

## Раздел 2. Строительство

УДК 624.046.2

### РАСЧЕТНЫЙ АНАЛИЗ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ЭЛЕМЕНТОВ КАМЕННОГО ЗДАНИЯ

Перминов Д.А.

Институт «Академия строительства и Архитектуры», ФГАОУ ВО «КФУ им. В.И. Вернадского»  
адрес: г. Симферополь, ул. Киевская, 181,  
e-mail: dmitriy714@mail.ru

**Аннотация:** В статье описывается информационная модель каменного здания в стадии эксплуатации, приводятся результаты расчетного анализа несущей способности элементов каменного здания.

**Предмет исследования:** Несущая способность элементов каменного здания.

**Материалы и методы:** Создание и расчет пространственной модели каменного здания выполнен с помощью ПК «ЛИРА-САПР».

**Результаты:** В результате расчета в упругой стадии были получены усилия, напряжения и армирование в несущих элементах каменного здания.

**Выводы:** Выполнено сопоставление фактических параметров несущей способности элементов каменного здания, полученных по данным технического обследования, с результатами расчетного анализа.

**Ключевые слова:** техническое состояние, дефекты, несущая способность, расчетная модель, расчетный анализ, каменное здание, стадия эксплуатации.

### ВВЕДЕНИЕ

Весной 2024 г. при демонтаже отделочных слоев для выполнения капитального ремонта каменного здания – индивидуального жилого трехэтажного дома, расположенного в г. Симферополь, – были вскрыты многочисленные дефекты несущих и ограждающих конструкций. С целью оценки технического состояния строительных конструкций и грунтового основания, определения ресурса фактической безопасности конструкций, установления соответствия несущих конструкций нормативным требованиям специализированными организациями были выполнены техническое обследование и инженерно-геологические изыскания. Также был выполнен анализ соответствия фактических конструктивных решений принятым в рабочем проекте.

Анализ полученных данных позволил определить основные причины появления выявленных дефектов:

- специфические инженерно-геологические условия: по данным акта освидетельствования грунтов основания от 2006 г. грунты основания фундаментов обладают просадочными свойствами.

- изменение инженерно-геологических условий: по данным изысканий 2024 г. установлено значительное увеличение влажности грунтового основания;

- несоответствие реализованных конструктивных решений принятым в рабочем проекте;

- применение материалов низкого качества;

- нарушением технологии выполнения работ.

Все перечисленные факторы совместно влияли, продолжают влиять на снижение несущей способности элементов и здания в целом.



Рис. 1. Общий вид здания  
Fig. 2. General view of the building

### АНАЛИЗ ПУБЛИКАЦИЙ

С целью соблюдения требований СП 255.1325800.2016 «Здания и сооружения. Правила эксплуатации. Основные положения», в соответствии с СП 333.1325800.2020 «Информационное моделирование в строительстве. Правила формирования информационной модели объектов на различных стадиях жизненного цикла» было принято решение о выполнении расчетного анализа несущей способности элементов каменного здания с применением информационной модели (в стадии эксплуатации).

Руководствуясь опытом [4, 6] выполнен сбор и анализ исходных данных.

Исходные данные получены по данным заключения по результатам технического обследования несущих конструкций жилого дома и отчета об инженерно-геологических изысканиях (2024 г).

Здание в плане имеет сложную форму. Общие габариты – 13,3 м × 16,6 м, высота (до самого высокого конька) – 11,9 м. Под частью здания

устроен подвал. Высота помещения подвала 2,3 м, помещений первого этажа – 3,3 м, второго этажа – 2,9 м, третьего этажа – 2,7 м. Конструктивная схема здания – бескаркасная. Конструктивное решение (в соответствии с заключением по результатам технического обследования несущих конструкций жилого дома, рабочим проектом): фундамент – ленточный монолитный железобетонный, шириной подошвы 800 мм – 1000 мм, толщиной – 300 мм, из бетона класса В15; стены подвала – из бетонных блоков для стен подвалов (ФБС), толщиной 400 мм. Класс бетона ФБС – В7,5 (ГОСТ 13579-2018), раствор – сложный, марки М50; стены – из блоков бетонных ячеистых неавтоклавного твердения из бетона класса В2, плотностью D900, толщиной 400 мм; перекрытие – сборные железобетонные многослойные панели перекрытия, толщиной 220 мм по серии 1.141-1.63 (несейсмический вариант исполнения); пояса – монолитные железобетонные, сечением 400 мм × 150 мм, бетон класса В15; ригели – монолитные железобетонные, сечением 400 мм × 400 мм, 400 мм × 1000 мм бетон класса В15; колонны – монолитные железобетонные, сечением 400 мм × 400 мм, бетон класса В15; лестница – монолитная железобетонная, толщиной 200 мм, бетон класса В20; несущие элементы крыши – деревянные стропила, сечением 50 мм × 165 мм с шагом 800 мм; кровельное покрытие – металлическая черепица.

