



АНАЛИЗ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ НЕСУЩЕЙ СТЕНЫ В ЗОНЕ ОПИРАНИЯ МОЩНОЙ БАЛКИ

В. М. Левин¹, А. В. Недорезов², М. О. Марфутин³

*ГОУ ВПО «Донбасская национальная академия строительства и архитектуры»,
2, ул. Державина, г. Макеевка, ДНР, 86123.*

E-mail: ¹ viktor.m.levin@gmail.com, ² nedorezov_a_v@mail.ru, ³ ma-14max@mail.ru

Получена 02 августа 2019; принята 27 сентября 2019.

Аннотация. В работе представлена методика моделирования и анализ напряженно-деформированного состояния узла сопряжения несущей железобетонной стены с мощной балкой. Расчеты выполнены с учетом физической нелинейности. Деформативные свойства бетона описаны по методике, принятой в программном комплексе «Лира-САПР» с использованием видоизмененных диаграмм деформирования при одноосном состоянии. Для выбора такой схемы конечно-элементной модели, которая обеспечивает достаточную степень адекватности результатов расчета, рассмотрены три варианта схемы: из плоских элементов; плоских элементов с абсолютно жесткой вставкой, имитирующей участок стены в пределах контура опорного сечения балки; объемных элементов. При численных исследованиях оценивалось влияние размера балки, классов бетона и арматуры на несущую способность фрагмента железобетонной стены. Описан характер напряженного состояния стены в зоне опирания балки.

Ключевые слова: железобетон, мощная балка, конечно-элементная модель, напряжения, деформации, детальное моделирование.

АНАЛІЗ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ НЕСУЧОЇ СТІНИ В ЗОНІ ОПИРАННЯ ПОТУЖНОЇ БАЛКИ

В. М. Левін¹, А. В. Недорезов², М. О. Марфутін³

*ДОН ВПО «Донбаська національна академія будівництва і архітектури»,
2, вул. Державіна, м. Макіївка, ДНР, 86123.*

E-mail: ¹ viktor.m.levin@gmail.com, ² nedorezov_a_v@mail.ru, ³ ma-14max@mail.ru

Отримана 02 серпня 2019; прийнята 27 вересня 2019.

Анотація. У роботі представлена методика моделювання і аналіз напружено-деформованого стану вузла сполучення несучої залізобетонної стіни з потужною балкою. Розрахунки виконані з урахуванням фізичної нелінійності. Деформативні властивості бетону описані за методикою, прийнятою в програмному комплексі «Ліра-САПР» з використанням видозмінених діаграм деформування при одноосовому стані. Для вибору такої схеми кінцево-елементної моделі, яка забезпечує достатній ступінь адекватності результатів розрахунку, розглянуті три варіанти схеми: з плоских елементів; плоских елементів з абсолютно жорсткою вставкою, що імітує ділянку стіни в межах контуру опорного перерізу балки; об'ємних елементів. При численних дослідженнях оцінювався вплив розміру балки, класів бетону і арматури на несучу здатність фрагмента залізобетонної стіни. Описано характер напруженого стану стіни в зоні опирання балки.

Ключові слова: залізобетон, потужна балка, кінцево-елементна модель, напруження, деформації, детальне моделювання.

ANALYSIS OF THE STRESS-STRAIN STATE OF A REINFORCED CONCRETE LOAD-BEARING WALL IN THE AREA OF POWERFUL BEAM SUPPORT

Victor Levin¹, Andrii Niedoriezov², Maxim Marfutin³

*Donbas National Academy of Civil Engineering and Architecture,
2, Derzhavin Str., Makeevka, DPR, 83123.*

E-mail: ¹ viktor.m.levin@gmail.com, ² nedorezov_a_v@mail.ru, ³ ma-14max@mail.ru

Received 02 August 2019; accepted 27 September 2019.

Abstract. The paper presents a simulation method and analysis of the stress-strain state of the junction of a load-bearing reinforced concrete wall with a powerful beam. The calculations were performed taking into account the physical nonlinearity. The stress-strain properties of concrete are described by the method adopted in the Lyra-SAPR software package using modified deformation diagrams in the uniaxial state. To select such a scheme of a finite element model, which ensures a sufficient degree of adequacy of the calculation results, three variants of the scheme are considered: they are from flat elements; flat elements with an absolutely rigid insert imitating a wall section within the contour of the support section of the beam; bulk items. In numerical studies, the effect of the size of the beam, the classes of concrete and reinforcement on the bearing capacity of a fragment of a reinforced concrete wall was evaluated. The nature of the stress state of the wall in the zone of the beam is described.

Keywords: reinforced concrete, powerful beam, finite element model, stresses, deformations, detailed modeling.

Формулировка проблемы

Несущие стены железобетонных башенных, емкостных и подобных им сооружений промышленности и энергетики имеют ряд особенностей, важных для анализа их напряженно-деформированного состояния, оценки их несущей способности и разработки методов их расчета. Возводятся эти стены из монолитного железобетона в подвижной (скользящей или переставной) опалубке. В таком сооружении можно указать выделенное направление, вдоль которого организована компоновка объемов и несущей системы сооружения, сложный характер конструктивной схемы, в том числе многосвязность поперечного сечения; наличие источников возмущения напряженно-деформированного состояния – проемов и местных нагрузок; большая величина отношения высоты

сооружения к его размеру в плане; переменная геометрия сооружения – наращивание по высоте в процессе возведения, физический износ или усиление стен; существенно различный характер режима загрузки и закона деформирования бетона на двух этапах его загрузки – этапе строительства и эксплуатации и этапе догружения местными нагрузками. Все эти факторы предопределили сложность решения задачи их расчета.

Анализ последних исследований и публикаций

В [1] приведены рекомендации по расчету стен башенных копров, угольных башен коксохим-заводов, грануляционных башен предприятий по производству минеральных удобрений и подобных им сооружений. В частности для стен в

пределах емкостной части подробно рассматриваются вопросы расчета поперечных стен над зоной проезда загрузвагона на изгиб в своей плоскости. Для стен нижней зоны дан метод расчета по схеме внецентренно сжатого консольного стержня и на местный изгиб на нагрузки, передаваемые стенами. В [2, 3] рассматриваются вопросы статического и динамического расчета башенных копров, дана методика учета влияния горных выработок.

