

МЕТОДИКА РАСЧЕТА МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СТЕН ЗДАНИЙ НА ОСНОВЕ МЕТОДА КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ В ВК ANSYS

METHODOLOGY FOR CALCULATION OF MONOLITHIC REINFORCED CONCRETE BUILDING WALLS BASED ON THE FINITE ELEMENT METHOD IN ANSYS MECHANICAL COMPUTING COMPLEX

Существующие инженерные методики расчета монолитных железобетонных стен не дают желаемой точности, не учитывают значимые факторы в связи с заложенными упрощениями. Этот недостаток может быть устранен применением компьютерного моделирования на основе МКЭ в одном из «тяжелых» вычислительных комплексов типа Ansys. Однако на сегодня отсутствует целостная методика моделирования и создания конечно-элементной модели для рассматриваемых стен с учетом всех требований по их конструированию согласно действующим нормам. В статье представлена компьютерная модель в ВК Ansys и методика моделирования на языке APDL нелинейного поведения железобетонных стен при совместном действии вертикальных P и горизонтальных V нагрузок. Сравнение результатов расчета с экспериментальными данными, полученными зарубежными исследователями, показало хорошее совпадение (отличие не превышает 15,4 %).

Ключевые слова: монолитные стены, моделирование, ВК Ansys, перемещения при изгибе, перемещения при сдвиге.

Existing engineering methods for calculating monolithic reinforced concrete walls do not provide the desired accuracy and fail to take into account significant factors due to inherent simplifications. This drawback can be eliminated by applying FEM-based computer modeling in one of the «heavy» computing complexes of the Ansys type. However, today there is no comprehensive methodology for modeling and creating a finite element model for the walls under consideration, taking into account all the requirements for the design in accordance with current standards. The article presents a computer model in Ansys computing complex and a modeling technique in APDL for the nonlinear behavior of reinforced concrete walls under the combined action of vertical (P) and horizontal (V) loads. A comparison of the calculation results with experimental data obtained by foreign researchers revealed good agreement (the difference does not exceed 15.4 %).

Keywords: monolithic walls, modeling, ANSYS computing complex, bending displacements, shear displacements.

Введение

Железобетонные стены воспринимают вертикальные нагрузки и передают их на фундамент, а также обеспечивают сопротивление несущих систем зданий горизонтальным нагрузкам, придают им жесткость и устойчивость. Такая multifunctionality железобетонных стен, особенно в мо-

нолитном исполнении, является причиной возникновения в них сложного напряженно-деформированного состояния (НДС), от достоверной оценки которого зависит как безопасность, так и расход материалов, а в конечном счете — стоимость строительства.

Существующие инженерные методики расчета монолитных железобетонных стен

не дают желаемой точности, не учитывают значимые факторы в связи с заложенными упрощениями [1].

Например, в СП 63.13330.2018 в расчете прочности стены в общем случае рассматривается плоский элемент единичной площади при совместном действии нормальных сил, изгибающих и крутящих моментов, сдвигающих и поперечных сил, приложенных по боковым сторонам элемента (рис. 1).

Несмотря на декларации, в представленных в этом СП формулах метода предельного равновесия действие крутящего момента не учитывается, а в условии прочности на действие поперечных сил (8.106) допущена ошибка — отсутствует вторая степень у слагаемых. Кроме того, данная модель пригодна только для расчета статически определимых стен, что в монолитном строительстве практически не встречается (исключение, напри-

мер, — консольно заделанные подпорные стенки).

Проверку прочности стены по пособию к СП 63.13330.2018 производят уже с учетом изгибающего момента — как для внецентренно сжатого элемента, и влияние нагрузок в перпендикулярном направлении не учитывается.

Одно из главных упрощений рассматриваемого подхода: все разрешающие уравнения нормативной методики записаны через силовые параметры в отличие от более общего подхода механики твердого деформируемого тела, в котором НДС любой точки конструкции рассматривается в виде взаимосвязи тензоров напряжений и деформаций. Известно, что при переходе от напряжений к усилиям теряется часть полезной информации в виде констант интегрирования, и такое осреднение по площадкам дает погрешность. Для выделенного расчетного элемента размером 1×1 м (см. рис. 1) такая погрешность может быть весьма значительной.

Рассчитывая стены по пособию «Проектирование жилых зданий. Вып. 3. Конструкции жилых зданий (к СНиП 2.08.01–85)», следует проверять продольные и поперечные сечения. При нахождении изгибающих моментов отрезки стен рассматриваются как консольные балки. Горизонтальные сечения элемента анализируют расчетом по прочности и трещиностойкости. Вертикальные соединения определяют расчетом по прочности и раскрытию трещин. По п. 5.14 для расчета прочности стен из плоскости здания извлекают вертикальные элементы (столбы), состоящие из расположенных друг над другом и ограниченных по вертикали отверстиями и соединениями сборных элементов стены.

По ACI Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318–19) методика в целом схожа с таковой в пособии к СП 63.13330. На основе табл. 21.2.1 применяется эмпирический коэффициент ϕ снижения прочности

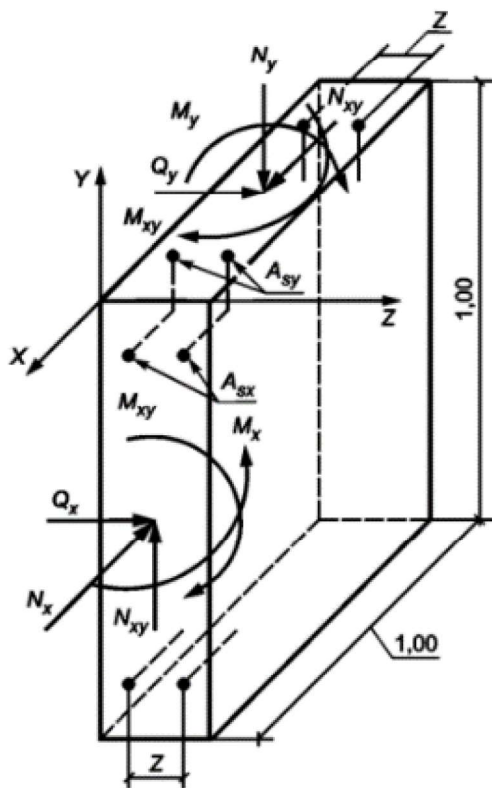


Рис. 1. Схема усилий, действующих на выделенный плоский элемент единичной ширины стены

элемента за счет влияния продольного изгиба, возникающего в ходе деформирования стены под вертикальной нагрузкой.