В соответствии с актом освидетельствования грунтов основания грунтовым основанием фундаментов является глина буровато-, рыжевато- и желтовато-коричневая, местами пестроцветная зеленовато-коричневая, легкая пылеватая, полутвердая, ненабухающая, просадочная, с карбонатными новообразованиями, с ходами землероев заполненных почвой, с линзами до 5-10 см глины гравелистой. Мощность просадочной толщи 1,0-1,8 м. По лабораторным данным, начальное просадочное давление изменяется от 0,97 кгс/см<sup>2</sup> до 2,20 кгс/см<sup>2</sup>, величина относительной просадочности в интервале нагрузок P=1-2 кгс/см<sup>2</sup> составила 0,007. Согласно ГОСТ 25100-2020 глины ИГЭ-1 слабопросадочные, территория их

распространения относится к I типу грунтовых условий по просадочности [12].

## МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЙ

Создание и расчет трехмерной компьютерной модели здания выполнен с помощью программного комплекса «ЛИРА-САПР», который является многофункциональным программным комплексом для расчета, исследования и проектирования конструкций различного назначения [1, 2, 5].

Теоретической основой примененного программного комплекса является метод конечных элементов (далее МКЭ), реализованный в форме перемещений. Выбор именно этой формы обусловлен простотой алгоритмизации и физической интерпретации, возможностью создания единых методов построения матриц жесткости и векторов нагрузок для разных типов конечных элементов, возможностью моделирования сложной геометрии и учета любых граничных условий.

Для выполнения расчетов была создана пространственная модель здания (рис. 2). В качестве используемых конечных элементов для построения компьютерной модели использовались следующие конечные элементы: тип 44 – универсальный четырехугольный конечный элемент оболочки и тип 10 – универсальный пространственный стержневой конечный элемент. Совместная работа фундамента и грунта основания смоделирована с использованием коэффициентов постели, полученных по модели грунта. Характеристики грунтов приняты в соответствии с данными рабочего проекта и актом освидетельствования грунтов котлована. Линейные перемещения в вертикальной плоскости ограничены упругим основанием, в горизонтальной при помощи одноузловых конечных элементов КЭ56. Расчет здания выполнен на основное и особое сочетание нагрузок.

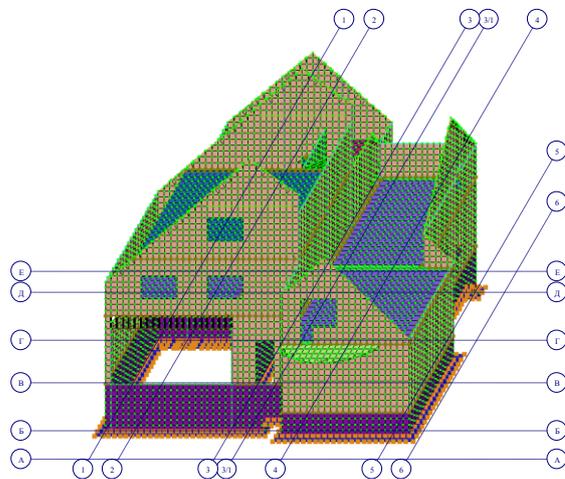


Рис. 2. Конечно-элементная модель  
Fig. 2. Finite-element model

## РЕЗУЛЬТАТЫ И ИХ АНАЛИЗ

### Результаты расчета фундамента

Напряжения под подошвой фундамента не превышают расчетного сопротивления грунта  $R=163\text{кПа} < R_0=285\text{кПа}$  (рис. 3).

Максимальная осадка фундаментов составляет  $s=9\text{мм}$ , что не превышает предельной деформации основания  $s_u=150\text{мм}$  в соответствии с прил. Д табл. Д.1.[12](рис. 4).

