этапе определялись частоты собственных колебаний плит по первой форме в условиях свободных колебаний, а на втором этапе подвергались вынужденным колебаниям, и в условиях резонансных колебаний определялись перемещения и частоты по I, II и III формам собственных колебаний.

Экспериментальные значения прогибов и частот испытанных плит приведены в таблице:

Таблица.1

Плиты	Прогибы, мм	Частота свободных колебаний, Гц	Частоты по формам колебаний, Гц		
			I форма	II форма	III форма
1	2	3	4	5	6
П-1ш	1,75	12	11,1	23,0	64,0
П-1з	1,10	15	15,5	29,3	68,0
П-2ш	0,38	26	26,0	50,0	90,5
П-2з	0,25	31	30,0	54,5	94,6
П-3ш	0,21	32	30,5	44,0	86,3
П-3з	0,15	37	35,0	48,3	90,0
П-4ш	2,65	10	10,5	23,0	72,0
П-4з	1,60	16	15,2	30,0	75,5
П-5ш	0,55	29	28,5	42,0	83,0
П-5з	0,35	35	33,0	46,5	88,0
П-6ш	0,30	32	29,0	40,0	80,0
П-6з	0,23	34	33,0	45,3	84,0
П-7ш	2,50	12	11,3	22,5	70,5
П-7з	1,54	15	14,5	27,0	74,0
П-8ш	0,50	32	29,5	45,0	90,0
П-8з	0,35	34	33,2	49,5	95,0
П-9ш	0,28	30	30,0	45,3	78,0
П-9з	0,21	35	34,0	50,0	83,0

Из данных приведённых в столбцах 3 и 4 таблицы видно, что значения полученных частот свободных и вынужденных (резонансных) колебаний почти одинаковы и отличаются друг от друга в среднем на

4,5%. Это обстоятельство подтверждает достоверность частот определённых резонансными колебаниями.

Анализ данных приведённых в таблице показывает, что закрепление опор приводит к увеличению жёсткости плит и соответственно к изменению частот. Степень увеличения жёсткости зависит от координат расположения опор: при расположении опор в углах плиты (П-1, П-4, П-7) жёсткость увеличилась в среднем 1,62 раза, при установке координат опор  $X_c=Y_c=400$  мм (П-2, П-5, П-8) в 1,51 раза и в случае  $X_c=Y_c=300$  мм (П-3, П-6, П-9) в 1,34 раза. Пропорционально изменению жёсткости увеличились также частоты собственных колебаний плит.

Из данных приведённых в таблице очевидно также, что наличие отверстий и их вид не оказывают существенного влияния на частоты колебаний, не смотря на то, что жёсткость последних существенно изменяется (для плит с квадратными отверстиями в 1,43 – 1,51 раза, а для плит с прямоугольными отверстиями в 1,33 – 1,43 раза). Несущественное изменение частот можно объяснить тем, что наличие отверстий одновременно с уменьшением жёсткости плиты уменьшает её массу.

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Абовян А.Г.* Способ моделирования сейсмического воздействия на здания и сооружения. XXVII семинар RSP TFoSE , Жилина, 2019
2. *Кумпяк О.Г., Галютдинов З.Р.* Расчет железобетонных плит на податливой опоре при кратковременном динамическом нагружении. Вестник ТГАСУ, № 2, 2012, с. 107-111.
3. *Абовян А.Г., Абовян Ар. Г., Петросян К.К.* Особенности воспроизведения сейсмического воздействия на моделях зданий. Сборник научных трудов ЯБУ. Архитектура, градостроительство, строительство, геодезия . Том 3 (33). Ереван, 2008. С. 91-93.
4. *Алявдин П.В., Ю.А. Музычкин.* Анализ динамической модели фрагмента потолка здания. Вестник Белорусско-Российского университета, 2010, №1(26), с.137-141.
5. *Алявдин П. В.* Свободные колебания фрагмента плиты-балки перекрытия зданий. *П. В. Алявдин, Ю. А. Музычкин.* Механика машин, механизмов и материалов. - 2009. - № 1, с. 162-167.

## ФЕРМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ С ПЕРЕКРЕСТНЫМИ РЕШЕТКАМИ

Фермы являются важными несущими элементами конструкций зданий и сооружений [1-4]. Современные и будущие ферменные конструкции можно рассматривать как одну из самых надежных несущих и прочностных систем, необходимых для массовой эксплуатации в различных зданиях и сооружениях, включая районы строительства с высокой сейсмической активностью.

С точки зрения экономии металла целесообразно осуществлять переход от полураскосных и ромбических решеток к перекрестным решеткам. Решетки с двойной системой полураскосов применялись уже с конца XVIII века. (рис. 1).



*а*



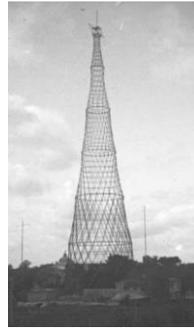
*б*

Рис. 1. Изображения ферменных конструкций с перекрестными решетками: а) Эйфелева башня, 1889 г., б) Ж/д мост в Кисловодске, 1894 г.

Для более полного обзора перекрестных решеток ферменных конструкций необходимо отметить гиперboloид инженера Шухова (патент Российской Империи № 1896, 12.03.1899). Первая водонапорная башня в виде гиперboloида была возведена для Нижегородской ярмарки, а после ее завершения перенесена в село Полибино Липецкой области, где сохранилась и является памятником архитектуры (рис. 2, а). Всего по проектам Шухова при его жизни было реализовано более двухсот подобных объектов, самым известным из которых является башня на Шаболовке (рис. 2, б).



а



б

Рис. 2. Сооружения с использованием перекрестных решеток:  
а) Водонапорная башня для Нижегородской ярмарки, 1896 г.,  
б) Радиобашня на Шаболовке в Москве, 1922 г.

Гиперболоид вращения с перекрестными и ромбическими решетками оказался весьма легкой, однако настолько упругой и устойчивой конструкцией, что многие боевые корабли строились с ажурными гиперболюидными мачтами. Это связано с необходимостью использования на кораблях наблюдательных приборов на большой высоте, что уменьшало вероятность их повреждения при попадании снарядов и амортизацией ударов от собственных орудий (рис. 3).



а



б

Рис. 3. Изображения линейных кораблей с гиперболюидными мачтами:  
а) Линейный корабль Император Павел I, 1907 г.,  
б) Линейный корабль Nevada, 1912 г.

Гиперболоид инженера Шухова с перекрестными и ромбическими решетками послужил прообразом современных сетчатых конструкций сейсмостойких каркасов многоэтажных зданий (рис. 4, а), в том числе системы Diagrid (рис. 4, б, в) [5]. За счет большой статической неопределимости благодаря конструкции узлов и структурной сетки, такая система весьма устойчива к прогрессирующему обрушению. При этом она обладает эффективной способностью перераспределять

усилия между несущими элементами, что повышает механическую безопасность зданий и сооружений.

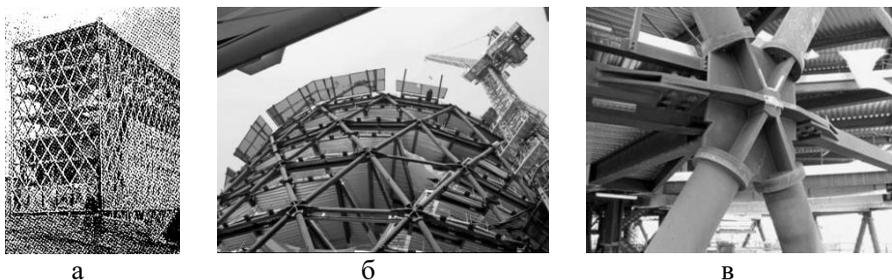


Рис. 4. Сооружения с использованием сетчатых конструкций:

- а) Сейсмостойкий каркас,
- б) Несущая система Diagrid,
- в) Узел соединения элементов присущий несущей системе Diagrid

Из вышеизложенного, можно сделать вывод, что переход от полураскосных и ромбических решеток к перекрестным решеткам достаточно эффективен и целесообразен для перспективного применения в составе несущих и связевых систем проектируемых и эксплуатируемых зданий и сооружений.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Юрьев А.Г., Зинькова В.А.* Эволюция проектировочных расчетов ферм // Сборник докладов Международной научно-практической конференции, посвященной 65-летию БГТУ им. В.Г. Шухова. Белгород. 2019. С. 111–114.
2. *Кирсанов М.Н.* Плоские фермы. Схемы и расчетные формулы // Справочник. М.: ИНФНА-М, 2019. 238 с.
3. *Кудишин Ю.И.* Металлические конструкции. М.: Издательский центр «Академия», 2007. С. 264-269.
4. *Лихтарников Я.М.* Вариантное проектирование и оптимизация стальных конструкций. М.: Стройиздат, 1979. С. 45.
5. *Космодемьянов В.А., Родимов А.А.* Обзор несущей конструкции системы Diagrid // Инженерный вестник Дона - 2021, № 4.