В соответствии с EuroCode-2 «Проектирование железобетонных конструкций» расчет железобетонных стен выполняется методом тяжей и распорок. Модель «распорки и тяжи» представлена раскосами и отражает траекторию сжимающих напряжений, тяжей, характеризующих арматуру, и концентрированных узлов. Поперечные напряжения снижают прочность бетонной стойки на сжатие до

$$F_{Rd} = 0,6 \cdot v' \cdot f_{cd} \cdot t \cdot a. \quad (1)$$

Усилие стяжки, которое передается на арматуру, определяется по формуле

$$A_s = T / f_{yd}. \quad (2)$$

В данном методе соблюдается равновесие с приложенными нагрузками в предельном состоянии по несущей способности.

В отечественной литературе метод распорок и тяжей называется методом каркасно-стержневого аналога (КСА).

Из рассмотренных примеров следует, что ни одна из представленных методик в связи с принятыми упрощениями не обладает необходимой полнотой расчетных параметров и связывающих их зависимостей, чтобы охватить весь спектр решаемых на практике задач.

Этот недостаток может быть устранен применением компьютерного моделирования на основе МКЭ в одном из «тяжелых» вычислительных комплексов типа Ansys. Однако на сегодня отсутствует целостная методика моделирования и создания КЭ-модели для рассматриваемых монолитных стен с учетом всех требований по их конструированию согласно действующим нормам. Устранению этого пробела посвящена данная статья.

В теории, например, предложенной Н. И. Карпенко и развиваемой его учениками [2], предполагается, что бетон является анизотропным материалом до и после обра-

зования трещин. Модель трехмерного тела согласно этой теории имеет матрицу жесткости с 21 параметром (константой) материала. Однако на сегодняшний день отсутствуют стандартные экспериментальные методики для их полного определения.

Заложенные в ВК Ansys модели материалов имеют значительно меньшее количество констант и не позволяют учитывать одновременно физическую нелинейность и анизотропию бетона. Раздельное рассмотрение этих задач для железобетона приводит к недопустимым погрешностям.

Тем не менее, обе эти задачи можно связать в одной модели, если арматуру задавать дискретно, а в бетоне учитывать снижение жесткости после образования трещин и при дальнейшем их развитии.

Целью данной статьи ставилась разработка компьютерной КЭ-модели деформирования и методики моделирования монолитных железобетонных стен с учетом физической нелинейности железобетона, трещинообразования, приобретаемой в результате трещинообразования неоднородности и анизотропии при совместном действии вертикальных P и горизонтальных V нагрузок.

Методы

В рамках данного исследования изучается поведение железобетонных стен зданий и сооружений при совместном действии горизонтальных V и вертикальных P нагрузок. Предметом анализа являются возникающие в стенах перемещения и деформации. В качестве источников информации использованы публикации зарубежных исследователей, посвященные данной проблематике. Применяемые методы включают формально-логический анализ (анализ, синтез, индукция, дедукция), моделирование в ВК Ansys и аналитические методы нелинейной строительной механики.

Результаты

Ранее в нашей статье [3] были рассмотрены основные факторы влияния на проч-

ность, жесткость и трещиностойкость монолитных железобетонных стен гражданских зданий. Характеризовать степень влияния того или иного фактора следует по отклику, в качестве которого удобно рассматривать деформации конструкции. В общем виде деформации стены складываются из следующих составляющих:

$$\Delta = \Delta_{flexure} + \Delta_{shear} + \Delta_{slid} + \Delta_{BR}, \quad (3)$$

где $\Delta_{flexure}$ — деформация чистого изгиба в плоскости стены; Δ_{shear} — деформация чистого сдвига параллельно плоскости стены; Δ_{slid} — деформация сдвига-скольжения; Δ_{BR} — деформация, вызванная поворотом основания и/или верха стены относительно фундамента и/или перекрытия.

В статье [4] был проведен анализ экспериментальных и теоретических данных зарубежных исследователей, посвященных определению перемещений железобетонных стен при совместном действии горизонтальной V и вертикальной P нагрузок с целью по-

строения расчетных схем деформирования, позволяющих дифференцированно оценивать перемещения изгиба $\Delta_{flexure}$ и сдвига Δ_{shear} .

Представленные сведения в [3, 4] служат основой для валидации модели и методики компьютерного моделирования стен, создаваемых в рамках данного исследования.

Геометрия и схема армирования железобетонной стены в ВК Ansys показаны на рис. 2 и представлены в табл. 1.

Для моделирования бетона был использован восьмиузловой конечный элемент *Solid 65*, указания по подготовке и вводу исходных данных в [5, 6]. Элемент *Solid 65* позволяет работать с изотропными и анизотропными свойствами материала, в качестве нагрузок воспринимает сосредоточенные в узлах силы и распределенное по поверхности боковых граней давление.

Согласно рекомендациям [7] для моделирования стальной арматуры используется элемент *Link 180*, который может моделиро-

