

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
«ПОЛТАВСЬКА ПОЛІТЕХНІКА ІМЕНІ ЮРІЯ КОНДРАТЮКА»
МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

ЄФІМЕНКО ОЛЕНА ІВАНІВНА

УДК 624.016:624.071.34(043.3)

ДИСЕРТАЦІЯ
НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАННИЙ СТАН ТА НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ
СТИСНУТИХ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ,
АРМОВАНИХ СТАЛЕВИМИ ЛИСТАМИ

192 Будівництво та цивільна інженерія

19 Архітектура та будівництво

Подається на здобуття наукового ступеня доктора філософії

Дисертація містить результати власних досліджень. Використання ідей, результатів і текстів інших авторів мають посилання на відповідне джерело

_____ / О.І. Єфіменко/

(підпис, ініціали та прізвище здобувача)

Науковий керівник

Стороженко Леонід Іванович, д.т.н., професор

(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

ПОЛТАВА – 2020

АНОТАЦІЯ

Єфіменко О.І. Напружено-деформований стан та несуча здатність стиснутих сталезалізобетонних елементів, армованих сталевими листами. – Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня доктора філософії за спеціальністю 192 – Будівництво та цивільна інженерія (19 «Архітектура і будівництво»). – Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка».

Дисертаційна робота присвячена дослідженню напружено-деформованого стану та несучої здатності стиснутих сталезалізобетонних елементів, армованих сталевими листами в залежності від висоти і ексцентриситету прикладення навантаження та розробці інженерних методів їх розрахунку.

У розділі 1 «Загальні відомості про сталезалізобетонні конструкції та їх дослідження» розглянутий та проаналізований сучасний стан сталезалізобетонних конструкцій, наведено їх переваги та недоліки, сформувані задачі дослідження. У зв'язку з активним розвитком будівництва розширюється сфера застосування сталезалізобетону як економічної та прогресивної конструкції, тому виникає необхідність дослідження напружено-деформованого стану стиснутих елементів із зовнішнім армуванням сталевими листами. Для раціональної роботи арматури, сталевих прокатних профілів й бетону їх сполучення може бути досить різноманітним. Відмічено, що при роботі на стиск достатньо ефективними є сталезалізобетонні конструкції із зовнішнім листовим армуванням.

У розділі 2 «Методика експериментальних досліджень та фізико – механічні властивості прийнятих матеріалів» складено програму експериментальних досліджень з урахуванням вивчення впливу на несучу здатність і деформації сталезалізобетонних елементів різних параметрів: висоти елемента, ексцентриситету прикладання зусилля, виду армування. Наведено структурно-логічну схему експериментальних досліджень, розроблено схеми конструкцій дослідних зразків та технологію їх виготовлення, описано методику проведення експерименту, проведено випробування бетонних кубів, призм, сталевих смужок,

арматурних стержнів для визначення фізико-механічних властивостей вихідних матеріалів.

У розділі 3 «Результати експериментальних досліджень несучої здатності та деформативності сталевих елементів із листовим армуванням» досліджено характер руйнування, визначено несучу здатність, наведено деформації та переміщення сталезалізобетонних елементів армованих сталевими листами. Побудовано залежність несучої здатності випробуваних сталезалізобетонних зразків з листовим армуванням від висоти елемента, наведено фотографії характеру руйнування дослідних зразків, встановлено залежність несучої здатності від висоти та прикладеного ексцентриситету. Проаналізовано залежність відносних деформацій у бетоні та листовому армуванні від навантаження для дослідних зразків, визначено їх прогини. Вирахувана залежність між навантаженнями і поздовжніми деформаціями та залежність між навантаженнями і вигинами для всіх дослідних зразків.

У розділі 4 «Дослідження і порівняльний аналіз напружено-деформованого стану сталезалізобетонних конструкцій за допомогою методу скінченних елементів» викладено передумови для розрахунку, змодельовані сталезалізобетонні елементи із зовнішнім армуванням листами, наведено результати чисельного моделювання дослідних зразків, побудовано і показано порівняння деформованої схеми конструкцій з аналогічними експериментальними зразками, побудовані залежність між напружень в бетоні та металі. Всі розрахунки наведені в таблиці, за допомогою якої проаналізувавши результати досліджень роботи сталезалізобетонних стрижневих конструкцій, армованих листами за допомогою методу скінченних елементів показано, що теоретичні значення несучої здатності N_1 відрізняються від експериментальних на 5,7-9,9%.

У розділі 5 «Розрахунок та проектування стиснутих сталезалізобетонних конструкцій армованих сталевими листами» наведено розрахунок сталезалізобетонних конструкцій з листовим армуванням за зведеним до сталі перерізом, розрахунок сталезалізобетонних стійок на центральний та позацентровий стиск з урахуванням втрати стійкості, проведено проектування

сталезалізобетонних конструкцій армованих листами, розроблено порівняння техніко-економічної ефективності запроектованих колон з типовими залізобетонними. За наведеною методикою розрахунку по приведеним перерізам були проведені дослідження експериментальних конструкцій, результати якого показали, що значення несучої здатності відрізняється на 4,7-8,8% від експериментальних. За результатами проектування одноповерхової виробничої будівлі розроблено креслення сталезалізобетонних колон армованих листами висотою 9,6, 8,4, 7,2 метрів. Приведені затрати на одиницю виробу сталезалізобетонних конструкцій армованих листами показують, що їх використання доцільно при висоті колони більше 7,2 м.

Ключові слова: Напружено-деформований стан, сталезалізобетонні елементи, несуча здатність, ексцентриситет, гнучкість, перше граничне зусилля N_1 , друге граничне зусилля N_2 , листове армування.

СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗДОБУВАЧА, В ЯКИХ НАВЕДЕНІ ОСНОВНІ НАУКОВІ РЕЗУЛЬТАТИ ДИСЕРТАЦІЇ

1. Comparison of results of experimental research of flexible rod composite reinforced concrete structure with sheet steel framework / L. Storozhenko, S. Murza, M. Beznigaev, O. Efimenko // Inzynieria bezpieczenstwa: Budownictwo № 3/2016 (4)/ – Warszawa, Poland. – 2016. – С. 34 – 37.
2. Стороженко Л.І. Дослідження несучої здатності стиснутих залізобетонних елементів, армованих сталевими листами / Л.І. Стороженко, С.О. Мурза, О.І. Єфіменко // International research and practice conference: «Modern methods, innovations, and experience of practical application in the field of technical sciences» (December 27–28, 2017). – Radom, Republic of Poland. – С. 129 – 133.
3. Leonid Storozhenko. Compressed Flexible Steel Reinforced Concrete Elements Investigation Leonid Storozhenko, Pavlo Semko, Olena Yefimenko // International Journal of Engineering & Technology, 7 (3.2) (2018) Pages: 436-441. DOI: 10.14419/ijet.v7i3.2.14567 Published on: 20-06-2018

4. Storozhenko L.I. Capacity flexible compressed reinforced concrete elements reinforced with steel sheets / L.I. Storozhenko, S.O. Murza, O.I. Yefimenko // Зб. наук. праць. Серія: галузеве машинобудування, будівництво. Вип. 1 (50). – Полтава: ПолтНТУ, 2018. – С. 79 – 87. <https://doi.org/10.26906/znp.2018.50.1062>
5. Yefimenko O.I. Engineering method for calculating steel-reinforced concrete elements with flexibility /O.I. Yefimenko // Зб. наук. праць. Серія: галузеве машинобудування, будівництво. Вип. 2 (53). – Полтава: ПолтНТУ, 2019. – С. 85 – 89. <https://doi.org/10.26906/znp.2019.53>
6. Стороженко Л.І. Чисельне моделювання сталезалізобетонних елементів методом скінченних елементів / Л.І. Стороженко, П.О. Семко, О.І. Єфіменко // Зб. наук. праць: Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві. Вип. 9. – Луцьк: Луцький НТУ, 2018. – С. 129 – 135. (ф.)
7. *Стороженко Л.І.* Високоміцні бетони нового покоління / *Л.І. Стороженко, О.І. Єфіменко, М.О. Безнігаєв* // Зб. наук. праць за матер. III Всеукраїнської Інтернет-конференції молодих учених студентів «Проблеми сучасного будівництва». – Полтава: ПолтНТУ, 2016. – С. 147 – 148.
8. Єфіменко О.І. Програма експериментальних досліджень стиснутих конструктивних елементів із високоміцного бетону, армованих сталевими листами / О.І. Єфіменко // Тези 69-ої наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів університету. – Полтава: ПолтНТУ, 2017. – С. 246 – 247.
9. Стороженко Л.І. Деформований стан стиснутих гнучких сталезалізобетонних елементів за результатами експериментальних досліджень // Л.І. Стороженко, П.О. Семко, О.І. Єфіменко // Тези 70-ої наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів університету. – Полтава: ПолтНТУ, 2017. – С. 264 – 265.
10. Стороженко Л.І. Конструювання сталезалізобетонних стійок з листовим армуванням / Л.І. Стороженко, О.І. Єфіменко // Тези 71-ої наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів

університету (Полтава, 22 квітня – 17 травня 2019 р.). – Полтава: ПолтНТУ, 2019. – Т. 1. – С. 406 – 407.

11. Єфіменко О.І. Інженерний метод розрахунку стиснутих гнучких сталезалізобетонних елементів з листовим армуванням / О.І. Єфіменко // Тези 71-ої наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів університету (Полтава, 22 квітня – 17 травня 2019 р.). – Полтава: ПолтНТУ, 2019. – Т. 1.– С. 425 – 426.

ANNOTATION

Yefimenko O.I. Stress-strain state and bearing capacity of compressed steel-reinforced concrete elements reinforced with steel sheets. – Qualifying scientific work on the rights of the manuscript.

Dissertation for the degree of Doctor of Philosophy (PhD) on specialty 192 - Construction and Civil Engineering (19 «Architecture and Construction »). – National University «Yuri Kondratyuk Poltava Polytechnik», Poltava, 2020.

The dissertation is devoted to the development of the stress - strain state and bearing capacity of compressed reinforced concrete elements, reinforced with steel sheets, depending on the height and eccentricity of application of load and development of engineering methods for their calculation.

In section 1 "General information about reinforced concrete structures and their research" the current state of reinforced concrete structures is considered and analyzed, their advantages and disadvantages are given, the research tasks are formed. Due to the active development of construction, the scope of application of reinforced concrete as an economic and progressive structure is expanding, so there is a need to study the stress-strain state of compressed elements with external reinforcement of steel sheets. For rational work of armature, steel rolled profiles and concrete their combination can be rather various. It is noted that when working on compression, reinforced concrete structures with external sheet reinforcement are quite effective.

In section 2 «Methods of experimental researches and physical and mechanical properties of accepted materials» the program of experimental researches is made taking into account studying of influence on bearing capacity and deformations of reinforced concrete elements of various parameters: height of element, eccentricity of effort, kind of reinforcement. The structural-logical scheme of experimental researches is given, the schemes of designs of prototypes and the technology of their manufacture are developed, the technique of carrying out the experiment is described, tests of concrete cubes, prisms, steel strips, reinforcing bars were conducted to determine the physical and mechanical properties of the starting materials.

In section 3 "The results of experimental studies of the load-bearing capacity and deformability of steel elements with sheet reinforcement" the nature of the destruction was investigated, bearing capacity is determined, deformations and displacements of reinforced concrete elements reinforced with steel sheets are given. The dependence of the load bearing capacity of the tested reinforced concrete samples with sheet reinforcement on the height of the element is constructed, photographs of the nature of the destruction of the prototype are given, the dependence of bearing capacity on height and applied eccentricity was established. The dependence of relative deformations in concrete and sheet reinforcement on the load for prototypes is analyzed, their deflections are determined. The relationship between loads and longitudinal deformations and the relationship between loads and bends for all test specimens are calculated.

In section 4 "Research and comparative analysis of the stress-strain state of reinforced concrete structures using the finite element method" the preconditions for calculation are stated, the reinforced concrete elements with external reinforcement by sheets are modeled, the results of numerical modeling of experimental samples are resulted, the comparison of the deformed scheme of designs with similar experimental samples is constructed and shown, the dependence between stresses in concrete and metal is constructed. All calculations are given in the table, which analyzed the results of studies of reinforced concrete rod structures reinforced with sheets using the finite

element method, it is shown that the theoretical values of bearing capacity N_1 differ from the experimental ones on 5,7-9,9%.

In section 5 "Calculation and design of compressed reinforced concrete structures reinforced with steel sheets" the calculation of reinforced concrete structures with sheet reinforcement by the cross-section, calculation of reinforced concrete racks for central and off-center compression, taking into account the loss of resistance, design of reinforced concrete structures reinforced with sheets, a comparison of the technical and economic efficiency of the designed columns with typical reinforced concrete is developed. According to the method of calculation on the given sections, studies of experimental designs were carried out, the results of which showed that the value of bearing capacity differs by 4,7-8,8% from experimental. Based on the results of designing a one-storey industrial building, drawings of reinforced concrete columns reinforced with sheets of height were developed 9,6; 8,4; 7,2 meters were developed. The cost per unit of steel reinforced concrete structures reinforced with sheets shows that their use is advisable when the height of the column is more than 7.2 m.

Key words: stress-strain state, reinforced concrete elements, carrying capacity, eccentricity, flexibility, the first boundary effort of N_1 , друге граничне зусилля N_2 , sheet reinforcement.

THE RESEARCHER LIST OF PUBLICATION WHICH CONTAIN THE MAIN SCIENTIFIC RESULTS OF THIS DISSERTATION

1. Comparison of results of experimental research of flexible rod composite reinforced concrete structure with sheet steel framework / L. Storozhenko, S. Murza, M. Beznigaev, O. Efimenko // Inzynieria bezpieczensntwa: Budoownictwo № 3/2016 (4)/ – Warszawa, Poland. – 2016. – P. 34 – 37.
2. Стороженко Л.І. Investigation of bearing capacity of compressed reinforced concrete elements reinforced with steel sheets / L.I. Storozhenko, S.O. Murza, O.I. Yefimenko// International research and practice conference: «Modern methods,

innovations, and experience of practical application in the field of technical sciences» (December 27–28, 2017). – Radom, Republic of Poland. – P. 129 – 133.

3. Leonid Storozhenko. Compressed Flexible Steel Reinforced Concrete Elements Investigation Leonid Storozhenko, Pavlo Semko, Olena Yefimenko // International Journal of Engineering & Technology, 7 (3.2) (2018) Pages: 436-441. DOI: 10.14419/ijet.v7i3.2.14567 Published on: 20-06-2018

4. Storozhenko L.I. Capacity flexible compressed reinforced concrete elements reinforced with steel sheets / L.I. Storozhenko, S.O. Murza, O.I. Yefimenko // Collection of scientific works. Series: Industry Engineering, Construction. Publication 1 (50). – Poltava: PoltNTU, 2018. – P. 79 – 87. <https://doi.org/10.26906/znp.2018.50.1062>

5. Yefimenko O.I. Engineering method for calculating steel-reinforced concrete elements with flexibility /O.I. Yefimenko // Collection of scientific works. Series: Industry Engineering, Construction. Publication 2 (53). – Poltava: PoltNTU, 2019. – P. 85 – 89. <https://doi.org/10.26906/znp.2019.53>

6. Storozhenko L.I. Numerical modeling of reinforced concrete elements by finite element method / L.I. Storozhenko, P.O. Semko, O.I. Yefimenko // Collection of scientific works: Modern technologies and methods that work in construction. Publication 9. – Lutsk: Lutsk NTU, 2018. – P. 129 – 135.

7. Storozhenko L.I. New generation high-strength concrete / L.I. Storozhenko, O.I. Yefimenko, M.O. Beznigaev // Proceedings of the III All-Ukrainian Internet Conference of Young Scientists «Problems of modern construction». – Poltava: PoltNTU, 2016. – P. 147 – 148.

8. Yefimenko O.I. Experimental Research Program for Compressed High-Strength Concrete Structural Steel Reinforced Concrete Structures / O.I. Yefimenko // Theses of the 69 scientific conference of professors, teachers, researchers, graduate students and students of the university. – Poltava: PoltNTU, 2017. – P. 246 – 247.

9. Storozhenko L.I. Deformed state of compressed flexible reinforced concrete elements according to the results of experimental studies in. // L.I. Storozhenko, P.O. Semko, O.I. Yefimenko // Theses of the 70th scientific conference of professors,

teachers, researchers, graduate students and students of the university.– Poltava: PoltNTU, 2017. – P. 264 – 265.

10. Storozhenko *L.I.* Design of reinforced concrete racks with sheet reinforcement/ L.I. Storozhenko, O.I. Yefimenko //Theses of the 71th scientific conference of professors, teachers, researchers, graduate students and students of the university.– Poltava: PoltNTU, 2019. – T. 1. – P. 406 – 407.

11. Yefimenko O.I. Engineering Method for Calculating Compressed Flexible Reinforced Concrete Elements with Sheet Reinforcement / O.I. Yefimenko // Theses of the 71th scientific conference of professors, teachers, researchers, graduate students and students of the university.– Poltava: PoltNTU, 2019. – T. 1.– P. 425 – 426.

ЗМІСТ

ВСТУП.....	14
 РОЗДІЛ 1. ЗАГАЛЬНІ ВІДОМОСТІ ПРО СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ ТА ЇХ ДОСЛІДЖЕННЯ.....	 19
1.1. Класифікація та галузь застосування сталезалізобетонних конструкцій. Їх переваги та недоліки.....	19
1.2. Теорії стійкості стиснутих елементів.....	23
1.3. Конструкції з листовим армуванням.....	26
1.4. Особливості розрахунку сталезалізобетонних конструкцій.....	30
1.5. Інженерний метод розрахунку гнучких стиснутих елементів.....	34
1.5.1. Розрахунок гнучких сталевих елементів за ДБН В.2.6-198:2014.....	34
1.5.2. Розрахунок гнучких сталезалізобетонних елементів за ДБН В.2.6-98:2009.....	36
1.5.3. Розрахунок гнучких сталезалізобетонних елементів за Eurocode 4 та ДБН В.2.6.-160:2010.....	39
Висновки до першого розділу.....	40
 РОЗДІЛ 2. МЕТОДИКА ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ТА ФІЗИКО- МЕХАНІЧНІ ВЛАСТИВОСТІ ПРИЙНЯТИХ МАТЕРІАЛІВ.....	 42
2.1. Конструкції дослідних зразків та технологія їх виготовлення. Програма експериментальних досліджень.....	42
2.2. Методика проведення експерименту.....	53
2.3. Фізико-механічні властивості вихідних матеріалів.....	63
Висновки до другого розділу.....	67
 РОЗДІЛ 3. РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ТА ДЕФОРМАТИВНОСТІ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ ІЗ ЛИСТОВИМ АРМУВАННЯМ.....	 69
3.1 Загальні положення.....	69

3.2. Характер руйнування та несуча здатність.....	70
3.3. Деформації та переміщення.....	77
Висновки до третього розділу.....	97

РОЗДІЛ 4. ДОСЛІДЖЕННЯ І ПОРІВНЯЛЬНИЙ АНАЛІЗ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ЗА ДОПОМОГОЮ МЕТОДУ СКІНЧЕННИХ ЕЛЕМЕНТІВ.....98

4.1. Передумови розрахунку.....	98
4.2. Моделювання сталезалізобетонних елементів із зовнішнім армуванням листами.....	101
4.3. Результати чисельного моделювання сталезалізобетонних елементів із зовнішнім армуванням листами.....	103
4.3.1. Дослідження елементів висотою 1000 мм.....	103
4.3.1. Дослідження елементів висотою 1700 мм.....	112
4.3.1. Дослідження елементів висотою 2400 мм.....	122
Висновки до четвертого розділу.....	132

РОЗДІЛ 5. РОЗРАХУНОК ТА ПРОЕКТУВАННЯ СТИСНУТИХ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ АРМОВАНИХ ЛИСТАМИ.....134

5.1. Розрахунок сталезалізобетонних конструкцій з листовим армуванням за зведеним до сталі перерізом.....	134
5.2. Розрахунок сталезалізобетонних колон на осьовий та позацентровий стиск з урахуванням втрати стійкості.....	142
5.3. Проектування стале залізобетонних конструкцій армованих листами.....	151
5.3.1. Загальні характеристики будівлі.....	151
5.3.2. Збір навантажень.....	151
5.3.3. Розрахунок каркасу одноповерхової виробничої будівлі.....	156
5.3.4. Конструювання запропонованих несучих конструкцій будівлі.....	157

5.4. Порівняння запроектованих колон з типовими залізобетонними колонами аналогічних розмірів.....	162
Висновки до п'ятого розділу.....	163
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....	165
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	167
ДОДАТКИ.....	184

ВСТУП

Обґрунтування вибору теми дослідження.

У наш час сталезалізобетонні конструкції займають важливе місце в будівництві. Сучасні будівельні конструкції повинні відповідати вимогам економічності. Економічність сталебетонних конструкцій із зовнішнім армуванням у порівнянні з традиційними залізобетонними забезпечується за рахунок більш ефективного використання листової арматури шляхом розміщення її на найбільш напруженій грані перерізу. Це дає можливість збільшити робочу висоту перізу й отримати відповідний приріст міцності та жорсткості, або зменшити поперечний переріз конструкції при збереженні міцнісних та деформативних властивостей. Один із основних напрямків розвитку сталезалізобетонних конструкцій – зменшення витрат металу за рахунок раціонального поєднання бетону і сталі для їх сумісної роботи. Використання в будівництві збірних і монолітних конструкцій із зовнішнім листовим армуванням потребує детального вивчення їх роботи при різних видах завантаження. Особливо це стосується гнучких стиснутих елементів.

На даний момент не достатньо досліджені несуча здатність та напружено-деформований стан стиснутих гнучких елементів із зовнішнім армуванням листами. Тому завдання з дослідження стиснутих гнучких сталезалізобетонних елементів із листовим армуванням і розроблення методів їх розрахунку є актуальним.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами.

Дисертація виконувалася в Національному університеті «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» у межах наукової програми дослідних тем кафедри конструкцій із металу, дерева та пластмас № 98/17 «Високоефективні сталезалізобетонні каркаси одноповерхових будівель універсального призначення» (державний реєстраційний номер 0117U003085), а також держбюджетної наукової теми для молодих вчених № 100/17 «Нові універсальні ресурсоекономні конструктивні рішення покриттів великопролітних будівель і

споруд та енергоощадна технологія їх зведення» (державний реєстраційний номер 0117U003907).

Мета роботи.

Мета дисертаційної роботи полягає у визначенні несучої здатності стиснутих сталезалізобетонних конструкцій з листовим армуванням в залежності від висоти і ексцентриситету прикладення навантаження та розробці інженерних методів їх розрахунку.

Завдання досліджень:

- здійснити аналіз результатів проведених до цього часу досліджень і досвіду застосування стиснутих сталезалізобетонних конструкцій;
- експериментально дослідити особливості роботи під навантаженням центрально та позацентрово стиснутих елементів з зовнішнім листовим армуванням з урахуванням їхньої висоти;
- проаналізувати характер втрати несучої здатності запропонованих конструкцій залежно від висоти й ексцентриситету прикладення навантаження;
- дослідити роботу стиснутих гнучких сталезалізобетонних конструкцій за допомогою методу скінченних елементів залежно від висоти й ексцентриситету прикладення навантаження;
- розробити інженерні методи розрахунку стиснутих гнучких сталезалізобетонних елементів з урахуванням гнучкості;
- провести розрахунки, проектування та аналіз техніко-економічної ефективності сталезалізобетонних стійок армованих сталевими листами.

Об'єкт дослідження – стиснені гнучкі сталезалізобетонні елементи армовані сталевими листами.

Предметом дослідження є несуча здатність і напружено-деформований стан стиснених гнучких сталезалізобетонних елементів армованих сталевими листами.

Метод дослідження – експериментально-теоретичний, що являє собою підбір й аналіз літературних джерел, на основі чого формулюється мета та завдання роботи, а експериментальним методом досліджуються стиснуті гнучкі

сталезалізобетонні елементи армовані зовнішніми сталевими листами з урахуванням їхньої висоти та прикладеного ексцентриситетом.

Наукова новизна отриманих результатів:

– отримані нові дані у результаті експериментального дослідження особливостей роботи під навантаженням центрально та позацентрово стиснутих елементів армованих сталевими листами з урахуванням їхньої висоти та ексцентриситету прикладеного навантаження;

– отримані нові дані щодо деформацій та переміщень від навантаження стиснутих гнучких сталезалізобетонних елементів в залежності від висоти конструкцій та ексцентриситету прикладення навантаження;

– у результаті дослідження роботи стиснутих гнучких сталезалізобетонних конструкцій армованих сталевими листами методом скінченних елементів залежно від висоти й ексцентриситету прикладення навантаження розроблені метод визначення несучої здатності досліджуваних елементів;

– проведено розрахунки, проектування та аналіз техніко-економічної ефективності сталезалізобетонних стійок армованих сталевими листами.

Практичне значення роботи:

– розроблено інженерний метод розрахунку стиснутих гнучких сталезалізобетонних елементів армованих сталевими листами з урахуванням гнучкості;

– розроблені рекомендації щодо проектування несучих стиснутих конструкцій із сталезалізобетонних елементів армованих сталевими листами;

– оцінена техніко-економічна ефективність та зроблені висновки щодо застосування на будівництві в якості несучих конструкцій стиснених гнучких сталезалізобетонних елементів армованих сталевими листами.

Особистий внесок полягає в наступному:

Результати, подані в дисертації, отримані самостійно:

– розроблено програму і методику експериментальних досліджень;

– виявлений і досліджений характер руйнування та деформування стиснутих гнучких сталезалізобетонних елементів армованих сталевими листами за результатами проведених експериментальних досліджень;

– розроблені інженерні методи розрахунку несучої здатності центрально і позацентрово стиснених гнучких сталезалізобетонних елементів армованих сталевими листами.

Апробація результатів дисертації.

Основні положення і результати дисертаційної роботи доповідались і обговорювались на таких конференціях: 68-ма, 69-та, 70-та та 71-ша наукові конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка, м. Полтава, 2016 – 2019 р.; XII міжнародна науково – технічна конференція «Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація», м. Полтава, 2016 р; IX міжнародна науково – практична конференція «Проблеми й перспективи розвитку академічної та університетської науки», м. Полтава, 2016 р; VIII Міжнародна науково – технічна конференція «Науково – технічні проблеми сучасного залізобетону» (присвячена 120-річчю з дня народження професора Торяника М.С.), м. Полтава, 2017 р; X міжнародна науково – практична конференція «Проблеми й перспективи розвитку академічної та університетської науки». м. Полтава, 2017 р; Міжнародна науково – практична конференція «Сучасні методики, інновації та досвід практичного застосування у сфері технічних наук» у м. Радом, Республіка Польща, 2017 р; III Міжнародна науково – практична інтернет – конференція молодих учених та студентів «Інновації у будівництві», м. Луцьк, 2018 р; I Міжнародна українсько-азербайджанська конференція «BUILDING INNOVATIONS – 2018», м. Баку, Азербайджан, 2018 р.

Публікації.

Основні результати дисертації були опубліковані у 11 наукових працях, з них опубліковано 6 статей. Дві статті у виданнях, що включено до міжнародної наукометричної бази даних Scopus, дві статті, що включено до міжнародної

наукометричної бази даних Index Copernicus, одна стаття опублікована у науковому фаховому виданні України, одна стаття у міжнародному виданні. 5 публікацій, які віднесені до тез та надруковані у збірниках тез наукових конференціях.

Структура та обсяг дисертації.

Дисертаційна робота обсягом 190 сторінок складається зі вступу, 5 розділів, загальних висновків, списку використаних джерел та додатків. Окрім основного тексту робота містить 135 рисунків та 11 таблиць. Список використаних джерел містить 180 найменувань.

РОЗДІЛ 1

ЗАГАЛЬНІ ВІДОМОСТІ ПРО СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ ТА ЇХ ДОСЛІДЖЕННЯ

1.1. Класифікація та галузь застосування сталезалізобетонних конструкцій. Їх переваги та недоліки.

На сьогодні активно проводяться науково-пошукові роботи по дослідженню сталезалізобетонних конструкцій. Про це свідчить велика цікавість до їх дослідження і проектування, яка проявляється на міжнародних конференціях і симпозіумах, що регулярно проводяться останнім часом [128, 129, 132, 136, 140, 148, 150, 161, 167, 169, 177].

Сталезалізобетон на сьогоднішній день розглядається як найбільш прогресивний та доцільний матеріал, що вимагає мінімальної кількості зварювальних робіт та додаткових елементів. Сталезалізобетонні конструкції – це такі конструкції в яких сумісно працює залізобетон і сталь. Залізобетон в таких елементах використовують для сприйняття зусиль стиску, а сталь для сприйняття зусиль розтягу. Сталезалізобетонні конструкції дуже різноманітні, їх можна класифікувати за призначенням, за видом використовуваних матеріалів, за способом зведення. Зважаючи на їх ефективність будівельники звертають особливу увагу на роботу сталезалізобетонних конструкцій, а також, якщо враховувати можливі комбінації різноманітних матеріалів для спільної роботи ці конструкції взагалі не мають жодних аналогів [130].

Сталезалізобетон ефективний у стиснених конструкціях (стілках, колонах тощо), при перекриванні прольотів будівель і споруд, у тому числі й досить значних прольотів (плитах, балках, ригелях, фермах, арках, склепіннях і т.п.). Великою перевагою таких конструкцій є те, що вони більш стійкі проти корозії та довговічні. Вони вимагають менших витрат на захист від корозії, що також підвищує їх довговічність, а доступність їх для огляду є одним з найважливіших напрямків підвищення капітальності будівель та споруд.

Виготовлення сталезалізобетонних конструкцій не потребує спеціального обладнання. Вимоги технологічного процесу виробництва практично не обмежують області застосування сталезалізобетону, який може добре працювати при складному температурно – вологісному режимі, в умовах агресивного середовища, при великих прольотах будівель та при будь-якому характері обладнання виробництва, де застосування звичайного залізобетону ускладнено. Ефективне і надійне застосування сталезалізобетонних конструкцій в сейсмічно небезпечних районах. Також, важливою перевагою сталезалізобетонних конструкцій із внутрішнім жорстким армуванням є зменшення поперечного перерізу, висока вогнестійкість конструкції.

Для виготовлення сталезалізобетонних конструкцій можна з успіхом використовувати існуючі заводи залізобетонних конструкцій чи виготовляти їх на місці зведення споруд. Заповнення таких конструкцій доцільно проводити бетононасосом. Такий метод має практичне застосування у нас в Україні і за кордоном – в ФРГ, Китаї, Японії.

Раціональним є застосування в сталезалізобетоні листової арматури, що виконує одночасно огорожувальні й несучі функції (резервуари, підземні, підводні і плавучі споруди).

Сталезалізобетон, маючи, без сумніву, позитивні якості, не може повністю замінити ні сталеві, ні залізобетонні конструкції, що використовуються в будівництві. Однаково є великий клас будівель та споруд, де застосування сталезалізобетону дає великий техніко-економічний ефект.

До цього часу широке розповсюдження отримали залізобетонні конструкції, армовані стержневою арматурою. Область застосування таких конструкцій достатньо широка, особливості їх роботи глибоко досліджені як теоретично, так і експериментально.

У початковий період застосування листова і стрічкова арматура в залізобетонних конструкціях використовувалась тільки як металева ізоляція або опалубка. Сталевий лист не враховувався в розрахунку несучої здатності, проте міцно зароблювався в бетон з допомогою системи анкерів. Так стрічкова арматура

як ізоляція була застосована при будівництві підземного шляхопроводу під Кільським каналом у Німеччині, в залізничних тунелях в Англії, Франції, США, метробудівництві Угорщини, Чехії, Австрії [24, 32]. Сталевий лист в конструкціях цих споруд зароблявся в бетон за допомогою різного роду стержнів та анкерів, приварених до нього. Лист в розрахунку міцності конструкції не брався до уваги і виконував лише роль гідроізоляції.

Доведено, що арматура та бетон в залізобетонних конструкціях працюють сумісно. Як правило, розтягуючі зусилля в залізобетоні повністю сприймаються арматурою, в той же час достатньо ефективною є робота арматури в стиснутій зоні конструкції.

Залізобетон із внутрішнім жорстким армуванням має в порівнянні із звичайним залізобетоном важливу перевагу – можливість бетонування конструкцій у підвісній опалубці – без влаштування риштувань. Це сприяє більшій економії матеріалів та скороченню термінів будівництва. Особливо ефективно застосування конструкцій з жорстким армуванням для каркасів багатоповерхових будівель, при виконанні яких можна досягти тих же темпів що і при сталевих каркасах.

Однак традиційні залізобетонні конструкції мають суттєві недоліки. Основним із них є нераціональне використання бетону в розтягнутій зоні, що значно збільшує вагу конструкції. Використання попередньо напружених конструкцій тільки частково вирішує цю проблему. Велика вартість і нераціональне використання опалубки при виготовленні як збірних, так і монолітних залізобетонних конструкцій також є недоліком залізобетонних конструкцій [11].

До недоліків сталезалізобетону варто віднести значну власну вагу конструкції, що є наслідком нераціонального використання бетону в розтягнутій зоні конструкції. Вирішення цього недоліку – у застосуванні легких бетонів, які дозволять зменшити масу конструкцій на 20 – 30 %. Рациональне сполучення прокатних профілів та армованого стержньовою арматурою залізобетону дозволяє в значній мірі усунути цей недолік, а в деяких випадках і зовсім його уникнути.