## СТАЛЬНЫЕ КАРКАСЫ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ

В настоящее время все больше жилых и общественных зданий строятся повышенной этажности. Также возрастает количество производственных зданий с высотой до 25 этажей. В условиях плотной городской застройки главная проблема, с которой сталкиваются проектировщики – как наиболее рационально использовать участок под строительство. Поэтому, используют необходимый тип фундамента по данным инженерно-геологических и гидрологических изысканий. Материал каркаса здания выбирают на основе проведенного технико-экономического анализа. Так, каркас может быть железобетонным, стальным или смешанным [1]. Кроме того, с ростом этажности сооружения целесообразность использования стального каркаса увеличивается.

В данной работе приводятся преимущества использования стального каркаса для многоэтажных зданий и приведены примеры зарубежных и отечественных высотных сооружений.

Использование стального каркаса для строительства зданий и сооружений имеет ряд положительных сторон. Во-первых, сталь обладает высокой прочностью, благодаря чему возможно использование минимальных размеров сечения колонн, увеличивая полезную площадь помещения. При этом для повышения огнестойкости и коррозионностойкости элементы стального каркаса бетонируют, облицовывают керамическими блоками и покрывают защитными составами [1, 2].

Во-вторых, темп возведения. По сравнению с монолитными зданиями, здесь отсутствуют «циклы мокрых работ» в процессе монтажа, которые существенно увеличивают время строительных работ. Так, появляется возможность всесезонного строительства, что особенно важно для обширной территории Российской Федерации. Стальные конструкции изготавливают непосредственно на заводе, при этом на строительную площадку поставляют уже в готовом виде, требуется только их смонтировать. Применение поточного метода строительства также увеличивает темпы строительства. Несущие конструкции вышележащих этажей возводятся параллельно с ограждающими конструкциями на отметках ниже. Такой метод строительства используется при строительстве только многоэтажных зданий в связи с тем, что металлокаркас можно возвести укрупненными элементами высотой 12 и более метров. При строительстве зданий, высотой до 4-х этажей он не применяется.

Третьим преимуществом стального каркаса является его гибкость в плане планировочных решений. Действительно, гибкость и функцио-

нальность планировок возможна не только в монолитном строительстве, но и в зданиях с металлокаркасом. Это обеспечивается отсутствием несущих стен, что дает свободу для проектирования помещений.

Основными конструктивными элементами каркаса являются колонны, балки и связи [3, 4, 5]. Именно колонны заменяют вертикальные несущие конструкции – стены. Так, при высоте здания в 20 этажей, их размер поперечного сечения не будет превышать 40х40 см. Также благодаря стальным конструкциям назначение сооружений и их внутренние планировки могут со временем изменяться.

Первые многоэтажные здания с металлокаркасом появились в США примерно в последней четверти 19 века. В 1929 – 1931 гг. происходило строительство небоскреба Нью-Йорка «Эмпайер – стейт - билдинг» (рис. 1). Данное сооружение является первым, высотой свыше 100 этажей и имеет стальной каркас.



Рис. 1. Эмпайер-стейт-билдинг (Empire State Building)

В России высотное строительство началось еще в предвоенные годы. Так, был создан проект Дворца Советов высотой 415 м. Для несущих конструкций была предложена низколегированная сталь повышенной прочности. Однако в начале Великой Отечественной войны строительство было отменено и частично возведенный каркас сооружения демонтировали.

После войны в период с 1949-1954 гг. в Москве были построены первые высотные здания. Гостиницы «Украина» (сейчас официальное название – Radisson Collection Hotel Moscow) и «Ленинградская» (сейчас Hilton Moscow Leningradskaya), Московский государственный университет им. М. В. Ломоносова и др. Главное здание МГУ им. М. В. Ломоносова имеет высоту 240 м (рис. 2).



Рис. 2. Главное здание МГУ им. М. В. Ломоносова

Советский конструктор Николай Никитин разработал несущий каркас и фундамент для главного здания МГУ. Он предложил совершенно новые инженерные решения, такие как гибкие колонны в первом наземном этаже здания. Металлические колонны имеют крестообразное сечение, благодаря чему стало возможным строительство данного сооружения переменной высоты в сложных грунтовых условиях.

Таким образом, с ростом городского населения необходимость рационального использования земли и сохранение природных зон вокруг городов возрастает, при этом строительство зданий с металлическим каркасом позволяет решать эти задачи.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Горев В.В.* Металлические конструкции. Т.2. Конструкции зданий. 2002.
2. *Кудишин Ю.И.* Металлические конструкции. 2007.
3. *Беленя Е.И., Стрелецкий Н.Н.* Металлические конструкции: Спец. курс. 1991.
4. *Козлов М. В., Безбородов Е. Л.* Статья журнал Вестник МГСУ. Конструктивные схемы высотных зданий. 2011.
5. *Жуков А. Н., Булаченко В. О., Саидов Д. Х.* Статья журнал Молодой ученый № 3. Проблемы и перспективы развития металлических конструкций в промышленных зданиях. 2011.

## УСИЛЕНИЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ УГЛЕРОДНЫМ ВОЛОКНОМ

При решении задач модернизации зданий и сооружений, увеличения прочности строительных конструкций и их элементов, при физическом износе здания или для устранения дефектов конструкций появляется необходимость их усиления и упрочнения. Самым эффективным и современным методом усиления и упрочнения строительных конструкций и элементов является использование углеродного волокна [1-5], которое оправдывается экономической эффективностью и простотой эксплуатации.

Ещё в далёком 1880-м году известный изобретатель Томас Эдисон предложил применять тонкие нити на углеродной основе в конструкции лампочек накаливания. Такое решение отличалось необычайно высокой жаропрочностью. Конечно, оно не было абсолютно идентичным современному углеродному волокну. Хотя представленный Эдисоном материал можно смело считать его прародителем. Позже в лампочках стали использоваться вольфрамовые спирали, поэтому интерес к углеродному волокну на некоторое время был утерян.

Углеродное волокно по своим прочностным характеристикам превосходит многие материалы, исходя из чего, его используют при усилении, реконструкции и реставрации сооружений.

Оно применяется для укрепления металлических, бетонных, каменных и деревянных конструкций и их элементов. Метод композитного армирования приемлем для усиления ригелей, стен, перекрытий, колонн и тд.

Углеродное волокно актуально и на сегодняшний день, основание этому служит недорогая стоимость материала, его эффективность для исправлений недочётов в проектировании и усилении строительных конструкций.

Отечественный опыт использования технологии усиления строительных конструкций и элементов углеродным волокном определен в СП 164.1325800.2014 “Усиление железобетонных конструкций композитными материалами. Правила проектирования”. Свод правил был подготовлен объединенным коллективом НИИЖБ им. А.А. Гвоздева - института ОАО НИЦ Строительство.

Основным направлением применения углеродного волокна является усиление железобетонных конструкций, укладыванием волокна на те участки строительного элемента, на которые приходится наибольшее напряжение (рис. 1 – 4).

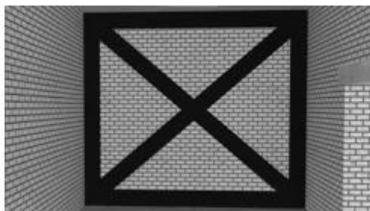


Рис. 1. Усиление несущих конструкций



Рис.2. Усиление ригелей



Рис. 3. Усиление перекрытий

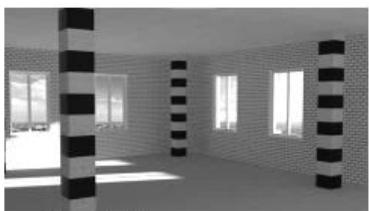


Рис. 4. Усиление колонн

Система внешнего армирования композитными материалами должна обеспечивать включение в работу составных частей системы и их совместную работу с усиливаемой или восстанавливаемой конструкцией.

Усиление строительных конструкций углеродным волокном имеет ряд важных преимуществ для реконструкции зданий и сооружений, объясняемых свойствами самого материала: ликвидация необходимости использования специальной строительной техники с большой грузоподъемностью, так как материал имеет небольшой вес; работы по усилению конструкций композитными материалами выполняются гораздо быстрее, чем при использовании других технологий; углеродное волокно позволяет увеличить несущую способность строительной конструкции; увеличение веса строительной конструкции после усиления углеволокном ничтожно мало; углеродное волокно обладает большим сроком годности, а также оно коррозионно-устойчиво.