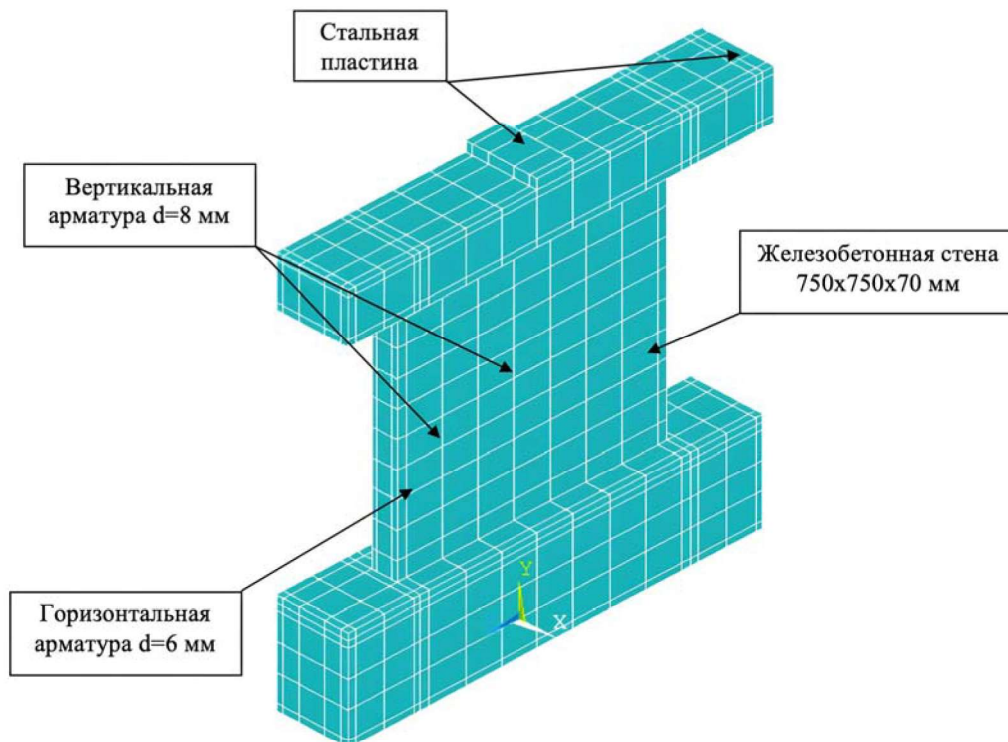


Рис. 2. Модель железобетонной стены в 3D-геометрии в ВК Ansys

Таблица 1

Геометрические размеры, материалы и армирование железобетонной стены

Ширина стены, B , мм	Высота стены, H , мм	Толщина стены, t , мм	Диаметр и шаг вертикальной арматуры, мм	Диаметр и шаг горизонтальной арматуры, мм
750	750	70	8, шаг 100	6, шаг 80

вать поведение арматуры при растяжении и сжатии. Стальная пластина стены моделируются с помощью элемента *Solid 185*. Однородный объемный элемент, подверженный пластической деформации, используется для моделирования стальных пластин в местах передачи нагрузок.

Для бетона принята теория пластического течения Menetrey–Willam [8–10] с дополнительным введением закона деформирования Multilinear Kinematic Hardening [11], представленная на рис. 3.

Определяющие соотношения данной модели позволяют описать такие важные особенности, как различная прочность бетона при растяжении и сжатии, нелинейное упрочнение, разупрочнение и дилатансия.

Для расчета арматуры и стальных пластин используем теорию Мизеса [12–14]. На рис. 4 приводится поверхность течения σ_1 – σ_2 .

Свойства стали (марки С245) для моделирования железобетонной стены приведены в табл. 2, а бетона (класса В20) — в табл. 3 и 4.

Для получения приемлемой точности численного расчета размер конечного элемента был принят 20 мм.

Граничные условия были заданы в соответствии с физической моделью эксперимента [11]. Нижняя поверхность модели была ограничена во всех направлениях, чтобы остановить вращение и смещение нижней части. Как показано на рис. 5, вертикальные P и горизонтальные V были приложены по всей линии узлов стальных пластин.

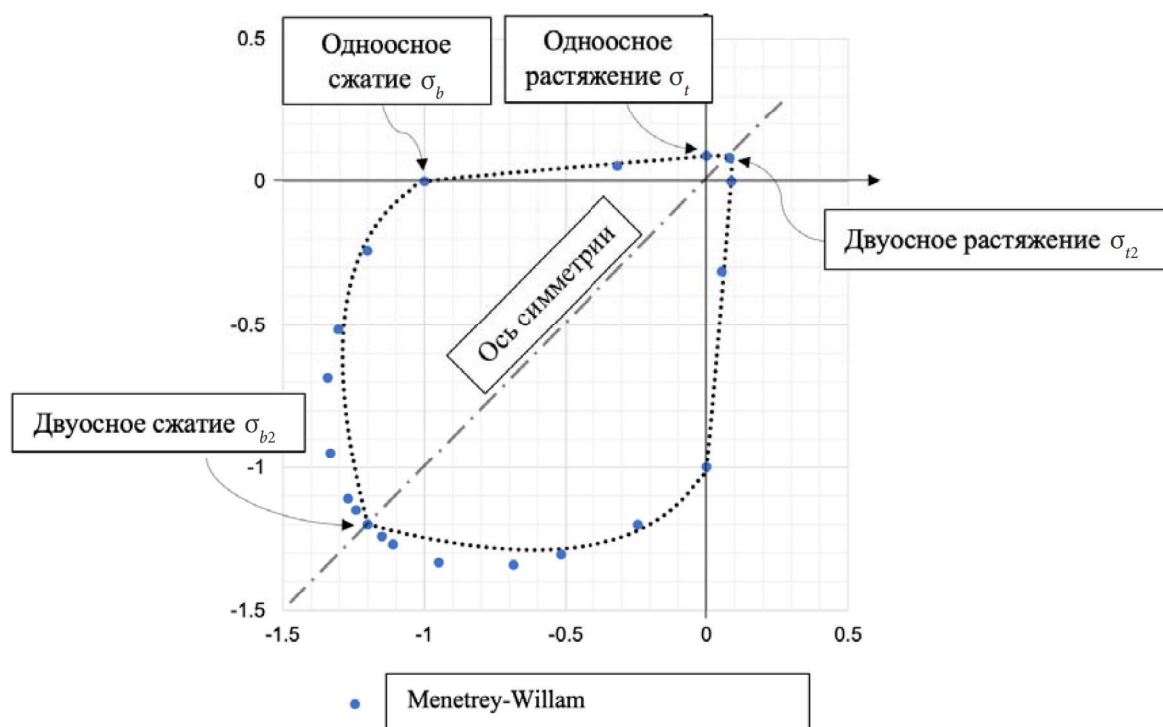


Рис. 3. Модель теории прочности Menetrey — Willam для бетона [8]

Таблица 2

Свойства стали

Элемент ВК Ansys	Линейно-изотропный		Нелинейно-изотропный	Элемент конструкции и материал
	E_s , МПа	ν_s	σ_s , МПа	
Link 180	$200 \cdot 10^3$	0,3	280	Армирование, кл. А240
Solid 185	$200 \cdot 10^3$	0,3	245	Опорные пластины, кл. С245