Требуемое армирование ленточного фундамента, определенное расчетом: нижняя сетка:  $\varnothing 10\text{A}400$  с шагом 200 мм ( $A=3,93\text{см}^2$ ) в двух

направлениях. Дополнительное армирование в зонах пересечений:  $\varnothing 10\text{A}400$  с шагом 200 мм ( $A=3,93\text{см}^2$ ).

Фактическое армирование ленточного фундамента, определенное вскрытием фундамента со стороны подвала: нижняя сетка:  $\varnothing 10\text{A}400$  (А-III) с шагом 200 мм ( $A=3,93\text{см}^2$ ) в продольном направлении и  $\varnothing 10\text{A}400$  (А-I) с шагом 300мм ( $A=2,36\text{см}^2$ ) в поперечном направлении.

Требуемое армирование, полученное по результатам расчета, превышает фактическое.

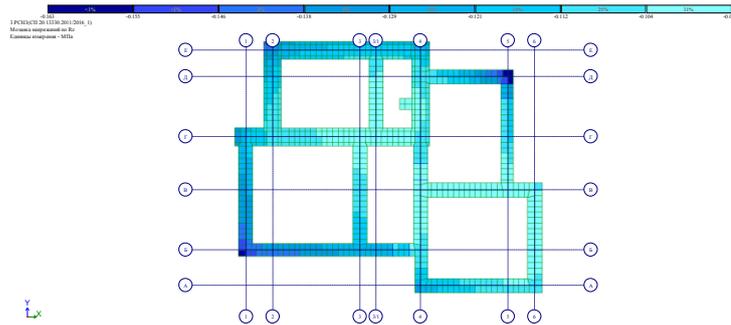


Рис. 3. Напряжения под подошвой фундамента  
Fig. 3. Stresses under the base of the foundation

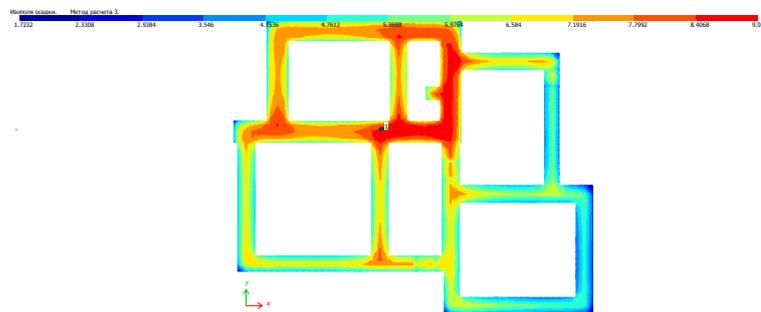


Рис. 4. Осадка фундамента  
Fig. 4. Foundation settlement

### Результаты расчета стен по 1 (напряжения) и 2 (перемещения, деформации) группе предельных состояний

Результаты расчета по первой группе предельных состояний

В стенах подвала расчетом определено следующее распределение напряжений (рис. 5):

- максимальные сжимающие напряжения ( $N_y$ ) возникают в местах пересечения стен по осям «2» и «Е», «1» и «Г» и составляют 0,493 МПа.
- максимальные касательные напряжения ( $\tau_{xy}$ ) по неперевязанному сечению составляют 0,299 МПа, возникают в стене по оси «В» – в месте расположения ступеней (по проекту) между осями «4» и «5» по всей высоте сечения. При основном сочетании нагрузок максимальные сжимающие

напряжения ( $N_y$ ) возникают также в местах пересечения стен по осям «2» и «Е», «1» и «Г» и составляют 0,462 МПа.

- касательные напряжения ( $\tau_{xy}$ ) по неперевязанному сечению в месте пересечения осей «3/1» и «Б», там же был выполнен шурф, составляют 0,178 МПа. При основном сочетании максимальные касательные напряжения ( $\tau_{xy}$ ) по неперевязанному сечению возникают также в стене по оси «В» (в месте расположения ступеней (по проекту) между осями «4» и «5» по всей высоте сечения и составляют 0,291 МПа.
- максимальные главные растягивающие напряжения ( $N1$ ) возникают в уровне низа стены, в месте расположения ступеней (по проекту), по оси

«4» на пересечении осей «В» и «4» и составляют 0,4 МПа.

• главные растягивающие напряжения ( $N_1$ ) в месте пересечения осей «3/1» и «Б», там же был выполнен шурф, составляют 0,159 МПа.