В [4] рассматриваются вопросы расчета стен на давление сыпучего, на местные нагрузки от мощных балок, на нагрузки, передаваемые частями стен на нижнюю зону. Особенности расчета стен в зоне проемов, а также подземных участков наружных стен подробно рассматривались в статьях [5, 6, 7]. Следует отметить экспериментальные исследования стен железобетонных башенных сооружений на моделях без наличия дефектов, выполненные под руководством В. М. Левина [1, 6], в которых определен характер распределения деформаций в областях возмущения напряженно-деформированного состояния (в зоне действия местной нагрузки, в зоне угла проема). Вопросы определения прочности несущих стен железобетонных башенных сооружений при наличии дефектов и повреждении рассматривал Л. В. Стеблянок в своей работе [7]. П. Н. Татаринев в статьях [8, 9, 10] исследовал вопросы расчета стен башенных копров как упругих массивных или тонкостенных стержней. В. М. Левин в работе [1] предложил использовать для расчета стен башенных копров расчетные схемы в виде упругого тонкостенного стержня, призматической складки или цилиндрической оболочки, также без учета проемов. А. С. Поверский, В. А. Ивович, А. А. Литвинов, Л. П. Макаренко, И. Я. Нежурко в работах [2, 4] использовали расчетную схему стен башенного копра в виде упругого массивного стержня, тонкостенного стержня или цилиндрической оболочки. Вариант математической модели деформирования башенного сооружения предложен В. М. Левиным в монографии [1]. В ней использованы: дискретно-континуальная модель Канторовича-Власова, теория упруго-ползучего тела Маслова-Арутюняна, деформационная теория пластичности бетона в форме Круглова-Козачевского, теория деформирования железобетона с трещинами Карпенко. Такая модель располагает

широкими возможностями для учета основных особенностей несущих стен, указанных выше. Настоящая работа демонстрирует результаты анализа одной из задач расчета стен башенных сооружений средствами конечно-элементной модели.

Цель публикации

Исследование напряженно-деформированного состояния железобетонной несущей стены в зоне опирания мощной балки.

Основной материал

В рассматриваемой работе выполнялись численные исследования процесса развития напряженно-деформированного состояния узла опирания мощной балки на несущую железобетонную стену. В качестве объекта-представителя выбран башенный копер ствола шахты «Северная» ГП «Макеевуголь». Было применено обычное для исследования местных задач фрагментирование. Для численного анализа общего напряженно-деформированного состояния копра, уточнения размеров фрагмента был применен метод конечных элементов, реализованный в программном комплексе ПК «Лира-САПР»; были использованы плоские пластинчатые универсальные конечные элементы КЭ-44 размерами $0,5 \times 0,5$ м. Общий вид расчетной схемы для анализа напряженно-деформированного состояния копра представлен на рисунке 1. Исходные данные для моделирования представлены в таблицах 1–5.

Нагрузки на модели

Значения нагрузок на выбранные фрагменты были взяты из расчета общей модели башенного копра шахты «Северная» ГП «Макеевуголь». Из этих нагрузок было сформировано загрузжение № 1 (табл. 5).

Зависимости между напряжениями и деформациями для материалов

Для реализации физически нелинейного расчета бетона был использован кусочно-линейный закон деформирования (№ 14). Значения для диаграммы высчитывались в соответствии с

Таблица 1. Характеристики опытной балки

№ п/п	Класс бетона	Продольная арматура в растянутой зоне			Продольная арматура в сжатой зоне			Кол-во, диаметр и класс прод. распред. арм-ры	Кол-во, диаметр и класс попереч. арм-ры
		Кол-во, ø, класс	Площ. As, см ²	Защитн. слой, см	Кол-во ø, класс	Площ. As, см ²	Защитн. слой, см		
		1 зона армирования			1 зона армирования				
1	B20	9ø40A-II	113,13	5	6ø40A-II	75,42	*5	16ø40 A-II, As=201,12 см ²	4ø12 A-II, As=4,5см ²
		2 зона армирования			2 зона армирования				
		9ø40A-II	113,13	15	—	—	—		
		3 зона армирования			3 зона армирования				
		9ø40A-II	113,13	25	—	—	—		

* – защитный слой отсчитывается от верха балки.

Таблица 2. Характеристики опытной стены

№ п/п	Класс бетона	Кол-во, диаметр и класс прод. арм-ры	Кол-во, диаметр и класс попереч. арм-ры	Кол-во, диаметр и класс констр. ар-ры
1	B20	2 \varnothing 20 A-II* $A_s=6.28$ см ²	10 \varnothing 16 A-II* $A_s=20.1$ см ²	2 \varnothing 10 A-I* $A_s=1.57$ см ²
2	B25	2 \varnothing 20 A-II* $A_s=6.28$ см ²	10 \varnothing 16 A-II* $A_s=20.1$ см ²	2 \varnothing 10 A-I* $A_s=1.57$ см ²
3	B30	2 \varnothing 20 A-II* $A_s=6.28$ см ²	10 \varnothing 16 A-II* $A_s=20.1$ см ²	2 \varnothing 10 A-I* $A_s=1.57$ см ²
4	B20	2 \varnothing 20 A-III* $A_s=6.28$ см ²	10 \varnothing 16 A-III* $A_s=20.1$ см ²	2 \varnothing 10 A-I* $A_s=1.57$ см ²
5	B25	2 \varnothing 20 A-III* $A_s=6.28$ см ²	10 \varnothing 16 A-III* $A_s=20.1$ см ²	2 \varnothing 10 A-I* $A_s=1.57$ см ²
6	B30	2 \varnothing 20 A-III* $A_s=6.28$ см ²	10 \varnothing 16 A-III* $A_s=20.1$ см ²	2 \varnothing 10 A-I* $A_s=1.57$ см ²

* – значения даны для 1 м длины стен.

Таблица 3. Характеристики свойств арматурной стали

№ п/п	Класс арматуры	Диаметр, мм	Предел текучести σ_T , МПа	Временное сопротивление σ_B , МПа	Относит. удлинение, %	Примечание
1	A-II	12	295	490	19	По ГОСТ 5781-82
2		16	295	490	19	
3		20	295	490	19	
4		40	295	490	19	
5	A-III	12	390	590	14	
6		16	390	590	14	
7		20	390	590	14	
8		40	390	590	14	
9	A-I	10	235	373	25	

СП 63.13330.2012, приложение Г. Построение криволинейной диаграммы деформирования бетона представляет собой массив точек, который просчитан по алгоритму. Задаваясь напряжением σ_b , определяют уровень относительных деформаций бетона $\sigma_b - \varepsilon_b$ и наоборот за-

даваясь уровнем относительных деформаций находят уровень напряжений $\sigma_b - \varepsilon_b$. Арматура для элементов задавалась как неупругий материал. Связь между напряжениями и деформациями выполнялась по кусочно-линейному закону (№ 14).