Сталебетонними називаються конструкції [94 – 97], у яких в розтягнутій, а іноді стиснутій зонах поперечного перерізу застосовується зовнішня звичайна або високоміцна напружена стрічкова арматура, що розташована на гранях залізобетонного перерізу без захисного шару. Сталебетонні конструкції є комплексними, які складаються із сталевих профілів і бетонного ядра і працюють сумісно. Основним матеріалом сталебетонних конструкцій є бетон, стержнева, полосова, листова і профільна сталь.

Недоліками сталебетонних конструкцій є необхідність вирішення проблеми тріщиностійкості, але даний недолік можна усунути, використовуючи високоефективні лакофарбові антикорозійні покриття. Крім, того цю проблему можна вирішити таким чином:

- розташування робочої стрічкової арматури на грані елемента спрощує наступне посилення елемента при збільшенні корисного навантаження, яке пов'язане із зміною технології виробництва, реконструкції тощо;

- відкрита з одного боку стрічкова арматура дає можливість відмовитись від влаштування спеціальних закладних деталей для кріплення елементів каркаса будівлі, огорожуючих конструкцій;

- використання зовнішньої стрічкової арматури виключає багаторядне розташування стержнів, що полегшує технологію виготовлення каркасу;

- спрощене укладання та вібрування бетонної суміші;

- підвищена тріщиностійкість конструкцій, поява і розкриття тріщин в процесі експлуатації в розтягнутій зоні не мають такого актуального значення, як в залізобетоні;

- розширення області використання залізобетону;

- можливість використання стрічкової арматури як елемента опалубки.

При використанні листової арматури майже завжди вдається використовувати її в якості опалубки. В порівнянні із залізобетонними, сталебетонні конструкції більш індустриальні при виготовленні та монтажі. Вони порівняно легкі та мають достатньо гарний зовнішній вигляд. Зі сторони листів отримуються гладка поверхня, що важливо в ряді виробництв.

Недоліком сталевих конструкцій є погана робота гнучких конструкцій чи елементів на стиск через втрату загальної чи місцевої стійкості, висока вартість профілів, великі експлуатаційні витрати пов'язані із захистом поверхонь елементів від корозії, значно нижча вогнестійкість у порівнянні із залізобетонними. Щодо вогнестійкості сталобетонних конструкцій, то тут вони дещо поступаються залізобетонним. Для елементів із зовнішнім армуванням значна частина поверхні металевих деталей потребує додаткових заходів антикорозійного захисту та вогнезахисту, що також викликає деякі складнощі при більш широкому їх застосуванні. Однак цей недолік можна уникнути пофарбувавши зовнішню поверхню стрічкової арматури протипожежними покриттями.

1.2. Теорії стійкості стиснутих елементів

У створення теорії стійкості великий внесок зробили Ржаніциним А.Р. [119], Тимошенко С.П. [139], Стрілецький М.С. Так книга М.С. Стрілецького [120], присвячена роботі стійки-стержня і складається з чотирьох розділів:

- 1) робота центрально завантажених стійок;
- 2) робота позацентрово стиснутих і стиснуто-зігнутих стійок;
- 3) втрата просторової стійкості стрижнів;
- 4) робота наскрізних стрижнів.

У кожному розділі є параграф, який трактує теоретичні методи вирішення питання як передумови до подальшого викладу експериментальної частини. Виділення питань просторової втрати стійкості в самостійну главу, звичайно, дуже умовно пояснюється тим, що основні дослідження довоєнного періоду не стосувались питання втрати просторової стійкості і розглядались тільки плоскі її форми, що робити методично зручно. Окремий розділ досліджень присвячений згинальній і просторовій втраті стійкості.

При дії статичного навантаження на пружні системи, останні можуть мати як стійку, так і нестійку форми рівноваги. В першому випадку безкінечно малі

порушення стану рівноваги зникають після видалення факторів, що їх викликали навантаження. При нестійкій формі рівноваги найменші відхилення системи від стану рівноваги приводять до збільшення деформацій [10, 16, 50].

Відомі три основні типи втрати стійкості. Втрата стійкості I типу (Ейлерева втрата стійкості) визначається таким станом системи, при якому можливе існування двох чи декількох відповідних форм рівноваги, одна з яких (стійка форма) якісно відрізняється від форм нестійких і єдино можлива для досягнення першого критичного стану. Явище втрати стійкості першого типу характерне для систем з “ ідеальними ” властивостями (прямолінійними елементами, ідеальними шарнірами, вузловою передачею навантаження та ін.). Така ідеалізація дозволяє отримати досить прості рішення, що відповідають натурним спостереженням.

Втратою стійкості II типу прийнято називати перший граничний стан системи по несучій здатності, коли при подальшому збільшенні навантаження рівновага між зовнішніми і внутрішніми силами неможлива. При цьому деформації невинно розвиваються під час усього етапу втрати стійкості. Втрата стійкості II типу може відбуватися як із зміною форми деформованого стану, так і без зміни; як в пружній, так і в пружно-пластичній стадіях. Відновлення рівноваги системи можливе лише при спадаючій величині зовнішнього навантаження.

Третій тип втрати стійкості характеризується відсутністю стаціонарних форм рівноваги (стержень із відслідковуючою силою).

На практиці під терміном “ стійкість ” зазвичай розуміють “властивість системи мало відхилятися від початкового стану при мінімальних збуджуючих зовнішніх навантаженнях ” або “здатність конструкції не втрачати первісну форму пружної рівноваги при дії зовнішнього навантаження ” [10]. Таке визначення є найбільш загальним і з цієї точки зору різниці між формами втрати стійкості несуттєві.

Явище поздовжнього вигину центрально навантаженого пружного стержня вивчено в роботах Ейлера і Лагранжа. Як відомо, Ейлер, виходячи з припущення дуже малих переміщень, вважав за можливе заміну другої похідної рівняння пружної лінії на величину, зворотню радіусу кривизни пружної лінії вигину

стержня. Приймавши $\frac{1}{\rho} = y'' = \frac{d^2 y}{dx^2}$, Ейлер знайшов, що прямолінійний стержень при значеннях поздовжньої сили, рівній

$$N = (n+1)^2 \frac{\pi^2 EJ}{l^2}$$

(де n - ціле число), може отримати відхилення від прямолінійного стану, втратити стійкість.

Найменшим значенням критичної сили, що виключає всі інші, є перша критична сила при $n = 0$. У висновку Ейлера відсутня величина стрілки вигину стержня при втраті стійкості. Ейлера цікавило тільки доказ того, що прямий стислий стрижень при навантаженні менш критичною зберігає прямолінійне положення, а при критичному навантаженні може отримати і криволінійне положення. Таким чином, стрижень може мати два положення рівноваги, тобто втратити визначеність положення або стійкість. Оскільки стрілка вигину при втраті стійкості залишалася не визначеною, був зроблений необґрунтований висновок, що вона може мати будь-які значення. Звідси був зроблений також висновок, що ця стрілка і є небезпечною, тому що при необмеженому її зростанні стрижень неминуче зламається. Нарешті, дискретне число критичних сил за формулою Ейлера (оскільки n є ціле число) приводило до думки, що стрижень, який втратив стійкість при критичній силі, знову стає стійким при великих зусиллях. Ці висновки викликали ряд нарікань. Відзначали, що не можна виходити з умови дуже малих переміщень, покладених в основу виведення формули Ейлера, і в результаті отримати необмежено зростаючі прогини. Зазначали також відсутність будь-яких вказівок про величини переміщень, які супроводжують силові дії. Неможливо припустити, що стрижень може отримати відхилення тільки за певних значеннях критичних сил, залишаючись прямолінійним при проміжних значеннях. Однак, як було зазначено, питання про прогини не входило в завдання Ейлера, який показав, що при силі, рівній критичній, можливі відхилення від прямолінійного положення і перехід стержня в криволінійне положення і його вигин. Для цієї мети спрощення Ейлером значення радіуса кривизни було цілком допустимим.

Теоретичне оцінювання стійкості стиснутих трубобетонних стержнів було проведене Д. А. Єрмоленком [76]. Як свідчать багаточислені експериментальні дослідження, для визначення граничного навантаження гнучких стиснутих трубобетонних елементів слід враховувати гнучкість вже при відносній довжині, більше ніж 10. Несуча здатність таких елементів у порівнянні з короткими виходить на 30–80% меншого. Основою розробок [76] послужили результати експериментальних досліджень. Тому такі методики мають індивідуальний характер і не можуть поширюватися на весь спектр різноманітних геометричних параметрів трубобетонних елементів та фізико-механічних характеристик використовуваних матеріалів.

У [76] була розроблена методика оцінки стійкості позacentрово-стиснутих трубобетонних стержнів із врахуванням дійсної роботи матеріалів. В основу розрахунку був покладений енергетичний метод, згідно якого попередньо задається форма втрати стійкості стержня та визначається для нього повна потенційна енергія. При цьому, прийняті форми втрати стійкості та підрахування енергії виконуються для окремого елемента, а потім остання додається до енергії всього стержня.

У тонкостінних колонах із сталевую оболонкою прямокутного чи круглого перерізів, заповненої бетоном, при розрахунку на стійкість із врахуванням плоскої форми згину виникають складнощі з геометричною недосконалістю конструктивних елементів, зварними напруженнями, а також пластичними деформаціями, які починають розвиватися при досягненні граничного стану сталобетонної конструкції.

1.3. Конструкції з листовим армуванням

Широкого застосування набули конструкції з листовою арматурою [22]. Здавна такі конструкції були незамінними при необхідності металевої гідроізоляції в спорудженнях об'єктів транспортного будівництва, атомної енергетики. З їх використанням будуються різні підземні споруди (фундаменти

під обладнання, тунелі, резервуари, опускні колодязі), підводні та плавучі споруди, перекриття армовані профільованною листовою та ортотропною арматурою, спорудження АЕС [13, 24, 39, 79, 94, 96]. Застосування листової арматури замість стержневої підвищують несучу здатність, жорсткість та тріщиностійкість конструкцій. В ряді випадків зменшується кількість закладних деталей. При використанні листової арматури майже завжди її вдається використовувати в якості опалубки.

Термін „залізобетонні конструкції з зовнішнім армуванням” є загальним, який об’єднує різні конструктивні напрямки цього типу конструкцій: комбіновані (комплексні), сталезалізобетонні, трубобетонні, сталобетонні та ряд інших [117]. На початку впровадження залізобетону смужкову і листову сталь не застосовували в якості зовнішньої арматури, тому що її зв’язки з бетоном по контакту ще не були вирішені. Інженерна думка була направлена на пошук арматури самоанкеруючої в масі бетону: залізобетонні конструкції зі стержневою і дровою арматурою різного профіля, а також конструкції, армовані пучками канатів і так званою несучою жорсткою і трубчатою арматурою. Таке армування називають зовнішнім, а конструкції – сталезалізобетонними, брусковими, сталобетонними.

У початковий період застосування листову арматуру в залізобетонних конструкціях використовувалась тільки як металева ізоляція або опалубка. Сталевий лист не враховувався в розрахунку несучої здатності, проте міцно зароблювався в бетон з допомогою системи анкерів.

Сталевий лист, який виконує функції ізоляції та несучої арматури, впроваджено в конструкціях Макіївського та Криворізького металургійних заводів, на заводі ”Азовсталь” (м. Маріуполь) на багатьох насосних станціях у м. Санкт-Петербург, в збірниках рідких радіоактивних відходів при будівництві атомних електростанцій.

При використанні листової стрічкової арматури, запропонованої Ф.Є. Клименком [94 – 96], замість стержневої збільшується несуча здатність, жорсткість, тріщиностійкість конструкцій, а в ряді випадків зменшується

кількість закладних деталей [94 – 98]. Останнім часом отримали широке розповсюдження монолітні залізобетонні плити по сталевому профільованому настилу, який одночасно виконує функції як робочої арматури, так і опалубки. Доведена висока техніко-економічна ефективність та надійність у роботі цих конструкцій.

Дослідження стиснутих сталезалізобетонних елементів зі стрічковим армуванням виконував В.В. Биба [22]. Ним проведені експериментальні дослідження в яких були використані сталебетонні стійки різної висоти, а також із різним поздовжнім армуванням, заповнені важким бетоном і не заповнені ним.

Для виготовлення експериментальних зразків використовувався сталевий лист $t = 4$ мм, поздовжня арматура класу А-III $\varnothing 12$ мм, $\varnothing 16$ мм і поперечна арматура класу А-I $\varnothing 6$ мм. Висота зразків складала 400, 800, 1000 мм, переріз 100×100 мм (рис. 1.1). Для виявлення ефективності роботи сталезалізобетонних елементів випробовувались зразки зі сталі без бетону таких же розмірів [22].

Торцеві пластини та поперечні стержні з'єднують між собою поздовжню листову арматуру, яка виконує одночасно функцію опалубки. Поперечна арматура приварюється на відстані 100 мм одна від одної. Під час бетонування зварені у вигляді коробка листи позицій 1 і 3 з'єднані між собою за допомогою стержнів позиції 2, вкладаються на піддон і заповнюються бетоном у горизонтальному положенні. Зовнішня арматура виконує функції закладних деталей.

Визначення фізико-механічних властивостей стержневої та стрічкової арматури проводилось на розривній машині ТМС-50 з одночасним записом діаграми розтягу. Для виготовлення дослідних зразків було прийнято бетон класу В25 за міцністю. Для приготування бетону застосовувався гранітний щебінь (фракція 10 – 20 мм), річковий пісок ($M_k=1,58$). В якості в'язучої речовини використовувався портландцемент ПЦ – 400. Бетон виготовлявся промисловим способом на заводі залізобетонних виробів. Призмova міцність бетону склала $R_b=19,6$ МПа. Початковий модуль пружності $E_b= 2,4 \times 10^4$ МПа. Для визначення фізико-механічних властивостей бетону, що був прийнятий для досліджень,

виготовлялися бетонні куби та призми. Випробування зразків проводилось у віці 28 діб і більше на пресі ПММ-250 [22].



Рис.1.1. Конструкції експериментальних зразків

Поздовжні та поперечні деформації вимірювались за допомогою електротензорезисторів, для тензометричних випробувань використовувався автоматичний вимірювач деформацій АИД-4. Крім того, поздовжні деформації вимірювались за допомогою індикаторів годинникового типу. П [22].

Прогини в дослідних елементах вимірювались прогиномірами Максимова.

За проведеними експериментами були зроблені наступні висновки:

1. Був запропонований новий стиснений конструктивний елемент, що має суттєві переваги: можливість відмовитися від опалубки під час виготовлення, раціональне використання сталі й бетону при їх сумісній роботі.

2. За результатами експериментів було встановлено, якою мірою несуча здатність стиснених сталезалізобетонних елементів залежить від висоти, ексцентриситету прикладання зусилля, виду армування.

3. Було виявлено, що на всіх етапах завантаження сталь і бетон у стиснених сталезалізобетонних елементах працюють сумісно. На перших етапах завантаження залежність між зусиллями та деформаціями практично лінійна, кривизна цієї залежності спостерігається на завершальних етапах завантаження.

4. Запропонована конструкція забезпечує об'ємний напружено-деформований стан, що є позитивним з точки зору роботи бетону й конструкції в цілому.

5. Руйнування сталезалізобетонного елемента з листовим армуванням відбувається внаслідок досягнення найбільш напруженим перерізом листового армування межі плинності сталі з одночасним руйнуванням бетону [22].

Теорія, розроблена Е.Д. Чихладзе [141], ґрунтується на розкритті контакту між бетонним ядром і сталевим обоймом. При цьому враховувався трьохосний напружений стан в бетоні і двохосний – в обоймі, а матеріал має властивості ідеальної пружнопластичності. Контактні дотичні і нормальні сили взаємодіють між бетонним ядром і сталевим обоймом і визначаються із умови рівності переміщень на границі контакту. Рішення реалізується чисельно при кроковому навантаженні. В результаті розроблено математичний апарат, який дозволяє описати напружено-деформований стан при осьовому стиску і згині.

1.4. Особливості розрахунку сталезалізобетонних конструкцій

Сталезалізобетонні конструкції мають багато загального як із залізобетонними так і зі сталевими конструкціями. Сталезалізобетон є комплексним матеріалом, в який закладені якості сталевих і залізобетонних конструкцій. Розрахунок сталезалізобетонних конструкцій у випадку, коли в бетоні не забезпечено об'ємно напружений стан, а бетон і сталь надійно зв'язані та працюють сумісно, практично не відрізняється від розрахунку залізобетонних конструкцій з стержневою арматурою [130].

Метою розрахунку будівельних конструкцій є забезпечення необхідних умов експлуатації будівлі чи споруди і достатньої їх міцності при найменших витратах

матеріалів та праці на виготовлення. Розрахунок проводять для того, щоб забезпечити нормальні умови їх експлуатації під навантаженням при найбільш економічних розмірах. Розрахунок повинен забезпечити надійність роботи конструкції на всіх етапах їх існування.

Розрахунок конструкцій проводять у два етапи:

1) це статичний (або динамічний) розрахунок, який полягає в складанні розрахункових схем, що відповідають дійсній роботі конструкції, і визначенні внутрішніх зусиль (згинальних моментів M , поперечних сил Q , поздовжніх сил N тощо) в характерних перерізах;

2) це конструктивний розрахунок, який полягає у визначенні раціональної форми і розмірів перерізів, класу бетону та арматурної сталі, кількості арматури й порядку її розташування [130].

Для визначення несучої здатності поцацентрово-стиснутих сталезалізобетонних елементів користуються одним з методів розрахунку, які відрізняються точністю відтворення дійсної картини деформування елементів та граничною межею заборони подальшої експлуатації.

Метод розрахунку за приведеним перерізом визначає несучу здатність поцацентрово стиснутих елементів до моменту появи пластичних деформацій і враховує зміну геометричної осі елементу як для однорідного тонкого стержня шляхом використання в розрахунку гнучкості стиснутого елементу.

Метод розрахунку за деформованою схемою, найбільш точно відображає дійсну картину деформування елементів. Цей метод є найбільш складним у використанні. Він допускає роботу стиснутих елементів в пружно-пластичній стадії до моменту досягнення граничних деформацій. Згідно цього методу визначається схема деформування геометричної осі елементів під дією навантаження з урахуванням фізико-механічних характеристик кожної елементарної ділянки сталевго двотавра, стержньової арматури та бетону.

Метод розрахунку за граничними зусиллями не враховує зміну геометричної осі стиснутого елемента під дією навантаження. В цьому методі умовно приймають рівномірний розподіл навантаження по всім елементарним ділянкам.

Розрахунок ведуть за умови досягнення величини внутрішніх напружень рівня розрахункового опору стиску на кожній елементарній ділянці (прямокутна епюра напружень).

При оцінці несучої здатності сталобетонних колон при центральному стиску використовують різні підходи.

В нормах американського інституту бетону для стержнів квадратного або прямокутного перерізу, граничне навантаження рекомендується визначати по формулі:

$$N = \sigma_y A_s + R_y A_b \quad (1.1)$$

де A_s, A_b – площі сталі і бетону, σ_y – границя пружності сталі, R_y – руйнуюче навантаження при стиску бетону, отримане в результаті випробування циліндричних зразків.

В теорії, розробленій проф. А.А. Гвоздевим [50, 51] формула для визначення величини руйнуючого навантаження центрально стиснутого елемента має такий вигляд:

$$N = f_{cd} A_b + \alpha \sigma_m A_a \quad (1.2)$$

де A_b, A_a – площа поперечного перерізу відповідно бетону і арматури, α – коефіцієнт ефективності обойми. В кінцевому стані $\alpha = 2$, f_{cd} – призмova міцність бетону, σ_m – границя текучості матеріалу.

По дослідом Іллінойського університету і по рекомендації О.О. Гвоздєва [47 – 51] величина коефіцієнта α приймалась рівною 2. По дослідом О.А. Довженко [69 – 72] $\alpha = 2,2$ і f_{cd} замінено на f – кубикова міцність бетонного ядра. О.Ф. Ліпатов [104] на основі експериментальних даних отримав, що α змінюється від 1,4 до 4,65.

В.А. Росновский запропонував визначати несучу здатність по формулі:

$$N = f_{cd} A_b + \sigma_m A_a \quad (1.3)$$

де f_{cd} – міцність бетону в трубi.

В результаті дослідів В.А. Росновский і О.Ф. Ліпатов [104] установили, що f_{cd} збільшується із збільшенням модуля пружності і жорсткості бетону. Вони запропонували емпіричну залежність для визначення f_{cd} :

$$f_{cd} = 0,7f + 180 \quad (1.4)$$

Ученими Криворізьського гірничорудного інституту запропонована наступна формула:

$$N = \alpha f_{cd} A_b + \beta f_s A_s \quad (1.5)$$

де f_{cd} і f_s – відповідно розрахункові опори стиснутого бетону і труби, A_b, A_s – площі поперечного перерізу бетону і труби, α, β – коефіцієнти ефективності труби і бетону при їх сумісній роботі, які визначаються за спеціальними графіками і таблицями.

За теорією Л.І. Стороженка [122 – 127] несучу здатність центрально стиснутих елементів визначають за формулою:

$$N = m\varphi(R_{np}A + R_{ac}A_a) \quad (1.6)$$

де N – поздовжнє стискаюче зусилля, A – площа перерізу елемента, m – коефіцієнт умов роботи, φ – коефіцієнт, який визначається по експериментальній залежності і враховує тривалість завантаження, гнучкість і характер армування елемента.

Залізобетонні конструкції повинні задовольняти вимогам розрахунку по несучій здатності (граничні стани першої групи) і по придатності до нормальної експлуатації (граничні стани другої групи). Існують фундаментальні дослідження в галузі залізобетонних конструкцій, що дозволяють із належною точністю робити необхідні розрахунки як за першою, так і за другою групами граничних станів [8, 11, 15, 17, 47, 117]. Міцність сталобетонних елементів досліджена у багатьох роботах, однак по цим дослідженням отримані різні висновки, однією з причин такої різноманітності є застосування різних теорій міцності бетону при визначенні несучої здатності сталезалізобетонних елементів. Однак до цього часу методи розрахунку стиснутих сталобетонних елементів із листовим армуванням є недостатньо досліджені.

1.5. Інженерний метод розрахунку гнучких стиснутих елементів

1.5.1. Розрахунок гнучких сталевих елементів за ДБН В.2.6.-198:2014 СТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ [65]

Розрахунок на міцність елементів зі сталі з характеристичним опором $R_{yn} \leq 440 \text{ Н / мм}^2$ при центральному розтяг $R_{yn} > 440$ у і стиску слід виконувати за формулою:

$$\frac{N\gamma_n}{A_n R_y \gamma_c} \leq 1. \quad (1.7)$$

Розрахунок на міцність розтягнутих елементів зі сталі з відношенням $R_u / \gamma_u > R_y$, експлуатація яких можлива і після досягнення металом границі текучості, а також елементів зі сталі з характеристичним опором $R_{yn} > 440 \text{ Н / мм}^2$ слід виконувати за формулою (1.7) із зміною значення R_y на R_u / γ_u .

Розрахунок на міцність елементів у перерізі з нарізкою для гайки слід виконувати як розрахунок болта на розтяг; при цьому значення R_{bt} слід обчислювати за таблицею із заміною R_{bun} на R_{un} .

Розрахунок на міцність перерізу у місцях кріплення розтягнутих елементів, виконаних з одиничних кутиків, що приєднуються однією полицею болтами, слід виконувати за формулою (1.7) і за формулою:

$$\frac{N\gamma_n\gamma_u}{A_n R_y \gamma_{c1}} \leq 1, \quad (1.8)$$

де γ_{c1} – коефіцієнт роботи, що визначається згідно з додатком Е.

Розрахунок на стійкість елементів суцільного перерізу при центральному стиску слід виконувати за формулою:

$$\frac{N\gamma_n}{\varphi A R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (1.9)$$

де φ – коефіцієнт стійкості при центральному стиску.

Значення коефіцієнта δ слід обчислювати за формулою:

$$\delta = 9,87(1 - \alpha + \beta \bar{\lambda}) + \bar{\lambda}^{-2} \quad (1.10)$$

Для $\alpha_i \beta$ – коефіцієнти, що характеризують початкові неправильності форми та залишкові напруження і визначаються за таблицею залежно від типу поперечного перерізу стрижня та типу кривої стійкості а, b та с, які наведені на рисунку Ж.1;

Значення коефіцієнтів φ , слід приймати не більше ніж $7,6 / \bar{\lambda}^{-2}$ для типу:

- кривої стійкості а при $\bar{\lambda} > 3,8$;
- кривої стійкості b при $\bar{\lambda} > 4,4$;
- кривої стійкості відповідно с при $\bar{\lambda} > 5,8$.

При значеннях $\bar{\lambda} < 0,4$ для всіх типів кривої стійкості допускається приймати $\varphi = 1,0$.

Розрахунок на стійкість стрижнів з одиночних кутиків слід виконувати з урахуванням вимог. При визначенні гнучкості цих стрижнів радіус інерції перерізу кутика і розрахункову довжину стрижня необхідно приймати відповідно до формул.

Стиснуті елементи з суцільними стінками відкритого перерізу рекомендується укріплювати планками чи решітками, при цьому повинні бути виконані вимоги 1.8 – 1.12.

За відсутності планок чи решіток такі елементи, окрім розрахунку за формулою (1.9) відносно головних площин інерції x-x і y-y, необхідно перевіряти на стійкість при згинально – крутильній формі втрати стійкості за формулою:

$$\frac{N \gamma_n}{\varphi_c A R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (1.11)$$

де φ_c – коефіцієнт, який дорівнює:

$$\begin{aligned} \varphi_c &= \varphi_1 \text{ при } \varphi_1 \leq 0,85, \\ \varphi_c &= 0,68 + 0,21\varphi_1 \leq 1,0 \text{ при } \varphi_1 > 0,85 \end{aligned}$$

Тут значення φ_1 слід обчислювати за формулою:

$$\varphi_1 = 7,6 \frac{c_{\max}}{\lambda_x} \quad (1.12)$$

У формулі (1.12) коефіцієнт $c_{\max}$ необхідно визначати відповідно до додатка К [61, 62].

1.5.2. Розрахунок гнучких залізобетонних елементів за ДБН В.2.6.-98:2009 Конструкції будинків і споруд. БЕТОННІ ТА ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ [66]

Несучу здатність залізобетонних елементів на дію згинальних моментів та поздовжніх сил, як правило, визначають за деформаційною методикою.

Зусилля та деформації у перерізі, нормальному до поздовжньої осі елемента, визначають виходячи з таких передумов:

- за розрахунковий приймається усереднений переріз, що відповідає середнім деформаціям бетону та арматури по довжині блока між тріщинами, якщо такі є;
- деформації у звичайній арматурі або попередньо напруженій арматурі однакові з оточуючим їх бетоном, як при розтягу, так і при стиску;
- для розрахункового перерізу вважається справедливою гіпотеза про лінійний розподіл деформацій по його висоті;
- зв'язок між напруженнями та деформаціями стиснутого бетону приймається у вигляді діаграм, які показані на рисунках 1.2. та 1.3.;

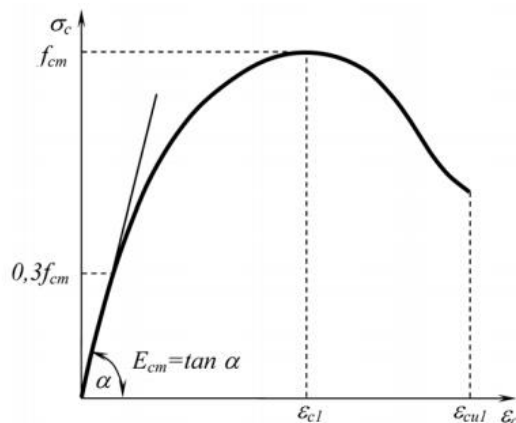


Рис. 1.2. Діаграма напруження-деформації бетону

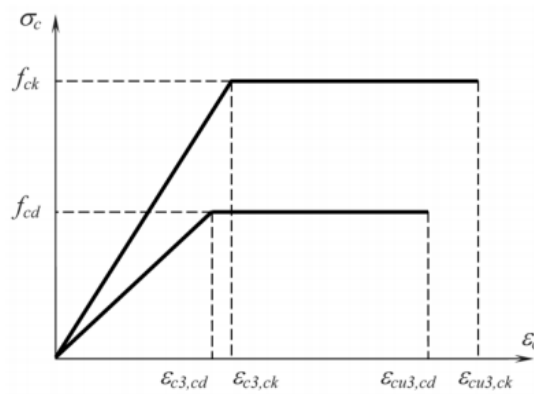


Рис. 1.3. Дволінійна залежність напруження-деформації бетону

– зв'язок між напруженнями та деформаціями в арматурі приймається у вигляді діаграм, які наведені на рисунках 1.4., 1.5. та 1.6. При цьому:

а) для обох видів (звичайної та попередньо напруженої) арматури при $\varepsilon_s \succ \varepsilon_{su}$ $\sigma_s = 0$ (вважається, що стався розрив арматури);

б) при визначенні напружень у попередньо напруженій арматурі враховуються її початкові деформації;

в) роботу бетону розтягнутої зони допускається не враховувати, приймаючи при $\varepsilon_{ci} \leq 0$ напруження $\sigma_{ci} = 0$; для конструкцій, у яких не допускається утворення тріщин, розрахунок опору виконують з урахуванням того, що деформації бетону найбільш розтягнутого волокна не повинні перевищувати $\varepsilon_{ctu} = -2 f_{ctm} / E_{ck}$.

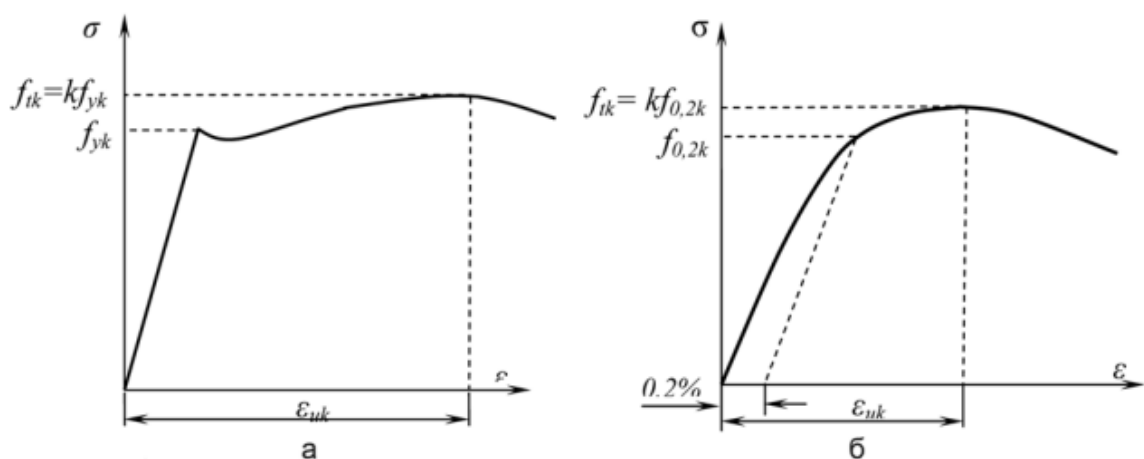


Рис. 1.4. Діаграма напруження-деформації розтягу для звичайної арматурної сталі

а – арматурна сталь, що має фізичну площадку текучості, б – арматурна сталь, що не має фізичну площадку текучості.

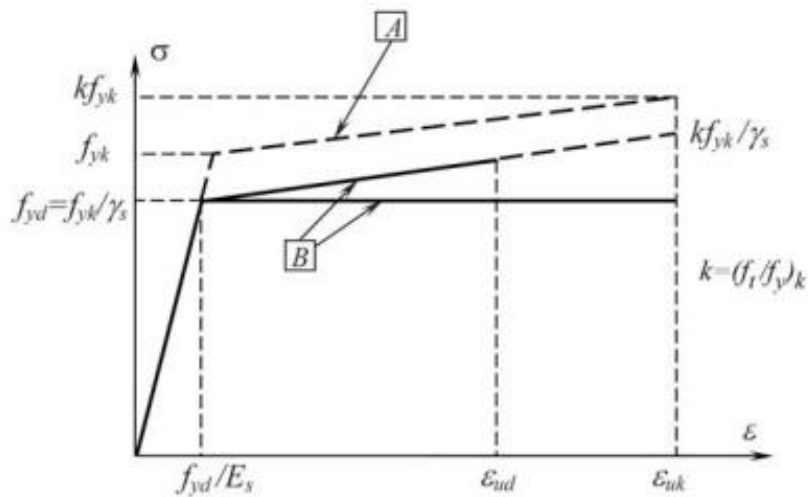


Рис. 1.5. Ідеалізована та розрахункова діаграми напруження-деформації для арматури

А – ідеалізована, В – розрахункова.