Эффективность предоставленной технологии трудно недооценить. Ее применение помогает избежать основательных эксплуатационных проблем при повреждении конструкций в результате физического износа или механических воздействий. Усиление позволит не только минимизировать последствия приобретенных повреждений, вернув конструкции прежнюю несущую способность, но и кардинально увеличить ее. Кроме того, сплошной и влагонепроницаемый композитный материал предохранит бетон от воды и предотвратит образование коррозии в арматуре.

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Георгиев С. В., Польской П.П., Маилян Д.Р.* Особенности работы под нагрузкой сжатых железобетонных элементов, усиленных композитными материалами // Донской государственный технический университет
2. *Кривошапко С.Н., Галишикова В.В.* Архитектурно-строительные конструкции // Учебник для вузов. 2022.
3. *Римшин В.И., Меркулов С. И., Есипов С.М.* Металлические конструкции, усиленные композитным материалом // Вестник инженерной школы Дальневосточного федерального университета
4. СП 164.1325800.2014 “Усиление железобетонных конструкций композитными материалами. Правила проектирования.”
5. *Вдовин В. М.* Конструкции из дерева и пластмасс. // Учебно-методическое пособие. 2022.

## ОБОСНОВАНИЕ СТРОИТЕЛЬСТВА ДЕРЕВЯННЫХ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ

Деревянные каркасные здания, как правило, обходятся дешевле, чем конструкции из стали или бетона, а древесина широко используется для строительства зданий от одного до четырех этажей. Древесина – экологически чистый материал, который достаточно прост в обработке и имеет большой потенциал в строительстве. Однако в регионах, подверженных землетрясениям, строительные нормы и правила [1], как правило, ограничивают применение деревянных каркасов для многоэтажных сооружений от пяти до семи этажей. Это связано с тем, что проведено недостаточно исследований на то, как такие здания реагируют на сильные колебания грунта при землетрясениях.

Примером того, что деревянные конструкции достаточно сейсмостойкие, является поведение японских и китайских пагод при землетрясениях интенсивностью 9 баллов [2]. Обследование деревянных зданий после Кемино-Чуйского землетрясения 1938 г. и Фукуйского землетрясения 1948 г. показало, достаточно хорошую сопротивляемость деревянных зданий каркасного типа сейсмическим воздействиям [3]. В настоящее время в данном направлении исследований больше всех продвинулись японские ученые, которые разрабатывают современные конструкции и технологии, способные противодействовать разрушениям при сейсмическом воздействии.

Одним из ярких примеров прогресса исследований в Японии является успешное испытание семиэтажного деревянного каркасного здания, разработанного совместно с учеными других стран, которое смогло выдержать нагрузки, превышающие действующие нормы, 14 июля 2009 года [4]. Для тестирования сооружения использовалась сейсмоплатформа E-Defense, размером 20 на 15 метров на рис.1, крупнейший в мире симулятор землетрясений. E-Defense представляет собой в кинетическую платформу с 24 пневматическими поршнями, прикрепленными к нижней части, управляемыми массивным гидравли-



Рис. 1. Сейсмоплатформа E-Defense

ческим механизмом. Сооружения, испытываемые на данной сейсмоплатформе, весом до 1200 тонн, такие как деревянные дома и даже бетонные офисные здания, возводятся на соседнем складе, поднимаются краном и помещаются на стол. После испытаний было выявлено, что семиэтажный деревянный каркасный дом весом около 454,6 тонны устоит при магнитуде землетрясения равной 7,5 баллов по шкале Рихтера. Здание оставалось пригодным для дальнейшего проживания на протяжении всей серии испытаний, при этом были получены лишь незначительные повреждения, состоящие в основном из трещин в гипсокартоне вокруг окон и дверей.

В разработанном сооружении для увеличения сейсмостойкости деревянных строений была изменена система распределения точек крепления. В результате чего, улучшилось распределение жесткости между этажами с учетом изменений давления структуры, возникающих во время землетрясения. Вместе с тем, в конструкции применены 63 анкерные крепежные системы, представляющие собой стальные прутья, идущие от фундамента до крыши и предотвращающие раскачивание здания. Данное конструктивное решение показано на рис. 2.



а



б

Рис. 2. Конструктивные решения:

а) структура здания,

б) анкерные крепления у основания

Хоть испытания доказывают то, что деревянные каркасные здания пригодны для строительства в сейсмических районах, существенное влияние на их сейсмостойкость также оказывают процессы гниения, происходящие в деревянных конструкциях, недостаточность жесткости связей, неудовлетворительное состояние конструкции фундамента и т.п.

Стены, выполненные из древесины, должны быть замкнутыми снизу и сверху по всему контуру. Сейсмостойкость в случае с каркасными зданиями может увеличить легкий наполнитель в стенах, постановка раскосов, также обшивка из конструктивной фанеры, обеспечение

прочной связи с фундаментом. При конструировании фундаментов должны быть применены противосдвиговые меры, которые обеспечат прочность соединений. Наличие более легкой кровли и установка раскосов между стойками в обоих направлениях здания способствует увеличению пространственной жесткости. Перекрытия каркасных зданий могут выполняться с балками из сплошных или клеевых брусьев, круглых или окантованных бревен. В уровне перекрытий по всем несущим стенам должны быть устроены непрерывные обвязки. Элементы обвязки должны соединяться между собой по всему контуру, включая угловые стыки, металлическими накладками на болтах или стяжками. Каждая балка перекрытия должна крепиться металлическими связями с балками примыкающего участка перекрытия и горизонтальными обвязками по контуру стен здания.

При всех существующих нюансах, что высокая сборность, низкая стоимость, возможность решения различных объемно планировочных и архитектурных форм может поспособствовать увеличению популярности строительства не только малоэтажных, но и многоэтажных каркасных зданий в сейсмических районах. Недостатками строительства с использованием деревянного каркаса могут стать смещение основания, перекос несущих элементов конструкций и повреждение узловых соединений во время землетрясений. Для более точного анализа необходимо провести дополнительные испытания.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 14.13330.2018. Свод правил. Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81\* – Введ. 2018-11-25. – М.: 2018. – 164 с.
2. *Арнольд К., Рейтерман Р.* Архитектурное проектирование сейсмостойких зданий / Пер. С англ. Л. Л. Пудовкиной; Под ред. С. В. Полякова, Ю. С. Волкова. - М.: Стройиздат, 1987. - 195 с.: ил. – Перевод. изд.: *Building Configuraron and Seismic Design / C. Arnold, R. Reitherman.* – New York/ John Wiley & Sons, Inc., 1982
3. *Поляков С.В.* Последствия сильных землетрясений. - М.: Стройиздат, 1978. – 311 с.
4. Электронный ресурс: URL: <https://www.nehrp.gov/pdf/seismicwavesoct09.pdf> \\ Can wood buildings safely grow taller in seismic regions?
5. *Медведев С.И.* Инженерная сейсмология. М.: Госстройиздат, 1962. – 284 с.

## ОЦЕНКА ЭКОНОМИЧЕСКОЙ ЭФФЕКТИВНОСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА ЗДАНИЙ С ПРИМЕНЕНИЕМ НЕСЪЕМНОЙ ОПАЛУБКИ

### Введение

Развитие современных технологий в строительстве движется очень стремительно – еще несколько лет назад возведение здания казалось невыполнимой задачей. Канадскими инженерами и проектировщиками разработана инновационная технология строительства зданий с применением блоков из пенополистирола, которая дает возможность построить здание быстро и экономично с сохранением необходимых температурно-влажностных характеристик в помещениях, а также несущей способности и пространственной жесткости [1].

### Материалы и методы

Основными материалами, применяемыми для блоков несъемной опалубки, являются пенополистирол, арболит, фибролит и щепоцемент [2]. Наиболее эффективным методом возведения по несъемной опалубке является строительство опалубки с применением блоков из пенополистирола. Основными его преимуществами являются простота монтажных работ, организация формы для стен и фундамента монолитного здания, обеспечение необходимых теплоизоляционных свойств без устройства дополнительных слоев изоляции (сохраняет на 30-35% больше тепла, чем сооружения из красного кирпича), безотходное производство (не требуется демонтаж конструкций), увеличенный срок эксплуатации (обеспечивание защиты железобетона от влаги) [3].

Возведение зданий по такой технологии, как и строительстве традиционными способами, делят на основные этапы [4]:

1. Возведение фундамента
2. Монтаж первого ряда блоков
3. Монтаж последующих рядов
4. Установка выравнивающей системы и укладка бетонной смеси
5. Монтаж дверных и оконных проемов
6. Монтаж перекрытий

### Результаты и исследования

Для оценки экономической эффективности проведем анализ стоимости основных распространенных технологий возведения. Расчет приведем в таблице 1.