Таблица 4. Характеристики механических свойств бетона

№ п/п	Класс бетона	Призменная прочность R_b , МПа	Начальный модуль упругости E_0 , МПа	Предельные значения линейных компонентов деформации		Коэффициент Пуассона
				Сжатие, $\varepsilon_c \cdot 10^{-3}$	Растяжение, $\varepsilon_c \cdot 10^{-5}$	
1	B20	11,5	27 500	-2,0	3,4	0,2
2	B25	14,5	30 000	-2,0	3,4	0,2
3	B30	17,0	32 500	-2,0	3,4	0,2

Таблица 5. Нагрузки на модели

№ загр.	Тип конструкции	Верг. нагрузка, кН	Гор. нагрузка, кН/м.пог.
1	Стена	1 700	27
	Балка	700	—

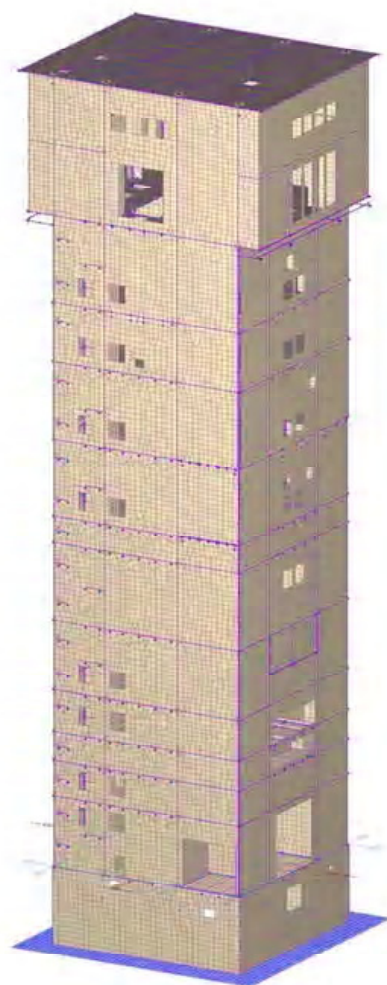


Рисунок 1. Общий вид расчетной схемы.

Методика моделирования

Для анализа НДС железобетонной стены в месте опирания мощной балки были созданы несколько моделей с принципиально разным подходом к моделированию интересующего места сопряжения элементов. Общий вид и размеры фрагмента, выбранного для исследования, показаны на рисунке 2. В первом случае рассматривалась модель из плоских элементов, сопряжение мощной балки с несущей железобетонной стеной осуществлялось через общий узел. Во втором случае рассматривалась модель из объемных элементов, сопряжение осуществлялось площадью контакта объемных конечных элементов, а усилия передавались через общие узлы. В третьем случае стена также моделировалась плоскими элементами и в месте примыкания балки элементы стены заменялись на абсолютно жесткие вставки (АЖТ) (рис. 3).

Наибольшие напряжения показала схема с применением АЖТ (значения напряжений в среднем больше на 15...20 %, чем значения, которые показала схема из плоских элементов, и на 40...50 % больше, чем показала схема из объемных элементов. Для дальнейшего анализа НДС фрагмента была выбрана схема с применением АЖТ.

Следующим шагом было проведение численных экспериментов по определению оценок влияния рассматриваемых факторов на несущую способность фрагмента (табл. 6).

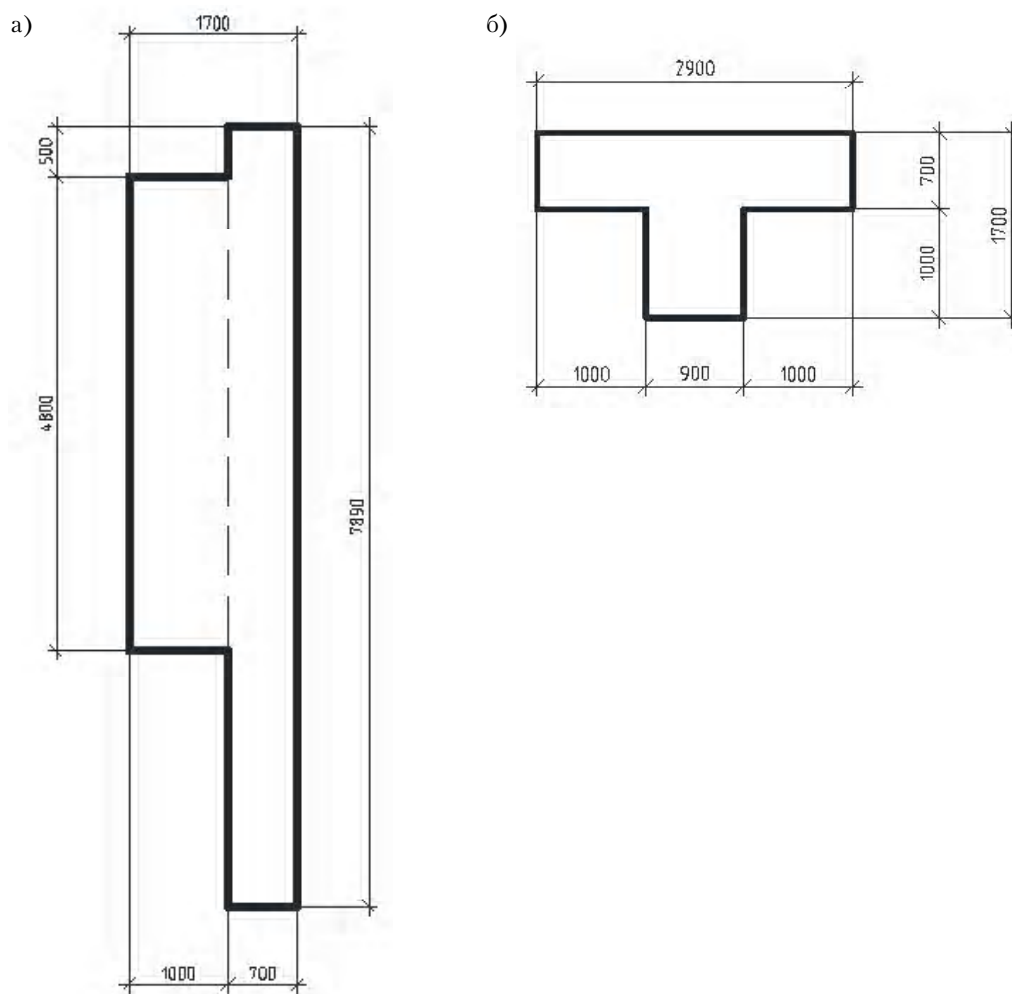


Рисунок 2. Общий вид фрагмента: а) вид сбоку; б) вид сверху.