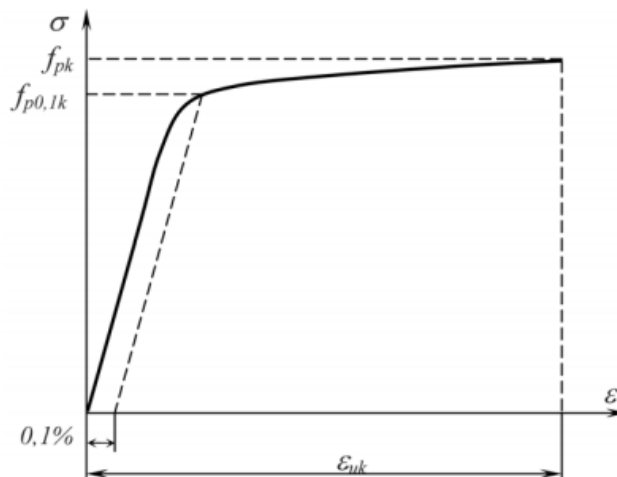


Рис. 1.6. Діаграма напруження-деформації для звичайної напруженої сталі

За критерій вичерпання несучої здатності перерізу приймається:

- втрата рівноваги між внутрішніми та зовнішніми зусиллями (досягнення максимуму на діаграмах момент – кривизна (прогин) або стискальна сила – прогин) – екстремальний критерій;
- руйнування стиснутого бетону при досягненні фібровими деформаціями граничних значень ϵ_{cu1} , ϵ_{cu3} або розрив усіх розтягнутих стрижнів арматури внаслідок досягнення в них граничних деформацій ϵ_{ud} .

Розрахунок виконується за деформаційною методикою, сутність якої полягає у тому, що враховується приріст не зусиль (дій), а деформацій у перерізі.

Приймається таке правило знаків: для стиску як бетону, так і арматури знак додатній, для розтягу від'ємний.

Розраховуючи позацентрово-стиснуті та стиснуто-зігнуті елементи, слід ураховувати вплив прогину та недосконалостей у геометрії конструкцій до початку їх навантаження [60].

1.5.3. Розрахунок гнучких сталезалізобетонних елементів за Eurocode 4 та ДБН В.2.6.-160:2010 Конструкції будинків і споруд СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ [67]

Європейськими дослідниками розроблено нормативний документ «Eurocode 4», в якому узагальнені наукові основи розрахунку і конструювання сталезалізобетонних конструкцій. В цих нормах також наведено рекомендації до розрахунку двотаврів з порожнинами, заповненими бетоном, на дію центрального та позацентрового стиску.

Сталезалізобетонні конструкції згідно з Eurocode 4 [152] – це комплексні конструкції з використанням сталевого прокату, поєднаного з бетоном, що може бути армованим стрижневою арматурою. Тобто сталезалізобетон можна розглядати і як залізобетон із жорстким армуванням, і як сталеву конструкцію з частковим заміненням сталі в перерізі стиснутих елементів бетоном або залізобетоном.

Впливи дій деформативної схеми можуть, зазвичай, визначатись з використанням:

- розрахунку першого порядку з використанням початкової геометрії конструкції,
- розрахунку другого порядку з урахуванням впливу деформації конструкції.

Впливи деформованої схеми (впливи другого порядку) повинні враховуватись, якщо вони суттєво збільшують впливи дій або значно міняють характер роботи конструкції .

Впливи можуть, зазвичай, визначатись за допомогою:

– розрахунку першого порядку з використанням початкової геометрії конструкції;

– розрахунку другого порядку з урахуванням впливу деформації конструкції.

Впливи деформованої схеми (впливи другого порядку) повинні враховуватись, якщо вони суттєво збільшують зусилля або значно міняють характер роботи конструкції.

Розрахунок першого порядку застосовується, коли зростання відповідних внутрішніх сил або моментів, спричинене деформаціями, отриманими при розрахунку першого порядку, є меншим ніж 10 %. Можна припускати, що ця умова виконується, якщо задовольняється наступний критерій:

$$\alpha_{cr} \geq 10 \quad (1.13)$$

де α_{cr} – коефіцієнт, за якого розрахункове навантаження повинно зрости до величини, що спричинить втрату стійкості.

При визначенні жорсткості конструкції необхідно вводити коефіцієнт надійності, що враховує утворення тріщин, повзучість бетону та характер роботи з'єднань.

Висновки до розділу та завдання дослідження

Аналіз результатів проведених до цього часу досліджень і досвіду застосування сталезалізобетонних елементів дозволяє зробити наступні висновки:

1. Достатньо ефективними сталезалізобетонними конструкціями при роботі на стиск є конструкції із зовнішнім листовим армуванням.

2. Сполучення для сумісної раціональної роботи бетону, арматури й сталевих прокатних профілів можуть бути дуже різноманітними. Недостатньо дослідженою областю сталезалізобетонних елементів є робота сталезалізобетонних зразків, армованих сталевими листами при різних видах навантаження стиску.

3. У зв'язку з розширенням сфери застосування сталезалізобетону як економічної і прогресивної конструкції виникає необхідність дослідження

напружено-деформованого стану стиснених елементів із зовнішнім армуванням сталевими листами.

Приведені висновки дозволяють сформулювати такі завдання:

- провести аналіз результатів проведених до цього часу досліджень і досвіду застосування стиснутих сталезалізобетонних конструкцій;
- експериментально дослідити особливості роботи під навантаженням центрально та позацентрово стиснутих елементів з зовнішнім листовим армуванням з урахуванням їхньої висоти;
- проаналізувати характер втрати несучої здатності запропонованих конструкцій залежно від висоти й ексцентриситету прикладення навантаження;
- дослідити роботу стиснутих гнучких сталезалізобетонних конструкцій за допомогою методу скінчених елементів залежно від висоти й ексцентриситету прикладення навантаження;
- розробити інженерні методи розрахунку стиснутих гнучких сталезалізобетонних елементів з урахуванням гнучкості;
- провести розрахунки, проектування та аналіз техніко-економічної ефективності сталезалізобетонних стійок армованих сталевими листами.

РОЗДІЛ 2

МЕТОДИКА ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ТА ФІЗИКО – МЕХАНІЧНІ ВЛАСТИВОСТІ ПРИЙНЯТИХ МАТЕРІАЛІВ

2.1. Конструкції дослідних зразків та технологія їх виготовлення.

Програма експериментальних досліджень

Раніше були проведені експериментальні дослідження згинальних елементів із листовим армуванням різних параметрів [9, 13, 22, 24, 32, 33, 35, 38, 39, 57, 95, 96]. До виконання цієї роботи були досліджені стиснені елементи з листовим армуванням товщиною 4 мм та обмеженою висотою, здійснений в праці Биби В. В. [22].

На підставі проведеного огляду праць та при розробці програми експериментів були заплановано:

- провести експериментальні дослідження центрально та позацентро стиснутих елементів з листовим армуванням;
- виготовити дослідні зразки сталезалізобетонних стійок з листовим армуванням висотою 1000 мм, 1700мм, 2400мм з ексцентриситетом $e_0 = 0, 25, 50$ мм;
- визначити під час дослідження особливості розвитку деформацій і переміщень та характер руйнування сталезалізобетонних елементів [128].

При складанні програми експерименту враховувалось, що несуча здатність і напружено-деформований стан елемента залежать від конструктивного вирішення, ексцентриситету прикладення навантаження і фізико – механічних властивостей вихідних матеріалів. Було поставлено завдання експериментально визначити несучу здатність та особливості роботи під навантаженням стиснених елементів з листовим армуванням. Для експериментальних досліджень використані армовані стійки різної висоти, заповнені важким бетоном і не заповнені ним. Характеристика дослідних зразків наведена в таблиці 2.1. та в структурно-логічній схемі (рис.2.1.)

Таблиця 2.1.

Характеристика дослідних зразків

Серія зразка	Характеристика зразків	Висота L, мм.	ϵ_0 , мм.
СС-ПД-10-1	Сталезалізобетонні зразки з листовим армуванням паралельно до площини дії моменту, не заповнені бетоном	1000	0
СБ-ПД-10-1	Сталезалізобетонні зразки з листовим армуванням паралельно до площини дії моменту, заповнені бетоном	1000	0
СБ-ПД-10-2	Сталезалізобетонні зразки з листовим армуванням паралельно до площини дії моменту, заповнені бетоном	1000	25
СБ-ПД-10-3	Сталезалізобетонні зразки з листовим армуванням паралельно до площини дії моменту, заповнені бетоном	1000	50
СБ-ПД-17-1	Сталезалізобетонні зразки з листовим армуванням паралельно до площини дії моменту, заповнені бетоном	1700	0
СБ-ПД-17-2	Сталезалізобетонні зразки з листовим армуванням паралельно до площини дії моменту, заповнені бетоном	1700	25
СБ-ПД-17-3	Сталезалізобетонні зразки з листовим армуванням паралельно до площини дії моменту, заповнені бетоном	1700	50
СБ-ПД-24-1	Сталезалізобетонні зразки з листовим армуванням паралельно до площини дії моменту, заповнені бетоном	2400	0
СБ-ПД-24-2	Сталезалізобетонні зразки з листовим армуванням паралельно до площини дії моменту, заповнені бетоном	2400	25
СБ-ПД-24-3	Сталезалізобетонні зразки з листовим армуванням паралельно до площини дії моменту, заповнені бетоном	2400	50
СС-ПН-10-1	Сталезалізобетонні зразки з листовим армуванням перпендикулярно до площини дії моменту, не заповнені бетоном	1000	0
СБ-ПН-10-1	Сталезалізобетонні зразки з листовим армуванням перпендикулярно до площини дії моменту, заповнені бетоном	1000	0

продовження таблиці 2.1.

СБ-ПН-10-2	Сталезалізобетонні зразки з листовим армуванням перпендикулярно до площини дії моменту, заповнені бетоном	1000	25
СБ-ПН-10-3	Сталезалізобетонні зразки з листовим армуванням перпендикулярно до площини дії моменту, заповнені бетоном	1000	50
СБ-ПН-17-1	Сталезалізобетонні зразки з листовим армуванням перпендикулярно до площини дії моменту, заповнені бетоном	1700	0
СБ-ПН-17-2	Сталезалізобетонні зразки з листовим армуванням перпендикулярно до площини дії моменту, заповнені бетоном	1700	25
СБ-ПН-17-3	Сталезалізобетонні зразки з листовим армуванням перпендикулярно до площини дії моменту, заповнені бетоном	1700	50
СБ-ПН-24-1	Сталезалізобетонні зразки з листовим армуванням перпендикулярно до площини дії моменту, заповнені бетоном	2400	0
СБ-ПН-24-2	Сталезалізобетонні зразки з листовим армуванням перпендикулярно до площини дії моменту, заповнені бетоном	2400	25
СБ-ПН-24-3	Сталезалізобетонні зразки з листовим армуванням перпендикулярно до площини дії моменту, заповнені бетоном	2400	50

Процес виготовлення комплексних сталезалізобетонних конструкцій складався з двох частин: виготовлення сталевих каркасів та бетонування зразків.

Для виготовлення експериментальних зразків використовувався сталевий лист $t=4$ мм, поперечна арматура класу А-І $\varnothing 6$ мм. Висота зразків складала 1000, 1700, 2400 мм, переріз 100х100 мм. Для виявлення ефективності роботи сталезалізобетонних елементів випробовувався зразок зі сталі без бетону висотою 1000 мм. Для визначення фізико – механічних властивостей бетонного заповнювача випробовувались стандартні бетонні куби 150х150х150 мм і призми 150х150х600мм, виготовлені із того ж бетону, що і дослідні зразки [133, 135, 172].

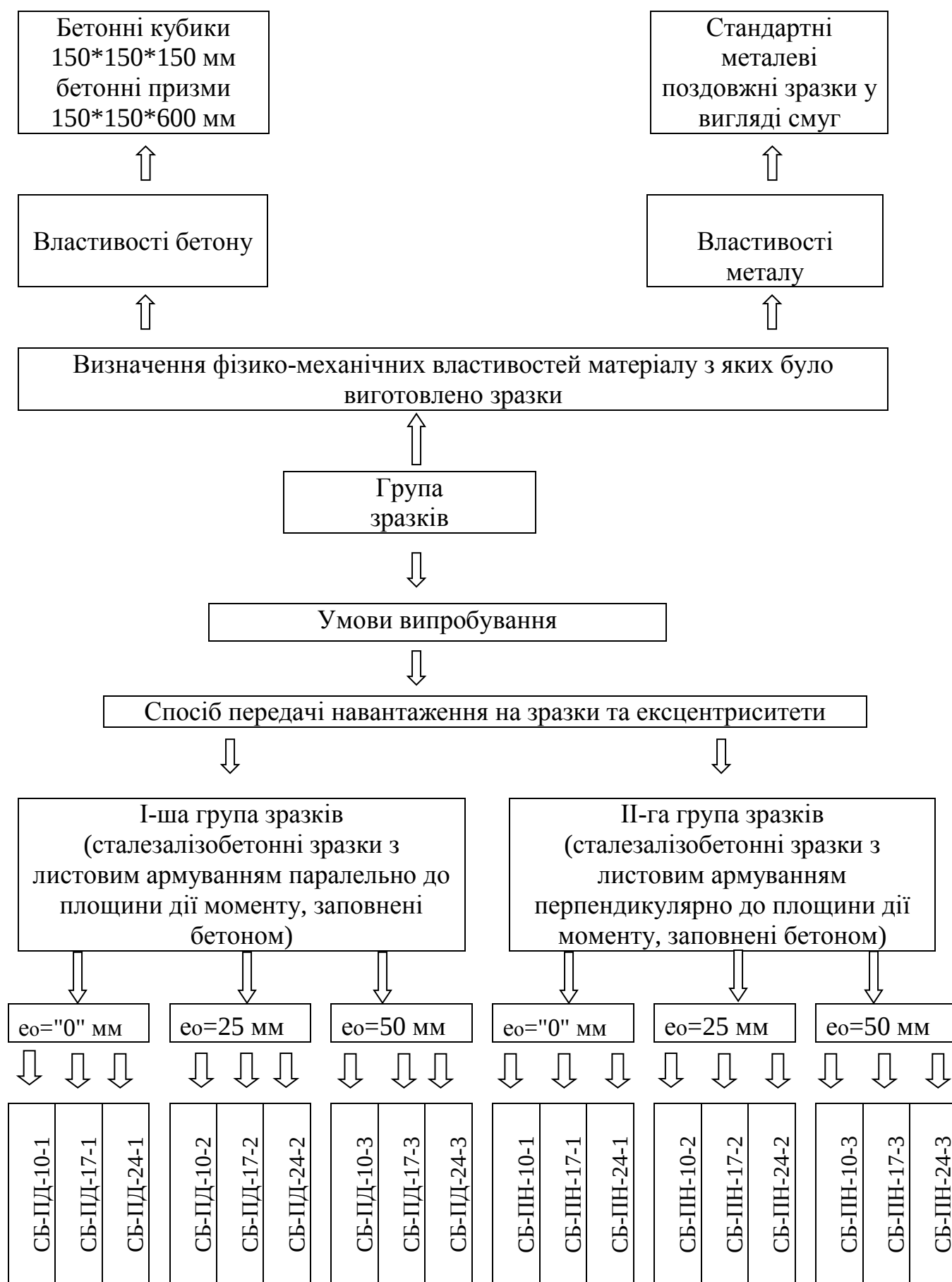


Рис. 2.1. Структурно-логічна схема експериментальних досліджень

Виходячи з поставленої задачі, для проведення експерименту були розроблені схеми армування поперечних перерізів дослідних зразків. Потрібно було експериментально дослідити особливості роботи під навантаженням та характер втрати несучої здатності сталезалізобетонних зразків із зовнішнім армуванням сталевими листами залежно від висоти й ексцентриситету e_0 прикладання зусиль, а також порівняти особливості роботи центрально стиснутих елементів заповнених і незаповнених бетоном.

Були виготовлені наступні серії зразків першої групи (табл. 2.1.):

1. З армуванням листовою арматурою висотою 1000 мм, заповнені бетоном класу В20. Початковий ексцентриситет $e_0 = 0; 25; 50$ мм (серії СБ-ПД-10-1, СБ-ПД-10-2, СБ-ПД-10-3);

2. З армуванням листовою арматурою висотою 1000 мм, зразок незаповнений бетоном. Початковий ексцентриситет $e_0 = 0$ мм (серія СС-ПД-10-1);

3. З армуванням листовою арматурою висотою 1700 мм, заповнені бетоном класу В20. Початковий ексцентриситет $e_0 = 0; 25; 50$ мм (серії СБ-ПД-17-1, СБ-ПД-17-2, СБ-ПД-17-3).

4. З армуванням листовою арматурою висотою 2400 мм, заповнені бетоном класу В20. Початковий ексцентриситет $e_0 = 0; 25; 50$ мм (серії СБ-ПД-24-1, СБ-ПД-24-2, СБ-ПД-24-3).

При маркуванні літерами і цифрами позначено: СБ – зразки, заповнені бетоном, СС – незаповнені бетоном, перша цифра – висота зразка, відповідно;

10 – 1000 мм, 17 – 1700 мм, 24 – 2400 мм, друга цифра – початковий ексцентриситет, відповідно: 1 – 0 мм (без ексцентриситету, центральний стиск), 2 – 25 мм, 3 – 50 мм, літери ПД – пластини розміщені паралельно до дії моменту.

В усіх серіях, крім серії незаповненої бетоном, випробовувалось по три зразки – близнюки. Конструкції експериментальних зразків показано на рис 2.2. та рис 2.3.

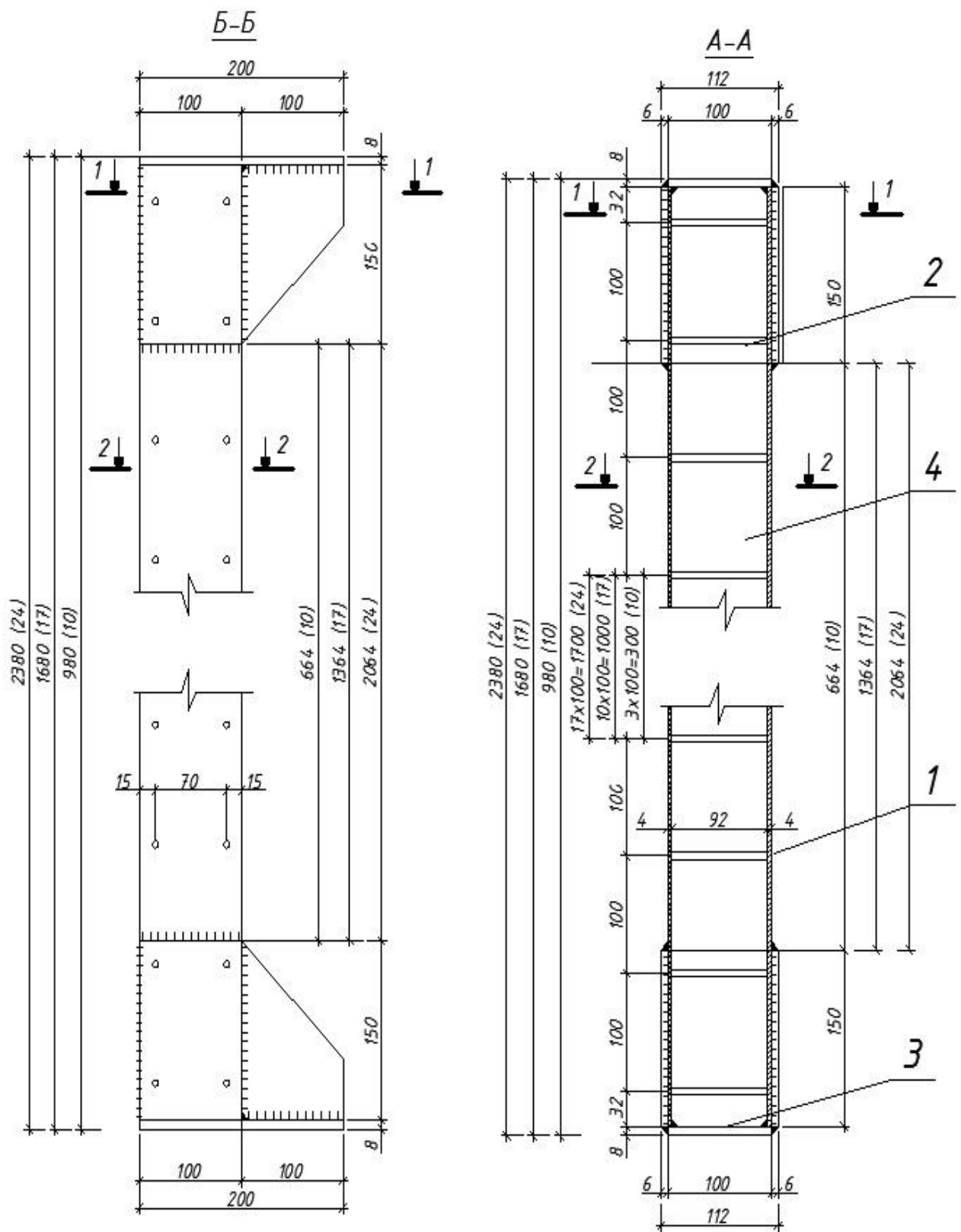


Рис. 2.2. Конструкції експериментальних зразків з армуванням листами у площині дії згинального моменту

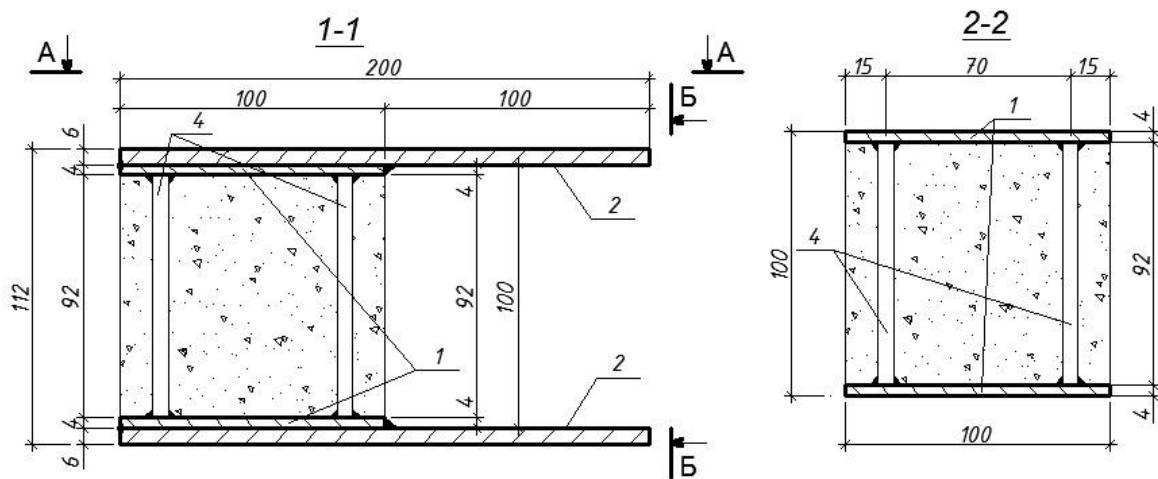


Рис. 2.3. Переріз експериментальних зразків

На (рис. 2.2.) зображена стійка з листовим армуванням. Стійка складається з листової арматури 1, поперечних арматурних стержнів 2, торцевих металевих пластин 3 і заповнювача (бетону) 4.

Були виготовлені серії зразків другої групи (рис. 2.2.):

1. З армуванням листовою арматурою висотою 1000 мм, заповнені бетоном класу В20. Початковий ексцентриситет $e_0 = 0; 25; 50$ мм

(серії СБ-ПН-10-1, СБ-ПН-10-2, СБ-ПН-10-3);

2. З армуванням листовою арматурою висотою 1000 мм, зразок незаповнений бетоном. Початковий ексцентриситет $e_0 = 0$ мм

(серія СС-ПН-10-1);

3. З армуванням листовою арматурою висотою 1700 мм, заповнені бетоном класу В20. Початковий ексцентриситет $e_0 = 0; 25; 50$ мм

(серії СБ-ПН-17-1, СБ-ПН-17-2, СБ-ПН-17-3).

4. З армуванням листовою арматурою висотою 2400 мм, заповнені бетоном класу В20. Початковий ексцентриситет $e_0 = 0; 25; 50$ мм

(серії СБ-ПН-24-1, СБ-ПН-24-2, СБ-ПН-24-3).

При маркуванні літерами і цифрами позначено: СБ – зразки, заповнені бетоном, СС – незаповнені бетоном, перша цифра – висота зразка, відповідно:

10 – 1000 мм, 17 – 1700 мм, 24 – 2400 мм, друга цифра – початковий ексцентриситет, відповідно: 1 – 0 мм (без ексцентриситету, центральний стиск), 2

– 25 мм, 3 – 50 мм, літерами ПН – пластини розміщені перпендикулярно до дії згинального моменту.

В усіх серіях, крім серії зразків незаповнених бетоном, випробовувалось по три зразки – близнюки. Конструкції експериментальних зразків цієї групи наведені на рис 2.4. та рис 2.5.

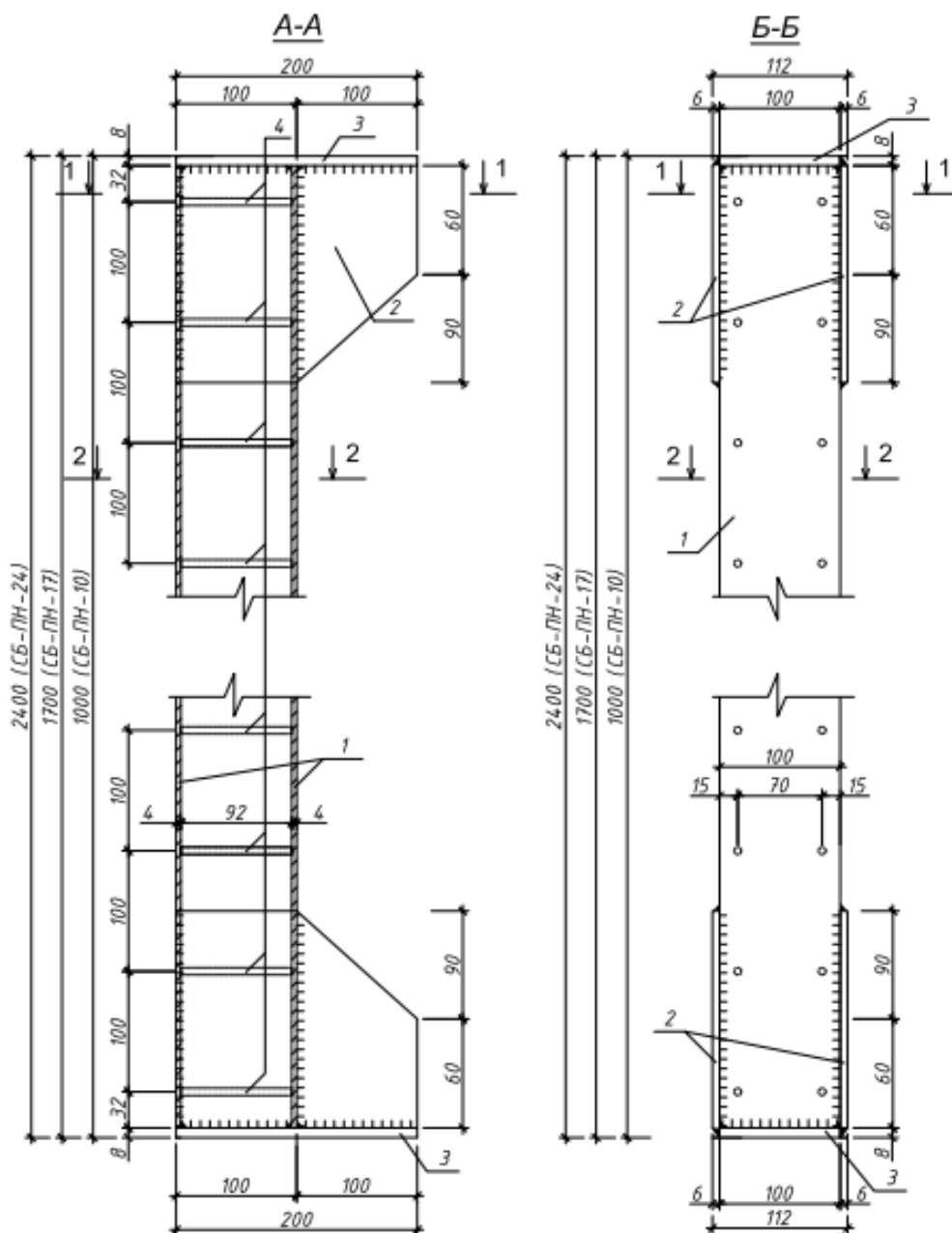


Рис. 2.4. Конструкції експериментальних зразків з армуванням листами перпендикулярно до дії згинального моменту

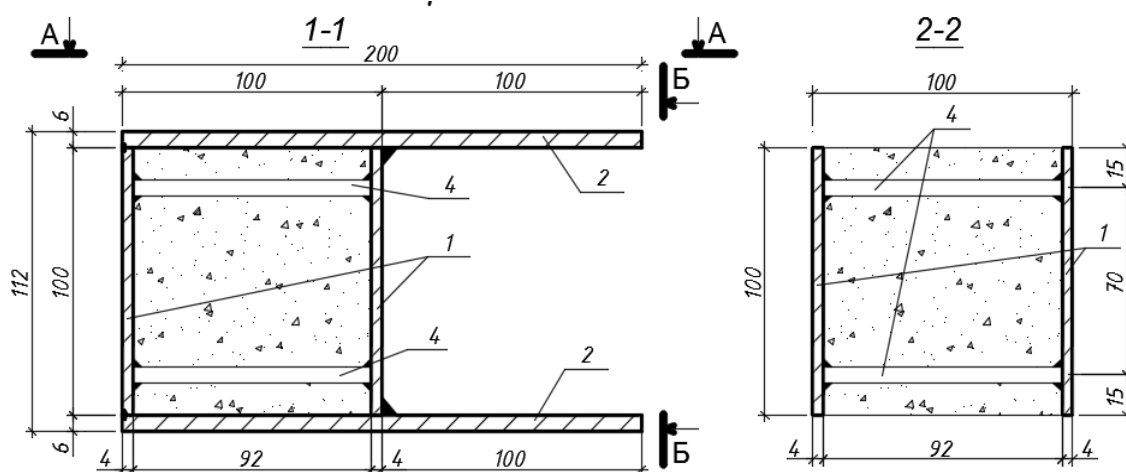


Рис. 2.5. Переріз експериментальних зразків

На рис. 2.5. зображена стійка з листовим армуванням. Стійка складається з листової арматури 1, поперечних арматурних стержнів 2, торцевих металевих пластин 3 і заповнювача (бетону) 4. Торцеві пластини та поперечні стержні з'єднуються між собою листовою арматурою, яка виконує одночасно функцію опалубки. Поперечна арматура із стержнів приварюється на відстані 100 мм одна від одної за допомогою напівавтоматичного зварювання зображеного на рис. 2.4.

Торцеві пластини та поперечні стержні з'єднують між собою листову арматуру, яка виконує одночасно функцію опалубки [133]. Поперечна арматура із стержнів приварювалася на відстані 100 мм одна від одної за допомогою напівавтоматичного зварювання зображеного на рис. 2.6.



Рис. 2.6. Напівавтоматичний зварювальний апарат



Рис. 2.7. Процес заповнення зразків бетоном

Під час бетонування зварені у вигляді короба листи позицій 1 і 3 з'єднані між собою за допомогою стержнів позиції 2, вкладали на піддон і заповнювалися бетоном у горизонтальному положенні (рис 2.7.) [134].

Зовнішня арматура виконує функції закладних деталей. Зразки виготовлялись в умовах діючого заводу залізобетонних конструкцій в м. Полтаві. Бетонування сталезалізобетонних виробів відбувалося в цеху заводу. Бетон дослідних зразків був виготовлений на основі портланд-цементу активністю – 400 і мав щільну структуру. Дрібний заповнювач – кварцевий пісок середньої зернистості Полтавського кар'єру, крупний заповнювач – щебінь зернистістю 10 – 20 мм. Вода – водопровідна питної якості. Ущільнення бетонної суміші виконувалось за допомогою віброущільнювача.



Рис. 2.8. Ущільнення бетону за допомогою віброущільнювача

Приготування бетону проводилось на заводському бетонному вузлі. Стержні поперечної арматури були приварені до листової арматури в тавр напівавтоматичним зварюванням. Поперечні стержні розміщувались паралельно двома рядами.

Кубикову міцність визначали випробуванням 56 кубів розміром 150x150x150 мм на призмах 150x150x600 мм – визначали призмову міцність бетону і вимірювались поздовжні та поперечні деформації в залежності від величини навантаження за допомогою індикаторів годинникового типу та електротензорезисторів [169]. Визначення механічних характеристик сталі стержневої і листової арматури проводили на стандартних зразках згідно норм. Випробовування зразків сталі проводили на розривній машині ТМС-50 з одночасним записом діаграми розтягу (рис. 2.9.).



Рис. 2.9. Випробування смужок сталі

Зразки заповнювались бетоном в горизонтальному положенні. Перші 5 – 28 діб відкриті поверхні бетону експериментальних зразків покривалися шаром тирси для утримання вологи, після чого зразки зберігались до випробування в лабораторних умовах. Температура в приміщенні, де виготовлялись і зберігались експериментальні зразки дорівнювала $T = 17 - 23^{\circ}\text{C}$, відносна вологість повітря складала 70 – 75 % [133, 134, 169].

Після бетонування сталеві листи були пофарбовані за два рази «Кузбаслаком» для спостереження появи ліній Людерса-Чернова.