Таблица 3

Свойства бетона, задаваемые для модели Menetrey–Willam

Бетон (Solid 65)			
Линейно-изотропные свойства		Нелинейные свойства (характеристики трещинообразования)	
Начальный модуль деформации бетона, E_b , МПа	24 580	Коэффициент зацепления берегов трещины при растяжении, k_{cr1}	0,3
Коэффициент Пуассона бетона, ν_b	0,2	Коэффициент зацепления берегов трещины при сжатии, k_{cr2}	0,9
Плотность бетона, ρ_b , Н/мм ³	$24e^{-6}$	Средний предел прочности бетона на растяжение, R_{bt} , МПа	3,34
		Средний предел прочности бетона на сжатие, R_{bm} , МПа	25,0
		Коэффициент понижения жесткости при образовании трещины k_{cr3}	0,6

Таблица 4

Свойства бетона, задаваемые законом деформирования Multilinear Kinematic Hardening

Деформации ϵ	Напряжения σ , МПа
0,0006	13,51
0,009	18,41
0,0012	21,76
0,0015	23,72
0,002	24,80
0,003	25,00

При нелинейном расчете нагрузка прикладывается по шагам в соответствии с методом Ньютона–Рафсона.

Эксперимент, представленный в статье [11] и предназначенный для проверки результатов моделирования, включал в себя испытание железобетонной стены размером 750×750×70 мм. Размеры железобетонной стены и расположение гидравлических домкратов показаны на рис. 6.

Верхняя балка размером 1150×200×150 мм служила элементом, через который к стенам прикладывались вертикальные P и горизонтальные V нагрузки. Нижняя балка

1150×200×300 мм использовалась для крепления образца к полу лаборатории.

Основные размеры, свойства, прочность материалов, а также приложенные нагрузки и граничные условия железобетонной стены в эксперименте были такими же, как и в компьютерной модели. Детали армирования показаны на рис. 7.

Испытания [11] начинались с постоянной вертикальной нагрузкой, равной $P = 50$ кН, затем постепенно прикладывалась горизонтальная нагрузка до значения $V = 250$ кН.

Обсуждение

Результаты моделирования будем сопоставлять с экспериментальными результатами научной статьи [11]. Согласно полученным данным, можно отслеживать точность и корректность построенной компьютерной модели в ВК Ansys.

По экспериментальным данным статьи [11] первой трещиной в железобетонной стене была горизонтальная трещина в правой нижней части стены (рис. 8), которая появилась при растяжении бетона под дей-

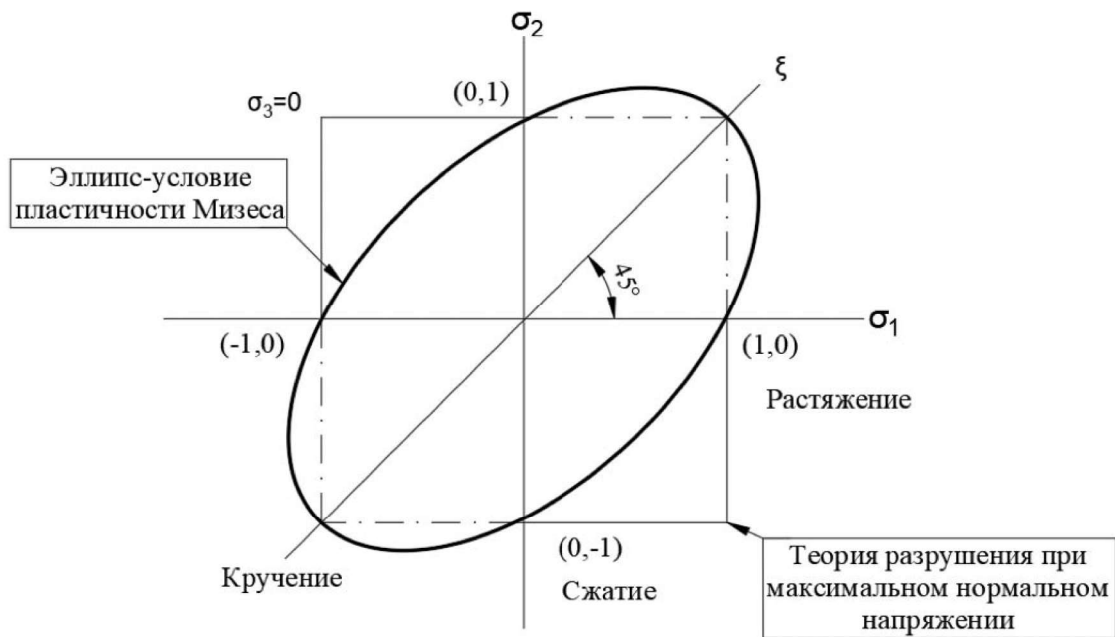
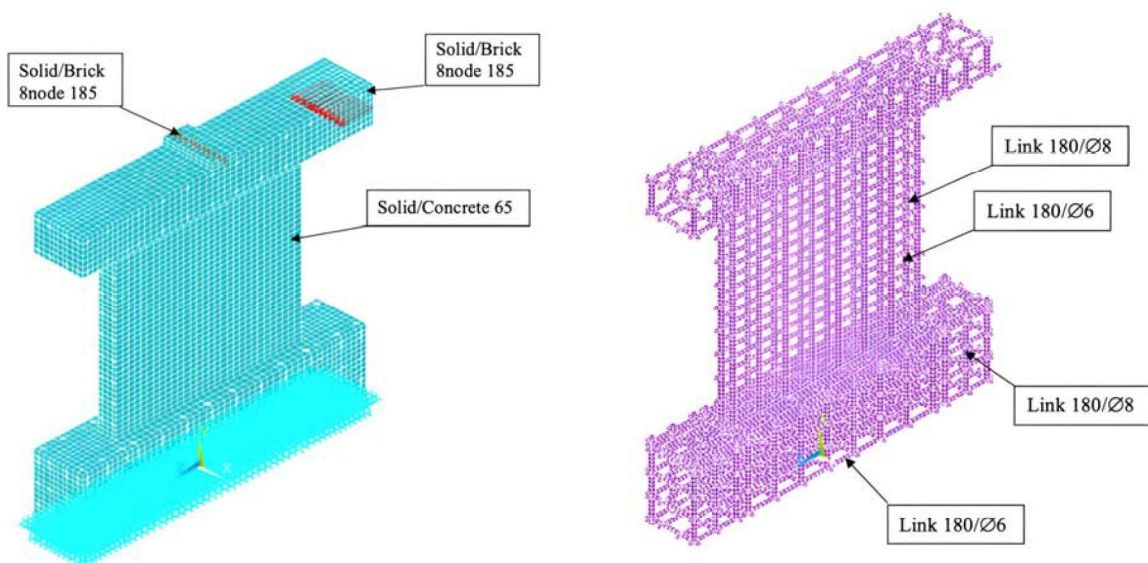
Рис. 4. Траектория предела текучести (поверхность течения σ_1 – σ_2) Мизеса для изотропного материала