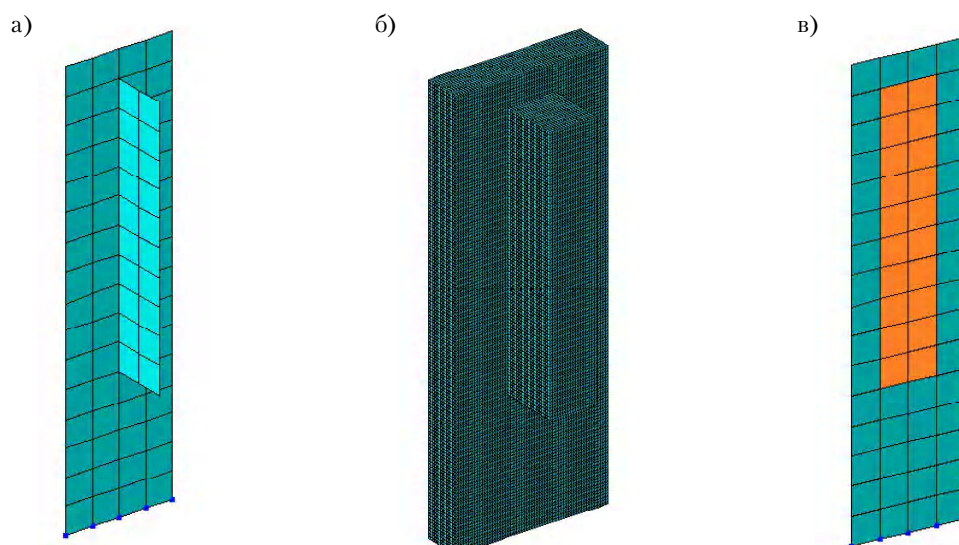


Рисунок 3. Общий вид моделей: а) из плоских элементов; б) из объемных элементов; в) с применением АЖТ.

Таблица 6. Планирование экспериментов

№ п/п	Сечение балки, м	Сечение стены, м	Нагрузки на стену, кН/м		Класс бетона	Класс арм-ры	Процент арм., %		Искомая величина* ¹ , кН
			верт.	гориз.			верт.	гориз.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Влияние размера балки, класса бетона и арматуры на несущую способность узла									
Первая серия экспериментов									
1.1	1,0×0,9	2,9×0,7	587	27	B20	А-II	0,44* ³	0,3* ³	8 730* ²
1.2			881	41					8 460
1.3			1 174	54					8 100
1.4			587	27	B20	А-III	0,9* ⁴	0,58* ⁴	8 710
1.5			881	41					8 450
1.6			1 174	54					8 120
1.7	1,0×1,0		587	27	B20	А-II	0,44	0,3	9 400
1.8			881	41					9 200
1.9			1 174	54					8 800
1.10	1,0×1,1		587	27	B20	А-II	0,44	0,3	10 120
1.11			881	41					9 790
1.12			1 174	54					9 350
Вторая серия экспериментов									
2.1	1,0×0,9	2,9×0,7	587	27	B25	А-II	0,44	0,3	11 160
2.2			881	41					10 890
2.3			1 174	54					10 620
2.4			587	27	B25	А-III	0,9	0,58	11 140
2.5			881	41					10 870
2.6			1174	54					10 610
2.7	1,0×1,0		587	27	B25	А-II	0,44	0,3	12 100
2.8			881	41					11 700
2.9			1 174	54					11 400
2.10	1,0×1,1		587	27	B25	А-II	0,44	0,3	13 090
2.11			881	41					12 540
2.12			1 174	54					11 990
Третья серия экспериментов									
3.1	1,0×0,9	2,9×0,7	587	27	B30	А-II	0,44	0,3	13 230
3.2			881	41					12 960
3.3			1 174	54					12 600
3.4			587	27	B30	А-III	0,9	0,58	13 210
3.5			881	41					12 950
3.6			1 174	54					12 585
3.7	1,0×1,0		587	27	B30	А-II	0,44	0,3	14 400
3.8			881	41					14 000
3.9			1 174	54					13 600
3.10	1,0×1,1		587	27	B30	А-II	0,44	0,3	15 510
3.11			881	41					15 070
3.12			1 174	54					14 740

*¹ – значения нагрузок на балку, при которых напряжения в стене достигают расчетного сопротивления бетона на сжатие (разрушился первый конечный элемент);

*² – исходное значение нагрузки на балку 780 кН/м из общего расчета копра. При этом значении нагрузки напряжения в стене не достигают расчетного сопротивления бетона на сжатие.

*³ – $\varnothing 16$ шаг 200 = $2 \cdot (10,06 / (70 \cdot 100) \cdot 100 \%) = 0,3 \%$; $\varnothing 20$ шаг 200 = $2 \cdot (15,71 / (70 \cdot 100) \cdot 100 \%) = 0,44 \%$

*⁴ – $\varnothing 16$ шаг 100 = $2 \cdot (20,11 / (70 \cdot 100) \cdot 100 \%) = 0,58 \%$; $\varnothing 20$ шаг 100 = $2 \cdot (31,42 / (70 \cdot 100) \cdot 100 \%) = 0,9 \%$.