2.2. Методика проведення експерименту

Випробування зразків проводилось у віці 28 діб і більше. Випробування проводились на пресі 2ПГ–125. При експериментальних дослідженнях, крім індикаторів і електротензорезисторів був використаний фотограмметричний метод.

Цим методом вимірювались переміщення та поздовжніх деформації конструкцій. На бокову поверхню зразків були наклеєні маркувальні знаки [77] з розмірами 1,5x1,5см. Фотографування виконувалось на кожній ступені навантаження камерою марки Nikon, модель D3200, спусковий затвор якої активувався автоматично з ПК. Такий спосіб дає можливість отримати точні дані переміщення маркувального знака, виключаючи випадкові переміщення камери та всіх складових фотограмметричної зйомки [114, 134].

Схема розташування камери наведено на рис. 2.11. Для можливості врахування елементів зовнішнього орієнтування було застосовано стенд з нанесеною контрольною сіткою, розташований за конструкцією. Координатні горизонтальні та вертикальні лінії сітки були надруковані з кроком 10 см, перетинались у точках на перехресті яких знаходилися контрольні маркувальні знаки розмірами 1,5x1,5 см [133].



Рис. 2.10. Прес 2ПГ–125

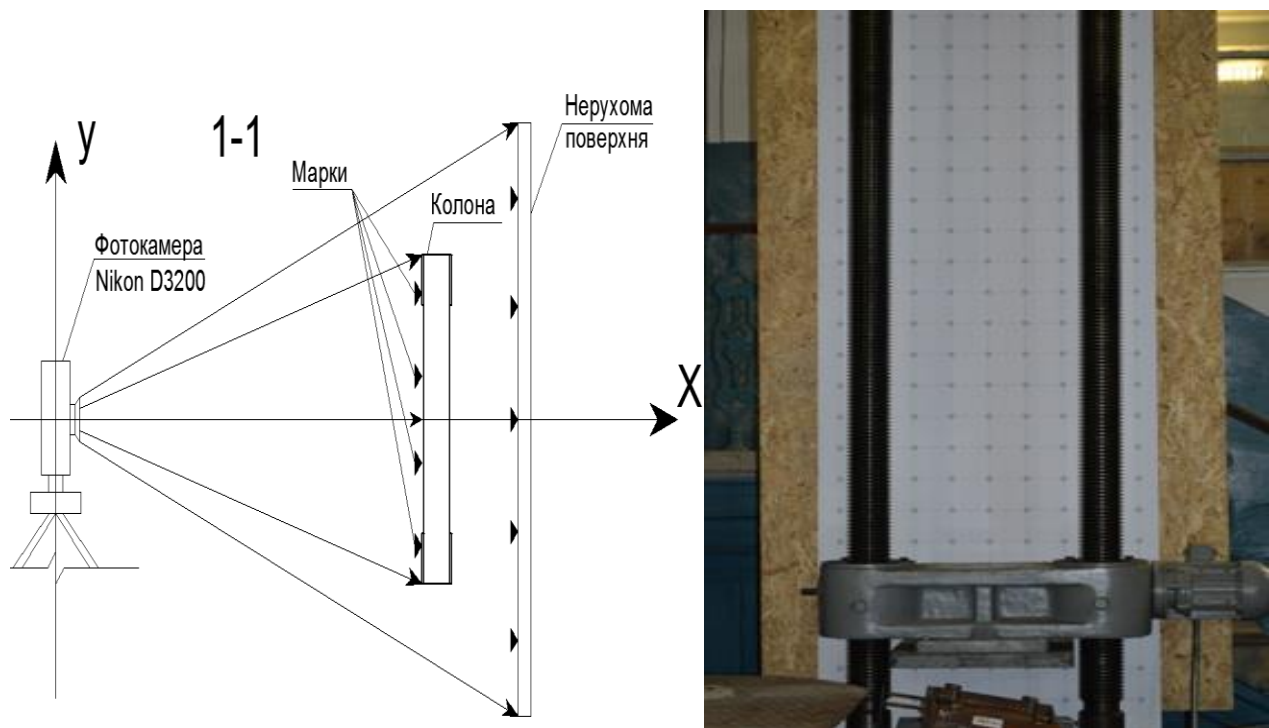


Рис. 2.11. Приклад розташування камери та нерухомої поверхні

Завантаження було ступінчастим в 0,05 – 0,1 від N руйнуючого. Навантаження прикладалось через шарніри на самому пресі. Поздовжні та поперечні деформації вимірювались за допомогою електротензорезисторів на всіх ступенях завантаження. Перед випробовуванням зразки центрувались по геометричній вісі і привантажувались навантаженням рівним 2% від очікуваного граничного. Після цього перевірялось співпадання геометричної і фізичної осей. Для цього додавались навантаження, що дорівнювали 0,1, 0,2, 0,3 від очікуваного граничного і перевірялись показники приладів. Якщо прилади показували однакові або близькі за величиною деформації (допускались відхилення від середньої величини $\pm 5\%$) приймалось, що фізична вісь співпадає з геометричною. Якщо ці умови не виконувались, то навантаження знімалось, а зразок пересувався таким чином, щоб урівняти показники всіх приладів. Після центрування зразка за допомогою чертилки наносились вертикальні риски. Витримка на кожній ступені складала 5 – 10 хв., необхідна для зняття відліків.

На всіх ступенях завантаження відмічались особливості характеру руйнування та розподілення деформацій по висоті зразка, розвитку тріщин у

бетоні, а також інтенсивність зростання прогинів елемента. Усі зразки доводились до руйнування. В період руйнування на поверхні лакового покриття досліджуваних елементів з'являлись лінії Чернова-Людера. Прилади в цей час показували значне зростання деформацій, а стрілка силовимірювача повільно рухалась в зворотньому напрямі. Після зняття навантаження в зразках залишались явно виражені залишкові деформації, поздовжня вісь зразка залишалась викривленою [133].

Поздовжні і поперечні деформації вимірювались за допомогою електротензорезисторів, для тензометричних випробувань використовувався автоматичний вимірювач деформацій ВНП-8 (рис. 2.12.)

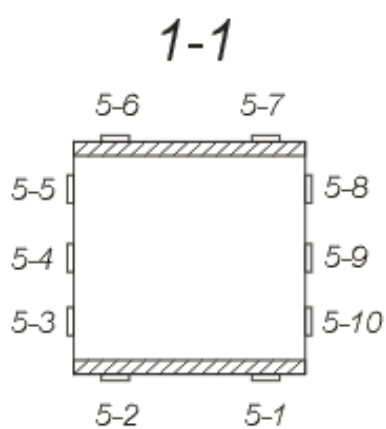
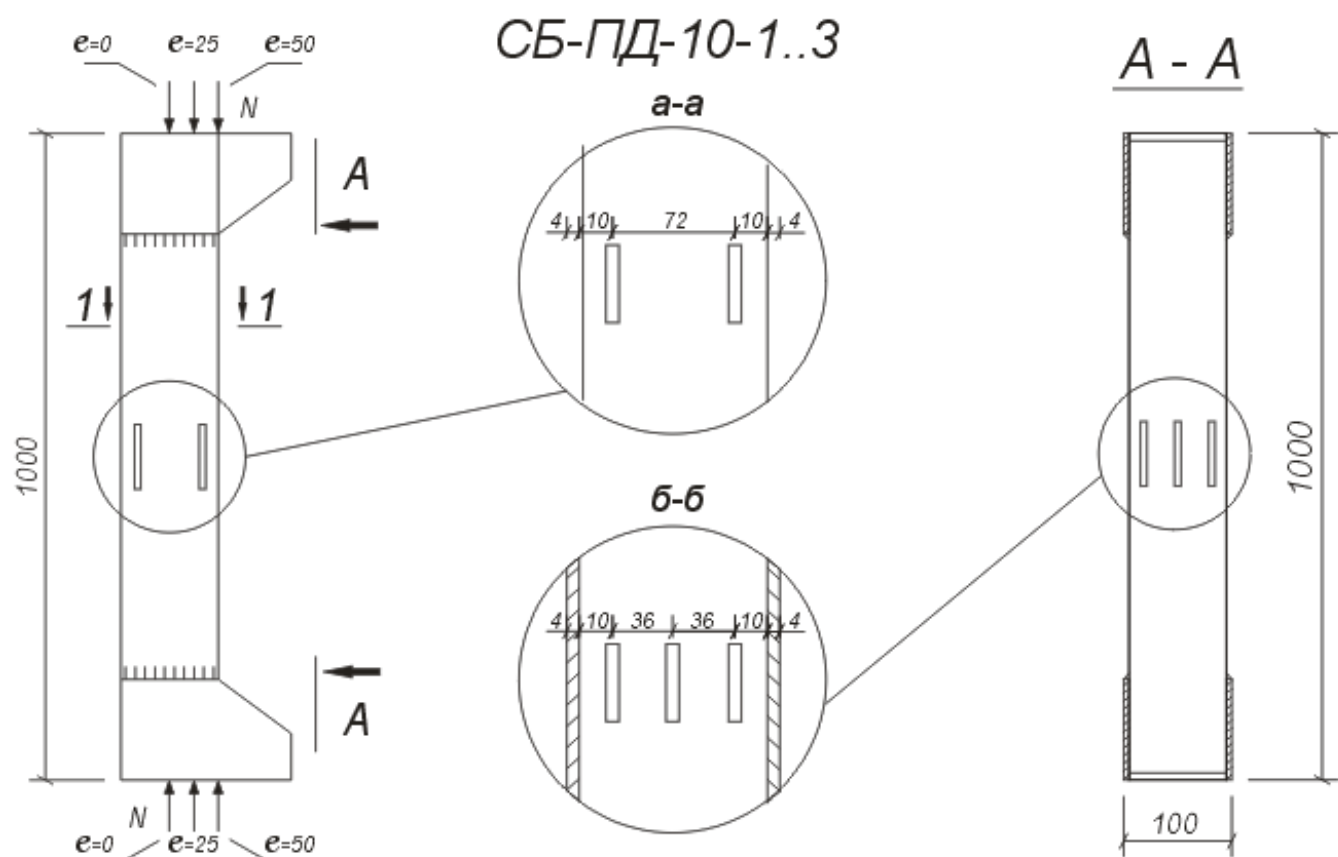


Рис. 2.12. Автоматичний вимірювач деформацій ВНП-8

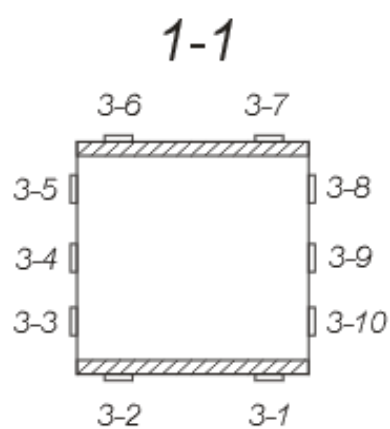
Крім того поздовжні деформації вимірювались за допомогою індикаторів годинникового типу з ціною поділки 0,01мм на базі 200 мм. Прогини в дослідних елементах вимірювались за допомогою прогиномірів Аістова. Розміщення електротензорезисторів в поздовжньому напрямку на зразках різних висот і з різним ексцентриситетом прикладання навантаження наведено на зразках І групи (рис. 2.14–2.16) та зразках ІІ групи (рис. 2.17–2.19) [172].



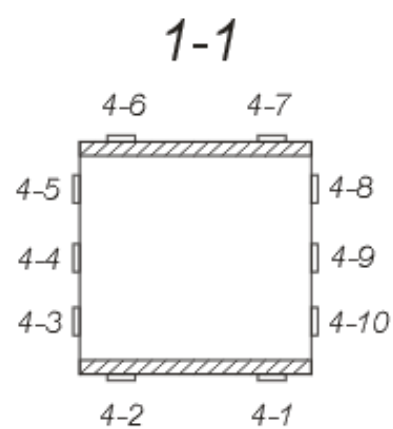
Рис. 2.13. Експериментальні зразки під час випробовування



СБ-ПД-10-1



СБ-ПД-10-2



СБ-ПД-10-3

Рис. 2.14. Розміщення поздовжніх електротензорезисторів на зразках серій:
СБ-ПД-10-1, СБ-ПД-10-2, СБ-ПД-10-3

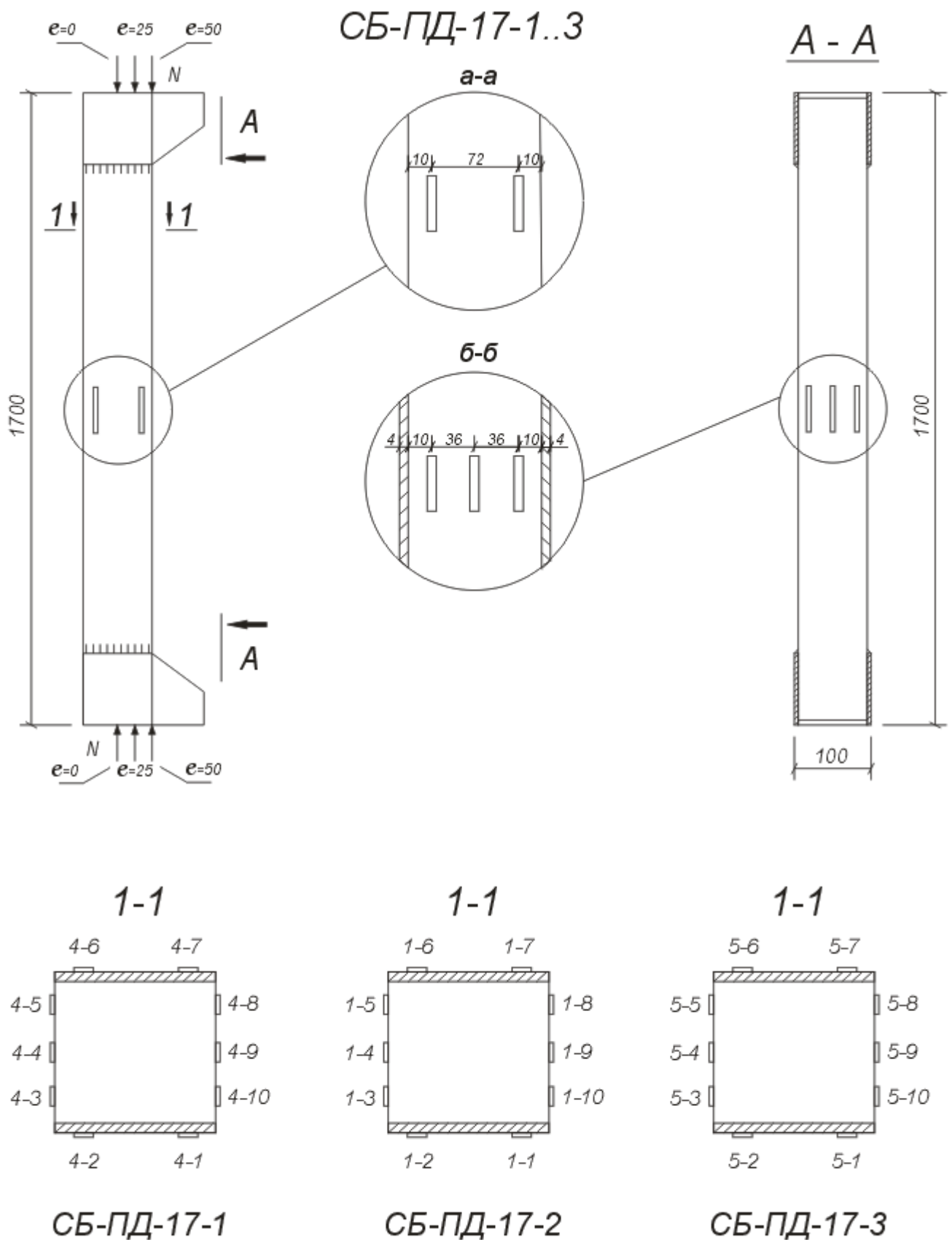


Рис. 2.15. Розміщення поздовжніх електротензорезисторів на зразках серій:
СБ-ПД-17-1, СБ-ПД-17-2, СБ-ПД-17-3

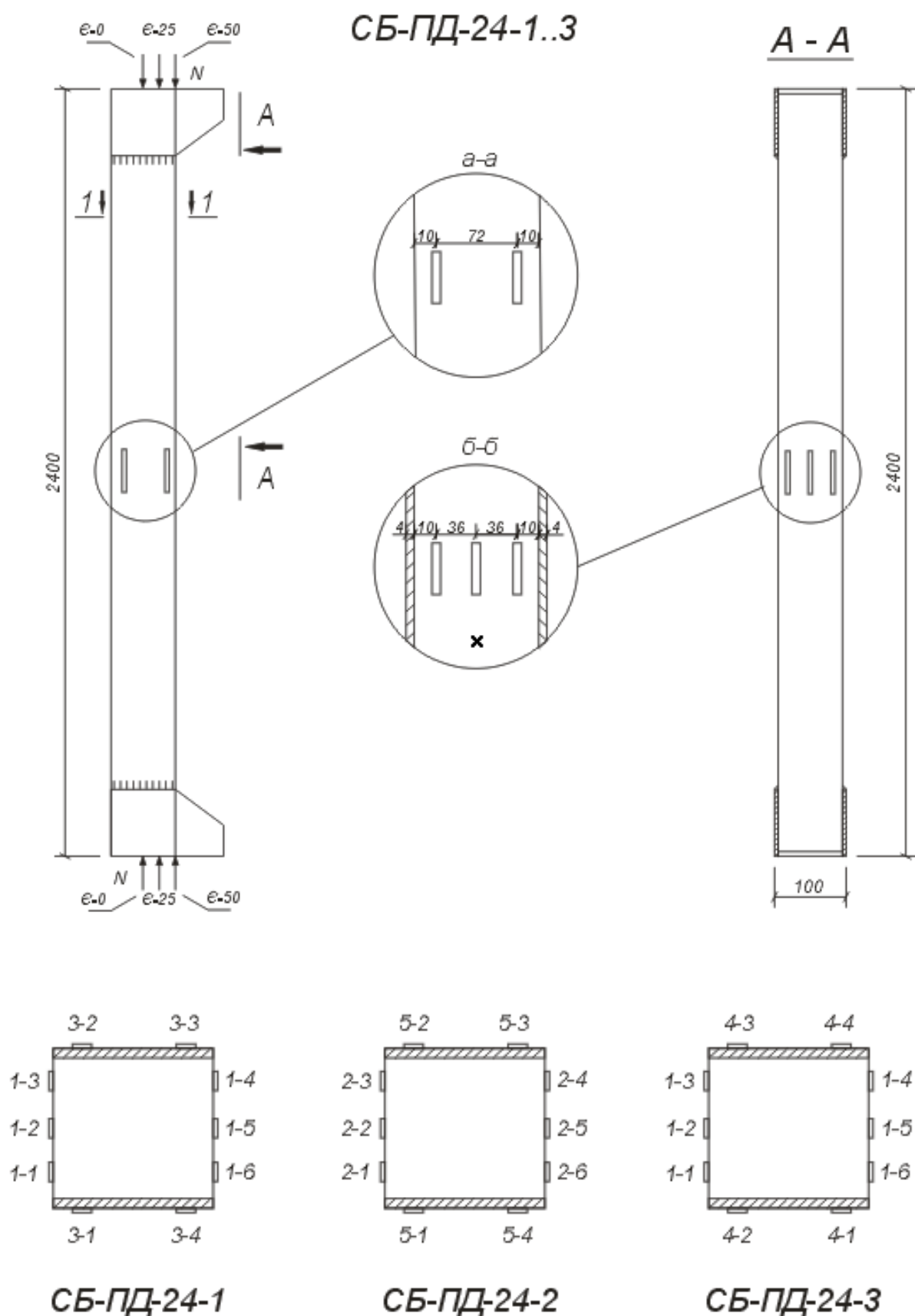


Рис. 2.16. Розміщення поздовжніх електротензорезисторів на зразках серій:
СБ-ПД-24-1, СБ-ПД-24-2, СБ-ПД-24-3

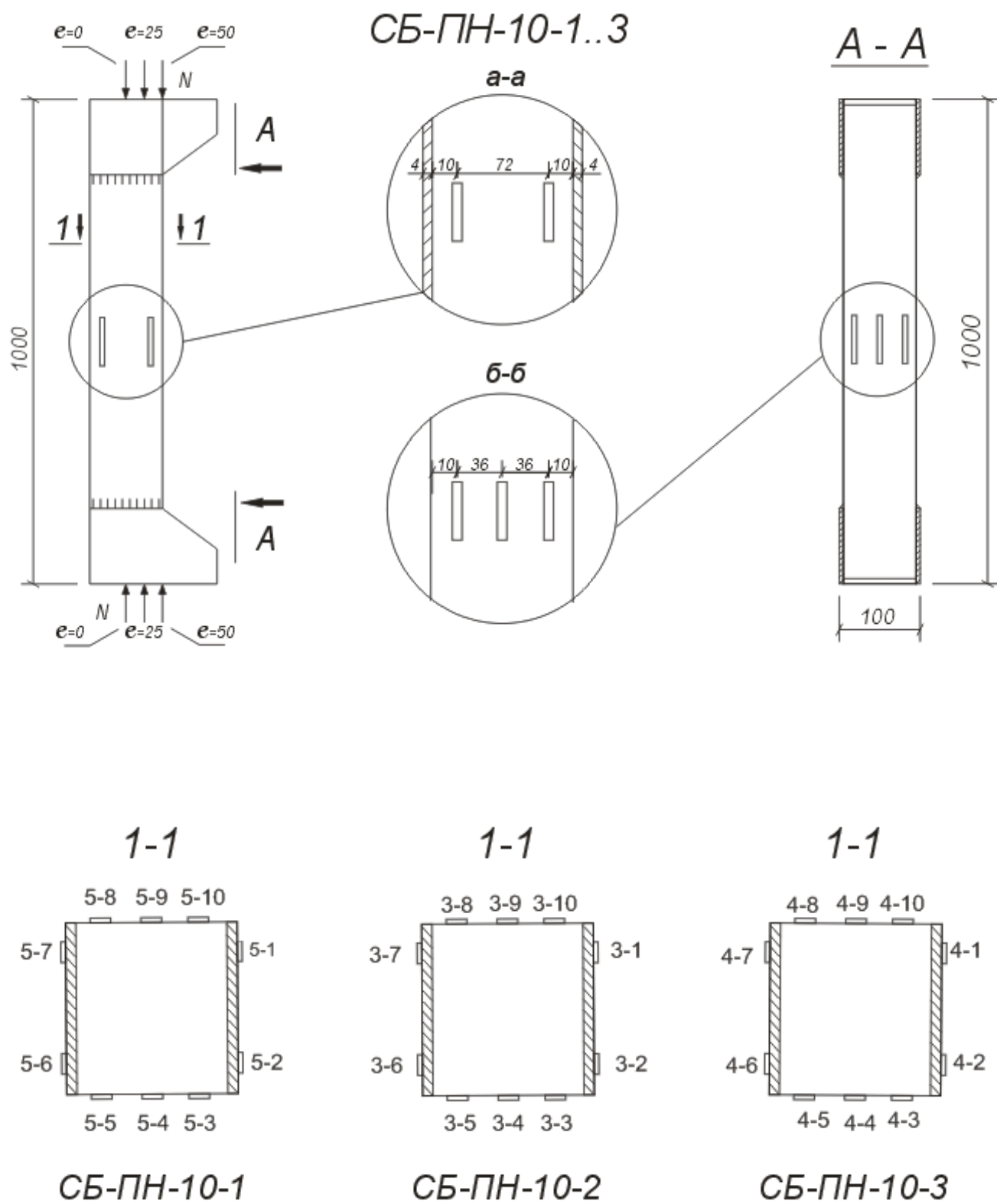


Рис. 2.17. Розміщення поздовжніх електротензорезисторів на зразках серій:
СБ-ПН-10-1, СБ-ПН-10-2, СБ-ПН-10-3

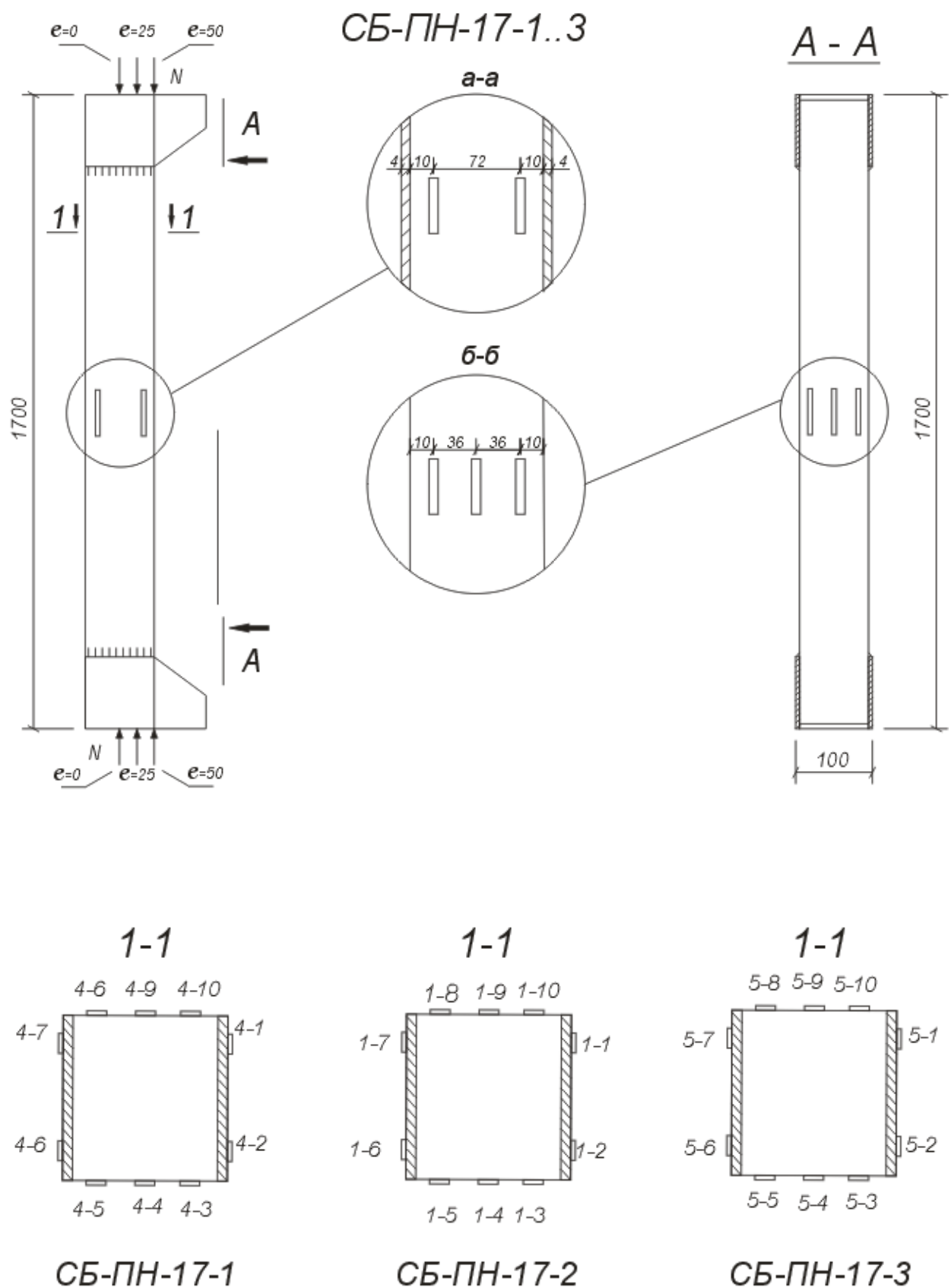


Рис. 2.18. Розміщення поздовжніх електротензорезисторів на зразках
серій: СБ-ПН-17-1, СБ-ПН-17-2, СБ-ПН-17-3

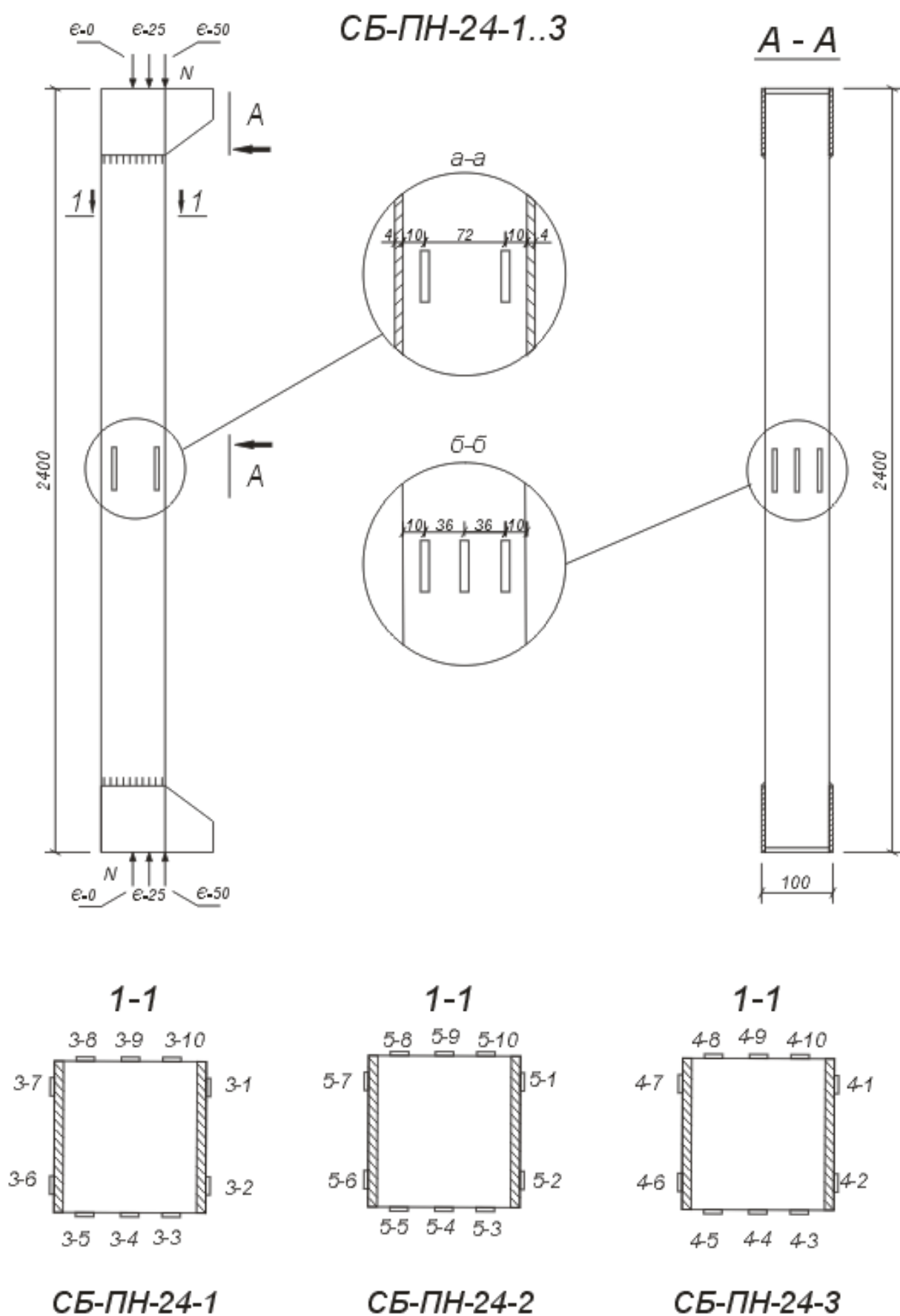


Рис. 2.19. Розміщення поздовжніх електротензорезисторів на зразках
серій: СБ-ПН-24-1, СБ-ПН-24-2, СБ-ПН-24-3.

2.3. Фізико-механічні властивості вихідних матеріалів

Для виготовлення дослідних зразків було прийнято бетон класу В 25 за міцністю, дані про склад якого наведені в табл. 2.2. Для приготування бетону застосовувався гранітний щебінь (фракція 10 – 20 мм), річковий пісок ($M_k=1,58$). В якості в'язучої речовини використовувався портландцемент ПЦ – 400, активністю 400. Бетон виготовлявся промисловим способом на заводі залізобетонних виробів.

Таблиця 2.2.

Склад бетону, що застосовувався для виготовлення дослідних зразків

Матеріал	Одиниця виміру	Кількість
Цемент	Кг	500
Пісок	Кг	600
Щебінь	Кг	1100
В\Ц	-	0,5

Міцність бетону дослідних зразків визначається шляхом випробування кубиків $150 \times 150 \times 150$ мм і призм $150 \times 150 \times 600$ мм. Випробування кубиків і призм виконувалось паралельно з випробуваннями основних зразків на пресі 2ПГ-125 у віці 28 діб. Призмова міцність бетону склала $f_{cd} = 19,6$ МПа. Початковий модуль пружності $E_b = 2,4 \times 10^4$ МПа.

По значенням заміряних поздовжніх та поперечних деформацій бетону були побудовані графіки, наведені на рис. 2.20.