Рис. 5. Модель железобетонной стены с граничными условиями и нагрузками в ВК Ansys

ствием горизонтальной нагрузки $V = 65$ кН, и эта картина трещин одинакова для всех железобетонных стен с соотношением сторон $1,0 < H/B < 1,5$. По мере увеличения горизонтальной нагрузки V образовалась первая диагональная трещина, а затем арматура вышла из строя и вызвала более крупную диагональную трещину (от угла к углу) в же-

лезобетонной стене, в результате чего образовались дополнительные диагональные трещины, приведшие к разрушению при нагрузке $V = 190$ кН (рис. 9).

В табл. 5 и на рис. 10 представлено сравнение экспериментальных результатов с результатами МКЭ для подтверждения точности компьютерной модели железобетонной стены.

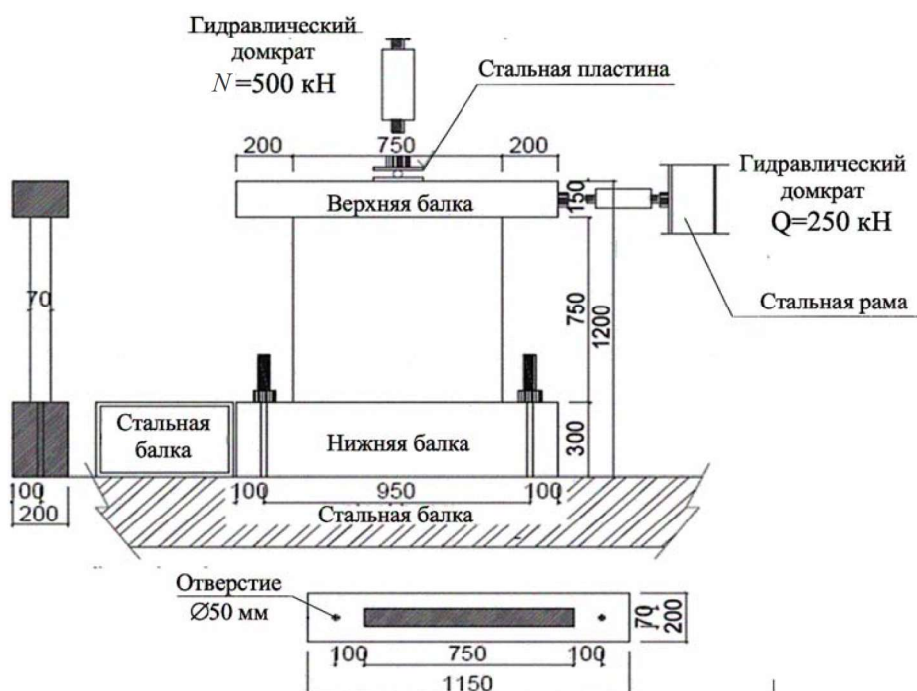


Рис. 6. Схема экспериментальной установки для испытания железобетонной стены

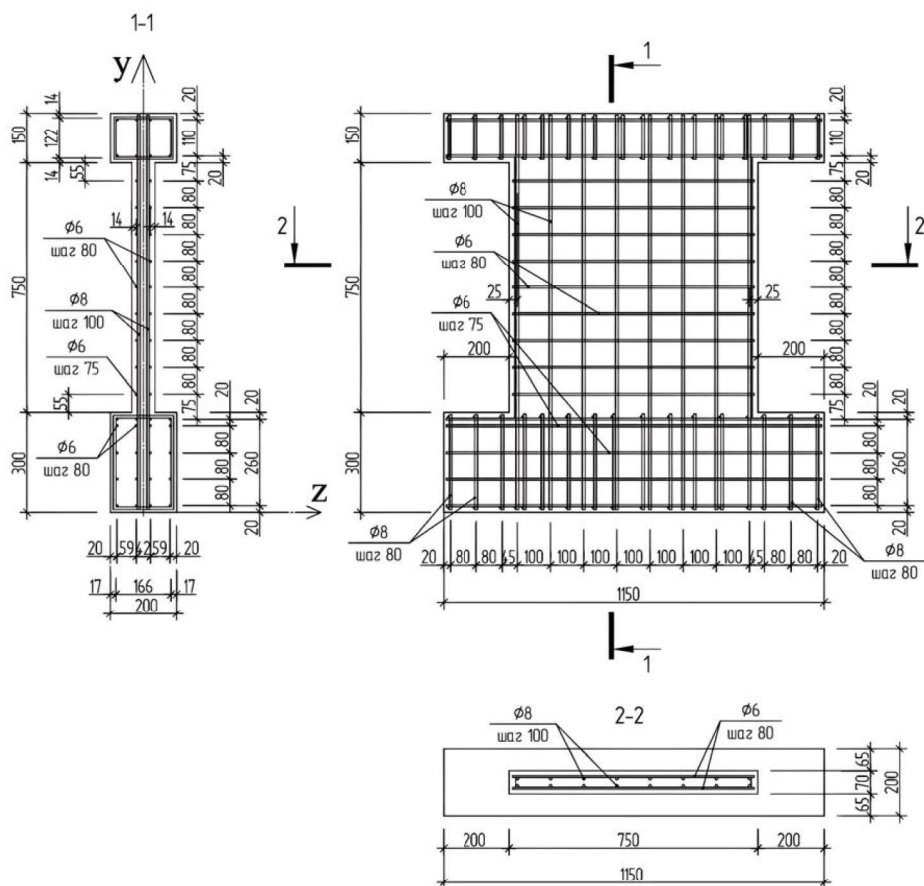


Рис. 7. Армирование железобетонной стены в эксперименте и компьютерной модели в BK Ansys