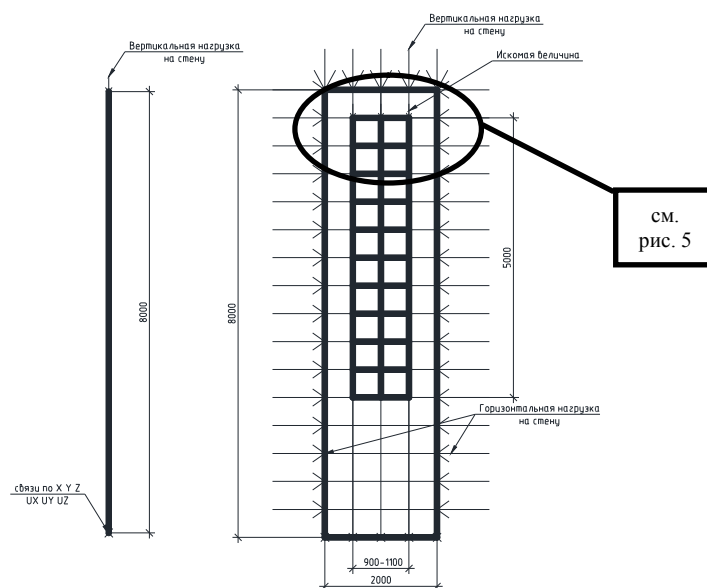


Рисунок 4. Схема приложения нагрузок на фрагмент.

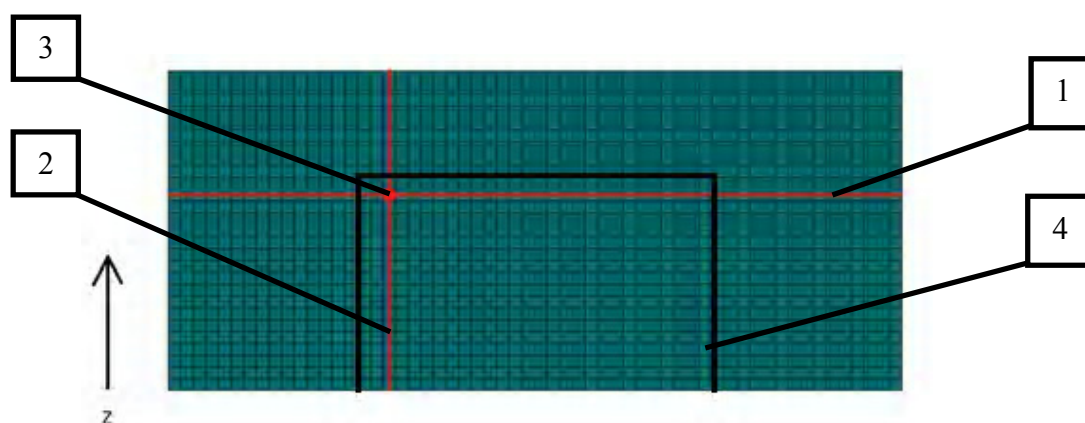


Рисунок 5. Схема расположения сечений в фрагменте: условные обозначения: 1 – сечение для рисунка 9; 2 – сечение для рисунков 6, 8; 3 – месторасположение КЭ, в котором сжимающие напряжения достигли предельных значений; 4 – контуры балки, которая примыкает к стене.

Опытные образцы нагружались до состояния, когда напряжения в первом КЭ достигнут предельных значений. После этого момента наращивание нагрузки прекращалось и значения напряжений в элементах стены замерялись (рис. 8, 9).

Сравнительные графики, представленные на рисунке 6, показывают, что изменение класса арматуры не влечет за собой существенного увеличения сжимающих напряжений в сечениях стены. Можно сделать вывод, что классом арматуры, как параметром варьирования, можно пренебречь.

Как видно из рисунка 7, зависимость между предельной нагрузкой на балку и расчетным сопротивлением бетона на сжатие имеет линейный характер.

Из выбранных способов моделирования узла примыкания железобетонной стены с балкой самым наилучшим, с учетом работы конструкции, оказался способ с применением АЖТ (значения напряжений в среднем больше на 15...20 %, чем значения, которые показала схема из плоских элементов, и на 40...50 % больше, чем

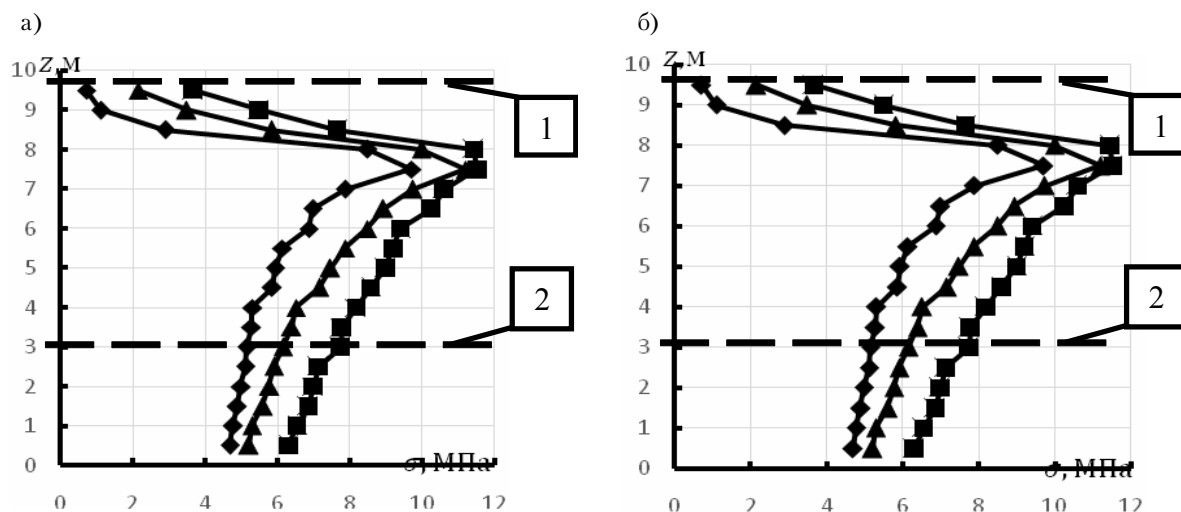


Рисунок 6. Сравнительные графики распределения сжимающих напряжений вдоль стены для эксперимента с арматурой класса А-II – а); и с арматурой класса А-III – б); условные обозначения: —■— 1.1, 1.4 (табл. 6); —▲— 1.2, 1.5 (табл. 6); —◆— 1.3, 1.6 (табл. 6); 1 – верхняя граница балки; 2 – нижняя граница балки.