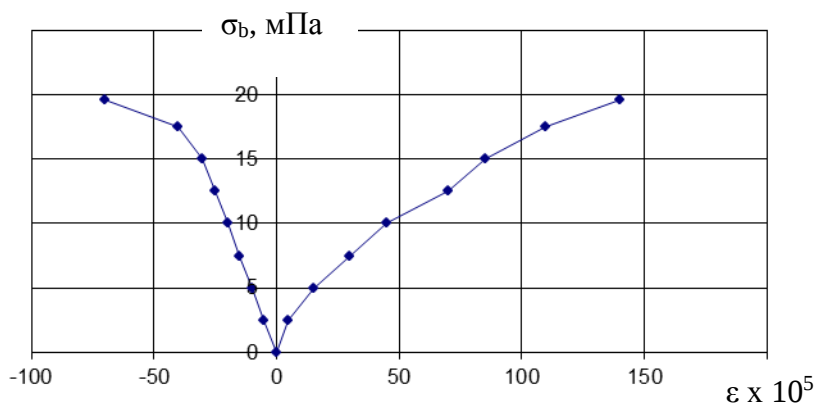


Рис. 2.20. Залежність поздовжніх і поперечних деформацій від напружень

По заміряних деформаціях обчислювався коефіцієнт поперечних деформацій ν_b (коефіцієнт Пуассона) і початковий модуль пружності E_b , а також будувались графіки їх зміни в залежності від напружень. Графіки зміни коефіцієнта поперечних деформацій ν_b і модуля деформацій E_b наведені на рис.2.21.

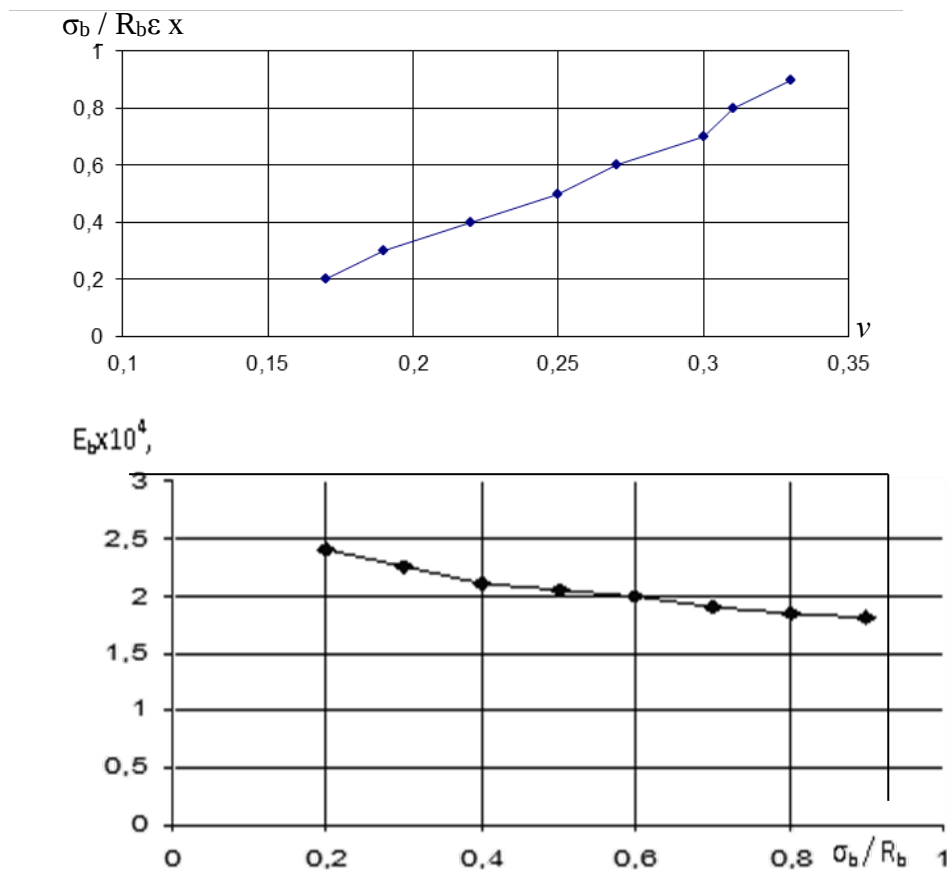


Рис 2.21. Залежність коефіцієнта поперечних деформацій ν_b і модуля деформацій E_b від величини напруження бетону

Із рисунка 2.21 видно, що модуль деформацій з ростом напружень в бетоні дещо зменшується, що свідчить про розвиток пластичних деформацій. З ростом напружень збільшується коефіцієнт поперечних деформацій ν_b , що свідчить про розвиток мікро- і макротріщин у відповідності з теорією О.Я. Берга [19, 20]. Величина ν_b з ростом напружень змінювалась від 0,17 до 0,32.

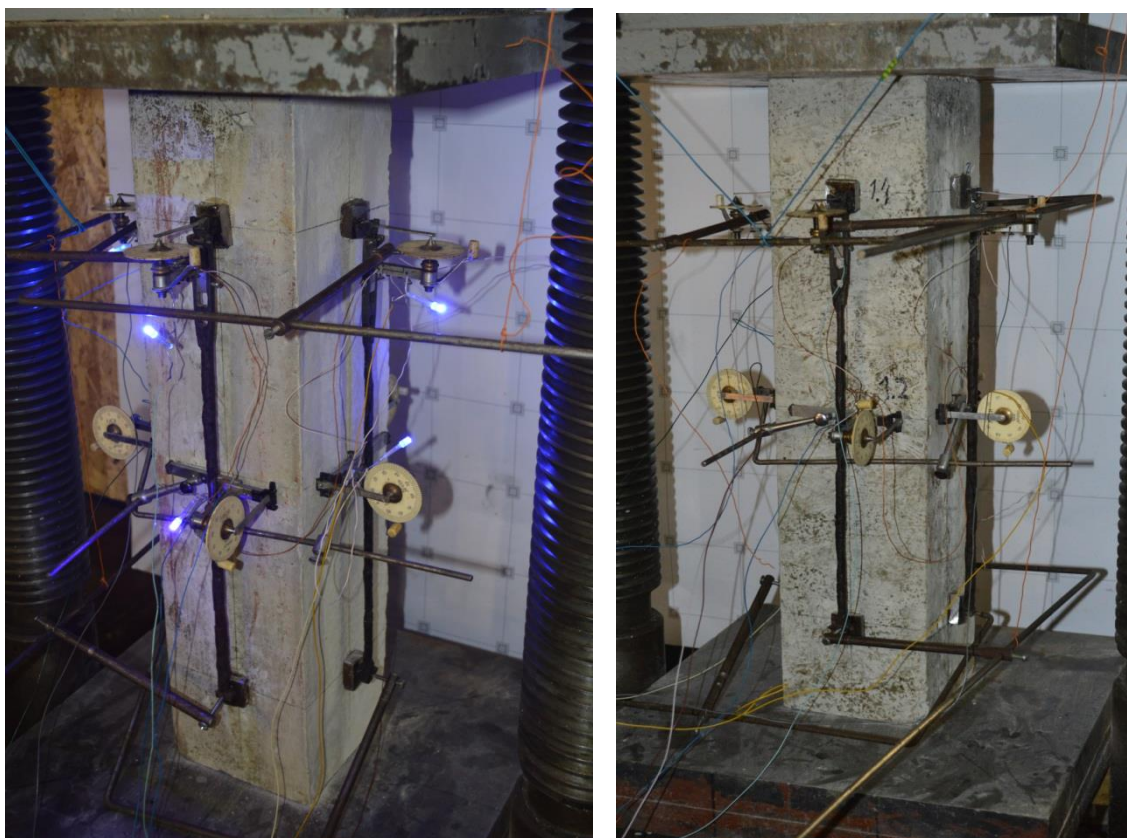


Рис. 2.22. Бетонні призми під час випробовування



Рис. 2.23. Бетонні куби під час випробовування

В табл. 2.3 приведені фізико-механічні характеристики сталі, з якої виконувались сталезалізобетонні елементи отриманих для досліджуваних зразків, випробуваних у відповідності з ГОСТ 1497 – 84 [62] σ_y – являє собою напруження, при якому починається текучість, а σ_u - тимчасовий опір сталі.

Таблиця 2.3.

Фізико-механічні характеристики сталі

Переріз, мм	Товщина, мм	Границя текучості σ_y , МПа	Тимчасовий опір σ_u , МПа	σ_y/σ_u	Модуль пружності $E_s \times 10^5$, МПа
100x100	4	280	390	0,71	2,07

В результаті досліджень отримана залежність $\sigma_s - E_s$ для сталевих смужок, випробуваних на розтяг. Відношення σ_y/σ_u дорівнює приблизно 0,6 – 0,8, що відповідає показникам роботи сталі на розтяг. Відсутність площадки текучості при випробуванні металевих смужок на розрив при визначенні фізико-механічних характеристик сталі пояснюється тим, що в процесі виготовлення зразків виник природний наклеп металу.

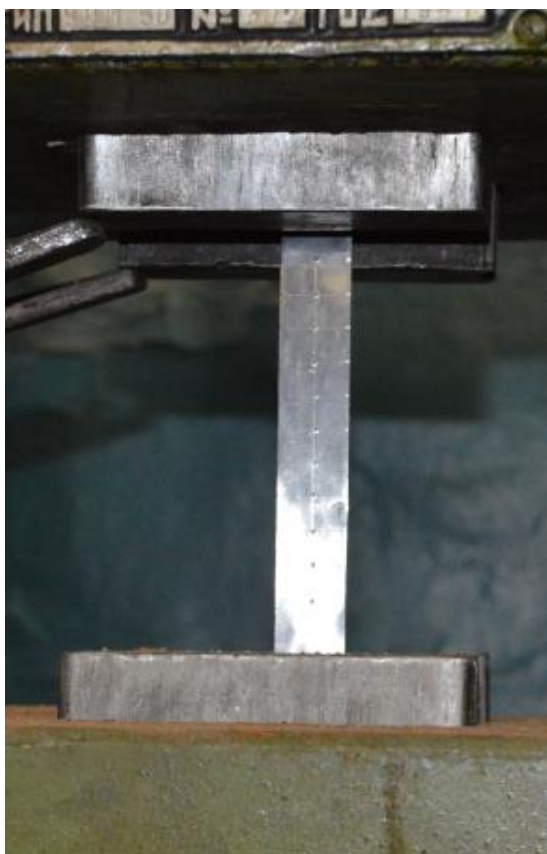


Рис. 2.24. смужки сталі після і до випробовування

Результати випробовування арматури представлені в табл. 2.4., а діаграма її деформацій на рис. 2.25.

Фізико-механічні властивості арматури

Арматура	Діаметр	Границя текучості σ_y	Тимчасовий опір σ_u	σ_y / σ_u	Модуль пружності $E_s \times 10^5$
A-III	6	491	620	0,80	2,1

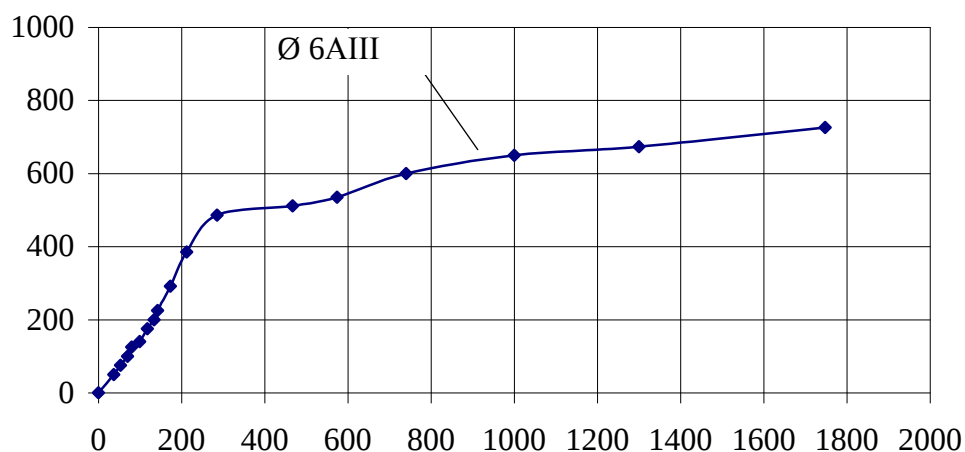
Напруження σ , МПаДеформації $\epsilon_s \times 10^5$

Рис. 2.25. Діаграма деформації арматурної сталі

Випробовування бетонних призм і кубів, арматурних стержнів і сталевих смужок для визначення фізико-механічних характеристик міцності та деформацій цих матеріалів проводилось одночасно з дослідженням стиснутих сталезалізобетонних елементів у відповідності до діючих норм [172].

Висновки до розділу 2

1. Програма експериментальних досліджень була складена з урахуванням вивчення впливу на несучу здатність і деформації сталезалізобетонних елементів різних параметрів: висоти елемента, ексцентриситету прикладання зусилля, виду армування. Поперечний переріз зразків відповідає реальним конструктивним елементам, що застосовуються в будівництві.

2. Проведені випробування бетонних кубів і призм та металевих смужок дозволили визначити фактичні фізико-механічні характеристики, для подальшого їх використання в розрахунках роботи сталезалізобетонних конструкцій з листовим армуванням.

3. Прийнята методика експериментальних досліджень, а також використані для проведення випробувань вимірювальні прилади: дротяні електротензорезистори, індикатори годинникового типу, прогиноміри Максимова дозволили отримати об'єктивну картину особливостей роботи стиснених сталезалізобетонних елементів із зовнішнім армуванням листами.

4. Технологія виготовлення сталезалізобетонних зразків відповідає вимогам розробленим для виготовлення сталезалізобетонних конструкцій.

РОЗДІЛ 3

РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ТА ДЕФОРМАТИВНОСТІ СТАЛЕВИХ ЕЛЕМЕНТІВ ІЗ ЛИСТОВИМ АРМУВАННЯМ

3.1. Загальні положення

Згідно до існуючих нормативних актів щодо проектування несучих будівельних конструкцій необхідно виконувати розрахунки як за першою, так і за другою групою граничних станів. Ураховуючи це, експериментальні дослідження були проведені з метою отримати дані про несучу здатність та деформативність сталобетонних стійок з листовим армуванням. Розроблена методика проведення експериментальних досліджень та конструкція дослідних зразків відповідала цим вимогам. В результаті отримано достатній об'єм експериментального матеріалу, що характеризує роботу центрально та позацентрово стиснутих сталобетонних конструктивних елементів з листовим армуванням під навантаженням.

За результатами багатьох дослідів різними науковцями [72, 81, 97] встановлено, що в момент вичерпання несучої здатності сталобетонні конструктивні елементи не руйнуються хрумко, на відміну від залізобетонних. Конструктивна форма сталевих армувань по-різному впливає на механізм досягнення граничного стану несучим елементом, виконаним зі сталобетону. Досить добре вивчене питання досягнення граничного стану сталобетонними конструктивними елементами з суцільним зовнішнім сталевим армуванням (трубобетон) [81, 97]. Бетонне осердя, що обмежене сталевим оболонкою, здатне витримувати навантаження значно більші, ніж призмова міцність бетону. Таке армування призводить до того, що конструктивний елемент, який досяг граничного стану за першою групою, здатен витримувати навантаження, що збільшується. Все це свідчить про розбіжність у величині навантаження, яке сприймає сталобетонний елемент в залежності від досягнутого граничного стану. Виявлення моменту досягнення граничного стану сталобетонним стиснутим

елементом з листовим армуванням і присвячувалась частина експериментальних досліджень.

Як було зазначено в розділі 2, в процесі експериментальних досліджень вимірювались поздовжні та поперечні деформації на різній відстані від кінців елемента, а також переміщення середнього за висотою перерізу. Все це дало змогу отримати повну картину роботи під навантаженням сталобетонних стійок з листовим армуванням як при центральному, так і позацентровому стисненні.

3.2. Характер руйнування та несуча здатність

На характер руйнування сталобетонних елементів з листовим армуванням при осьовому стисненні впливає висота елемента, вид армування та інші чинники. У зразках із листовим армуванням у середньому перерізі (для коротких зразків), коли поздовжні деформації дорівнювали межі плинності металу ($\varepsilon = 200...300 \cdot 10^{-5}$), на лакофарбовому покритті утворювалась сітка у вигляді ліній Чернова [114]. На поверхні бетону, вільної від листового армування, мікротріщини об'єднувались у макротріщини. Далі відбувалося випучування листового армування внаслідок тиску бетону в поперечному напрямку з утворенням гофр перпендикулярно до поздовжньої осі, на ділянці між сусідніми рядами поперечних хомутів. Збільшення навантаження призводило до руйнування, шляхом розриву хомутів та порушення моноліту бетону. Бетон виколувався і випадав у бік, вільний від листового армування [114, 128].

Зазначений вище механізм руйнування притаманний коротким центрально стисненим зразкам ($l/b=4$). Поздовжня вісь зруйнованих зразків залишалася прямою. Зразки з висотою $l/b=8..10$ руйнувалися за іншою, хоча і близькою схемою. Загальним для високих зразків є те, що під дією навантаження відбувалося викривлення поздовжньої вісі. Це призводить до нерівномірного розподілу поздовжніх деформацій у листовому армуванні, й відповідно, гофри утворювались із боку, протилежного напрямку вигину. Але жоден із центрально стиснених зразків не зруйнувався від втрати загальної стійкості.

Установлено, що характер руйнування коротких позацентрово стиснутих сталобетонних елементів із листовим армуванням залежить від величини ексцентриситету. При ексцентриситеті в $1/4$ поперечного перерізу механізм руйнування близький до руйнування центрально стиснених зразків, але при досягненні рівня завантаження $0,3$ від руйнуючого зусилля починає викривлятися поздовжня вісь. Вона так і залишається викривленою до самого моменту руйнування.

У високих позацентрово стиснених сталобетонних елементах з листовим армуванням викривлення поздовжньої вісі спостерігалось з першого ступеня завантаження і збільшувалося до моменту руйнування. Руйнування відбувалося унаслідок місцевого випучування у найбільш стисненій смужі армування та одночасним виколом бетону.

Слід відмітити, що після зняття навантаження поздовжня вісь в усіх позацентрово стиснених сталобетонних елементах з листовим армуванням залишалась викривленою і не поверталась до свого первинного прямолінійного стану. Все вищезазначене свідчить про те, що руйнування сталобетонних елементів з листовим армуванням відбувається не крихко, як у залізобетонних елементів, а навпаки, коли навантаження досягає певного рівня, у листовому армуванні досягається межа плинності металу, починається пластичне руйнування без зменшення рівня завантаження.

Таким чином, із вищезазначеного випливає, що для позцентровостиснутих елементів в якості граничного приймаємо два зусилля: перше граничне зусилля N_1 відповідає моменту досягнення найбільш напруженим волокном листового армування межі плинності сталі; друге N_2 – момент руйнування дослідного зразка, при якому спостерігається інтенсивне викривлення поздовжньої вісі. Значення граничного зусилля, що відповідає несучій здатності дослідних зразків, наведено у табл. 3.1.

Таблиця 3.1.

Несуча здатність дослідних зразків

Серія зразка	Довжина, L, мм	Ексцентриситет e_0 , мм	N ₁ , кН	N ₂ , кН	N ₂ /N ₁
СБ-ПД-10-1	1000	0	238	312	1,31
СБ-ПД-10-2	1000	25	154	198	1,29
СБ-ПД-10-3	1000	50	105	119	1,13
СБ-ПД-17-1	1700	0	234	306	1,31
СБ-ПД-17-2	1700	25	144	168	1,17
СБ-ПД-17-3	1700	50	93	105	1,13
СБ-ПД-24-1	2400	0	203	211	1,04
СБ-ПД-24-2	2400	25	138	148	1,07
СБ-ПД-24-3	2400	50	87	102	1,17
СБ-ПН-10-1	1000	0	258	319	1,24
СБ-ПН-10-2	1000	25	173	208	1,20
СБ-ПН-10-3	1000	50	108	121	1,12
СБ-ПН-17-1	1700	0	234	293	1,25
СБ-ПН-17-2	1700	25	144	168	1,17
СБ-ПН-17-3	1700	50	93	105	1,13
СБ-ПН-24-1	2400	0	184	206	1,12
СБ-ПН-24-2	2400	25	133	138	1,04
СБ-ПН-24-3	2400	50	91	94	1,03

При маркуванні літерами і цифрами позначено: СБ – зразки заповнені бетоном, СС – незаповнені бетоном; перша цифра – висота зразка, відповідно: 10 – 1000 мм, 2 – 1700 мм, 3 – 2400 мм, друга цифра – початковий ексцентриситет, відповідно: 1 – 0 мм (центральный стиск); 2 – 25 мм; 3 – 50 мм [128].

При випробуванні експериментальні зразки мали різну несучу здатність, яка залежала від конструктивного вирішення (діаметра допоміжної поздовжньої арматури, висоти зразків), ексцентриситету прикладення навантаження.

Про роботу конструкцій з листовим армуванням свідчать результати випробовування стиснутих елементів, наведені на рис. 3.1. та 3.8.

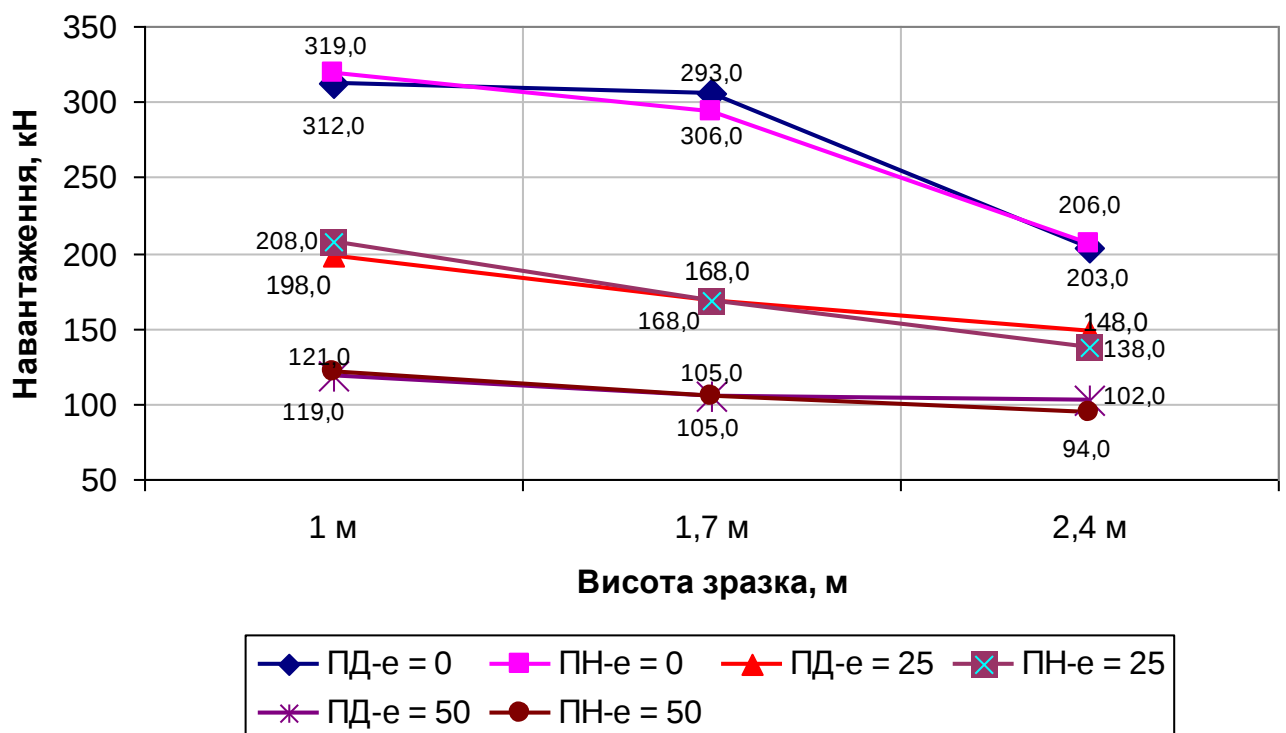


Рис. 3.1. Залежність несучої здатності випробуваних сталезалізобетонних зразків з листовим армуванням від висоти елемента

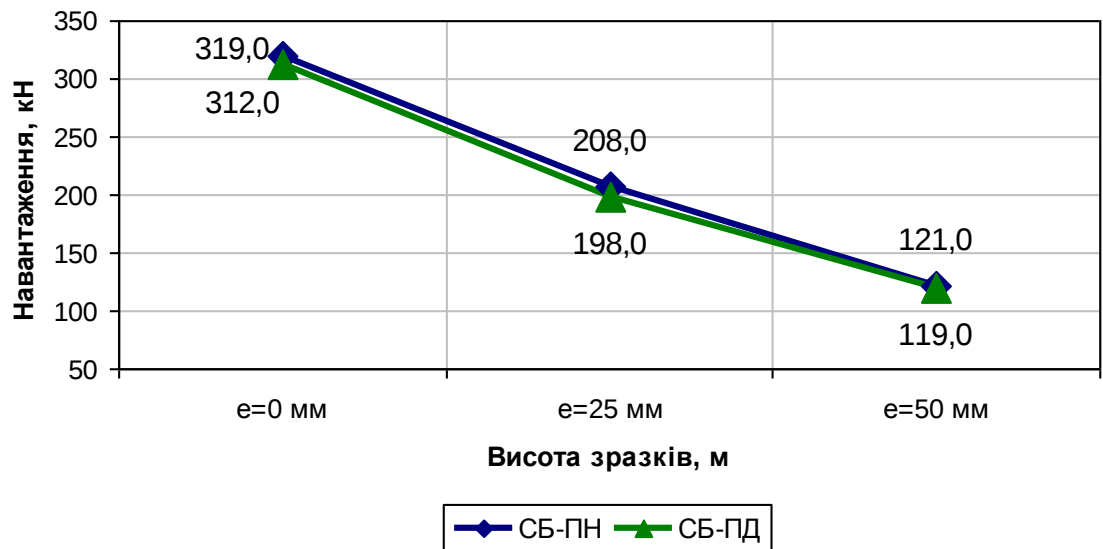


Рис. 3.2. Залежність несучої здатності випробуваних сталезалізобетонних зразків з листовим армуванням від прикладеного ексцентриситету при висоті зразків $h = 1$ м

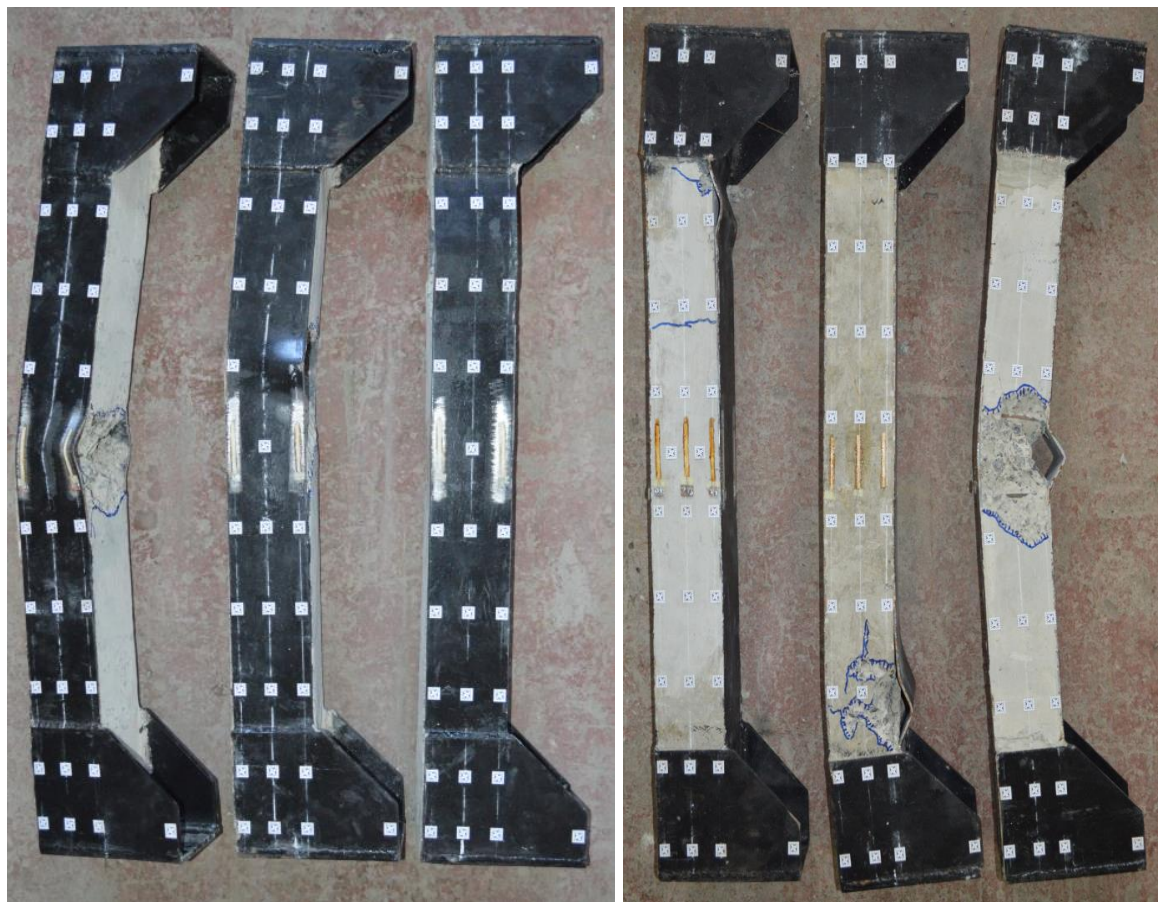


Рис. 3.3. Характер руйнування дослідних сталобетонних зразків з листовим армуванням паралельно та перпендикулярно до площини дії моменту серії СБ-ПД-10-1..3 та СБ-ПН-10-1..3

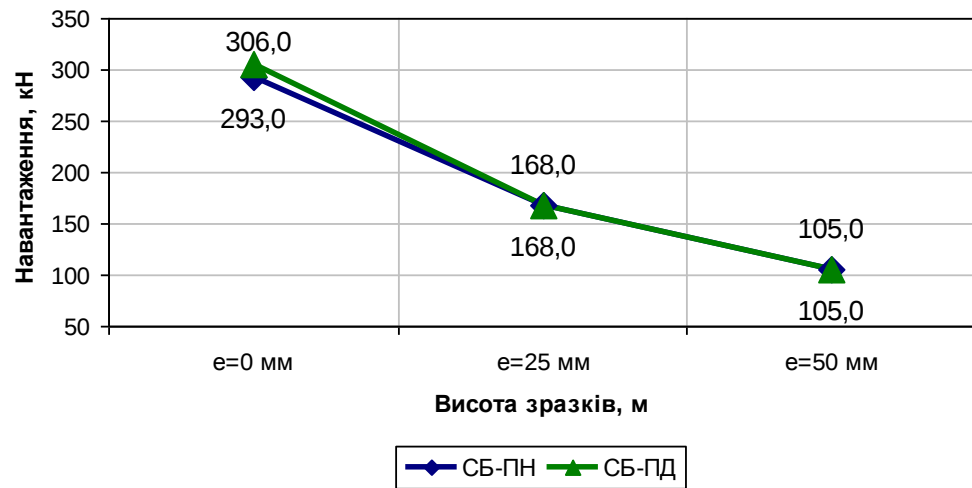


Рис. 3.4. Залежність несучої здатності випробуваних сталезалізобетонних зразків з листовим армуванням від прикладеного ексцентриситету при висоті зразків $h = 1,7$ м



Рис. 3.5. Характер руйнування дослідних сталобетонних зразків серії СБ-ПД-17-1..3 та СБ-ПН-17-1..3

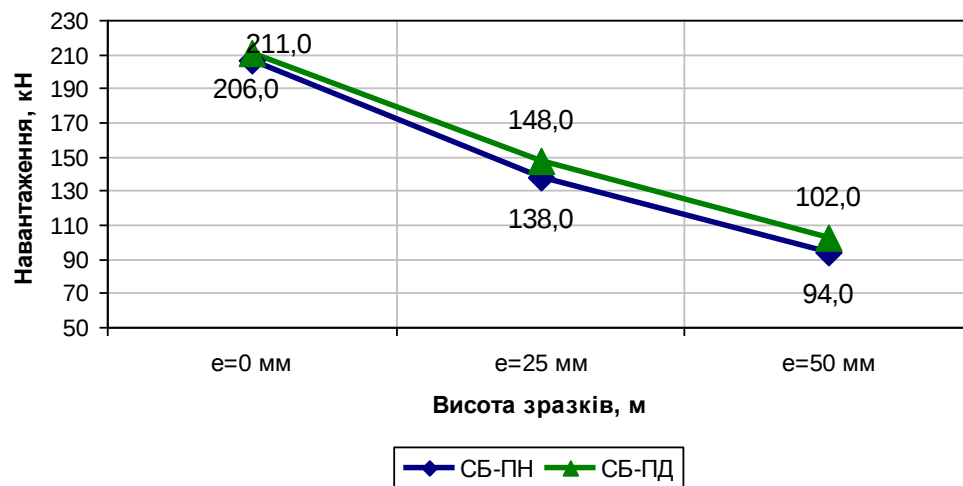


Рис. 3.6. Залежність несучої здатності випробуваних сталезалізобетонних зразків з листовим армуванням від прикладеного ексцентриситету при висоті зразків $h = 2,4$ м