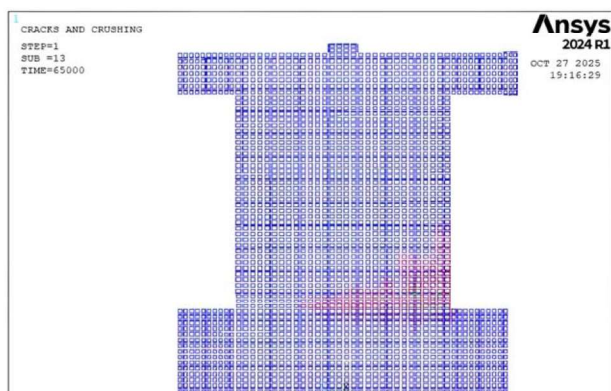


Рис. 8. Трещины монолитной железобетонной стены при горизонтальной нагрузке $V = 65$ кН в BK Ansys

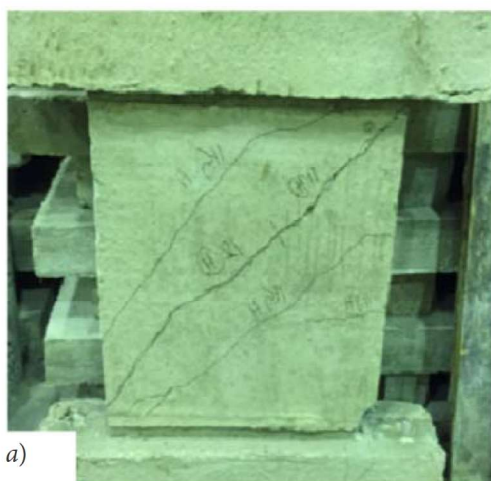
Исходя из полученных графиков на рис. 11 зависимости горизонтальной нагрузки V от перемещения при сдвиге Δ_{shear} выявлено, что перемещение стены при не-

линейном расчете в BK Ansys больше, чем в эксперименте, на 15,4 %, а при линейном расчете меньше на 82,7 %.

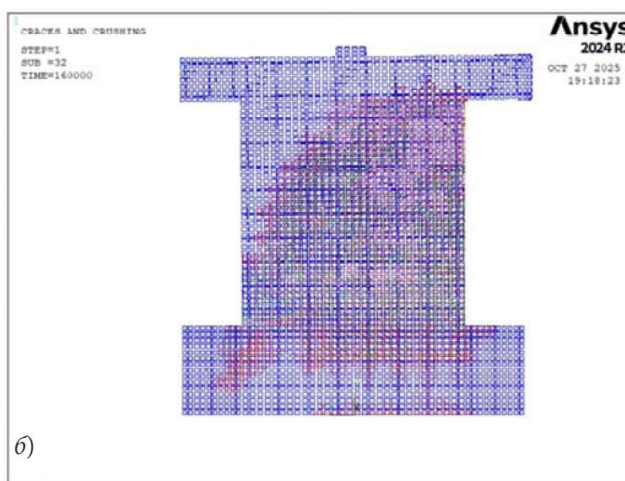
Заключение

1. Разработаны компьютерная модель железобетонных стен в BK Ansys и методика их моделирования на основе теории бетона Menetrey–Willam с учетом физической нелинейности железобетона, приобретаемой в результате трещинообразования, неоднородности и анизотропии при совместном действии вертикальных P и горизонтальных V нагрузок, которые дают результаты, максимально приближенные к эксперименту.

2. Результаты расчета железобетонных стен при совместном действии вертикальных P и горизонтальных V нагрузок пред-



а)



б)

Рис. 9. Трещины монолитной железобетонной стены при горизонтальной нагрузке $V = 160$ кН: а — экспериментальный образец; б — компьютерная модель в BK Ansys

Таблица 5

Сравнительный анализ нагрузки и перемещения железобетонной стены при лабораторных испытаниях и моделировании в BK Ansys

Нагрузка и перемещение при растрескивании						Предельная нагрузка и перемещение					
Эксперимент		BK Ansys				Эксперимент		BK Ansys			
		Линейный расчет		Нелинейный расчет				Линейный расчет		Нелинейный расчет	
$V_{cr\sigma}$, кН	$\Delta_{cr\sigma}$, мм	$V_{cr\sigma}$, кН	$\Delta_{cr\sigma}$, мм	$V_{cr\sigma}$, кН	$\Delta_{cr\sigma}$, мм	V_{ult} , кН	Δ_{ult} , мм	V_{ult} , кН	Δ_{ult} , мм	V_{ult} , кН	Δ_{ult} , мм
64.28	0.76	65.0	0.42	65.0	0.78	190.0	7.63	190.0	1.22	160.0	9.02

Примечание. Индексы crc относятся к стадии появления трещины, индексы ult — к стадии разрушения.