В результате анализа мозаик напряжений при особом сочетании нагрузок определены максимальные значения напряжений и выполнено их сравнение с нормируемыми значениями расчетных сопротивлений кладки (СП 15.13330.2020 «Каменные и армокаменные конструкции»):

$$N_y = 0,493 \text{ МПа} < R = 2,97 \text{ МПа},$$

$$N_y = 0,493 \text{ МПа} < R_{sq} = 0,65 \text{ МПа}$$

(по перевязанному сечению),

$$\tau_{xy} = 0,299 \text{ МПа} > R_{sq} = 0,16 \text{ МПа}$$

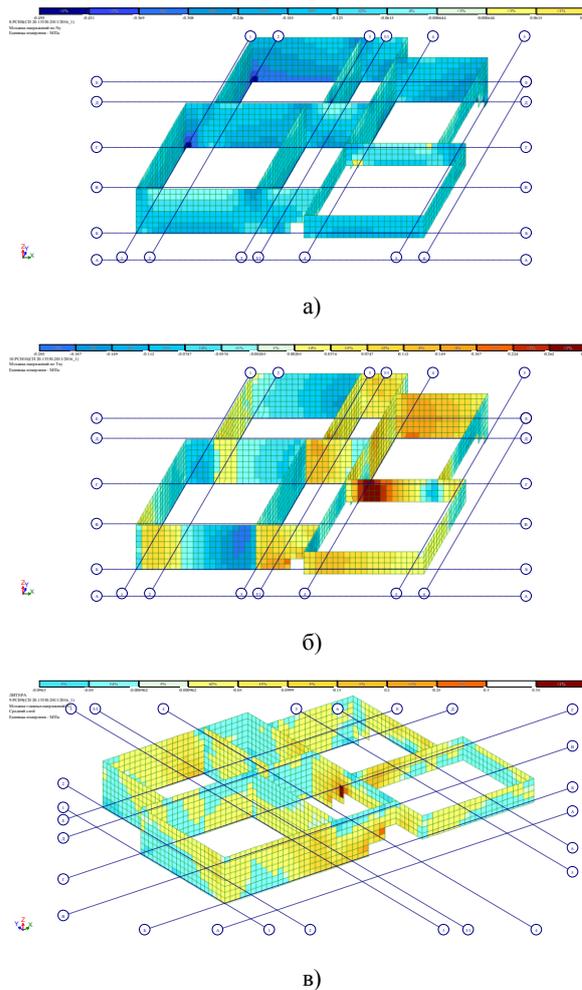
(по непереязанному сечению),

$$N_1 = 0,4 \text{ МПа} > R_{tw} = 0,12 \text{ МПа}$$

(по непереязанному сечению).

Сравнение показало, что возникающие напряжения в стенах подвала превышают предельные значения.

При основном сочетании максимальные значения напряжений также превышают предельные значения.



**Рис. 5.** Напряжения в стенах подвала при особом сочетании:

а) мозаика напряжений  $N_y$ , б) мозаика напряжений  $\tau_{xy}$ ; в) мозаика напряжений  $N_1$

**Fig. 5.** Stresses in walls with a special combination:

a) mosaic of stresses  $N_y$ , b) stress mosaic  $\tau_{xy}$ ; c) stress mosaic  $N_1$

В месте расположения шурфа (на пересечении осей «3/1» и «Б») была обнаружена сквозная вертикальная трещина, от подошвы фундамента и по всей высоте стены подвала, шириной раскрытия ... По расчету в данной зоне возникают напряжения, превышающие предельные в 1,8 раза.

При расчете кладки с помощью модуля «Кирпич» установлено, что в местах пересечения

всех стен и ступеней не обеспечена несущая способность кладки.

В стенах первого и второго этажей, фронтонах (далее – стенах) расчетом определено следующее распределение напряжений в стенах (рис. 6):

• максимальные сжимающие напряжения ( $N_y$ ) возникают по оси «Б» на втором этаже по граням оконных проемов и составляют 0,39 МПа. При основном сочетании нагрузок максимальные

сжимающие напряжения ( $N_y$ ) возникают также по оси «Б» на втором этаже по граням оконных проемов и составляют 0,39 МПа.