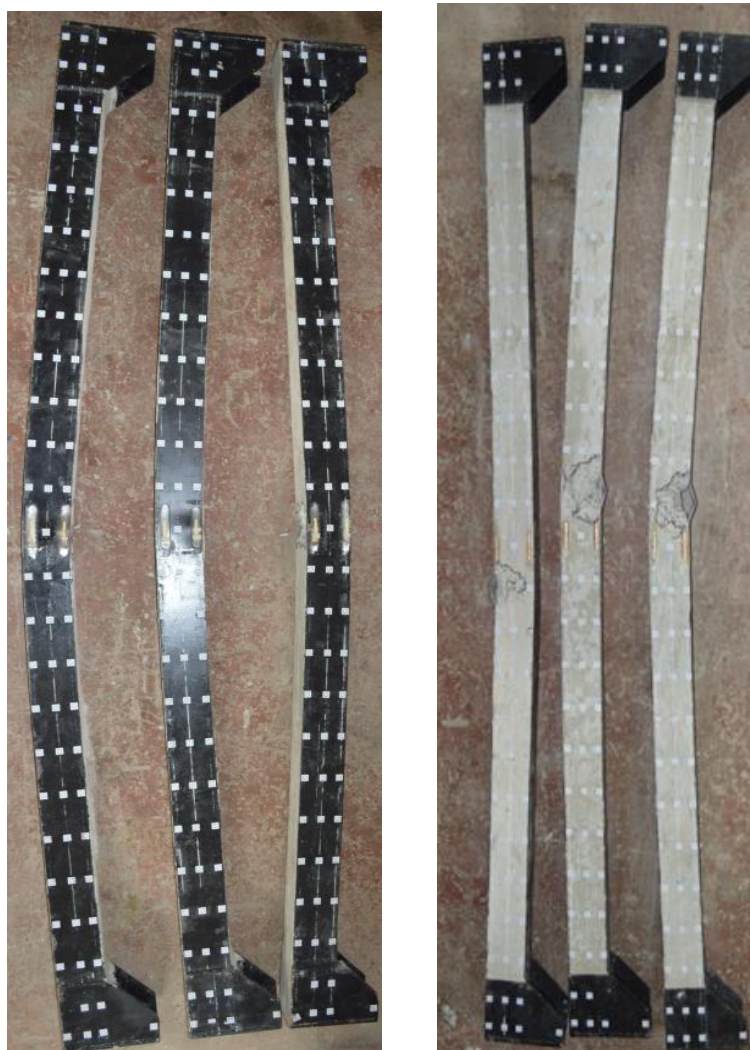


Рис. 3.7. Характер руйнування дослідних сталобетонних зразків серії СБ-ПД-24-1..3 та СБ-ПН-24-1..3

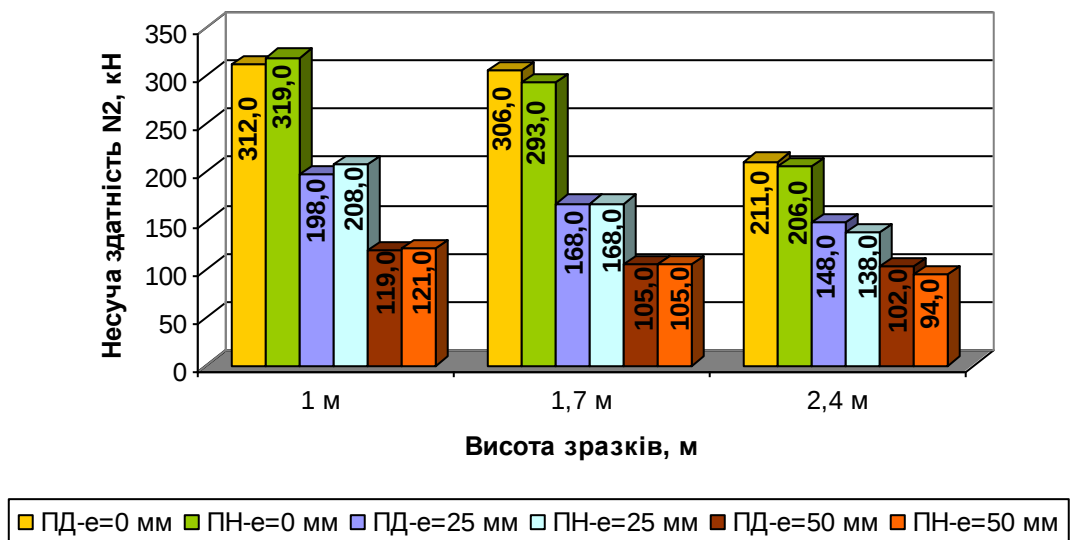


Рис. 3.8. Залежність несучої здатності від висоти та прикладеного ексцентриситету

З аналізу наведених графіків видно, в якій мірі на несучу здатність стиснутих сталезалізобетонних елементів із листовим армуванням впливають висота елемента та ексцентриситет прикладення навантаження. Несуча здатність елементів при збільшенні висоти від 1 м до 2,4 м зменшувалась на 35,4% при центральному стиску, на 33,7% при позацентровому стиску з ексцентриситетом 25 мм та на 22,3% при позацентровому стиску з ексцентриситетом 50 мм. Несуча здатність випробуваних зразків практично не залежить від розташування листового армування: в площині чи перпендикулярно до площини діючого згинального моменту. При різній висоті випробуваних елементів та різних ексцентриситетах різниця між їх несучою здатністю складала 0 – 5% [128, 135].

3.3. Деформації та переміщення

Деформації та переміщення сталобетонних зразків з листовим армуванням аналізувались паралельно до площини дії моменту. Характер деформування сталобетонного елемента з листовим армуванням досить специфічний. Так на початковому етапі розвиток поздовжніх та поперечних деформацій у листовому армуванні відбувається помірно та пропорційно до збільшення навантаження. А у

бетоні спостерігається уривчасте збільшення приросту деформацій від ступеня до ступеня завантаження.

Основним із дослідних зразків у наших експериментах є центрально стиснутий сталобетонний елемент з листовим армуванням СБ-ПД-10-1. На рис. 3.9-3.10 наведено залежність відносних деформацій у бетоні та листовому армуванні від навантаження для зразка СБ-ПД-10-1. Характер деформування цього зразка є типовим для центрально стиснутих елементів, що випробовувались під час експерименту.

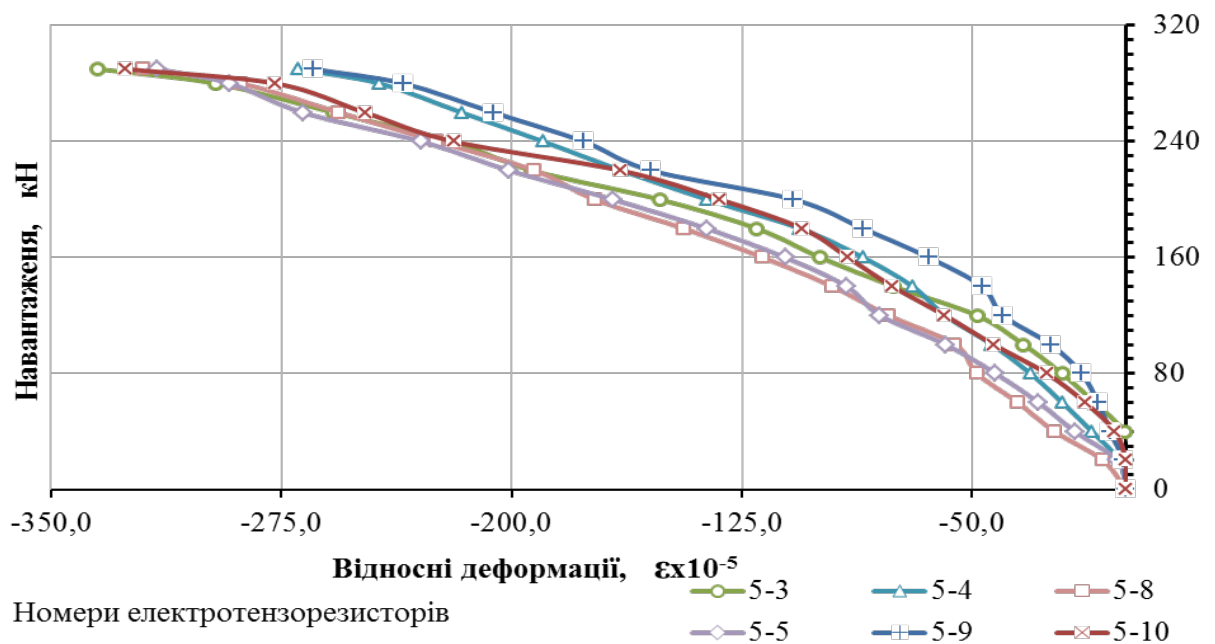


Рис.3.9. Значення відносних деформацій на бетонній поверхні зразка СБ-ПД-10-1

Поперечні деформації у бетоні спочатку зростали повільно, а після навантаження, що відповідало 0,7 від руйнучого, інтенсивно зростали до самого вичерпання несучої здатності. Поздовжні деформації сталевих листів від початку завантаження до руйнування зростали пропорційно збільшенню навантаження, у той час, як поперечні деформації розвивалися не зовсім рівномірно.

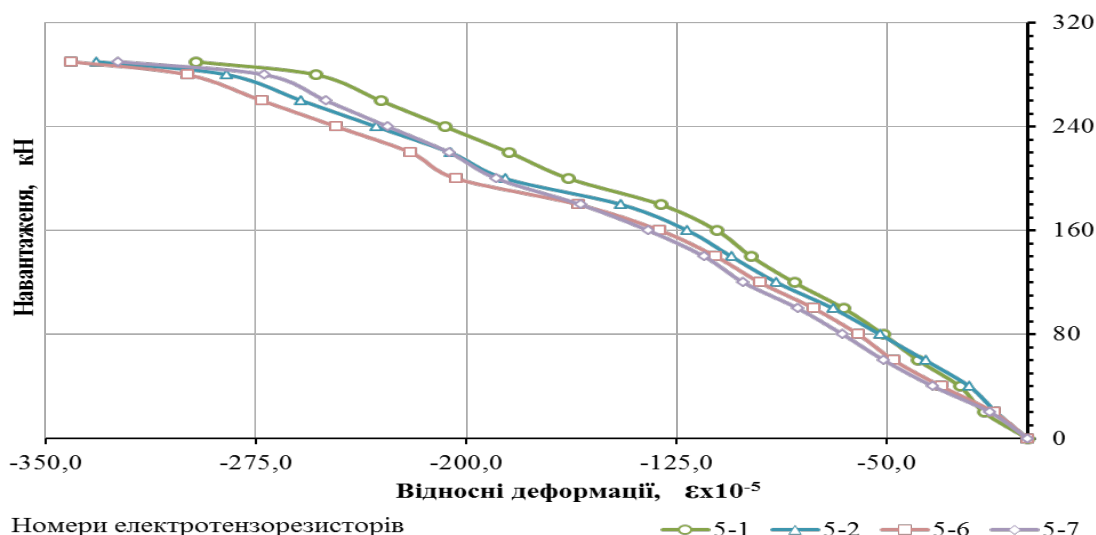


Рис.3.10. Значення відносних деформацій на сталевих листах зразка СБ-ПД-10-1

На рис. 3.11-3.14 наведено залежність розвитку поздовжніх та поперечних деформацій від навантаження в сталобетонних зразках з листовим армуванням при різних висотах (серія СБ-ПД-10-2, СБ-ПД-10-3). Із графіків можна бачити, як поздовжні деформації у бетоні на початкових етапах завантаження ($\approx 0,6..0,7$ від руйнучого) зростають пропорційно. Потім приріст деформацій збільшується ($> 0,7$ від руйнучого). І далі при наближенні навантаження до граничного поздовжні деформації ростуть інтенсивніше.

При збільшенні ексцентриситету прикладеного зусилля деформації розтягнутої зони збільшуються пропорційно ексцентриситету прикладення навантаження.