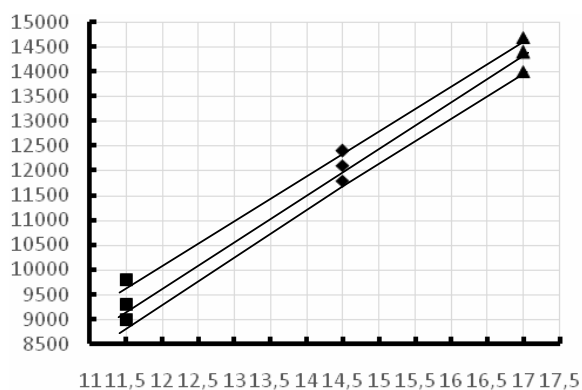


Рисунок 7. Зависимость несущей способности стены от расчетного сопротивления бетона на сжатие: условные обозначения: —■— для бетона В20; —◆— для бетона В25; —▲— для бетона В30.

показала схема из объемных элементов). Полученные результаты численных экспериментов свидетельствуют о влиянии таких параметров, как класс бетона и ширина сечения балки на несущую способность фрагмента железобетонной стены.

Выводы

1. Изменение класса арматуры и процента армирования не повлияло на несущую способность узла. Так, максимальные напряжения в сечениях в эксперименте № 1.1 (табл. 6) составили 11,5 МПа при нагрузке на балку 8 730 кН, а в эксперименте № 1.4 (табл. 6) те же 11,5 МПа при нагрузке на балку 8 710 кН. Разница в величине нагрузки, которая приводит к разрушению образца, составляет всего 20 кН (около 0,2 %).
2. Несущая способность стены в зоне опирания балки увеличивается с ростом класса бетона по линейному закону (при изменении класса бетона от В20 до В30 несущая способность увеличивается приблизительно на 50 %).
3. Увеличение ширины сечения балки повышает несущую способность узла. Так, при ширине сечения балки 0,9 м величина предельной нагрузки составила 8 730 кН, при увеличении ширины на 0,1 м это значение составило 9 400 кН, а при дальнейшем увеличении ширины до 1,1 м – 10 120 кН. В целом увеличение ширины сечения на 0,2 м привело к понижению предельно возможной нагрузки на балку на 15 %.

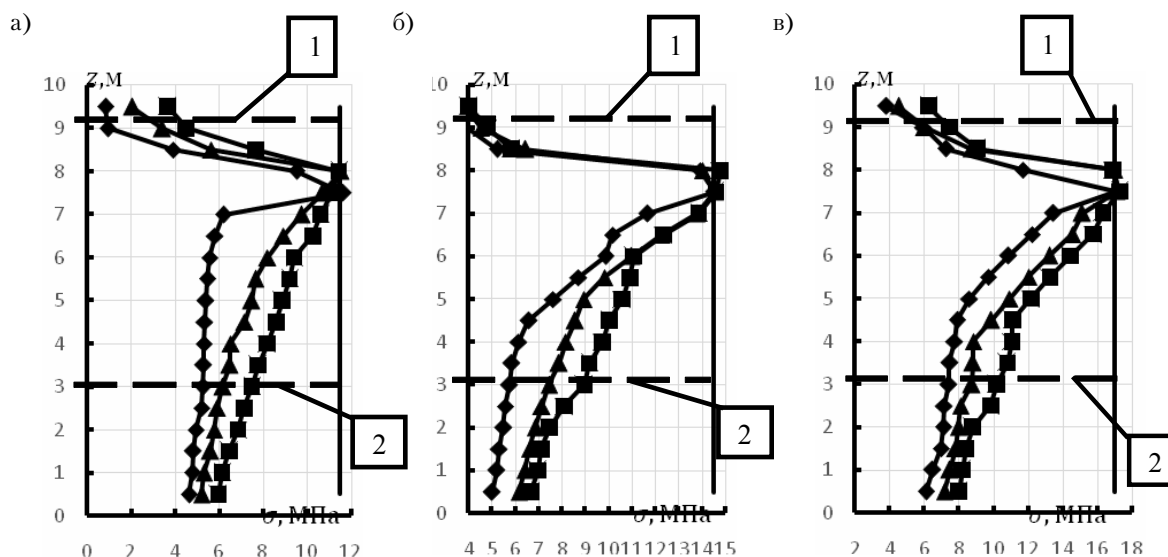


Рисунок 8. Сравнительные эпюры распределения сжимающих напряжений вдоль стены для экспериментов: а) 1.1; 2.1; 3.1; б) 1.7; 2.7; 3.7; в) 1.10; 2.10; 3.10; условные обозначения: —■— 1.10; 2.10; 3.10 (табл. 6) —▲— 1.7; 2.7; 3.7 (табл. 6) —◆— 1.1; 2.1; 3.1 (табл. 6); 1 – верхняя граница балки; 2 – нижняя граница балки; — — — предельные значения напряжений.

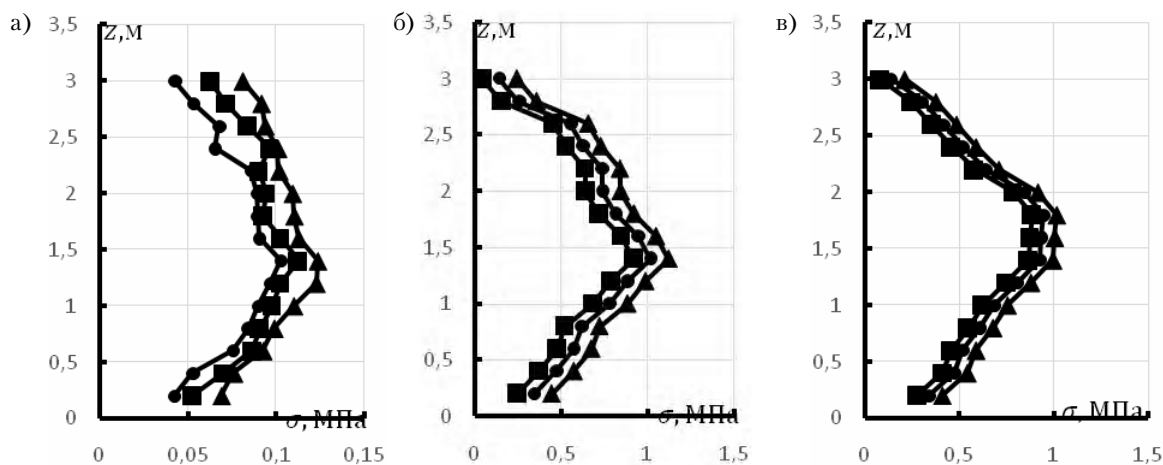


Рисунок 9. Сравнительные эпюры распределения сжимающих напряжений поперек стены для экспериментов: а) 1.1; 2.1; 3.1; б) 1.7; 2.7; 3.7; в) 1.10; 2.10; 3.10; условные обозначения согласно рисунку 8.