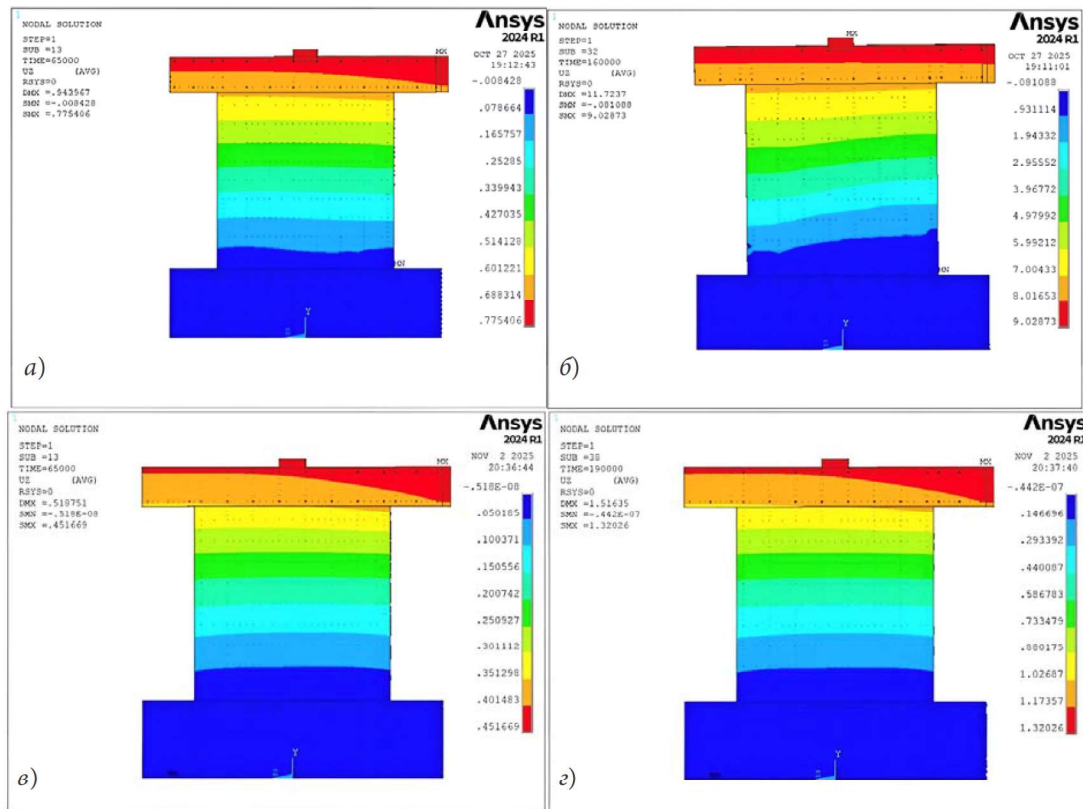


Рис. 10. Перемещения узлов монолитной железобетонной стены по направлению Z: а — нелинейный расчет при горизонтальной нагрузке $V = 65$ кН, соответствующий появлению трещин; б — нелинейный расчет при горизонтальной нагрузке $V = 160$ кН, соответствующий разрушению; в — линейный расчет при горизонтальной нагрузке $V = 65$ кН; з — линейный расчет при горизонтальной нагрузке $V = 190$ кН

ставляют собой общие перемещения Δ и не позволяют дифференцировать вклад изгибных $\Delta_{flexure}$ и сдвиговых Δ_{shear} перемещений. Для раздельного определения этих компонент дополнительно требуется применение модели «X-диагоналей», описанной в нашей статье [4].

3. Установлено, что горизонтальное перемещение стены при нелинейном расчете в BK Ansys получается больше, чем в эксперименте, на 15,4 %, что в целом на данном этапе исследования является приемлемым.

Библиографический список

1. Радайкин О. В., Хнычева Н. В. Напряженно-деформированное состояние монолитных железобетонных стен зданий // Тинчуринские чтения — 2024 «Энергетика и цифровая трансформация»: материалы Междунар. молодежной конф. В 4 т. Казань,

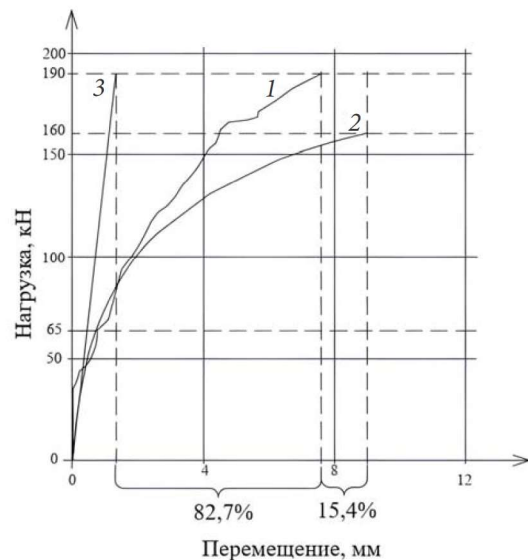


Рис. 11. График зависимости горизонтальной нагрузки V от перемещения при сдвиге Δ_{shear} : 1 — данные эксперимента; 2 — нелинейный расчет в компьютерной модели в BK Ansys; 3 — линейный расчет в компьютерной модели в BK Ansys

24–26 апреля 2024 г. Казань: Казанский гос. энергетический ун-т, 2024. Т. 2. С. 564–569.

2. Карпенко Н. И., Карпенко С. Н. Построение физических соотношений для расчета железобетонных конструкций при объемном напряженном состоянии с учетом физической нелинейности материалов // Жилищное строительство. 2016. № 6. С 16–20.

3. Радайкин О. В., Хнычева Н. В. Влияние различных факторов на прочность, жёсткость и трещиностойкость монолитных железобетонных стен гражданских зданий: классификация факторов, влияние геометрических параметров и соотношения нагрузок // Инженерный вестник Дона. 2024. № 11. URL: <http://www.ivdon.ru/ru/magazine/archive/n11y2024/9634>

4. Радайкин О. В., Хнычева Н. В. Оценка и анализ перемещений от изгиба $\Delta_{flexure}$ и сдвига Δ_{shear} железобетонных стен гражданских зданий // Современные тенденции в строительстве, градостроительстве и планировке территорий. 2025. № 4 (3). URL: <https://doi.org/10.23947/2949-1835-2025-4-3-7-17>

5. Benbellil B., Kebdani S., Mitiche-Kettab R., Abdessemed M. et al. Modelling of L-shaped Reinforced Concrete Wall Using ANSYS // Australian Journal of Basic and Applied Sciences. 2017. Vol. 8 (4). Pp. 133–142.

6. Gherbi A., Dahmani L., Boudjemia A. A. Study on Two Way Reinforced Concrete Slab Using ANSYS with Different Boundary Conditions and Loading // Engineering and Technology International Journal of Civil and Environmental Engineering. 2018. Vol. 12 (12). Pp. 1151–1156.

7. Rahman H., Donchev T., Petkova D. I. Modelling the behaviour of concrete shear walls with BFRP reinforcement // MATEC Web of Conferences. 2019. Vol. 289. 09002. URL: <https://doi.org/10.1051/mateconf/201928909002>

8. Dmitriev A. N., Novozhilov Yu. V., Mikhalyuk D. S., Lalin V. V. Calibration and Validation of the Menetrey–Willam Constitutive Model for Concrete // Construction of Unique Buildings and Structures. 2020. Vol. 88. 8804. DOI 10.18720/CUBS.88.4.

9. Menetrey P. Numerical Analysis of Punching Failure in Reinforced Concrete Structures. Diss. École Polytechnique Fédérale de Lausanne. Lausanne, 1994. 12 p. DOI 10.5075/epfl-thesis-1279.

10. Willam K. J., Warnke E. P. Constitutive Model for the Triaxial Behavior of Concrete // Proceedings of IABSE, Structural Engineering Report 19, Section III. 1975. Vol. 19. Pp. 1–30. URL: <https://bechtel.colorado.edu/~willam/constitutivemodel.pdf>.