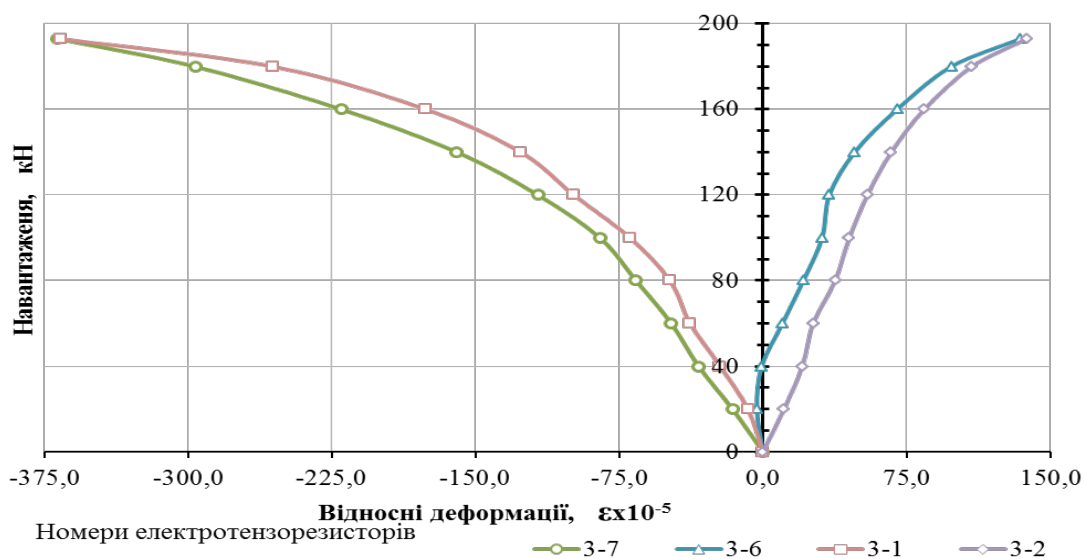


Рис.3.11. Значення відносних деформацій на сталевих листах зразка СБ-ПД-10-2

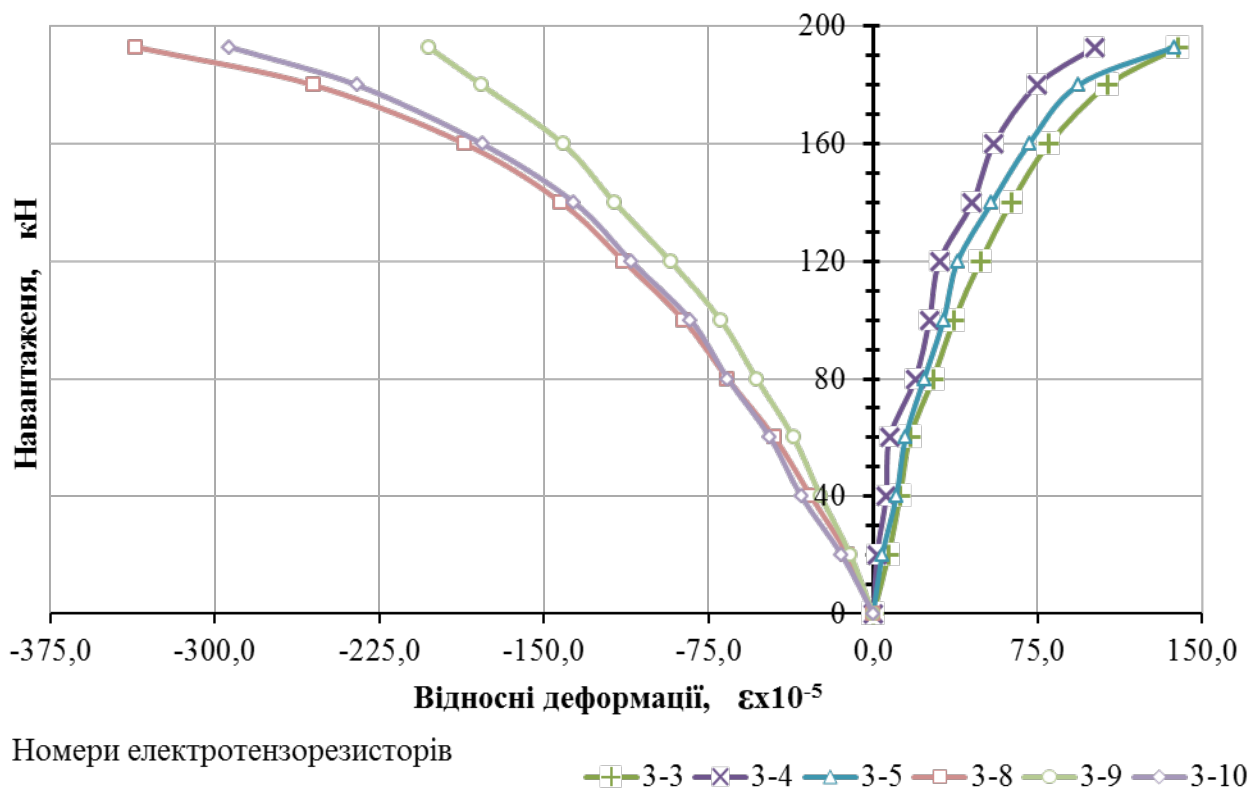


Рис.3.12. Значення відносних деформацій на бетонній поверхні зразка СБ-ПД-10-2

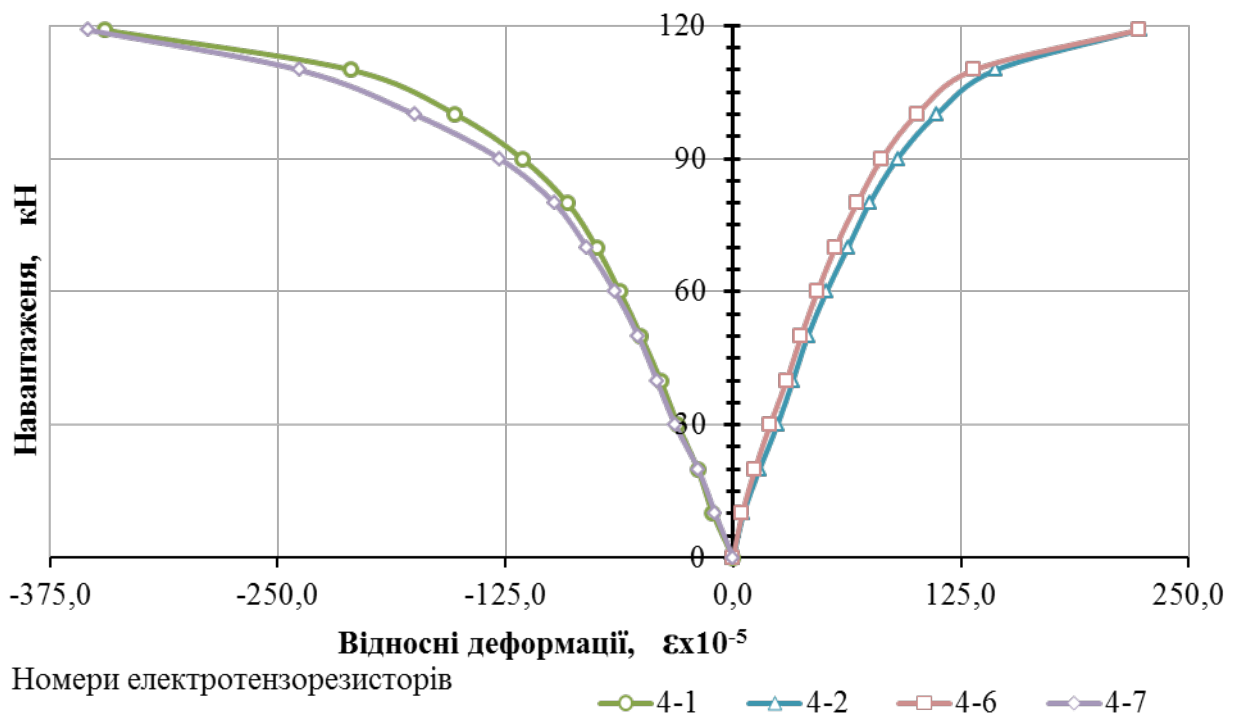


Рис.3.13. Значення відносних деформацій на сталевих листах зразка СБ-ПД-10-3

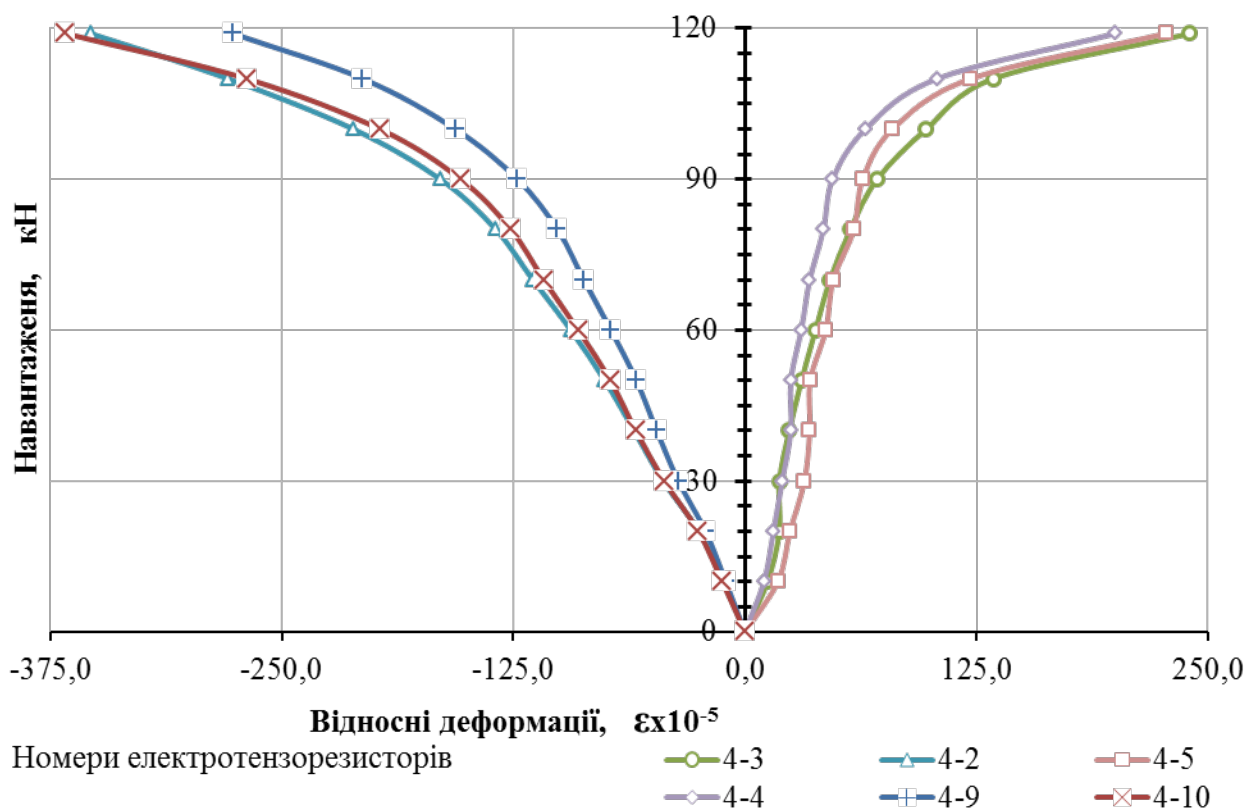


Рис.3.14. Значення відносних деформацій на бетонній поверхні зразка СБ-ПД-10-2

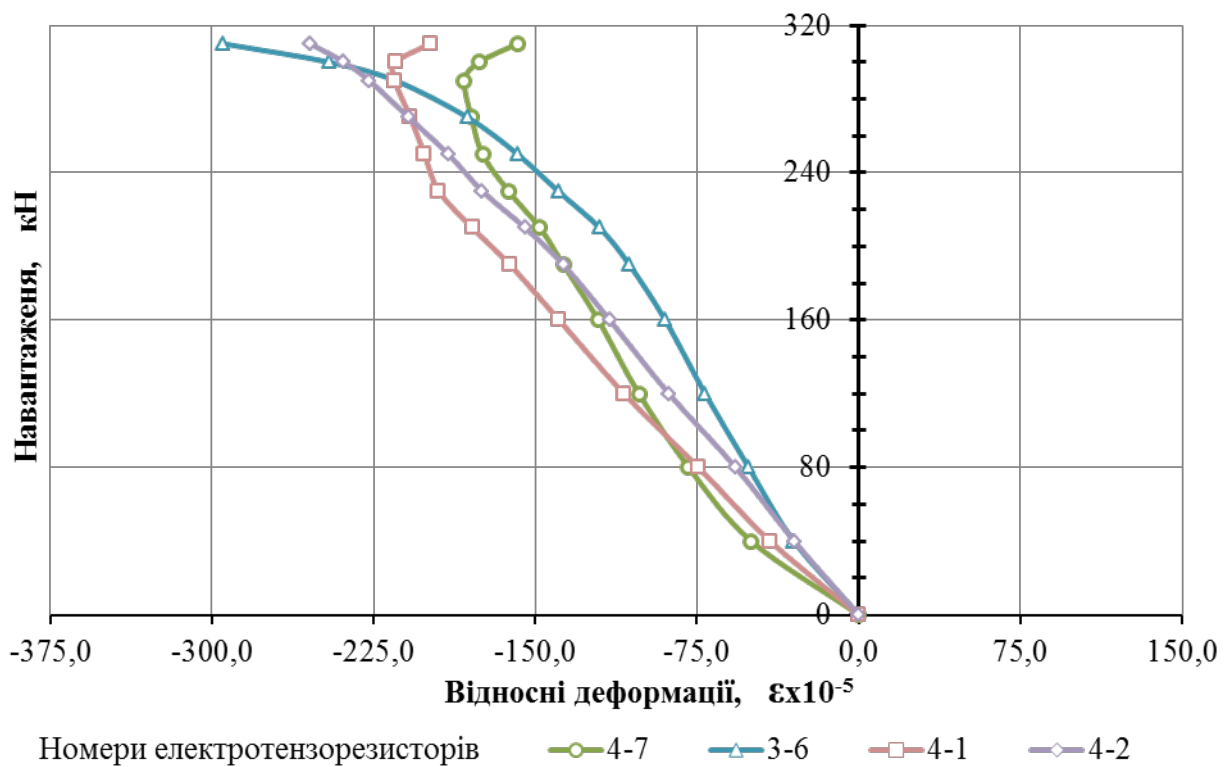


Рис.3.15. Значення відносних деформацій на сталевих листах зразка СБ-ПД-17-1

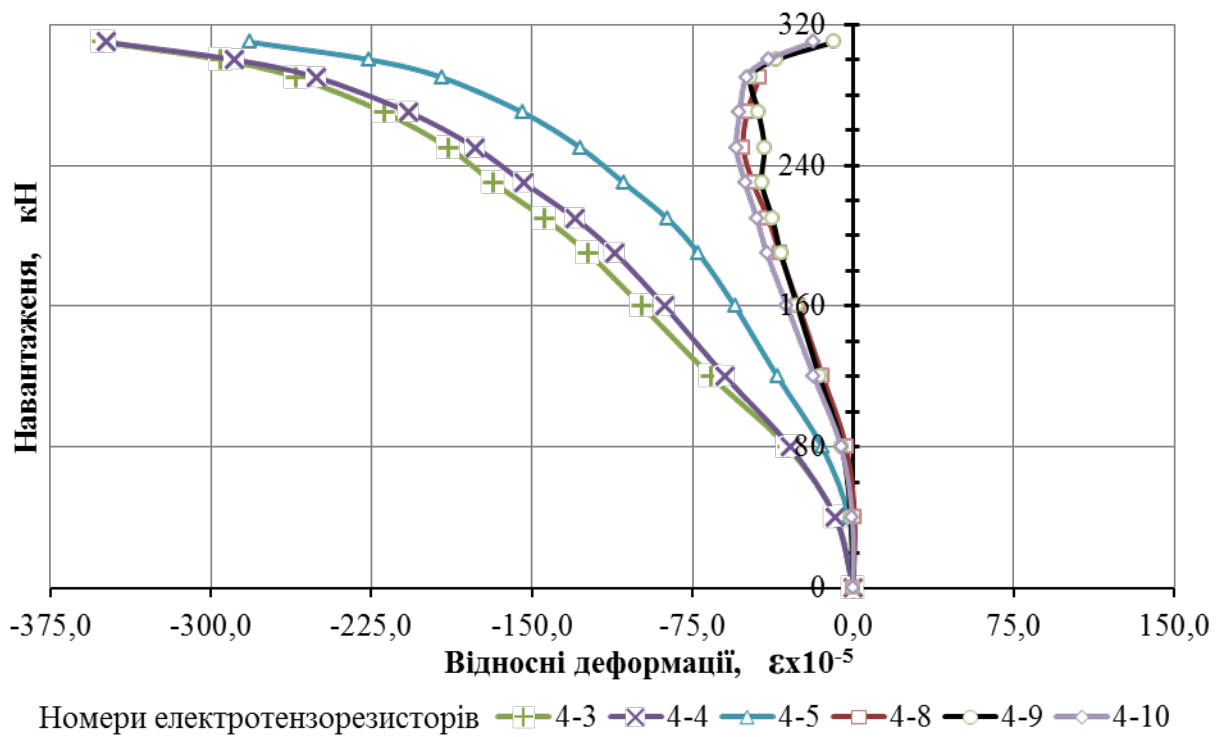


Рис.3.16. Значення відносних деформацій на бетонній поверхні зразка СБ-ПД-17-1

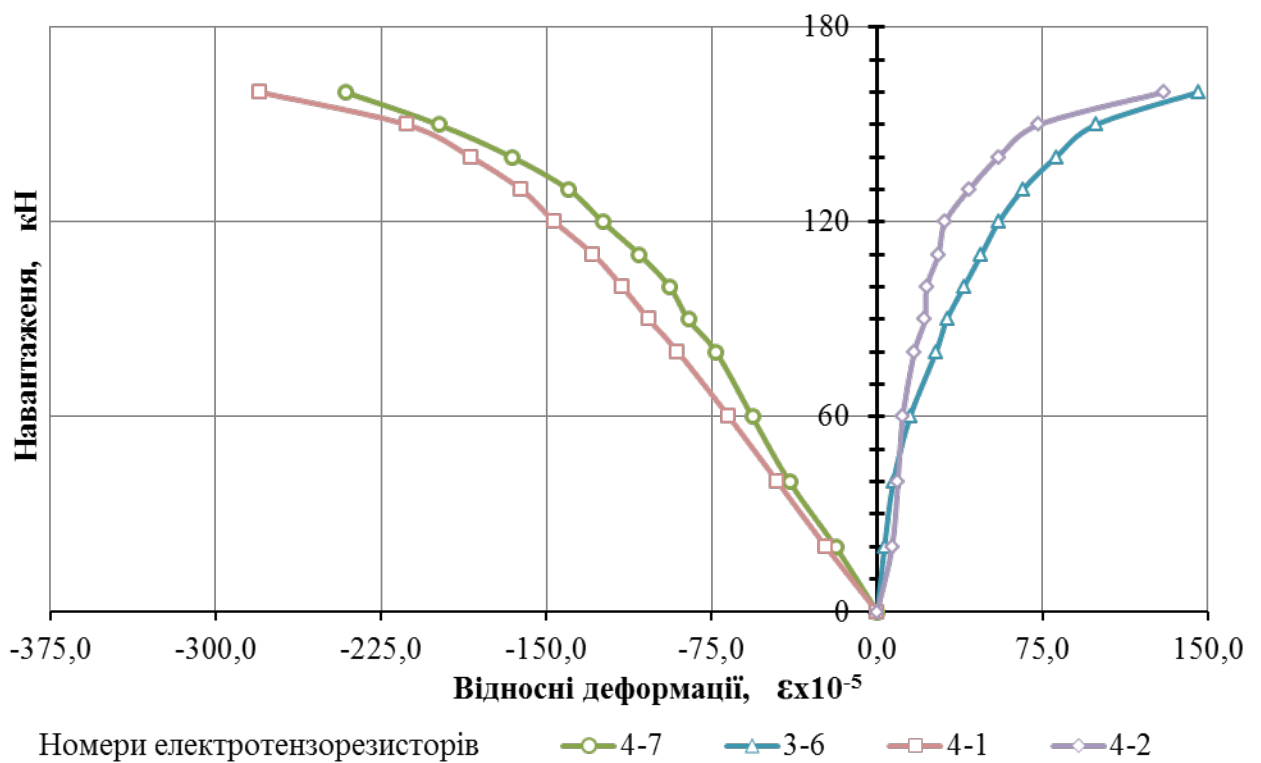


Рис.3.17. Значення відносних деформацій на сталевих листах зразка СБ-ПД-17-2

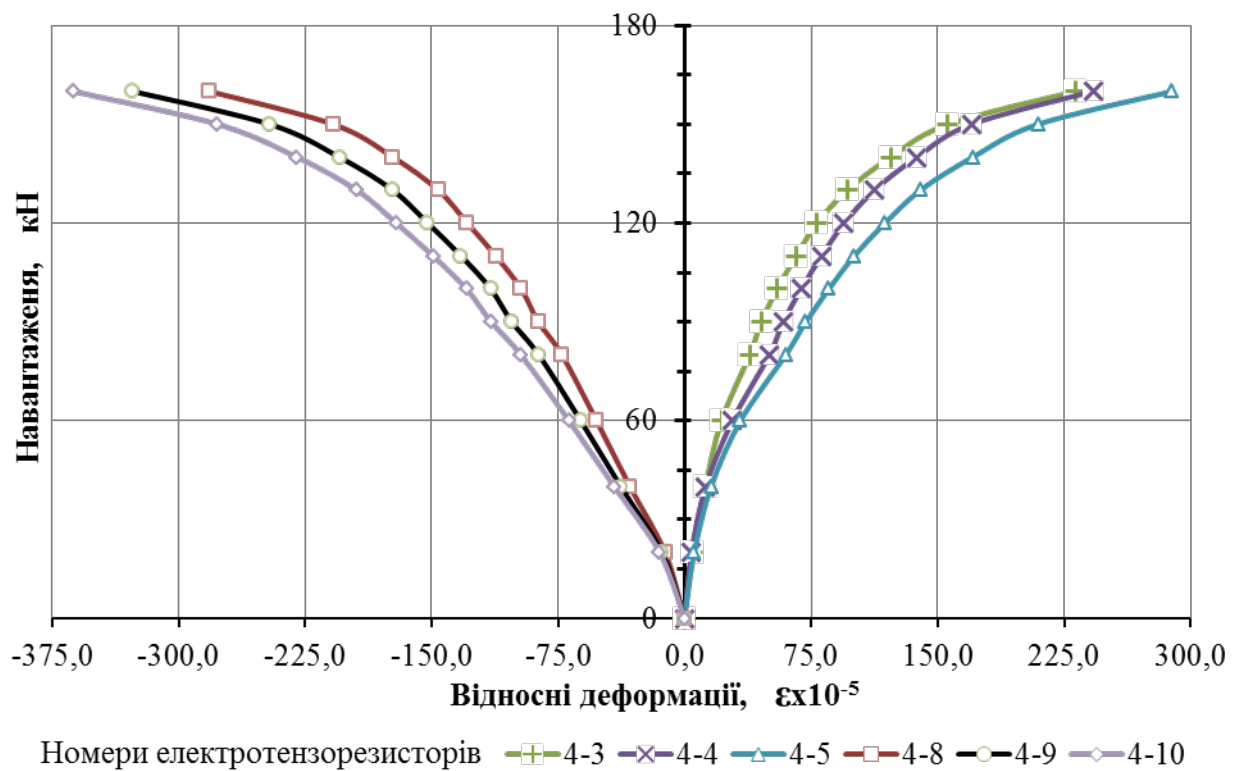


Рис.3.18. Значення відносних деформацій на бетонній поверхні зразка СБ-ПД-17-1

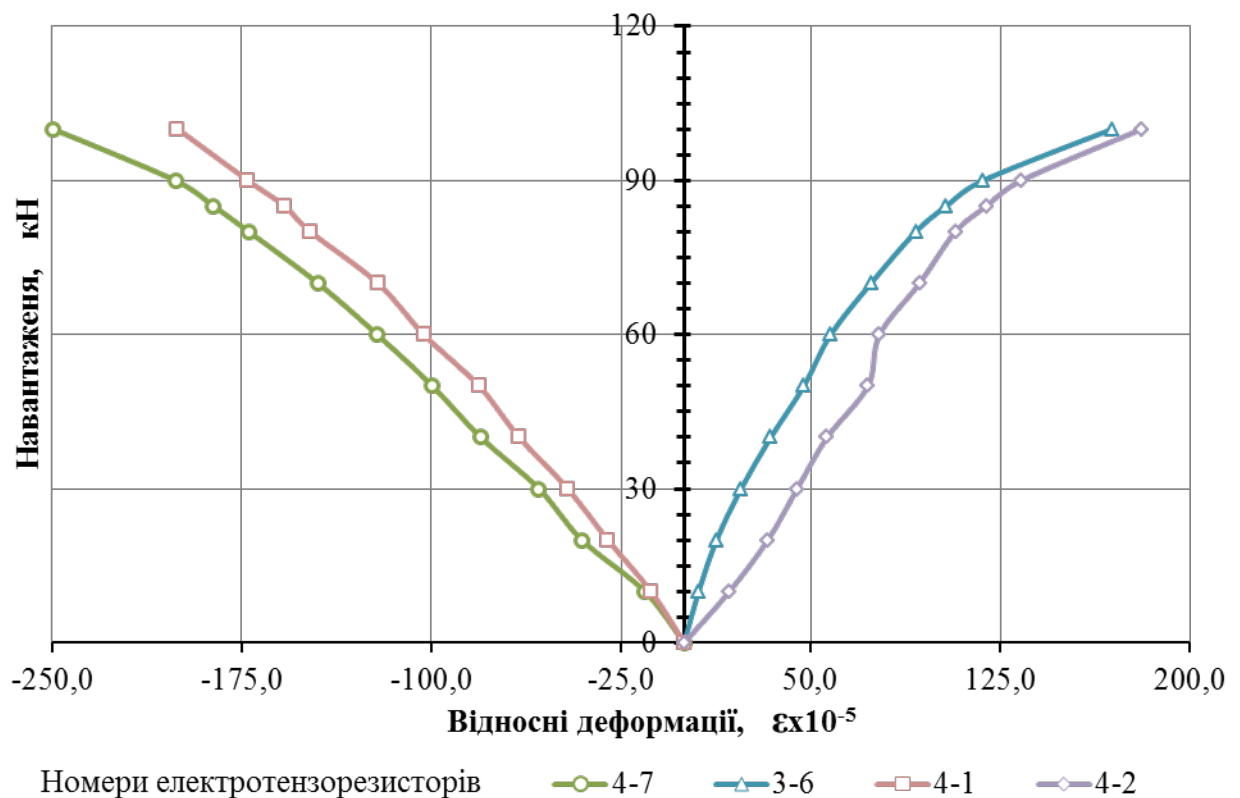


Рис.3.19. Значення відносних деформацій на сталевих листах зразка СБ-ПД-17-3

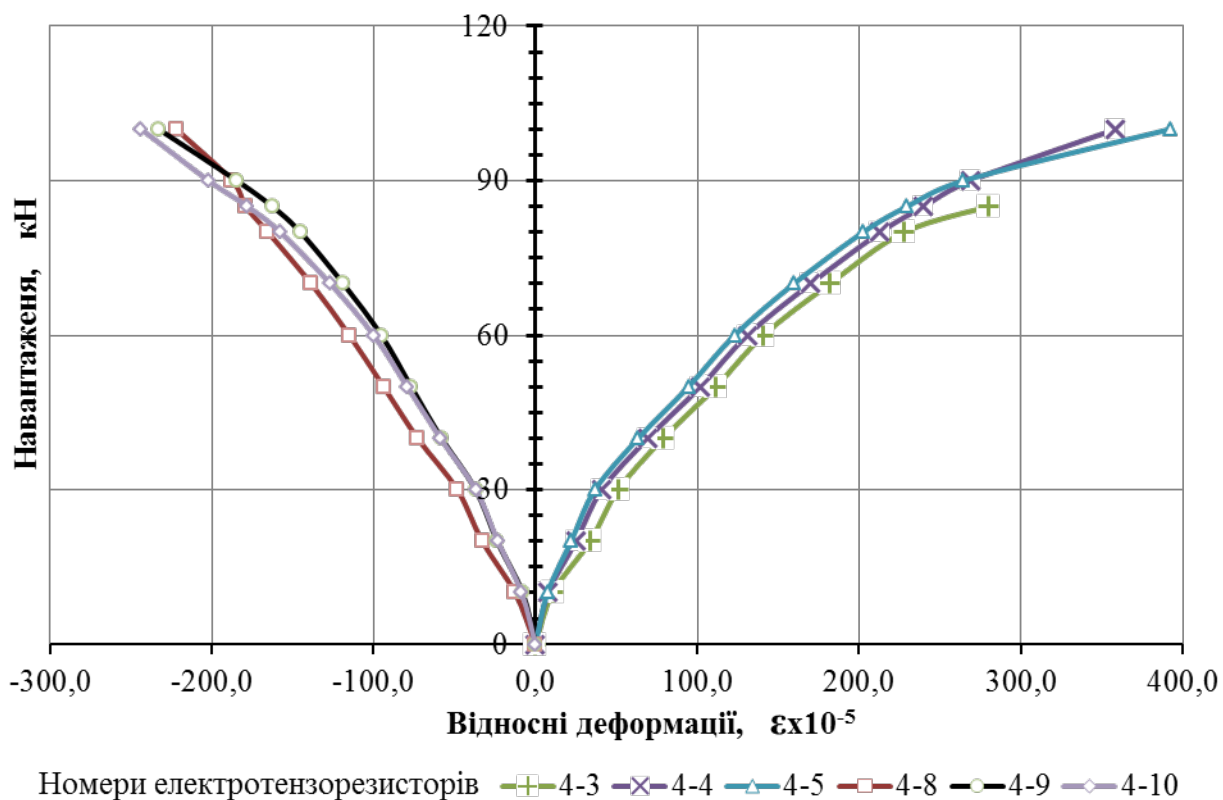


Рис.3.20. Значення відносних деформацій на бетонній поверхні зразка СБ-ПД-17-3

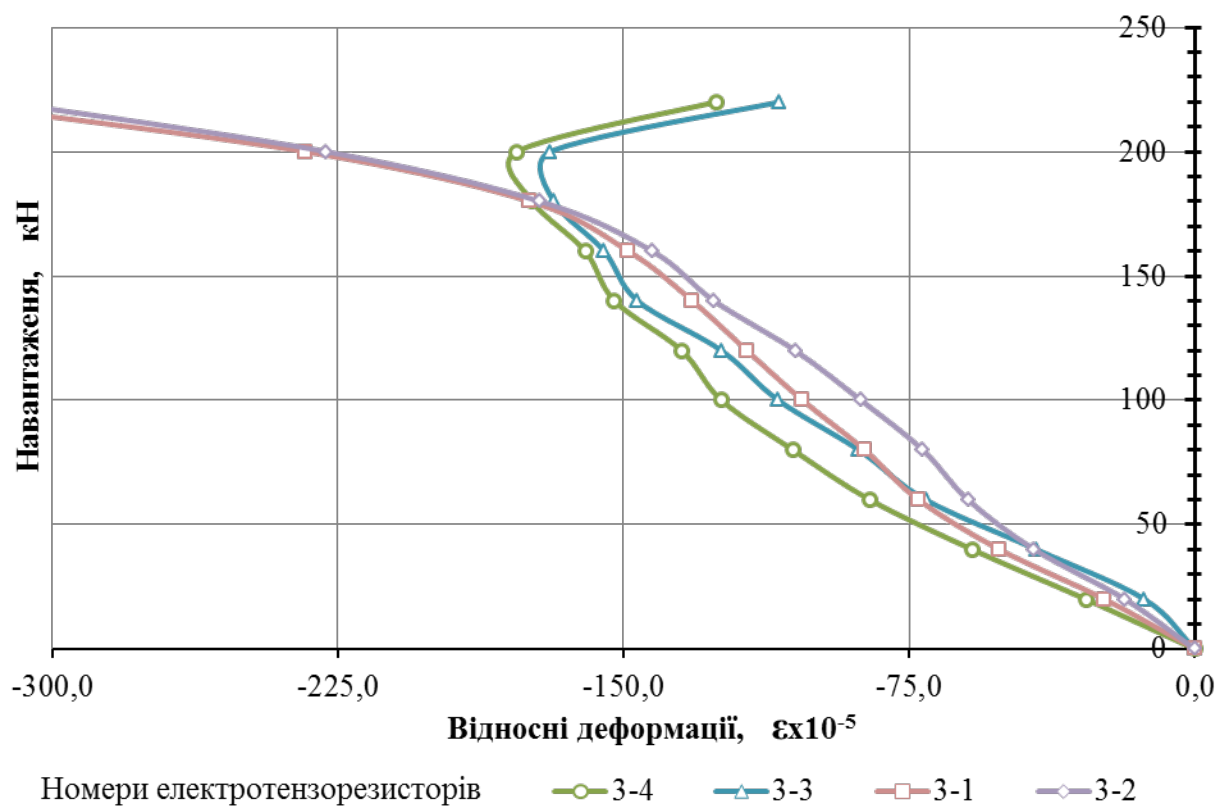


Рис.3.21. Значення відносних деформацій на сталевих листах зразка СБ-ПД-24-1

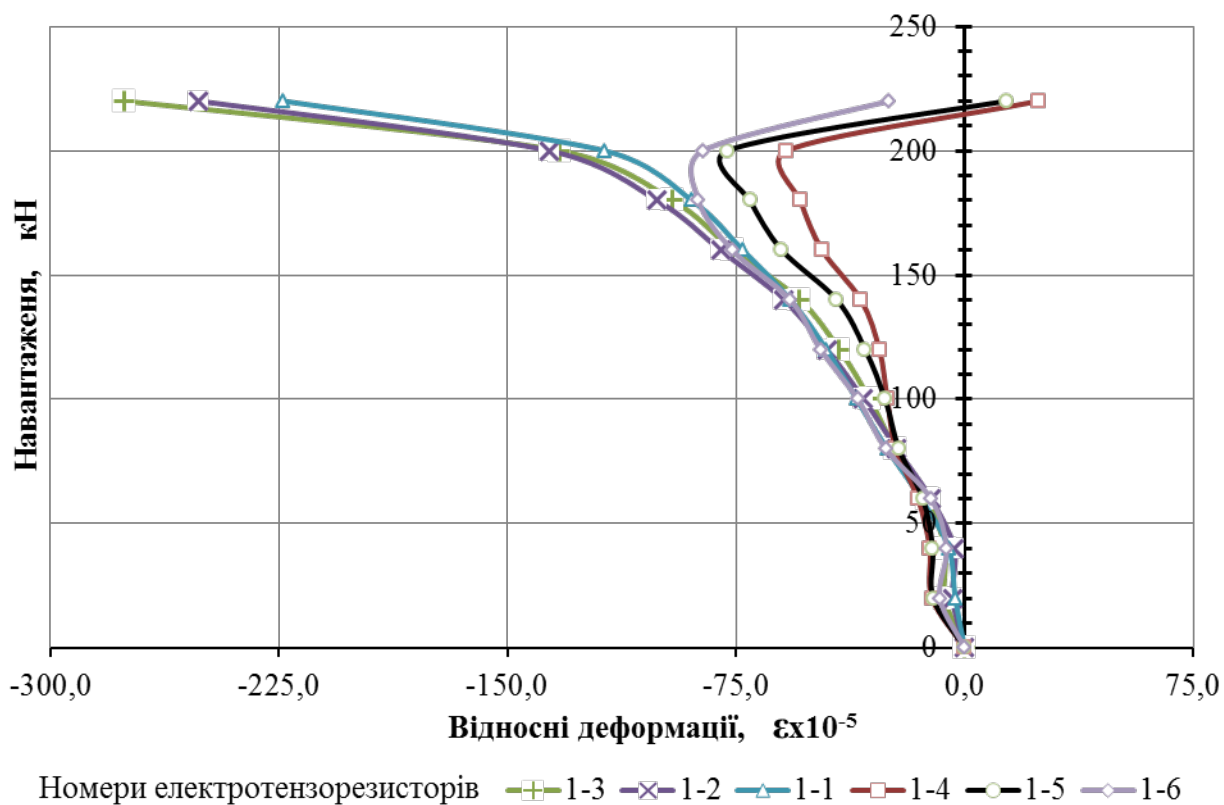


Рис.3.22. Значення відносних деформацій на бетонній поверхні зразка СБ-ПД-24-1

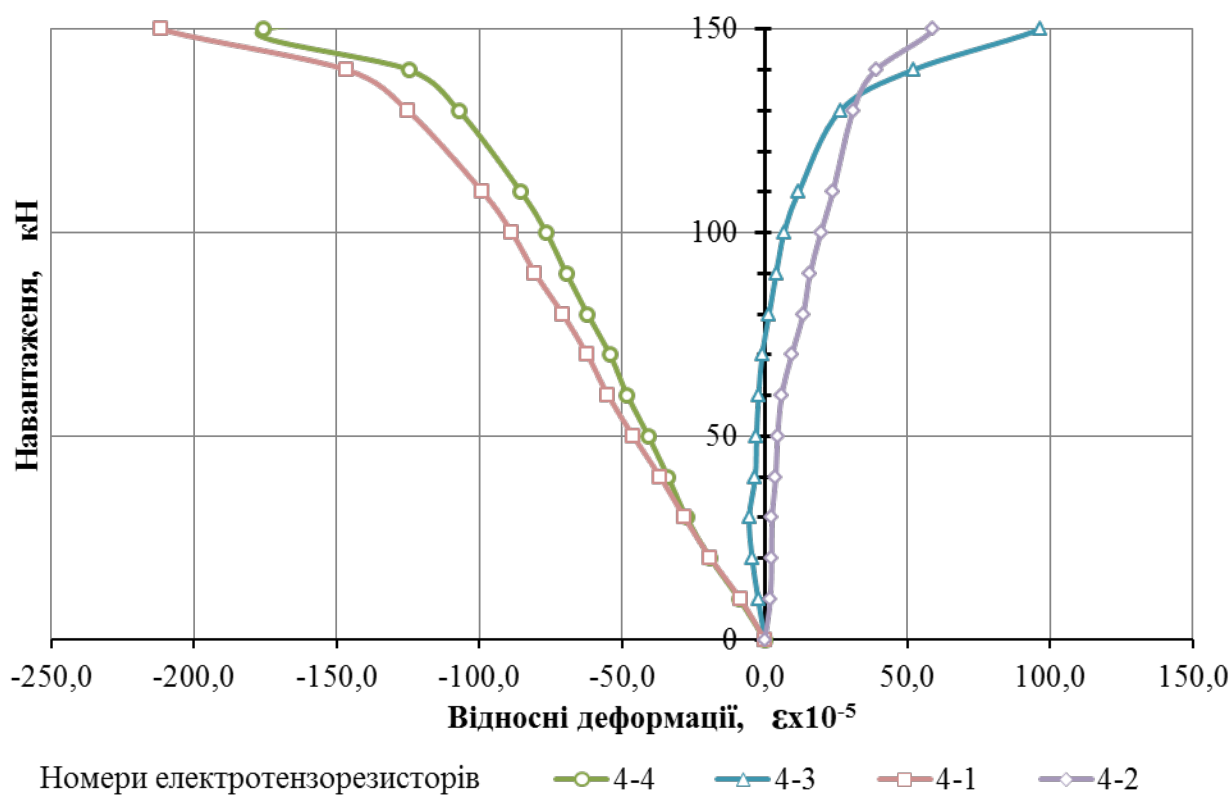


Рис.3.23. Значення відносних деформацій на сталевих листах зразка СБ-ПД-24-2

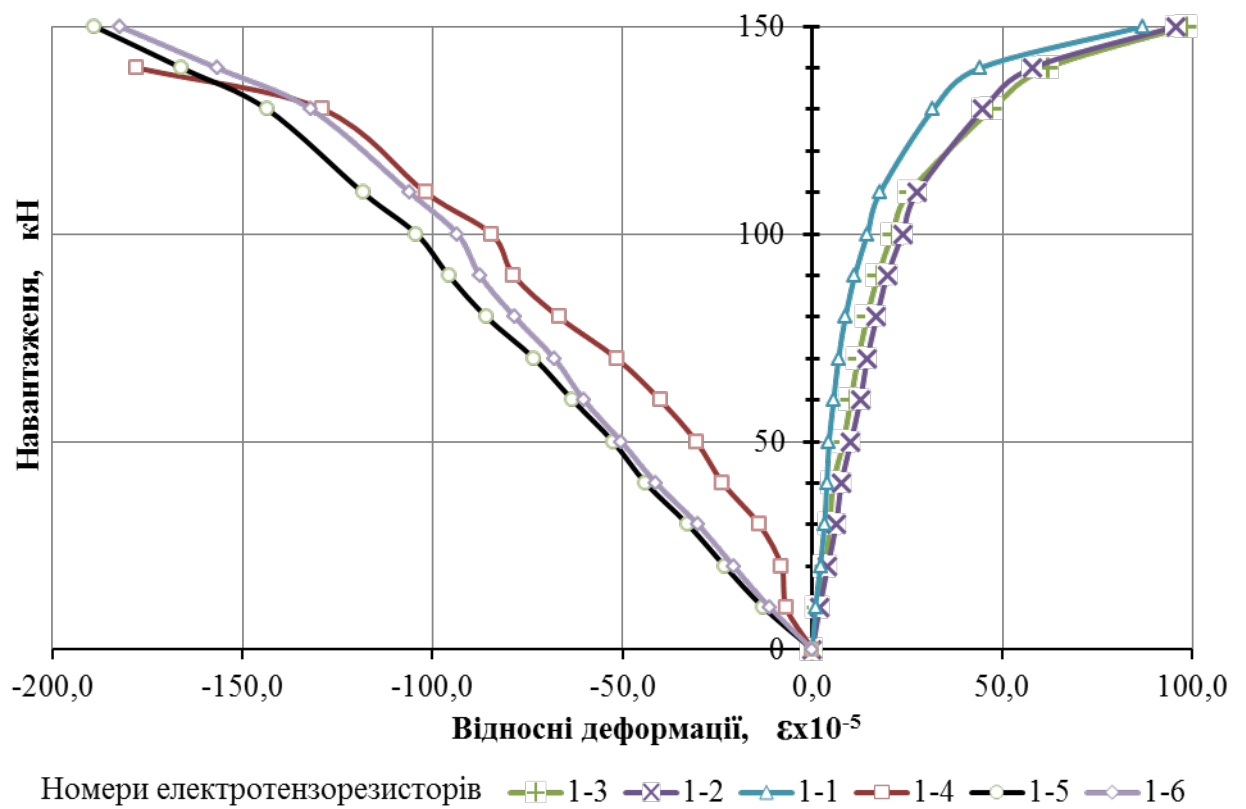


Рис.3.24. Значення відносних деформацій на бетонній поверхні зразка СБ-ПД-24-2

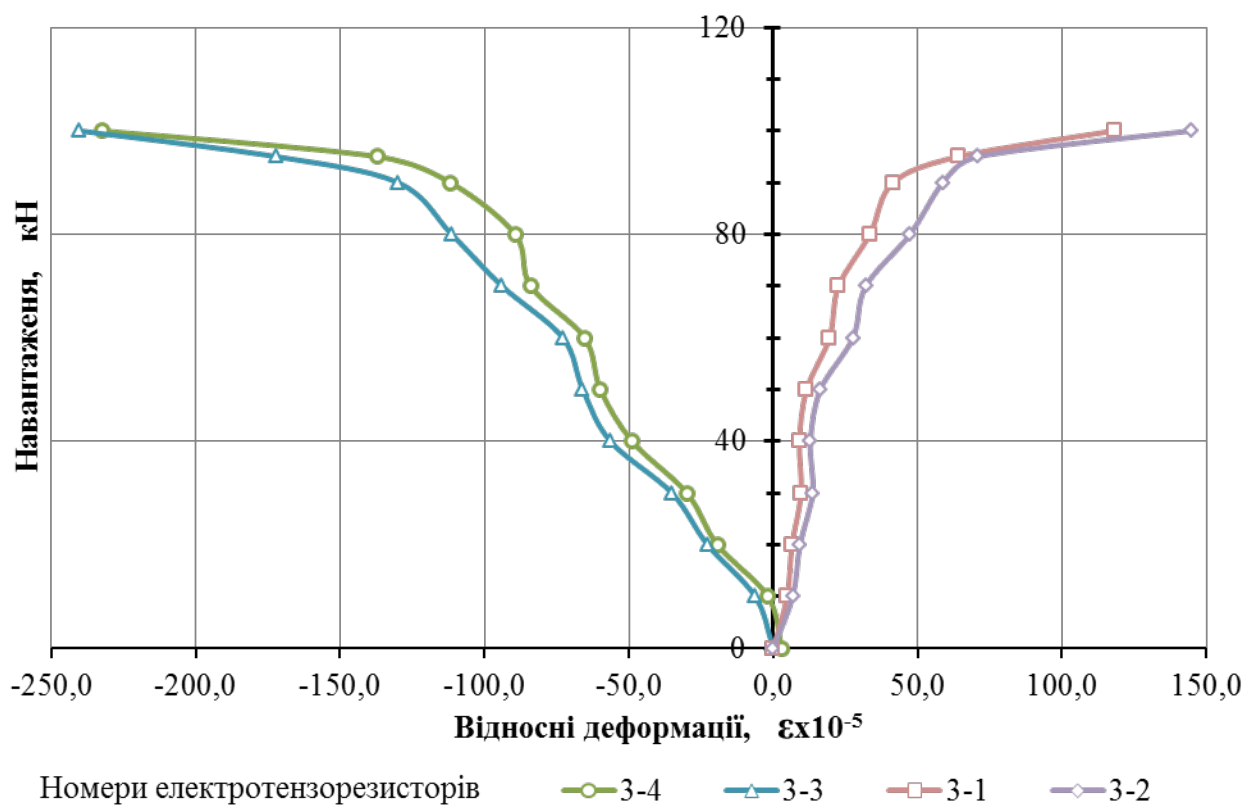


Рис.3.25. Значення відносних деформацій на сталевих листах зразка СБ-ПД-24-3

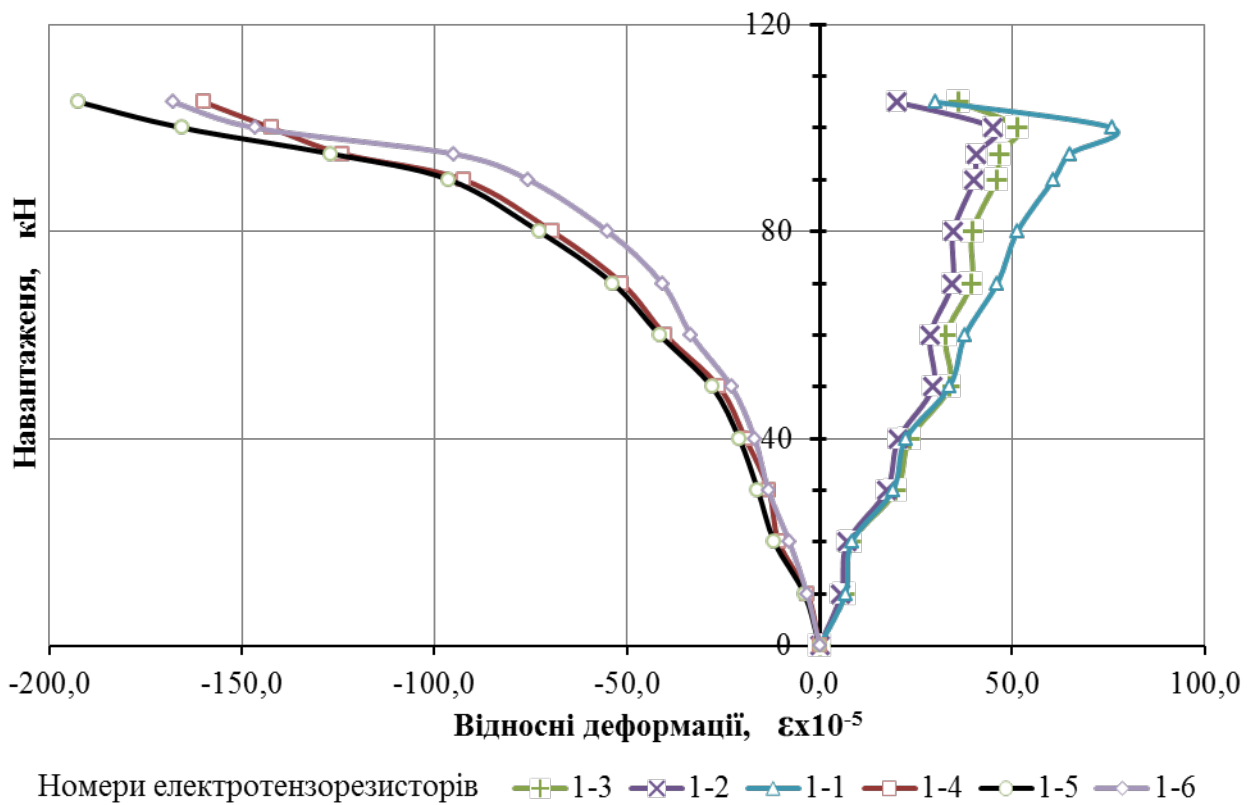


Рис.3.26. Значення відносних деформацій на бетонній поверхні зразка СБ-ПД-24-3

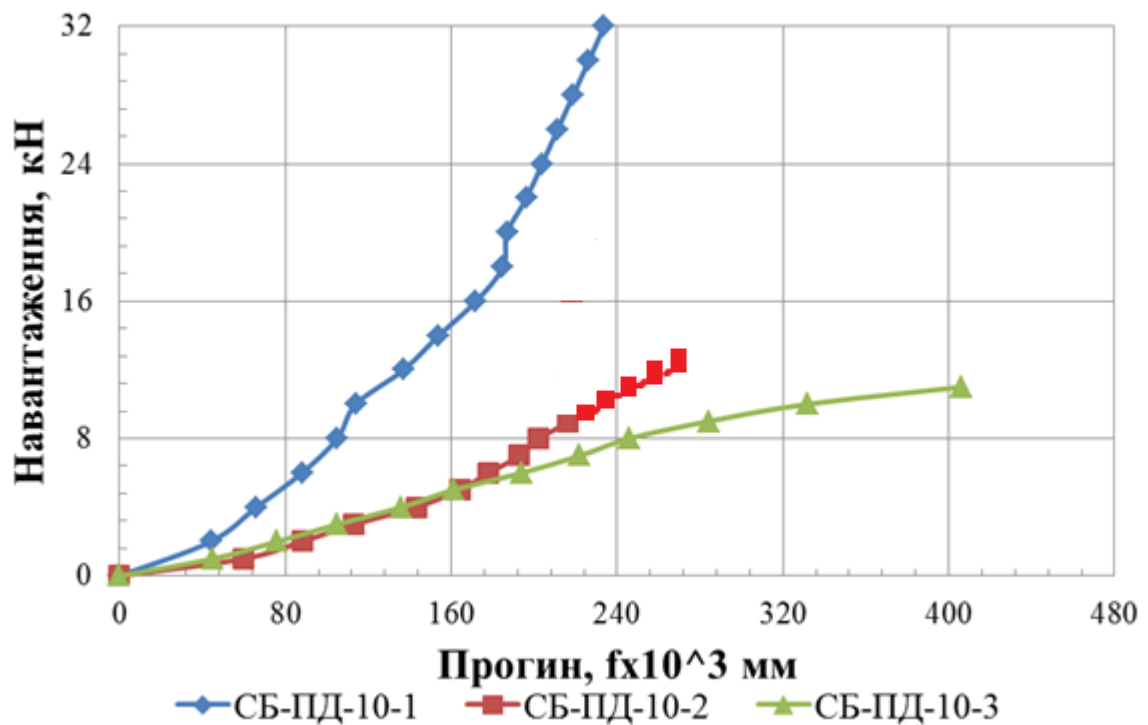


Рис.3.27. Прогини дослідних зразків СБ-10-1...3 в середньому перерізі

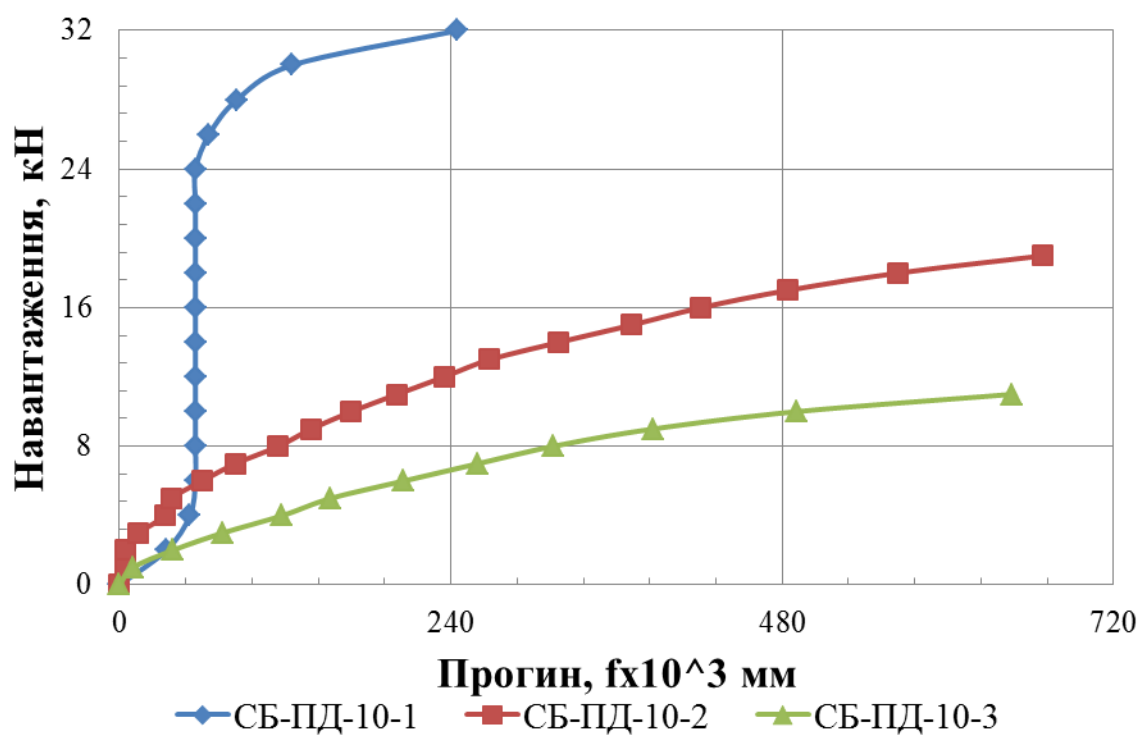


Рис.3.28. Повздовжні деформації осі дослідних зразків СБ-10-1...3

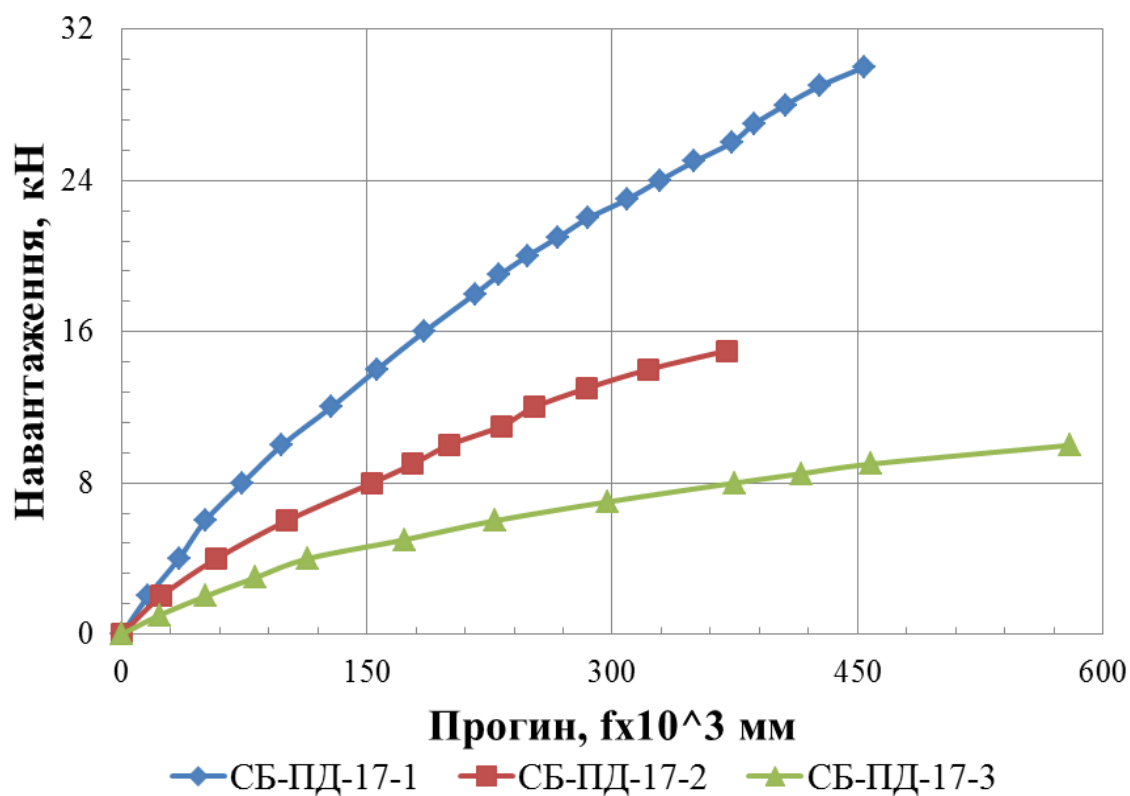


Рис.3.29. Прогини дослідних зразків СБ-17-1...3 в середньому перерізі

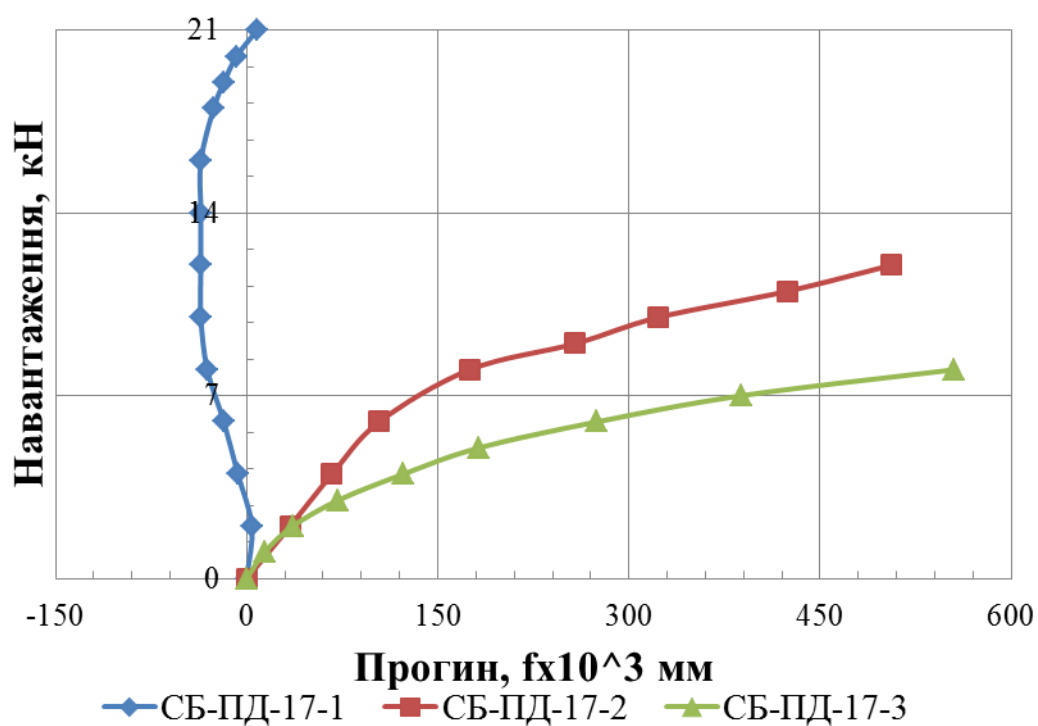


Рис.3.30. Повздовжні деформації осі дослідних зразків СБ-17-1...3

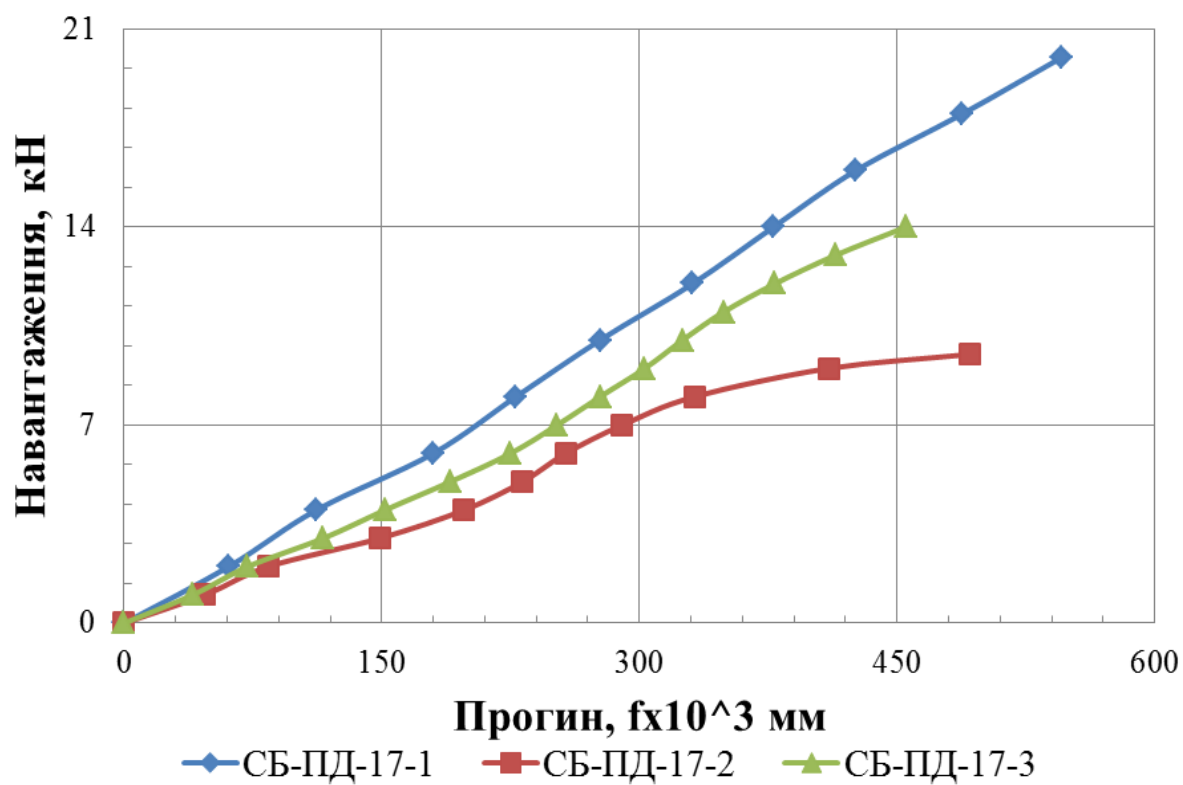


Рис.3.31. Прогини дослідних зразків СБ-24-1...3 в середньому перерізі

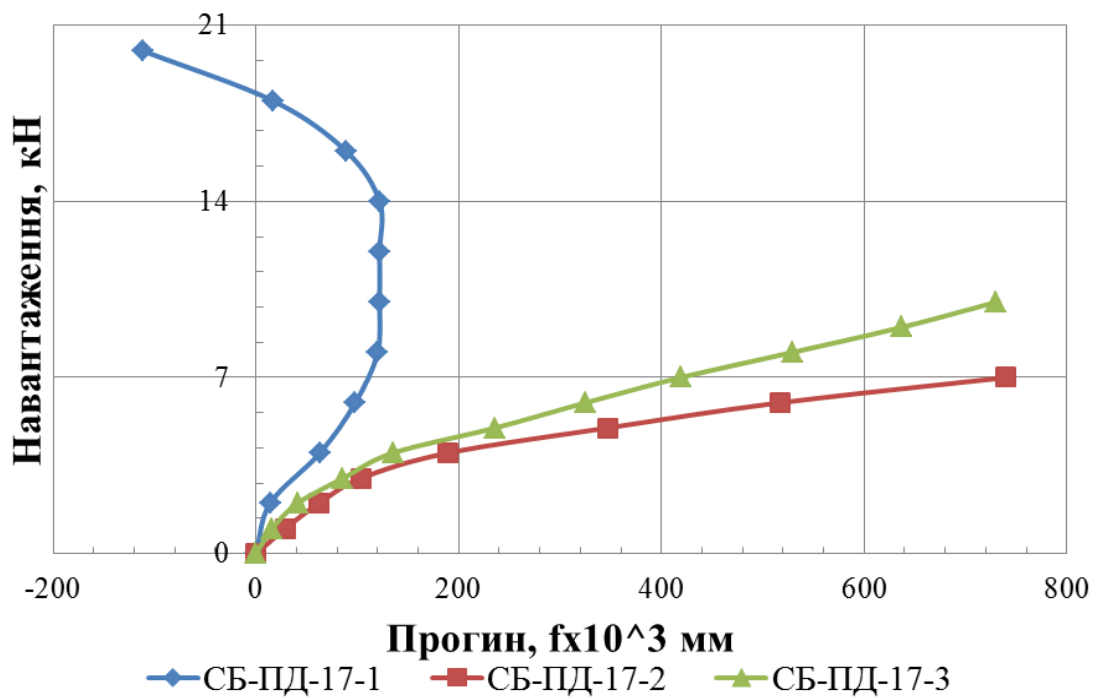


Рис.3.32. Повздовжні деформації осі дослідних зразків СБ-24-1...3

Поперечний переріз дослідних сталобетонних елементів з листовим армуванням має конструктивну симетричність у перпендикулярних площинах. В наслідок, чого характер розвитку деформацій у поперечному перерізі дослідних зразків залежить від величини ексцентриситету та напрямку прикладення стискаючого навантаження. Як можна бачити з графіків при прикладанні навантаження з ексцентриситетом $e = 1/2b$ (на смугу листового армування), в поперечному перерізі з'являються ділянки, які знаходяться під дією розтягу.

При прикладанні зусилля з таким же за величиною ексцентриситетом у площині бетону також з'являються ділянки, які знаходяться під дією розтягу. Все це говорить про наявність нейтральної лінії у межах поперечного перерізу. На рис. 3.15, 3.16, 3.21, 3.22 можна бачити, як розподіляються деформації у поперечному перерізі позацентрово стиснених зразків. Як бачимо вона практично не змінює свого положення під час завантаження зразка.

Розподіл деформацій по поперечному перерізу довгих ($l = 1700$ мм та 2400 мм) дослідних зразків наведено на рис. 3.15 – 3.26. Так перерізи, в яких фіксувалися поздовжні та поперечні деформації, знаходились на $1/2$ від загальної висоти. За абсолютними значеннями можна бачити, що середній за висотою