Таблица 1. Экономический расчет возведения 1 м<sup>2</sup> стены по системе несъемной опалубки

Материал	Стоимость на 1 м <sup>2</sup> стены, руб
Несъемная опалубка из арболитовых блоков	
Бетон В30 (13 см)	475
Блок 30/15 ППС Р/У	3077
Арматура А3 Ø10	129
Итого:	3681
Несъемная опалубка из пенополистирола	
Бетон В30 (20 см)	731
Несъемная опалубка из ППС, 200 мм бетон, 7 перемычек	1820
Арматура А3 Ø10	129
Итого:	2680
Несъемная опалубка из фибролитовых плит	
Фибролитовая плита плотностью 600 кг/м <sup>3</sup> 35 мм, размер 3000х600 мм, сорт 1	1413
Бетон В30 (20 см)	731
Арматура А3 Ø10	129
Стяжка для несъемной опалубки	62
Итого:	2335
Несъемная опалубка из щепоцементных плит	
Щепоцементная плита толщиной 35 мм	1730
Стяжка для несъемной опалубки	62
Арматура А3 Ø10	129
Бетон В30 (20 см)	731
Итого:	2652

Исходя из опыта проектирования средняя стоимость одного квадратного метра:

1. Стена, выполненная двойной кладкой из полнотелого кирпича, утепленная минеральной ватой толщиной 100 мм – 6400 рублей
2. Стена, выполненная пенобетонных блоков, утепленная ППС толщиной 70 мм – 1718 рублей
3. Стена, выполненная из монолитного железобетона толщиной 25 мм, утепленная ППС толщиной 70 мм – 1832 рубля

#### Выводы

Технология, рассмотренная в данной статье, подтверждает теорию, что здания из несъемной опалубки имеет большое количество преимуществ по отношению к недостаткам. Простота возведения и экономическая составляющая, характеристики, предлагающие производители материалов, и обеспечение прочностных требований к зданиям – все эти пункты учтены в рассматриваемой технологии. Строительство по данной системе стоит на одном уровне с классическими методами возведе-

ния и рекомендовано к применению для проектирования и возведения зданий и сооружений.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Майоров А.В., Мандрико Д.Е.* Несъемная опалубка из пенополистирола // Научные исследования, открытия и развитие технологий в современной науке. Сборник материалов XX-ой международной очно-заочной научно-практической конференции. 2019. С. 155-157
2. *Колесникова Ю.С.* Анализ вариантов материалов для несъемной опалубки ограждающей конструкции // Современные материалы, техника и технология. сборник научных статей 8-й Международной научно-практической конференции. 2018. С. 189-191
3. *Шарапов О.Н., Булах Р.В.* Несъемная опалубка из пенополистирола, основные преимущества и области применения // Университетская наука. 2020. № 1 (9). С. 59-63
4. *Шулепова А.В.* Несъемная опалубка из пенополистирола. Технология применения. // Аллея науки. 2018. № 1 (17). С. 357-359
5. *Гваришвили А.А., Седова А.А. Шошиташвили Н.Г.* Несъемная опалубка и область ее применения. // Инновации и инвестиции. № 3. 2020. С. 253-256

Студентка 4 курса 13 группы ИПГС Дворцова А.С.

Студентка 4 курса 13 группы ИПГС Онина А.В.

Научный руководитель – доц., канд. техн. наук, доц. А.Ю. Ушаков

## ВОЗМОЖНОСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ В МНОГОЭТАЖНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

В связи с необходимостью решения экологических проблем деревянное строительство особенно активно пропагандируется и развивается за рубежом, проводятся исследования и продвигаются новые технологии изготовления деревянных конструкций.

Россия – одна из самых богатых стран в мире по объему запасов древесины, но до 2019 года СНиПы разрешали строить деревянные дома высотой до трех этажей. В 2019 году были утверждены новые правила проектирования, увеличившие максимальную высоту до 28 м.

Один из проектов — небольшой жилой комплекс в городе Сокол Вологодской области, который возводится по проекту Segezha Group (входит в АФК «Система»). Это два четырехэтажных дома высотой 15 м, в каждом по 32 квартиры. Оба здания строятся из CLT-конструкций (Cross-Laminated Timber).

CLT -плиты и панели - композитный материал, изготавливаемый методом перекрестного склеивания слоев древесины. Применяется в качестве ограждающих конструкций, плит перекрытия и покрытия зданий. Конструкции отличаются легкостью, пожаробезопасностью, высокими показателями прочности, тепло- и звукоизоляции.

Древесина - экологический и возобновляемый природный ресурс. Деревянное домостроение предполагает высокий процент заводского изготовления, что приводит к уменьшению сроков строительства и затрат. При возведении деревянного многоэтажного дома сокращаются как выбросы углекислого газа, так и увеличиваются объемы его поглощения.

Группа разработчиков под руководством архитектора Майкла Грина предложила универсальную конструктивную схему для строительства деревянных зданий высотой до 30 этажей.

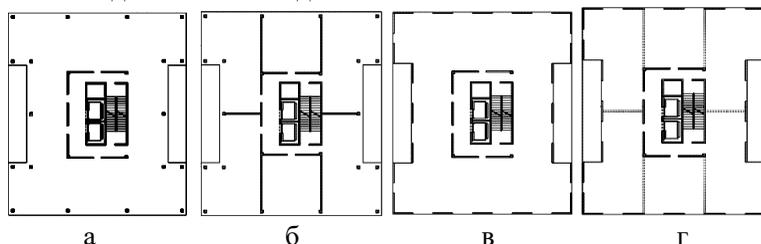


Рис. 1. Конструктивные схемы деревянных многоэтажных зданий

- а) Вариант до 12 этажей
- б) Вариант до 20 этажей (с внутренними несущими стенами)
- в) Вариант до 20 этажей (с наружными несущими стенами)
- г) Вариант до 30 этажей

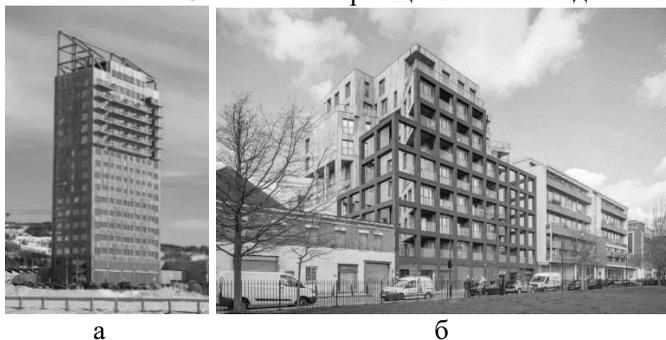
Вариант 1. До 12 этажей. Несущую основу составляют вертикальное коммуникационное ядро, выполненное из клееных деревянных панелей и периметральные колонны из клееного бруса. Большая свобода планировочных решений.

Вариант 2. До 20 этажей. Усилен внутренними несущими. Отсутствие наружных несущих стен дает возможность для гибких фасадных решений. Внутренние несущие стены снижают гибкость планировочных решений. Эта конструктивная схема переводит здания в разряд высотных и делает их более конкурентоспособными на офисном рынке.

Вариант 3. До 20 этажей. Применяются наружные несущие стены. Благодаря этому сохраняется возможность гибкой внутренней планировки, стены обеспечивают лучшую теплоизоляцию.

Вариант 4. До 30 этажей. Включает вертикальное коммуникационное ядро, внутренние несущие стены наружные несущие стены. Это решение позволяет достичь наибольшей высоты здания и в то же время является наименее гибким из всех 4-х вариантов.

В Европе довольно развита данная отрасль строительства. Известно, что в Финляндии доля деревянных домов составляет 40%, в Германии - до 20%, в Австрии - около 30%, в США и Канаде более 80% индивидуальных домов и таунхаусов строятся из дерева, в Японии доля деревянных домов составляет 43% от всех строящихся жилых зданий.



а

б

Рис. 2.

- а) Mjøstårnet (Брумунддаль, Норвегия)
- б) Banyan Wharf (Лондон, Великобритания)

Многоэтажное деревянное строительство является одним из перспективных направлений развития. Такие здания отвечают

современным нормам «зеленого» энергоэффективного строительства. Зарубежный опыт широкого применения CLT – панелей показывает высокую эффективность различных типов зданий. В развитии данной отрасли строительства заинтересованы как потенциальные потребители, так и производители строительных материалов, строительной химии.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Segezha Group начинает продажу первых в России ~~Скв~~Квартир. — Текст: электронный // Система: [сайт]. — URL: <https://www.sistema.ru/press/news/segezha-group-nachinaet-prodazhu-pervykh-v-rossii-clt-kvartir> (дата обращения: 11.02.2023).
2. 7 самых высоких в мире деревянных зданий. — Текст: электронный // Журнал "ЛесПромИнформ": [сайт]. — URL: <https://lesprominform.ru/jarticles.html?id=4173> (дата обращения: 11.02.2023).
3. *Шегай Л.А., Байдаков Л.В., Тарасова О.А.* Проблемные аспекты и будущее многоэтажного деревянного строительства / Наукосфера, №12-2, 2020 г.
4. Многоэтажные дома из древесины // ЛЕСПРОМ URL: <https://lesprominform.ru/jarticles.html?id=3640> (дата обращения: 11.02.2023).
5. Деревянные многоэтажки // Cottage.ru URL: <https://www.cottage.ru/articles/focus/derevyannye-mnogoetazhki-zhdat-li-realnogo-buma.html>

## ИССЛЕДОВАНИЕ МЕТАЛЛОДЕРЕВЯННЫХ БАЛОК ДВУТАВРОВОГО СЕЧЕНИЯ СО СТАЛЬНОЙ ГОФРИРОВАННОЙ СТЕНКОЙ

В современном строительстве существует ориентирование на облегченные строительные конструкции. К таким конструкциям относятся клефанерные балки двутаврового сечения.