- максимальные касательные напряжения ( $\tau_{xy}$ ) по неперевязанному сечению составляют 0,121 МПа, возникающие по оси «Б» на втором этаже по граням оконных проемов и подоконном блоке, а также по оси «4» на первом этаже в верхней части стены. При основном сочетании максимальные касательные напряжения ( $\tau_{xy}$ ) по неперевязанному сечению составляют 0,092 МПа и возникают также по оси «Б» на втором этаже по граням оконных проемов и подоконном блоке, а также по оси «4» на первом этаже в верхней части стены.

- максимальные главные растягивающие напряжения ( $N_l$ ) возникают по оси «Г» по фронтоны и составляют 0,111 МПа;

- максимальные вертикальные растягивающие напряжения возникают в стенах, опирающихся на ригель над гаражом. Данные стены – «висячие», работают как балка, характеризуются сложным распределением напряжений.

В результате анализа мозаик напряжений при особом сочетании нагрузок определены максимальные значения напряжений и выполнено их сравнение с нормируемыми значениями расчетных сопротивлений кладки (СП 15.13330.2020 «Каменные и армокаменные конструкции»):

$$N_y = 0,39 \text{ МПа} < R = 0,4725 \text{ МПа},$$

$$N_y = 0,39 \text{ МПа} > R_{sq} = 0,11 \text{ МПа}$$

(по перевязанному сечению),

$$\tau_{xy} = 0,121 \text{ МПа} > R_{sq} = 0,11 \text{ МПа}$$

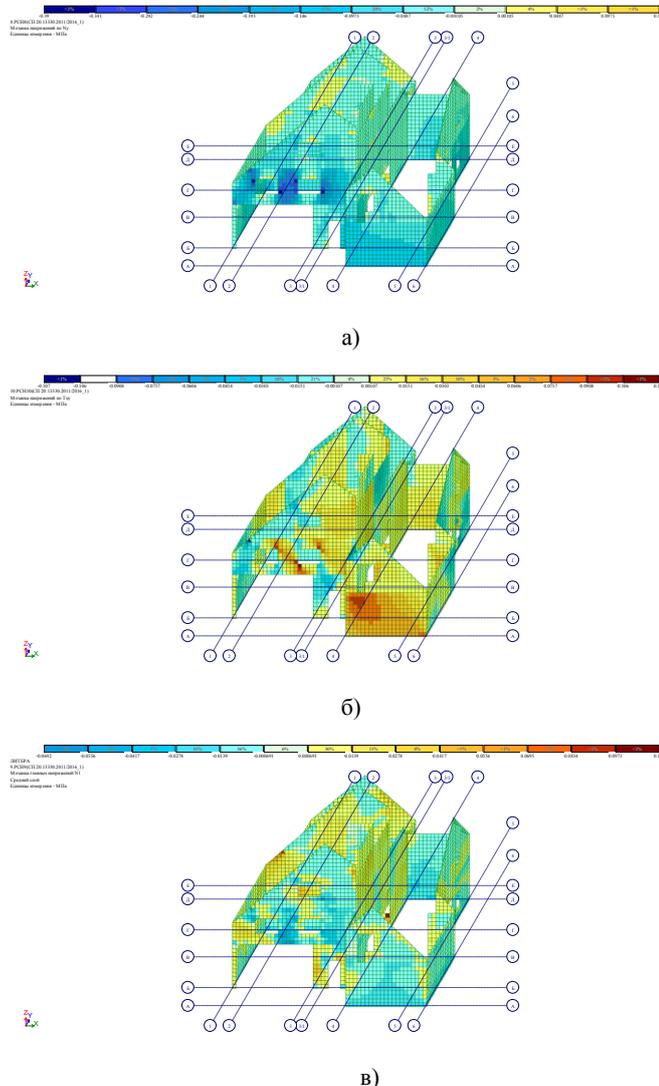
(по неперевязанному сечению),

$$N_l = 0,111 \text{ МПа} > R_{lw} = 0,08 \text{ МПа}$$

(по неперевязанному сечению).

Сравнение показало, что возникающие напряжения в стенах первого и второго этажей, фронтонах превышают предельные значения.

При основном сочетании максимальные значения напряжений не превышают предельные значения.



**Рис. 6.** Напряжения в стенах при особом сочетании:  
 а) мозаика напряжений  $N_y$ ; б) мозаика напряжений  $\tau_{xy}$ ; в) мозаика напряжений  $N_l$   
**Fig. 6.** Stresses in walls with a special combination:  
 a) mosaic of stresses  $N_y$ ; b) stress mosaic  $\tau_{xy}$ ; c) stress mosaic  $N_l$

При расчете кладки с помощью модуля «Кирпич» установлено, что в местах пересечения всех стен, фронтонах не обеспечена несущая способность кладки.