Литература

1. Левин, В. М. Железобетонные башенные сооружения. Исследования, расчет [Текст] / В. М. Левин. – Макеевка : ДГАСА, 1999. – 230 с.
2. Ивович, В. А. Уточнение методики динамического расчета башенного сооружения многоканатного шахтного подъема [Текст] / В. А. Ивович, А. С. Поверский // Надшахтное строительство : сб. трудов Донецкого Промстройинипроекта. – М. : Недра, 1965. № 5. С. 28–39.

References

1. Levin, V. M. Reinforced concrete tower structures. Research, calculation [Text]. Makeevka : DSACA. 1999. 230 p. (in Russian)
2. Iovovich, V. A.; Poversky, A. S. Clarification of the method of dynamic calculation of the tower construction of a multi-cable mine lift [Text]. In: *Mine construction: proceedings Donetsk Industrial Construction Project*. Moscow : Nedra. 1965. № 5. P. 28–39. (in Russian)

3. Андреев, В. Е. Проектирование, строительство и эксплуатация башенных копров [Текст] / В. Е. Андреев. – М. : Недра, 1970. – 240 с.
4. Исследование динамики башенных сооружений многоканатных подъемных установок [Текст] / В. А. Ивович, А. А. Литвинов, А. С. Поверский // Надшахтное строительство : сб. трудов Донецкого Промстройинипроекта. – М. : Недра, 1964. № 4. С. 65–74.
5. Левин, В. М. Исследования на моделях несущей способности стен при действии местной нагрузки [Текст] / В. М. Левин, Г. Ф. Копылова, М. Х. Кац // Экспериментальные исследования инженерных сооружений : сб. статей. – К. : Будивельник, 1977. – С. 66–68.
6. Левин, В. М. Влияние режима возведения на напряженно-деформированное состояние стены монолитного железобетонного башенного сооружения [Текст] / В. М. Левин, Л. В. Стеблянка // Ползучесть в конструкциях: сб. науч. тр. – Одесса, ОГАСА, 1998. С. 77–78.
7. Стеблянка, Л. В. Прочность несущих стен железобетонных башенных сооружений при наличии дефектов и повреждении [Текст] : автореф. дис... канд. техн. наук / Л. В. Стеблянка – Макеевка, 2001. – 19 с.
8. Татаринов, П. И. Динамический расчет копра на ветровую нагрузку [Текст] / П. И. Татаринов // Надшахтное строительство : сборник трудов. – Донецк : БТИ ДонНИИ, 1962. № 3. С. 202–220.
9. Татаринов, П. И. Определение деформаций изгиба железобетонного башенного копра [Текст] / П. И. Татаринов // Совершенствование строительства надшахтных зданий и сооружений : сб. научн. трудов Донецкого Промстройинипроекта. – М. : Недра, 1965. № 5 С. 71–80.
10. Татаринов, П. И. Расчет прямоугольного железобетонного башенного копра на изгиб и кручение [Текст] / П. И. Татаринов // Надшахтное строительство : сборник трудов. – Донецк : БТИ ДонНИИ, 1962. № 3. С. 129–208.
11. Берг, О. Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона [Текст] / О. Я. Берг. – М. : Госстройиздат, 1962. – 96 с.
12. Пространственный деформационный нелинейный расчет железобетонных изгибаемых конструкций методом конечных элементов [Электронный ресурс] / А. Ю. Попов, А. А. Хатунцев, Ю. Г. Шашков, А. В. Кочетков // Интернет-журнал «НАУКОВЕДЕНИЕ». 2013. № 5. 11 с. – Режим доступа : <https://naukovedenie.ru/PDF/107tvn513.pdf>.
13. Клованич, С. Ф. Метод конечных элементов в нелинейных расчетах пространственных железобетонных конструкциях [Текст] / С. Ф. Клованич, Д. И. Безушко. – Одесса : Издательство ОНМУ, 2009. – 89 с.
14. Дмитриев, Л. Г. Изгиб нелинейно упругих пластин [Текст] / Л. Г. Дмитриев, В. Н. Шевченко // ЭВМ в исследованиях и проектировании объектов строительства : сб. научных трудов [Ред. : 3. Andreyev, V. Ye. Design, construction and operation of tower hoists [Text]. Moscow : Nedra. 1970. 240 p. (in Russian)
4. Ivovich, V. A.; Litvinov, A. A.; Poversky, A. S. Study of the dynamics of tower structures of multi-rope hoisting installations [Text]. In: *Mine construction : proceedings Donetsk Industrial Construction Project* Moscow : Nedra. 1964. № 4. P. 65–74. (in Russian)
5. Levin, V. M.; Kopylova, G. F.; Kats, M. Kh. Studies on models of the bearing capacity of walls under the action of local load [Text]. In: *Digest of articles: Experimental studies of engineering structures*. Kyiv : Budivelnik. 1977. P. 66–68. (in Russian)
6. Levin, V. M.; Steblyanko, L. V. The influence of the erection mode on the stress-strain state of the wall of a monolithic reinforced concrete tower structure [Text]. In: *Creep in structures: collection of scientific papers*. Odessa: OSACA. 1998. P. 77–78. (in Russian)
7. Steblyanko, L. V. Strength of load-bearing walls of reinforced concrete tower structures in the presence of defects and damage [Text] : abstract of the dissertation of the candidate of technical sciences. Makeevka. 2001. 19 p. (in Russian)
8. Tatarinov, P. I. Dynamic calculation of copra for wind load [Text]. In: *Mine over construction : proceedings. Donetsk : BTI Donnii*, 1962. № 3. P. 202–220. (in Russian)
9. Tatarinov, P. I. Determination of bending deformations of a reinforced concrete tower head [Text]. In: *Improving the construction of mine buildings and structures : collection of scientific papers Donetsk Industrial Construction Project*. Moscow : Nedra. 1965. № 5 P. 71–80. (in Russian)
10. Tatarinov, P. I. Calculation of rectangular reinforced concrete tower copra for bending and torsion [Text]. In: *Mine over construction: proceedings. Donetsk : BTI Donnii*. 1962. № 3. P. 129–208. (in Russian)
11. Berg, O. Ya. Physical foundations of the theory of strength of concrete and reinforced concrete [Text]. Moscow: Gosstroizdat. 1962. 96 p. (in Russian)
12. Popov, A. Yu.; Khatuntsev, A. A.; Shashkov, Yu. G.; Kochetkov, A. V. Spatial deformation nonlinear calculation of reinforced concrete flexible structures by the finite element method [Electronic resource]. In: *Internet-journal «Science of SCIENCE»*. 2013. № 5. 11 p. Access mode : <https://naukovedenie.ru/PDF/107tvn513>. (in Russian)
13. Klovaniich, S. F.; Bezushko, D. I. Finite element method in nonlinear calculations of spatial reinforced concrete structures [Text]. Odessa: Publishing house ONMU. 2009. 89 p. (in Russian)
14. Dmitriyev, L. G.; Shevchenko, V. N. Bending nonlinear elastic plates [Text]. In: *Computers in research and design of construction projects: collection of scientific papers* [Editorial : A. I. Zavarov and other]. Kyiv : Budivelnik. 1970. P. 94–103. (in Russian)
15. Gorodetsky, A. S.; Zdorenko, V. S. Calculation of reinforced concrete beam walls, taking into account the formation of cracks by the finite element method