Рассмотрим металлодеревянные балки, т. к. они дешевле клееных и обладают большей устойчивостью благодаря гофрированной стенке. Благодаря гофрированной стенке, конструкция эффективно воспринимает изгибающие нагрузки, обеспечивается местная устойчивость в поперечном направлении. Пояса выполняются неразрезными из LVL-бруса

В России распространены металлодеревянные балки типа HTS (рис. 1).

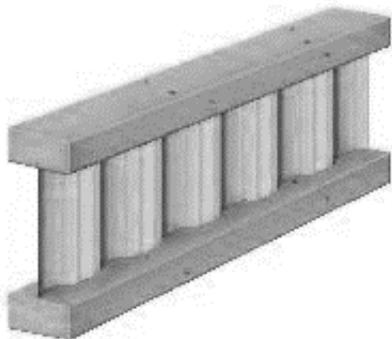


Рис. 1. Металлодеревянная балка HTS

Их исследование выявило недостатки данных о прочностных характеристиках данных балок.

Были проведены экспериментальные испытания напряженно-деформированного состояния балок длиной  $L=3,3$  м. Для создания усилий использовали гидравлический домкрат. Балки концами упирались на шарнирные опоры, одна из которых неподвижная, а вторая на катках.

Показатели напряжений снимали с помощью тензодатчиков FLA-30, которые установили в опорном и центральном сечениях поясов. В результате испытаний были получены график нормальных напряжений (рис. 2) и график изменения нагрузки по времени (рис. 3).

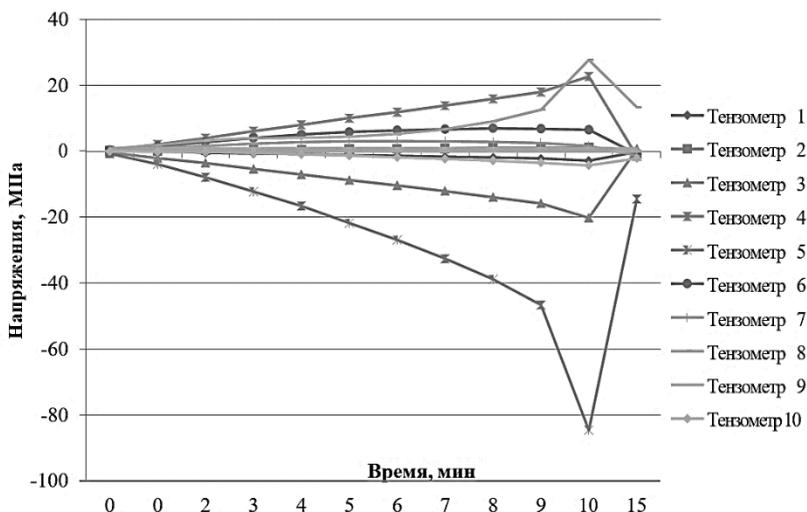


Рис. 2. Сводный график нормальных напряжений

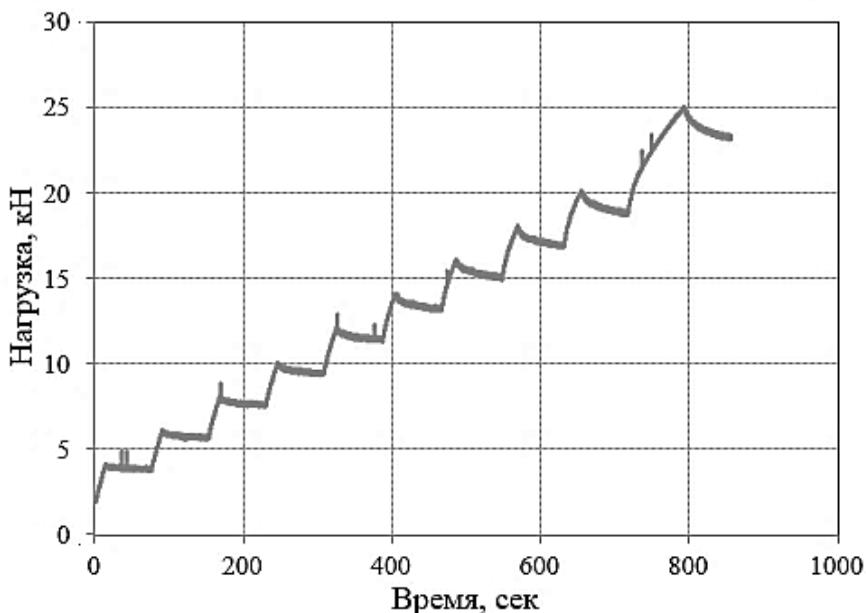


Рис. 3. График изменения нагрузки по времени

В ходе испытаний выявлено, что балки с гофрированной стенкой в стадии упругой работы имеют показатели лучше, по сравнению с балками с гибкой стенкой той же толщины. Изгиб в плоскости гофрированной стенки отсутствует, что также положительно сказывается на работе поясов балки. Их деформативность на 15.20 % меньше, чем у балок с гибкой стенкой с теми же параметрами.

Разрушение балки произошло при нагрузке 25кН по причине потери местной устойчивости стенки. Максимальные нормальные напряжения возникли в местах соединений стенок с поясами.

Анализ результатов испытаний показал, что металлодеревянная балка с гофрированной стенкой легче клееной балки с такой же несущей способностью легче в 1,7 раза. Применение и дальнейшие исследования балок позволят удешевить и сделать более эффективным строительные процессы.

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Полтораднев А.С. Несущая способность и оптимизация стальных тонкостенных балок // Диссертация (Код специальности ВАК 05.23.01). Специальность: Строительные конструкции, здания и сооружения, г. Москва. 2013. С. 57-60.
2. Кузнецов И. Л., Гимранов Л. Р. Разработка и исследование клеефанерной двутавровой балки // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. 2013. №2 (24). С. 108-110.
3. Металлические конструкции. Справочник проектировщика. М.: АСВ, 1998. Т.2: Стальные конструкции зданий и сооружений, 1998. С. 512.
4. СП 64.13330.2017. СНиП П-25-80 Деревянные конструкции. – Москва: Минстрой России, 2017. – 105 с.
5. Деревянно-металлическая балка HTS. URL: <https://hts-rusland.ru/>

*Студентка 4 курса 11 группы ИПГС Гудова Е.Е.,  
Студентка 4 курса 11 группы ИПГС Омелянюк М.А.  
Научный руководитель – доц., канд, техн, наук, доц. А.Ю. Ушаков*

## ТЕХНОЛОГИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА ЗДАНИЙ ИЗ МНОГОСЛОЙНЫХ КЛЕЕННЫХ ДЕРЕВЯННЫХ ПАНЕЛЕЙ (CLT)

Древесина - возобновляемый природный материал, широко используемый в строительной отрасли для гражданского и промышленного домостроения. В связи с этим со временем появились новые древесно-композитные конструкционные материалы (CLT, OSB и др.). Они способствуют улучшению качества деревянных конструкций и прочностных характеристик.

CLT (Cross Laminated Timber) – деревокомпозитные панели из перекрестно-клееных досок (рис. 1). Минимальное количество слоёв в такой панели – 3, максимальное – 12. Её толщина зависит как от числа пластов, так и от толщины каждого из них и варьируется от 45 до 480 мм. Вариант склеивания фрагментов древесины с разным направлением волокон появилась ещё в XIX веке.