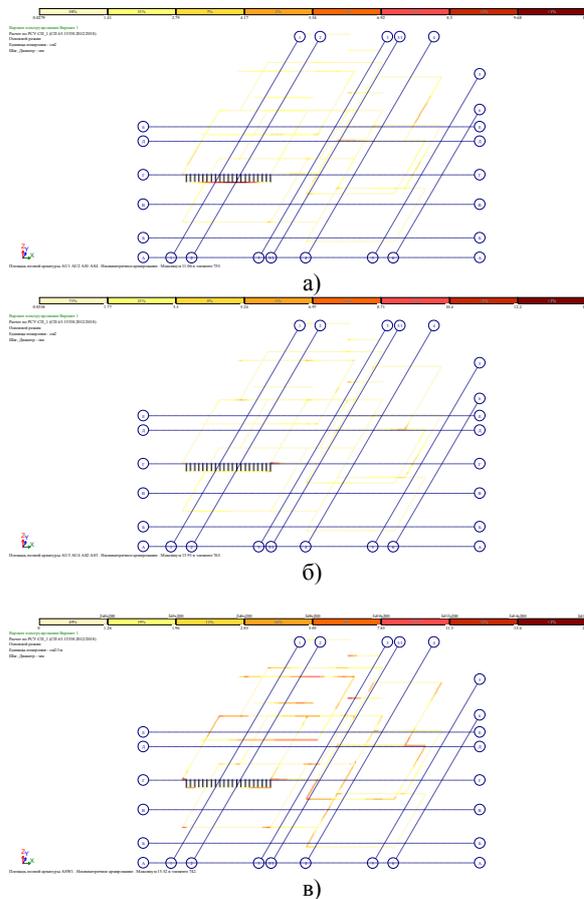
Максимальные горизонтальные перемещения стен (в т.ч. фронтонов) от основного сочетания нагрузок (с учетом ветровой нагрузки) вдоль оси X составляют 0,59 мм, вдоль оси Y – 1,2 мм, и не превышают предельно допустимых  $f=h/700=3300/500=6,6$  мм (в соответствии с табл. Д.4 [11]).

Горизонтальные перемещения (фронтонов) от особого сочетания нагрузок вдоль оси X составляют 17,7 мм, вдоль оси Y – 12,5 мм.

**Результаты расчета железобетонных конструкций**

*Армирование ригелей, определенное расчетом (рис. 7):* продольная нижняя арматура: 3Ø14A400 ( $A=3,62$  см<sup>2</sup>); продольная верхняя арматура: 3Ø14A400 ( $A=4,62$  см<sup>2</sup>); поперечная арматура: Ø8A240 с шагом 200 мм; дополнительное армирование на опорах и в пролетах: продольная арматура 2Ø16A400 ( $A=4,02$  см<sup>2</sup>).

*Армирование ригеля 400 мм x 1000 мм (над проемом гаража), определенное расчетом (рис. 7):* продольная нижняя арматура 4Ø20A400 ( $A=12,57$  см<sup>2</sup>); продольная верхняя арматура 4Ø16A400 ( $A=8,04$  см<sup>2</sup>); поперечная арматура Ø8A240 с шагом 200мм.



**Рис. 7.** Схема армирования ригеля

a) – нижнее армирование; б) – верхнее армирование; в) – поперечное армирование в вертикальном направлении

**Fig. 7.** Crossbar reinforcement diagram

a) – lower reinforcement; b) – upper reinforcement; c) – transverse reinforcement in the vertical direction

*Армирование колонн, определенное расчетом:* продольная арматура 4Ø14A400C ( $A=6,16$  см<sup>2</sup>); поперечная арматура Ø6A240 с шагом 200 мм; дополнительное армирование в зонах пересечения с ригелями: продольная арматура 4Ø14A400 ( $A=6,16$  см<sup>2</sup>).

Армирование, полученное по результатам расчета, не превышает указанное в техническом заключении – 4Ø14A400 (A-III) ( $A=6,16$  см<sup>2</sup>).