- А. И. Заваров и др.]. – К. : Будивельник, 1970. – С. 94–103.
15. Городецкий, А. С. Расчет железобетонных балок-стенок с учетом образования трещин методом конечных элементов [Текст] / А. С. Городецкий, В. С. Здоренко // Сопротивление материалов и теория сооружений. – Киев : Будивельник, 1975. – Вып. XXVII. С. 59–66.
 16. Карпенко, Н. И. Общие модели механики железобетона [Текст] / Н. И. Карпенко. – М. : Стройиздат, 1996. – 416 с.
 17. Drucker, Daniel C. Soil mechanics and plastic analysis or limit design [Text] / D. C. Drucker, W. Prager // *Quarterly of Applied Mathematics*. 1952. Vol. 10, № 2. P. 157–165.
 18. Willam, K. J. Constitutive model for the triaxial behavior of concrete [Text] / K. J. Willam, E. P. Warnke // *Int. Assoc. Bridge. Struct. Eng.* 1974. Vol. 19, P. 1–31.
 19. Experimental analysis of concrete behavior under high confinement: Effect of the saturation ratio [Text] / X. H. Vu, Y. Malecot, L. Daudeville, E. Buzaud // *International Journal of Solids and Structures*. 2009. Vol. 46. P. 1105–1120.
 - [Text]. In: *Resistance of materials and theory of structures*. Kyiv : Budivelnik. 1975. Issue XXVII. P. 59–66. (in Russian)
 16. Karpenko, N. I. General models of reinforced concrete mechanics [Text]. Moscow : Stroiizdat. 1996. 416 p. (in Russian)
 17. Drucker, Daniel C.; Prager, W. Soil mechanics and plastic analysis or limit design [Text]. In: *Quarterly of Applied Mathematics*. 1952. Vol. 10, № 2. P. 157–165.
 18. Willam, K. J.; Warnke, E. P. Constitutive model for the triaxial behavior of concrete [Text]. In: *Int. Assoc. Bridge. Struct. Eng.* 1974. Vol. 19, P. 1–31.
 19. Vu, X. H.; Malecot, Y.; Daudeville, L.; Buzaud, E. Experimental analysis of concrete behavior under high confinement: Effect of the saturation ratio [Text]. In: *International Journal of Solids and Structures*. 2009. Vol. 46. P. 1105–1120.

Левин Виктор Матвеевич – доктор технических наук, профессор; заведующий кафедрой железобетонных конструкций ГОУ ВПО «Донбасская национальная академия строительства и архитектуры». Научные интересы: методы анализа напряженно-деформированного состояния неупругих пространственных систем; исследование и моделирование прочностных и деформативных свойств бетона и железобетона; местные состояния неупругих пространственных систем.

Недорезов Андрей Владимирович – кандидат технических наук, доцент кафедры железобетонных конструкций ГОУ ВПО «Донбасская национальная академия строительства и архитектуры». Научные интересы: экспериментальные исследования процессов деформирования и разрушения бетона при сложных напряженных состояниях.

Марфутин Максим Олегович – магистрант ГОУ ВПО «Донбасская национальная академия строительства и архитектуры». Научные интересы: использование современных программных комплексов в инженерной деятельности.

Левін Віктор Матвійович – доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри залізобетонних конструкцій ДООУ ВПО «Донбаська національна академія будівництва і архітектури». Наукові інтереси: методи аналізу напружено-деформованого стану непружних просторових систем; дослідження і моделювання міцності і деформативних властивостей бетону та залізобетону; місцеві стану непружних просторових систем.

Недорезов Андрій Володимирович – кандидат технічних наук, доцент кафедри залізобетонних конструкцій ДООУ ВПО «Донбаська національна академія будівництва і архітектури». Наукові інтереси: експериментальні дослідження процесів деформування і руйнування бетону в умовах складних напружених станів.

Марфутін Максим Олегович – магістрант ДООУ ВПО «Донбаська національна академія будівництва і архітектури». Наукові інтереси: використання сучасних програмних комплексів в інженерній діяльності.

Victor Levin – D. Sc. (Eng.), Professor, Head of the Reinforced Concrete Constructions Department, Donbas National Academy of Civil Engineering and Architecture. Scientific interests: methods of analysis of stress-strain state of inelastic spatial systems; research and modeling of strength and stress-strain properties of concrete and reinforced concrete; local states of inelastic spatial systems.

Niedoriezov Andrii – Ph. D. (Eng.), Associate Professor, Reinforced Concrete Constructions Department, Donbas National Academy of Civil Engineering and Architecture. Scientific interests: experimental studies of concrete deformation and fracture under complex stress states.

Marfutin Maxim – master's student, Donbas National Academy of Civil Engineering and Architecture. Scientific interests: modern software systems usage in engineering.