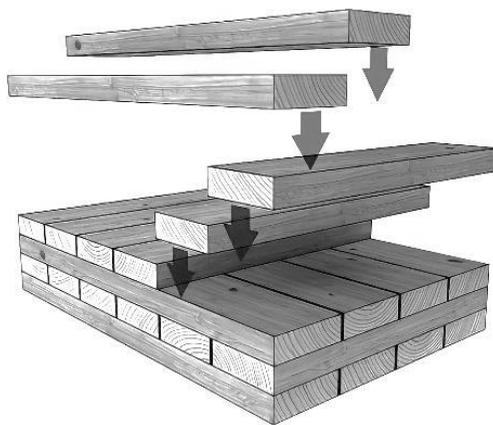


Рис. 3. Схематичное изображение структуры CLT-панелей

По некоторым характеристикам CLT схож с железобетоном. Одной из которых является прочность, которая обеспечивается продольно-поперечной ориентацией ламелей (гибкая гнутоклееная рейка из шпона). Доски, расположенные в горизонтальном положении, обеспечивают продольную жёсткость, а в вертикальном – воспринимают несущую нагрузку. И за счёт этого деформация элементов практически отсутствует.

К достоинствам CLT-панелей относятся:

- Вес панели по сравнению с бетоном крайне мал (в 6 раз легче бетона);
- Из-за отсутствия усадки отделочные работы можно производить сразу же после монтажа конструкций;
- Материал совершенно безопасен для здоровья человека, потому что при склеивании ламелей не применяются токсичные смолы;
- Они не горят, благодаря склейке под сильным давлением очень плотные. Испытания показали, что стена из этого материала выдерживает нагревание до +1200 °С;
- Здания получаются сейсмостойчивыми, выдерживающие девятибалльное землетрясение;
- Обладают существенными свойствами (высокий уровень шумопоглощения, теплоёмкость 2,1 кДж/кг, теплопроводность 0,13 Вт/мК).

Недостатки CLT-панелей следующие:

- Высокая стоимость панелей по сравнению с другими строительными материалами;
- Подвержены негативному влиянию атмосферных воздействий, таких как осадки и ультрафиолетовое излучение.

В ближайшем будущем в России массовое возведение зданий и сооружений, целиком состоящие из перекрестно-клееных панелей, скорее всего, с каждым годом будет становиться всё более популярным. Развитие CLT-строительства будет идти по пути постепенного внедрения с традиционными строительными материалами. Не исключено, что ещё одной областью использования данных панелей станет реконструкция зданий. Так как их вес невелик, то и нагрузка на фундамент будет незначительная.

В нашей стране CLT-панели применяют прежде всего при малоэтажном строительстве. Это происходит потому, что нормативы ограничивают сферу применения конструкций из древесины. На сегодняшний день, осуществляется деятельность по обновлению нормативно-правовой базы деревянного домостроения в России, уже в скором будущем мы можем ожидать выхода в свет переработанного [3], что повлечёт за собой расширение области применения деревянного домостроения в России.

В городе Соколе Вологодской области построили небольшой жилой комплекс из дерева (рис. 2). Два четырехэтажных дома в высоту достигают 15 метров. В доме по 32 квартиры — однокомнатные и двухкомнатные площадью 48-65 квадратных метров.



Рис. 4. Дом из CLT-панелей

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Журавлева Т.П.* Напряженно-деформированное состояние панелей на деревянном каркасе с обшивкой из листовых древесных материалов / Е.В. Попов, Т.П. Журавлева, П.М. Тропина, Н.А. Шиловская, Б.В. Лабудин, В.И. Мелехов. // *Строительная механика и расчет сооружений*. 2017. №3.
2. СП 64.13330.2017 *Деревянные конструкции*. Актуализированная редакция СНиП II-25-80 (с Изменениями № 1, 2, 3).
3. ГОСТ Р 56706–2015 «Плиты клееные из пиломатериалов с перекрестным расположением слоев. Технические условия».
4. *Косов И.И.* Деревянные панели clt в строительстве общественных зданий. // *Международный журнал прикладных наук и технологий Integral*. 2019. № 2-1. С. 19.
5. *Мавлюбердинов А.Р., Хоцянян Д.Н.* Технологические Особенности Возведения Многоэтажных Жилых Зданий Из Clt-Панелей. // *Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета*. № 1 (43). 2018. С. 219-225.

## МЕТАЛЛИЧЕСКИЙ КАРКАС СОВРЕМЕННОГО ОРАНЖЕРЕЙНОГО КОМПЛЕКСА

Идея создания в больших городах островов живой природы актуальна. Ботанические сады и оранжерейные комплексы, грамотно интегрированные в жизнь мегаполиса, представляют альтернативу техногенной среде, от которой устает и страдает городской житель.

Традиционно в качестве несущих конструкций зданий оранжерей используется металлический каркас, поскольку большепролетные металлические перекрытия имеют значительные преимущества в сравнении с железобетонными перекрытиями. Это объясняется сокращением сроков возведения и стоимости, связанными с простотой и монтажа, значительно меньшем весе конструкции, а также возможностью использования светопрозрачных фасадных элементов.

В данной работе произведен анализ преимуществ использования металлического каркаса для организации и возведения современного оранжерейного комплекса и садового пространства в условиях ограниченной площади на конкретных примерах.

Крупные оранжерейные сооружения зачастую представляют собой оболочковые и висячие конструкции из металла. Так, волнообразные металлические каркасы образуют сложную бионическую форму в здании Ecosium Национального экологического института Южной Кореи (рис. 1, 2), 2008-13 г. Пространственную жесткость обеспечивает опирание конструкций каждой теплицы на арки в виде извивающейся ленты, которая собирает их в единую систему.



Рис. 1. Экстерьер

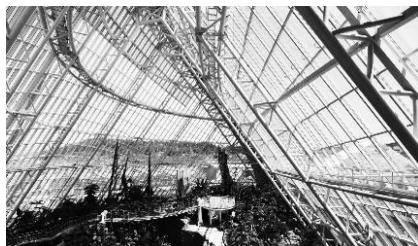


Рис. 2. Интерьер

Одним из вариантов интеграции природной среды в жизнь города может стать так называемое городское земледелие или городские огороды, деятельность которых направлена на удовлетворение растущего спроса на выращивание сельскохозяйственных культур в городских условиях. Современные строительные технологии позволяют

организовать огороды-теплицы даже на крышах зданий, в том числе и уже существующих.

Стандартная форма каркаса теплицы использована в крупном оранжерейном здании Исследовательского центра по городскому производству продуктов питания Agrotoria в Бельгии (рис. 3, 4), 2021 г. В нем использованы металлический каркас П-образной формы и рассеивающее стекло. Здание разбито на несколько секций, но за счет использования светопрозрачных элементов создается ощущение единого пространства оранжереи.

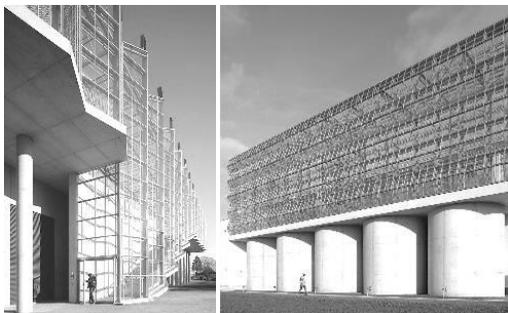


Рис. 3. Экстерьеры



Рис. 4. Интерьер

Не в каждом городе найдется территория для размещения оранжереи или огорода подобных масштабов, однако существуют архитектурно-конструктивные решения, применимые и на сравнительно небольших площадях. Таким является Центр городского земледелия в Южной Корее (рис. 5–7), 2018 год.



Рис. 5. Экстерьер



Рис. 6. Интерьер

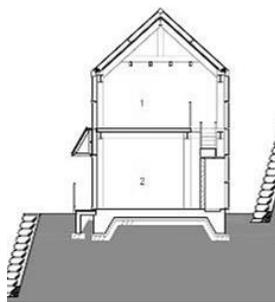


Рис. 7. Разрез

Металлический каркас – одно из лучших решений для вертикальных теплиц и оранжерей многоуровневого типа (рис. 8). Данная технология возведения позволяет снабжать помещения солнечный светом и обеспечивает естественную вентиляцию.



Рис. 8. Вертикальная теплица



Рис. 9. Мостовая теплица



Рис. 10. Консольная теплица

Ещё одной тенденцией в проектировании современных оранжерейных комплексов стало использование мостовых (рис. 9) и консольных (рис. 10) конструкций. Такие системы позволяют организовывать и выставочно-экспозиционные пространства в несколько уровней.