**ВЫВОДЫ**

**Выводы по результатам технического обследования и расчетного анализа несущей способности элементов каменного здания:**

1. Напряжения под подошвой фундамента **превышают** расчетного сопротивления грунта. Армирование ленточного фундамента, в т.ч. в зонах пересечений фундамента, определенное расчетом,

**превышает** фактическое, установленное в результате вскрытия фундаментов. При расчете кладки из ФБС (стен подвала и фундаментов) с учетом фактических характеристик, приведенных в заключении по результатам технического обследования, в зонах пересечений всех стен и ступеней **не обеспечена** несущая способность кладки. –

2. При визуальном осмотре стен подвала были обнаружены **вертикальные трещины** в подвале в стенах по осям «2», «Г» и **горизонтальная трещина** по оси «Е» между осями «3/1» и «4». **Наклонная трещина** обнаружена на пересечении стен по осям «5» и «Д», в зоне ступеней фундамента. На пересечении осей «3/1» и «Б» **сквозная вертикальная трещина**: от подошвы фундамента и по всей высоте стены подвала. По расчету в этой зоне возникают напряжения **превышающие** предельные. На стенах фундамента с наружной стороны **отсутствует** гидроизоляция. Обнаружены следы **коррозии** бетона и арматуры.

3. При визуальном осмотре стен первого и второго этажа, фронтонов обнаружены **многочисленные** сквозные и поверхностные **трещины** в кладке, за исключением поясов и ригелей, которые пересекают все ряды кладки по высоте здания, начиная от верха обреза фундамента и до верха фронтона. Данные трещины, в основном, вертикальные и расположены в зонах пересечений продольных и поперечных стен. Кроме этого, обнаружены мелкие **трещины**, пересекающие 3-4 ряда кладки **и расположенные** с шагом 800 – 1000 мм по длине стены. Расчетом определено, при особом сочетании нагрузок напряжения в кладке, кроме вертикальных сжимающих, **превышают** предельно допустимые. При основном сочетании нагрузок касательные напряжения **достигают** предельных значений. Максимальные напряжения возникают в зоне оконных проемов на втором этаже по оси «Б». Данная стена является «висячей» и работает как балка стенка. При расчете кладки с учетом фактических характеристик, приведенных в заключении по результатам технического обследования, в местах пересечения всех стен, фронтонах установлено, что несущая способность кладки **не обеспечена**.

4. Армирование колонн, ригелей, поясов, определенное расчетом, **не превышает** фактического, указанного в заключении по результатам технического обследования и в рабочем проекте.

5. Результаты технического обследования несущих конструкций и расчетного анализа несущей способности элементов каменного здания являются обоснованием необходимости проведения мероприятий по усилению или замене элементов каменного здания.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Барабаш М.С. Компьютерное моделирование процессов жизненного цикла объектов

строительства: Монография. – К.: Изд-во «Сталь», 2014.–301 с.

2. Люблинский В. А. Информационная поддержка жизненного цикла несущей системы многоэтажного здания / В. А. Люблинский, Ю. В. Белокопытова // Строительство: материалы, конструкции, технологии: материалы межрегиональной научно-технической конференции. – Братск: ГОУВПО «БрГТУ», 2003. – С. 9 - 11.

3. Люблинский В. А. Информационные системы в строительстве: учеб. пособие для вузов / В. А. Люблинский. – Братск: «БрГУ», 2005. – 88 с.

4. Ржаницын А. Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность / Алексей Руфович Ржаницын. – М.: Стройиздат, 1978. – 239 с.

5. Талапов В.В. Основы BIM: введение в информационное моделирование зданий. – М.: ДМК Пресс, 2011. – 392 с.: ил.

6. Городецкий А.С., Евзеров И.Д. Компьютерные модели конструкций. К.: Факт, 2005. – 344 с.

7. Лира 9.4. Примеры расчета и проектирования: Учебное пособие / Боговис В.Е., Гензерский Ю.В., Гераймович Ю.Д., Куценко А.Н. Киев: Факт, 2008. – 280 с.

8. Гузненков В. Н. Компьютерное моделирование как основа геометро-графической подготовки в техническом университете / Гузненков В. Н., Журбенко П. А. // Строительство и техногенная безопасность. Сб. науч. трудов АСА ФГАОУ ВО «КФУ им. В.И. Вернадского». – Симферополь, 2016. – Вып. 4. – С.64–65.

9. Морозова Е. В. Перспективные направления реконструкции зданий средней этажности с обеспечением заданного уровня сейсмостойкости / Морозова Е. В., Морозов В. В. // Строительство и техногенная безопасность. Сб. науч. трудов АСА ФГАОУ ВО «КФУ им. В.И. Вернадского». – Симферополь, 2016. – Вып. 4. – С.79–86.