11. Mamdouh H., Zenhom N., Hasabo M., Deifalla A. F., Salman A. Performance of Strengthened, Reinforced Concrete Shear Walls with Opening //

Sustainability. 2022. Vol. 14 (21). 14366. URL: <https://doi.org/10.3390/su142114366>

12. Elmatzoglou M., Avdelas A. Numerical Modelling of Double-Steel Plate Composite Shear Walls // Computation. 2017. Vol. 5 (1). 12. DOI 10.3390/computation5010012.

13. Литвинский Г. Г. Аналитическая теория прочности горных пород и массивов. Донецк: Норд-Пресс, 2008. 207 с.

14. Mises R. V. Mechanik der festen Körper im plastisch-deformablen Zustand // Nachrichten von der Gesellschaft der Wissenschaften zu Göttingen (Mathematisch-physikalische Klasse). 1913. Vol. 1. Pp. 582–592. URL: http://resolver.sub.uni-goettingen.de/purl?PPN252457811_1913

References

1. Radaykin O. V., Khnycheva N. V. *Napryazhenno-deformirovannoe sostoyanie monolitnykh zhelezobetonnykh sten zdaniy* [Stress-strain state of monolithic reinforced concrete walls of buildings]. *Tinchurinskie chteniya — 2024 «Energetika i tsifrovaya transformatsiya»*. *Trudy Mezhdunar. molodezhnoy konf. V 4 t. Kazan', 24–26 aprelya 2024 g.* [Tinchurin Readings – 2024 “Energy and digital transformation”. Proceedings of the International. youth conf. In 4 t. Kazan, April 24–26, 2024]. Kazan': Kazanskiy gos. energeticheskiy un-t, 2024, vol. 2, pp. 564–569.

2. Karpenko N. I., Karpenko S. N. *Postroenie fizicheskikh sootnoshenii dlya rascheta zhelezobetonnykh konstruktov pri ob'emnom napryazhennom sostoyanii s uchetom fizicheskoi nelineinosti materialov* [Construction of physical relations for calculation of reinforced concrete structures at volumetric stress state taking into account physical nonlinearity of materials]. *Zhilishchnoe stroitel'stvo – Housing construction – 2016*, no. 6, pp. 16–20.

3. Radaykin O. V., Khnycheva N. V. *Vliyaniye razlichnykh faktorov na prochnost', zhyostkost' i treshchinostoykost' monolitnykh zhelezobetonnykh sten grazhdanskikh zdaniy: klassifikatsiya faktorov, vliyaniye geometricheskikh parametrov i sootnosheniya nagruzok* [The influence of various factors on the strength, stiffness and crack resistance of monolithic reinforced concrete walls of civil buildings: classification of factors, the influence of geometric parameters and load ratios]. *Inzhenerniy vestnik Dona – Don Engineering Bulletin*, 2024, no. 11. Available at: <http://www.ivdon.ru/ru/magazine/archive/n11y2024/9634>

4. Radaykin O. V., Khnycheva N. V. *Otsenka i analiz peremeshcheniy ot izgiba $\Delta_{flexure}$ i sdviga Δ_{shear} zhelezobetonnykh sten grazhdanskikh zdaniy* [Assessment and analysis of displacements from bending of $\Delta_{flexure}$ and

shear Δ_{shear} reinforced concrete walls of civil buildings]. *Sovremennye tendentsii v stroitel'stve, gradostroitel'stve i planirovke territoriy – Modern trends in construction, urban planning and planning of territories*, 2025, no. 4 (3). Available at: <https://doi.org/10.23947/2949-1835-2025-4-3-7-17>

5. Benbellil B., Kibdani S., Mitiche-Kettab R., Abdessemed M. et al. Modelling of L-shaped Reinforced Concrete Wall Using ANSYS. *Australian Journal of Basic and Applied Sciences*, 2017, vol. 8 (4), pp. 133–142.

6. Gherbi A., Dahmani L., Boudjemia A. A. Study on Two Way Reinforced Concrete Slab Using ANSYS with Different Boundary Conditions and Loading. *Engineering and Technology International Journal of Civil and Environmental Engineering*, 2018, vol. 12 (12), pp. 1151–1156.

7. Rahman H., Donchev T., Petkova D. I. Modelling the behaviour of concrete shear walls with BFRP reinforcement. *MATEC Web of Conferences*, 2019, vol. 289, 09002. Available at: <https://doi.org/10.1051/mateconf/201928909002>

8. Dmitriev A. N., Novozhilov Yu. V., Mikhalyuk D. S., Lalin V. V. Calibration and Validation of the Menetrey-Willam Constitutive Model for Concrete. *Construction of Unique Buildings and Structures*, 2020, vol. 88, 8804. DOI 10.18720/CUBS.88.4.

9. Menetrey P. Numerical Analysis of Punching Failure in Reinforced Concrete Structures. *Diss. École Polytechnique Fédérale de Lausanne*. Lausanne, 1994, 12 p. DOI 10.5075/epfl-thesis-1279.

10. Willam K. J., Warnke E. P. Constitutive Model for the Triaxial Behavior of Concrete. *Proceedings of IABSE, Structural Engineering*, Report 19, Section III, 1975, vol. 19, pp. 1–30. Available at: <https://bechtel.colorado.edu/~willam/constitutivemodel.pdf>

11. Mamdouh H., Zenhom N., Hasabo M., Deifalla A. F., Salman A. Performance of Strengthened, Reinforced Concrete Shear Walls with Opening. *Sustainability*, 2022, vol. 14 (21), 14366. Available at: <https://doi.org/10.3390/su142114366>

12. Elmatzoglou M., Avdelas A. Numerical Modelling of Double-Steel Plate Composite Shear Walls. *Computation*, 2017, vol. 5 (1), 12. DOI 10.3390/computation5010012.

13. Litvinskii G. G. *Analiticheskaya teoriya prochnosti gornykh porod i massivov* [Analytical theory of strength of rocks and massifs]. Donetsk, Nord-Press Publ., 2008, 207 p.

14. Mises R. V. Mechanik der festen Körper im plastisch-deformablen Zustand. *Nachrichten von der Gesellschaft der Wissenschaften zu Göttingen (Mathematisch-physikalische Klasse)*, 1913, vol. 1, pp. 582–592. Available at: http://resolver.sub.uni-goettingen.de/purl?PPN252457811_1913