Чем крупнее мегаполис, тем более необходимы сценарии, позволяющие хотя бы временно отдохнуть от плотной городской застройки. Современные технологии предлагают огромное разнообразие путей и методов решения данной проблемы. Основным и самым рациональным конструктивным решением оранжерейных сооружений является металлический каркас в сочетании с остеклением, солнечными батареями и другими технологиями повышения энергоэффективности зданий.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Журнал Проект International № 24, 2010.
2. *Шухов В. Г.* (1853–1939). Искусство конструкции: Пер. с нем/Под ред. Р. Грефе, М. Гаппоева, О. Перчи. — М.: Мир, 1995.—192 с.
3. Металлические конструкции / Под общ. ред. Н.С. Стрелецкого - М.: Госстройиздат, - 1961. - 776 с.
4. Журнал «Speech» №21 (Community Center), 2018.
5. Журнал «Speech» №10 (Конструкция), 2013.
6. ArchDaily, Broadcasting Architecture Worldwide. URL: <https://www.archdaily.com> (дата обращения 01.02.2023)
7. Архи.ру. Проекты. URL: <https://archi.ru> (дата обращения 01.02.2023)

## НАВЕСНЫЕ ВЕНТИЛИРУЕМЫЕ ФАСАДЫ ИЗ КОМПОЗИТНЫХ ПАНЕЛЕЙ В МЕТРО

Среди других систем, навесные вентилируемые фасады получили невероятную популярность в промышленном и гражданском строительстве. Они состоят из алюминиевых композитных многослойных панелей, используемых для наружной облицовки зданий по технологии вентилируемого фасада.

Технология вентилируемого фасада применяется так же и при внутренней отделке станций московского метрополитена как уникальных сооружений. Она показала себя с наилучшей стороны при строительстве большой кольцевой линии, где используется практически на каждой станции.

Навесной вентилируемый фасад — это система, состоящая из облицовочных материалов, которые крепятся на стальной оцинкованный, стальной нержавеющий или алюминиевый каркас к несущему слою стены или к монолитному перекрытию (рис. 1). По зазору между облицовкой и стеной свободно циркулирует воздух, который удаляет конденсат и влагу с конструкций.

Все элементы крепления вентилируемой фасадной системы являются универсальными, что позволяет решать архитектурные и конструкторские задачи от классических до ультрасовременных.

Данная система имеет множество преимуществ, которые перекрывают ее минусы. Она легка при монтаже, что обеспечивает сокращение сроков строительства и, тем самым, снижает материальные издержки. Применение фасадных систем позволяет придать фасаду сооружения эстетичный внешний вид, улучшить тепло- и звукоизоляцию, а также защитить сооружение от вредных воздействий окружающей среды, что позволяет увеличить срок его эксплуатации.

Для облицовки вентилируемой фасадной системы используются гранитные, стеклянные, металлические, фиброцементные, а также композитные панели из алюминиевых облицовочных листов. Алюминиевая композитная панель (АКП) — это конструкция, состоящая из двух

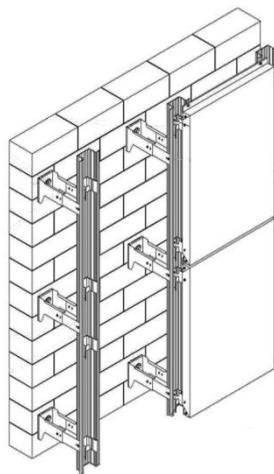


Рис. 1. Навесной фасад.

листов алюминиевого сплава, между которыми запрессована негорючая минеральная или пластиковая прослойка (полимерный сплав). Толщина алюминиевых листов – от 0,2 до 0,5 мм, а общая толщина пластины составляет 2 – 6 мм. Запрессованным между пластинами полимерным слоем может быть смесь гидроксида алюминия и смолы или полиэтилен низкого давления. В первом случае огнестойкость панелей высокая, во втором – низкая.

На данный момент реализовано множество проектов по производству алюминиевых профилей для фасадов на станциях метро, таких как Алма-Атинская (рис. 2), Минская, Раменки, Ломоносовский проспект (рис. 3, 4) и другие.



Рис. 2. Фасад станции метро «Алма-Атинская»



Рис. 3. Экстерьер станции

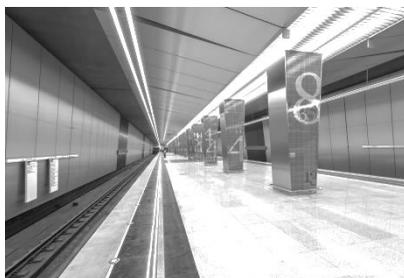


Рис. 4. Интерьер платформы

Использование вентилируемой фасадной системы с алюминиевыми композитными панелями на станциях метро были существенно сокращены затраты и сроки строительства, а будущие издержки по поддержанию их работоспособности снижаются ввиду уменьшения затрат на обогрев и ремонт конструкций по сравнению тяжёлыми гранитными плитами. Поэтому применение вентилируемых фасадных систем взамен традиционных методов обустройства входных павильонов и пристанционных платформ стали неотъемлемой частью московского метро. Строительство станций метро в будущем также планируется с применением технологии навесных фасадов.

Облицовка вентилируемых фасадов композитом создает стильный и неповторимый внешний вид. Малый вес, легкость обработки, повышенная гибкость, многообразие и живость красок композитных материалов позволяет архитекторам создавать яркие и необычные проекты, которые радуют внешним видом и привлекают внимание.

Благодаря навесным вентилируемым системам из композита упрощается отделка фасадов, так как их можно устанавливать на стены из любого материала без их предварительной подготовки, что значительно экономит денежные средства. Вентилируемые фасады из композита вместе с утеплителем позволяют добиться энергосбережения без дополнительных затрат на укрепление несущих стен и фундамента. А это делает их привлекательными при реконструкции старых станций метро, заменяя фасады их входных павильонов.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Кудишин Ю.И., Беленя Е.И., Игнатъева В.С.* и др. Металлические конструкции / Под ред. Ю.И. Кудишина. – М.: Изд. центр «Академия», 2011 – 688 с.
2. Архитектурно-строительные системы на основе алюминиевых профилей: Светопрозрачные конструкции и навесные вентилируемые фасады // Под ред. Д.А. Титарева – Санкт-Петербург: Татпроф, 2016 – 296 с.
3. *Менейлюк А.И., Дорофеев В.С., Лукашенко Л.Э.* и др. Современные фасадные системы / Под редакцией А.И. Менейлюка – Киев, Освіта України, 2008 – 340 с.
4. Навесные вентилируемые фасады: универсальное решение для наружной отделки. URL: <https://artfasad.com/navesnye-ventiliruemye-fasady-kr1> (дата обращения 28.02.2023)
5. *Главатских В.А., Молчанов В.С.* Строительство метрополитенов. – М.: Маршрут, 2006 – 680 с.

## СОВРЕМЕННЫЕ ВАНТОВЫЕ МОСТЫ

К вантовым относят такие мосты, дорожное полотно которых поддерживается наклонными стальными тросами, прикрепленными непосредственно к высоким опорам – пилонам. При этом ванты могут иметь вид лучей (рис. 1) или условно параллельных линий (рис. 2). В висячих же мостах дорожное полотно при помощи тросов подвешивается к провисающим несущим стальным канатам мощного сечения, концы которых прикрепляются к пилонам (рис. 3). Преимуществом вантовых мостов по сравнению с висячими является меньшая горизонтальная подвижность дорожного полотна. Основными несущими элементами вантовых мостов являются гибкие ванты, изготовленные из стальных канатов или пучков проволок.

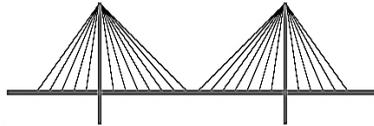


Рис. 1. Мост с лучевыми

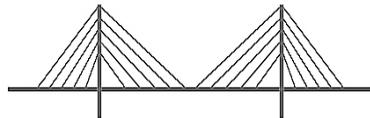


Рис. 2. Мост с параллельными вантами

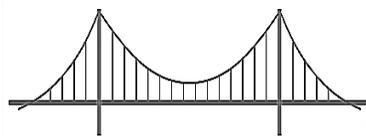


Рис. 3. Схема висячего моста

Вантовые мосты нуждаются в развитых сечениях основных тросов, которые состоят из огромного количества проволок. Дорожное полотно представляет собой многопролетную конструктивную систему балочного типа. Оно не нуждается в мощных конструкциях перекрытия, что не приводит к большому расходу материала при увеличении вылета.

В отличие от висячих мостов в вантовых существует ограничение на величину основного пролета (расстояние между пилонами), который зависит от угла наклона вант, работающих исключительно на растяжение.

Пролетные несущие конструкции дорожного полотна изготавливают из железобетона или металла профилем коробчатого типа, напоминающего перевернутую трапецию в поперечном сечении. В местах прикрепления к вантам устраивают диафрагмы жесткости в виде стенок со сквозными проемами или в виде ферм.

Пилоны воспринимают вертикальные и горизонтальные составляющие нагрузки от вант. Вертикальные усилия передаются на фундамент пилонов, а горизонтальные передается оттяжкам, которые

крепятся к специальным анкерным опорам или компенсируются противоположными усилиями.