10. Гучкин И. С. Техническая эксплуатация и реконструкция зданий: учебное пособие для вузов / Ассоциация строительных вузов. - 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Изд-во АСВ, 2013. – 295 с.

11. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\* : СП 20.13330.2016 (с Изменениями №1, 2, 3, 4). – Введ. 2017-06-04. – М. : ФГБУ «РСТ», 2022. – 80 с. – (Свод правил).

12. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83\* : СП 22.13330.2016. – Введен 2017-07-01. – М. : 2016. – 161 с. – (Свод правил).

## REFERENCES

1. Barabash M. S. Computer modeling of life cycle processes of construction objects: Monograph. – K.: Publishing «Steel», 2014. – 301 p.

2. Lyublinsky V. A. Information support for the life cycle of the load-bearing system of a multi-story building / V. A. Lyublinsky, Yu. V. Belokopytova // Construction: materials, structures, technologies:

materials of the interregional scientific and technical conference. – Bratsk: GOUVPO “BrSTU”, 2003. – P. 9 - 11.

3. Lyublinsky V. A. Information systems in construction: textbook. manual for universities / V. A. Lyublinsky. – Bratsk: “BrGU”, 2005. – 88 p.

4. Rzhantsyn A. R. Theory of calculation of building structures for reliability / Alexey Ruzhantsyn. – M.: Stroyizdat, 1978. – 239 p.

5. Talapov V.V. BIM Basics: An Introduction to Building Information Modeling. – M.: DMK Press, 2011. – 392 p.: ill.

6. Gorodetsky A.S., Evzerov I.D. Komputerni modelirovaniye [Computer models of structures]. K.: Fakt, 2005. 344 p.

7. LIRA 9.4. Primery rascheta i projektirovaniya: Uchebnoe posobie [Examples of calculation and design: Tutorial] / Bogovis V.E., Genzerskiy U.V., Geraimovich U.D., Kucenko A.N. Kiev: Fakt, 2008. 280 p.

8. Guzenkov V.N., Gurbenko P.A. Computer modeling as the basis of geometric-graphic training at a

technical university // Construction and industrial safety. Simferopol, 2016. Vol. 4. pp.64–65.

9. Morozova E. V. Prospective directions for the reconstruction of mid-rise buildings with provision of a given level of seismic resistance / Morozova E. V., Morozov V. V. // Construction and technogenic safety. Sat. scientific works of ASA FSAOU VO "KFU im. V.I. Vernadsky". – Simferopol, 2016. – Issue. 4. – P.79–86.

10. Guchkin I. S. Technical operation and reconstruction of buildings: a textbook for universities / Association of Construction Universities. - 2nd ed., revised. and additional – M.: Publishing house ASV, 2013. – 295 p.

11. Loads and impacts. Updated version of SNiP 2.01.07-85\*: SP 20.13330.2016 (with Amendments No. 1, 2, 3, 4). – Enter. 2017-06-04. – M.: FSBI “RST”, 2022. – 80 p. – (Code of rules).

12. Foundations of buildings and structures. Updated version of SNiP 2.02.01-83\*: SP 22.13330.2016. – Introduced 2017-07-01. – M.: 2016. – 161 p. – (Code of rules).

## CALCULATION ANALYSIS OF THE LOAD-BEARING CAPACITY OF STONE BUILDING ELEMENTS

Perminov D.A.

Academy of Construction and Architecture, V.I. Vernadsky Crimean Federal University,  
Address: Simferopol, Kievskaya str., 181,  
e-mail: dmitriy714@mail.ru

**Abstract:** The article describes an information model of a stone building in operation and provides the results of a calculation analysis of the bearing capacity of the elements of a stone building.

**Subject:** Load-bearing capacity of stone building elements.

**Materials and methods:** The creation and calculation of the spatial model of a stone building was carried out using the PC LIRA-SAPR.

**Results:** As a result of the calculation in the elastic stage, the forces, stresses and reinforcement in the load-bearing elements of the stone building were obtained.

**Conclusions:** A comparison was made of the actual parameters of the bearing capacity of the elements of a stone building, obtained from the technical survey data, with the results of the calculation analysis.

**Key words:** technical condition, defects, load-bearing capacity, calculation model, calculation analysis, stone building, stage of operation.