Вантовые мосты строятся с середины 20-го века, но в последнее время они получили широкое распространение в мире из-за появления новых методов расчета, компьютерных программ и вычислительных мощностей. Также изучены особенности применения множественных тросов и рассчитаны узлы креплений вант к пилонам. Это позволило строить мосты больших пролётов с увеличением общей длины моста благодаря дополнительным опорам там, где нет вантовых конструкций. Так в 2008 году в Китае построен мост пролетом 448 м и общей длиной 35,7 км через залив Ханчжоу (рис. 4).

Строительство таких мостов требует больших материальных ресурсов и поэтому ведется работа над оптимизацией систем вант и увеличением пролетов между пилонами и пролетов между дополнительными опорами. В 2015 году был построен мост, пролетом 540 м и высотой пилонов 185 м, соединяющий Кадис и Пуэрто-Реаль на материковой части Испании – мост Конституции 1812 года или Ла Пепа (рис. 5).

В 2012 году был открыт один из самых крупных современных вантовых мостов в мире через пролив Босфор Восточный, пролетом 1104 м и высотой пилонов 321 м, соединивший остров Русский с материковой частью Владивостока – мост Русский (рис. 6).



Рис. 5. Мост Ла Пепа



Рис. 6. Мост Русский

В последние десятилетия произошел существенный прогресс в строительстве вантовых мостов. Вантовые мосты перекрывают большие пролеты с незначительным количеством опор. Они выглядят захватывающе, имеют облегченные и надежные конструкции, что делает их привлекательными для использования в мостостроении.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Смирнов В.А.* Висячие мосты больших пролетов – М.: Изд. центр «Высшая школа», 1970 – 408 с.
2. Металлические мосты / Протасов К.Г., Теплицкий А.В., Крамарев С.Я. и др. – М.: Изд. центр «Транспорт», 1973 – 352 с.
3. *Кирсанов Н.М.* Висячие и вантовые конструкции. – М.: Стройиздат, 1981 – 158 с.
4. Art-Facts. Top 10 Fun Hangzhou Bay Bridge Facts. URL: <https://art-facts.com/hangzhou-bay-bridge-facts/> (дата обращения 28.02.2023).
5. Wikipedia.net. Мост Конституции 1812 года. URL: [https://wikipedia.net/ru/La\\_Pera\\_Bridge](https://wikipedia.net/ru/La_Pera_Bridge) (дата обращения 28.02.2023).
6. ArchitectureGuru. Архитектурные сооружения мира. URL: <https://architectureguru.ru/russkij-most/?ysclid=lfkbzc7kdm445765975> (дата обращения 02.03.2023).

## ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ГЕНЕТИЧЕСКОГО АЛГОРИТМА В ОПТИМАЛЬНОМ ПРОЕКТИРОВАНИИ ТОНКОСТЕННОЙ МЕТАЛЛИЧЕСКОЙ КОЛОННЫ, ПОДВЕРГАЕМОЙ ВОЗДЕЙСТВИЮ ОСЕВОГО УСИЛИЯ

Конструктивные элементы из холоднодеформированной стали доказали свою эффективность в обеспечении прочности конструктивных элементов и обеспечении их жесткости. Расширению использования холоднодеформированной стали во всем мире, способствует низкая стоимость ее производства, поскольку сечения могут выпускаться в виде тонких листов или в виде рулонов, покрытых только цинком или цинком с алюминием, впоследствии из этих рулонов легко формировать тонкие сечения с использованием холодного формования.

Благодаря разнообразию форм поперечного сечения холоднодеформированных элементов, варианты, доступные проектировщику конструкций, многочисленны и обширны, однако можно выделить два параметра имеющих наибольшее влияние на несущую способность колонны. Это толщина стенки  $t$  и геометрические размеры поперечного сечения колонны. то есть соотношение сторон  $t/b$  Для того чтобы увеличить несущую способность колонны мы можем прежде всего увеличивать толщину в тоже время как известно центрально сжатой колонны разрушается вследствие потери устойчивости при потере устойчивости основным параметром является удельное ядровое расстояние которое определяется по выражению

$$\rho = \sqrt{\frac{w}{A}}$$

Ядровое расстояние показывает эффективность работы сечения элемента, соответственно, чем больше развито сечение, чем больше геометрические размеры, тем соответственно больше ядровое расстояние и меньше гибкость сечения. Проектировщик может обеспечить несущую способность центрально сжатой колонны или стержня варьируя два параметра - либо толщину стенки, либо геометрические размеры поперечного сечения. Инженер с помощью имеющихся формул по определению прочности и несущей способности, которые указаны в действующих нормах, может подобрать сечение под любые реальные требования. Однако поскольку у нас имеется варьирование параметров в целом всегда можно попытаться подобрать более оптимальное сечение с точки зрения какого-либо критерия оптимальности. В представленной статье в качестве критерия оптимальности примем металлоемкость. Целью

настоящей статьи является демонстрация возможностей вычислительного комплекса МАТЛАБ в подборе рационального сечения центрально сжатого элемента.

### Важность исследования и его цели:

Целью данного исследования является определение оптимального соотношения ширины колонны к ее толщине  $b/t$  с точки зрения минимальной металлоемкости с использованием вычислительного алгоритма.

### Результаты и обсуждение:

Мы решим задачу оптимального проектирования колонны С-образного сечения из холоднодеформированной стали, подвергнутой воздействию осевой сжимающей силы. Мы будем принимать различные значения длины колонны в диапазоне от 500 мм до 5000 мм с шагом 250 мм, и различные значения усилия осевого сжатия  $P$  (10,20,30) кН. Был разработан вычислительный алгоритм в программном комплексе МАТЛАБ для рационального проектирования исследуемой колонны, где были использованы различные значения осевой сжимающей силы и соответственно различные значения длины колонны как упоминалось ранее. В результате вычисления была определена площадь поперечного сечения элементов при которой будет обеспечена несущая способность для различных уровней нагружения и представлена на рис. 1, а.

Кроме того, в программном комплексе МАТЛАБ мы варьировали второй параметр - площадь поперечного сечения также в зависимости от различных уровней нагружения. Результаты вычислений представлены на рис. 1, б. И в том или ином случае обеспечивалась несущая способность колонны, то есть проводилась проверка местной и общей устойчивости. Как видно из рис. 1, а, при увеличении высоты колонны площадь поперечного сечения увеличивается, что является достаточно логичным.

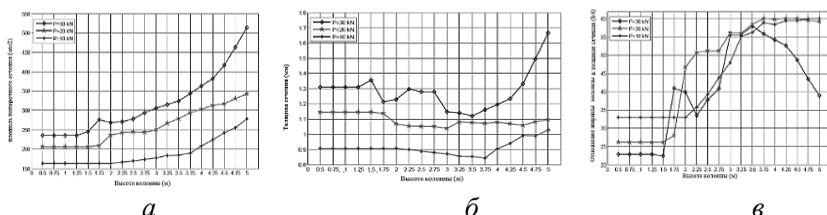


Рис.1. Изменение значения:

- Изменение значения целевой функции в зависимости от изменения высоты колонны.
- Изменение значения толщины сечения в зависимости от изменения высоты колонны.
- Отношение изменения значения ( $b/t$ ) к высоте колонны.

Как следует из графиков, представленных на рис. 1, б. при относительно небольших длинах, изменение высоты колонны не влияет на толщину. Заметное воздействие возникает только для нагрузки 30 кН и при длинах более 4 м. Как видно из графика этот участок резко растёт вверх.

На следующем этапе расчёта мы покажем, как изменяется несущая способность для различной высоты колонны при разном соотношении ширины к толщине. На рис. 1, в показан график изменения отношения.

На основании подобных графиков проектировщик может подобрать требуемое соотношение параметров, используя которое он получит сечение минимальной массы.

#### Выводы

В данной статье мы показали возможности программы MATLAB при решении задачи оптимального проектирования на примере подбора сечения колонны с учётом двух варьируемых параметров - геометрические размеры поперечного сечения и толщина элемента.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Лу.В.* Оптимальное проектирование холодноформованных стальных заготовок с использованием генетических алгоритмов. Докторская диссертация, Хельсинкский университет, 2003. С.128.
2. *Уилсон, Х.Б., Теркотт, Л.Х.* Продвинутая математика и механика Приложения с использованием МАТЛАБ, CRC Press LLC, 1997. . С. 182-183
3. *Ли.Д.* Оптимальное проектирование холодноформованных стальных балок с использованием генетического алгоритма, Инженерные сооружения, 27, 2005, С 17-24.
4. *Шиванандам, С.Н., Дипа, С.Н.* Введение в генетические алгоритмы, Springer.2008
5. *Мохаррами.М., Лоухгалам.А., Туткабоним.М.* Оптимальное сгибание поперечных сечений холодноформованной стали при сжатии, Тонкостенные конструкции 76 (2014) .С145-156.