переріз отримує найбільші поздовжні та поперечні деформації. Це свідчить про більшу напруженість цього місця внаслідок вигину поздовжньої вісі дослідного зразка. Таким чином, гнучкість сталобетонних елементів з листовим армуванням значно впливає на деформативність.

В довгих дослідних зразках мало місце переміщення середнього перерізу відносно початкового положення. Це відбувалося в наслідок викривлення поздовжньої вісі елемента. На рис. 3.21-3.26 наведено графіки залежності величини переміщення від навантаження. З графіків можна бачити, що зі збільшенням ексцентриситету прикладення навантаження інтенсивність росту переміщення збільшується.

На графіках (рис. 3.27-3.32) наведені дані прогиномірів, за допомогою яких фіксувались переміщення середніх перерізів та поздовжні деформації осі сталезалізобетонних конструкцій армованих листами, що дозволило оцінити роботу конструкції під навантаженням.

На рис. 3.33 – 3.35 наведено залежність між навантаженнями і поздовжніми деформаціями в залежності від висоти зразку та прикладеного ексцентриситету. Проаналізувавши дані графіки можна відмітити, що зі збільшенням висоти елементів коефіцієнт поперечних деформацій зростає. По кривим, які характеризують це можна спостерігати, що ні міцність бетону, ні довжина зразка не впливає. А має суттєвий вплив лише ексцентриситет прикладання зовнішнього навантаження. У зразках центрального стиску ми бачимо, що елементи не мають зони розтягу, тобто елементи працюють на стиск. В той же час в позацентрово стиснутих елементах при прикладанні ексцентриситету з'являється зона розтягу, але вона значно менша ніж стиснута зона. На рис. 3.35 (б) має місце зміни положення нейтральної лінії поперечного перерізу, а на рис. 3.35(в) нейтральна лінія зберігає своє положення.

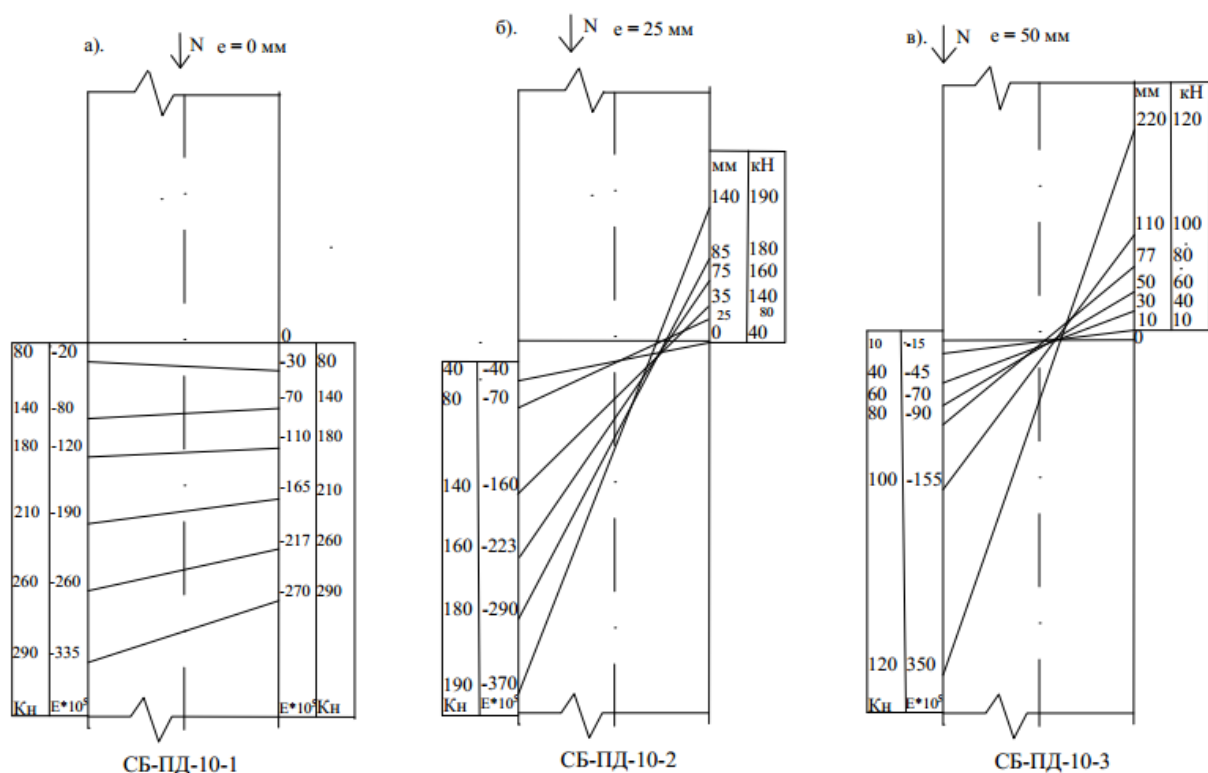


Рис.3.33. Залежність між навантаженнями і поздовжніми деформаціями для зразків серії: а). СБ-ПД-10-1, $e = 0 \text{ мм}$; б). СБ-ПД-10-2, $e = 25 \text{ мм}$; в). СБ-ПД-10-3, $e = 50 \text{ мм}$.

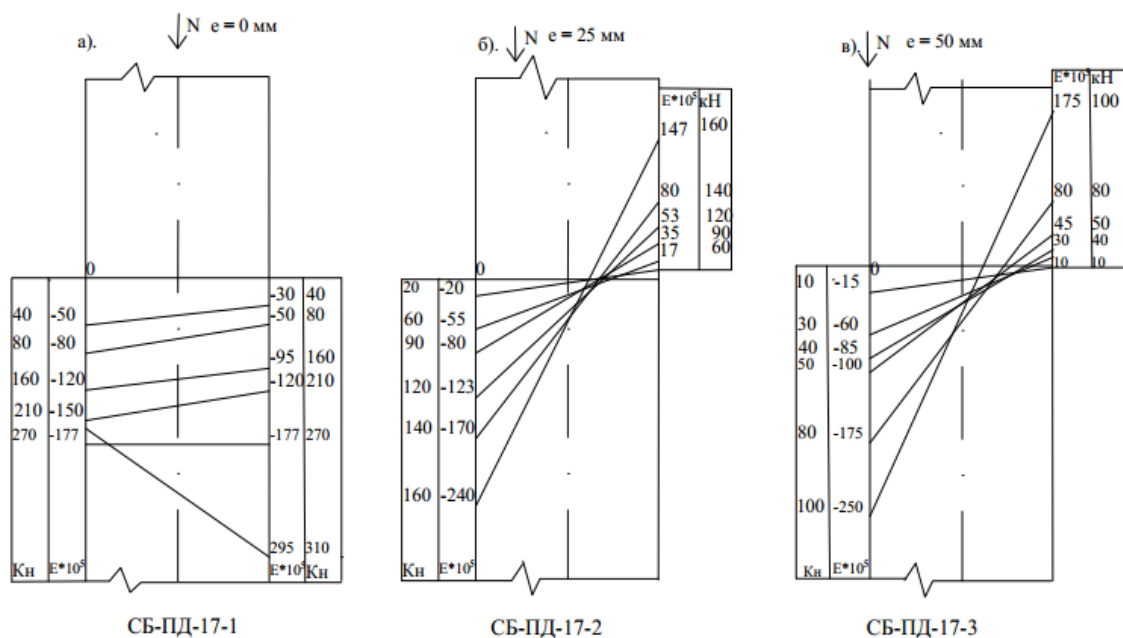


Рис.3.34. Залежність між навантаженнями і поздовжніми деформаціями для зразків серії: а). СБ-ПД-17-1, $e = 0 \text{ мм}$; б). СБ-ПД-17-2, $e = 25 \text{ мм}$; в). СБ-ПД-17-3, $e = 50 \text{ мм}$.

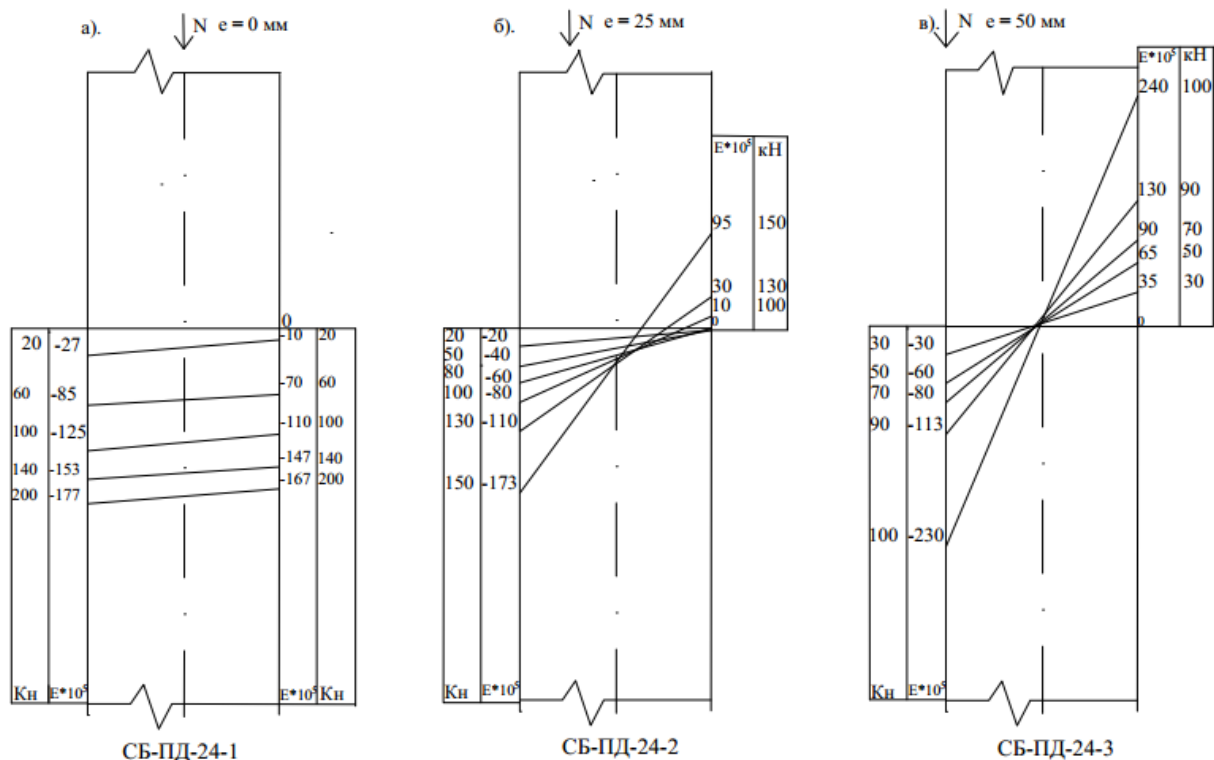


Рис.3.35. Залежність між навантаженнями і поздовжніми деформаціями для зразків серії: а). СБ-ПД-24-1, $e = 0$ мм; б). СБ-ПД-24-2, $e = 25$ мм; в). СБ-ПД-24-3, $e = 50$ мм.

На рис. 3.36 – 3.38 наведено залежність між навантаженнями та вигинами від висоти зразку та прикладеного ексцентриситету. З цих графіків випливає, що залежність вигинів від навантаження, мають криволінійний характер.

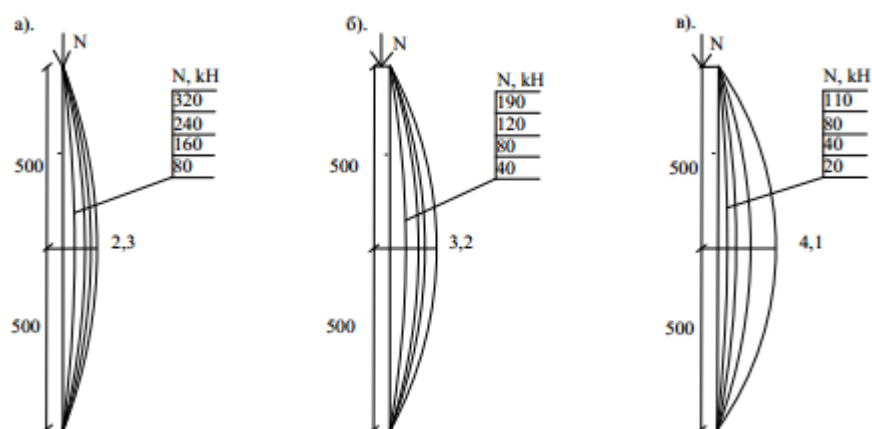


Рис.3.36. Залежність між навантаженням та вигинами для зразків серії: а). СБ-ПД-10-1, $e = 0$ мм; б).СБ-ПД-10-2, $e = 25$ мм; в).СБ-ПД-10-3, $e = 50$ мм.

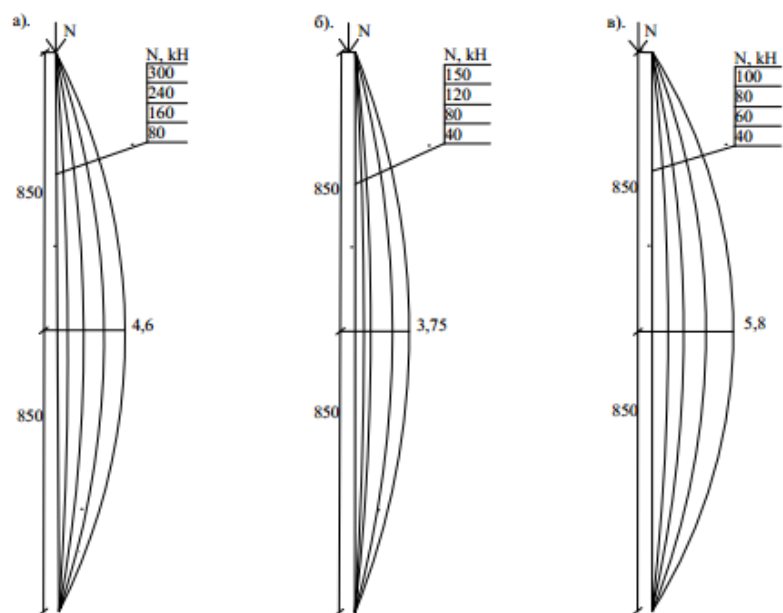


Рис.3.37. Залежність між навантаженням та вигинами для зразків серії:
а). СБ-ПД-17-1, $e = 0$ мм; б). СБ-ПД-17-2, $e = 25$ мм; в). СБ-ПД-17-3, $e = 50$ мм.

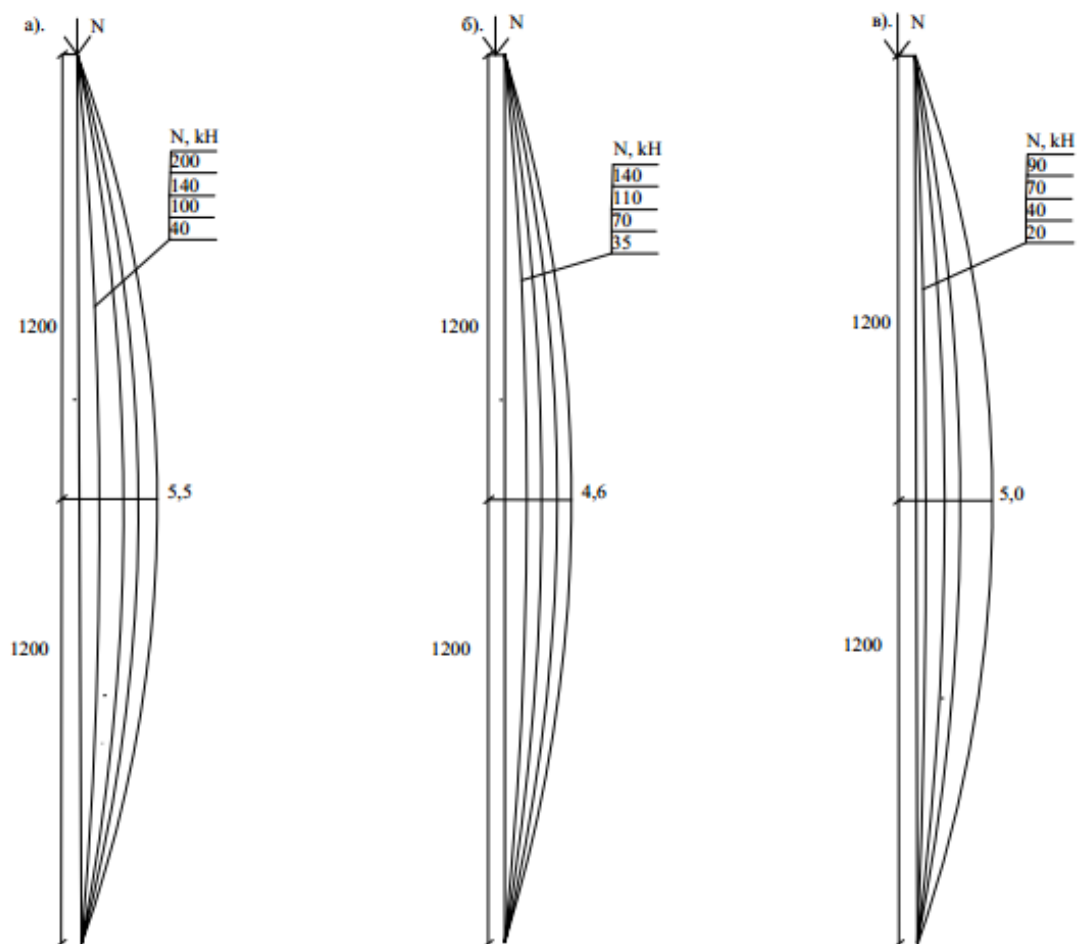


Рис.3.38. Залежність між навантаженням та вигинами для зразків серії:
а). СБ-ПД-24-1, $e = 0$ мм; б). СБ-ПД-24-2, $e = 25$ мм; в). СБ-ПД-24-3, $e = 50$ мм.

З аналізу графіків на рис. 3.39 – 3.41 ми бачимо, як впливає ексцентриситет на вигинання елемента. Чим більший ексцентриситет тим більші прогини незважаючи на висоту елемента. Також можна спостерігати чим більший ексцентриситет тим менші навантаження може витримати елемент і тим швидше відбувається руйнування.

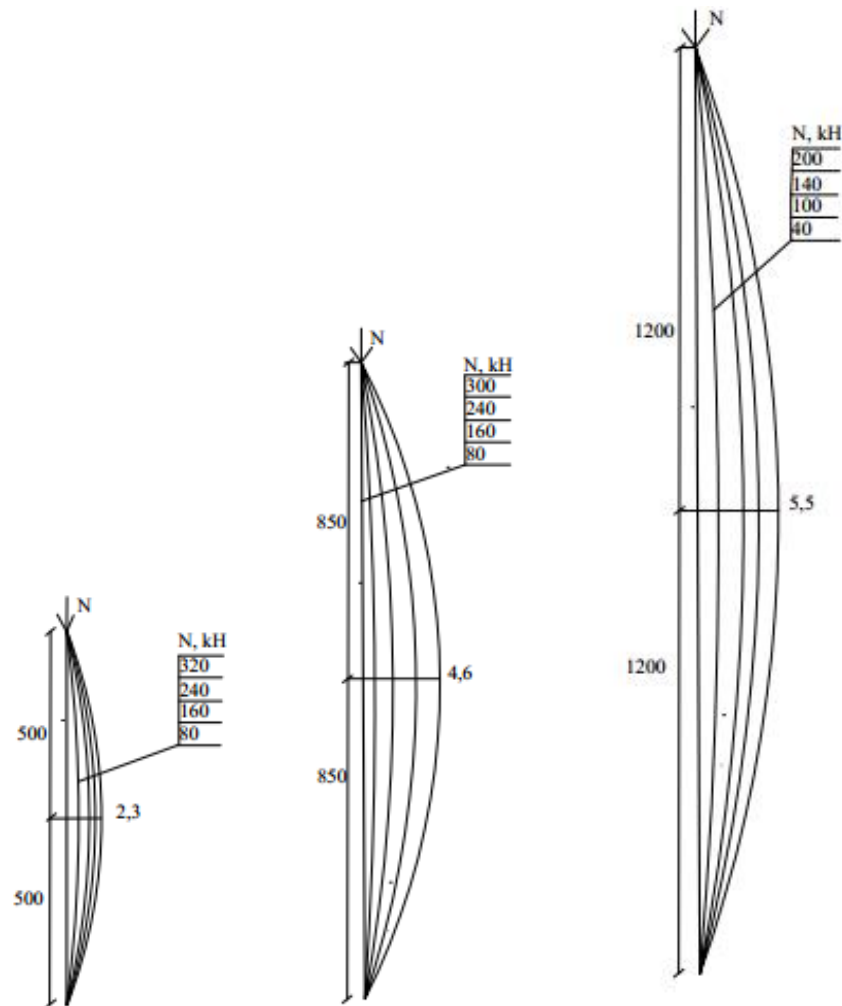


Рис.3.39. Залежність між навантаженням та вигинами для зразків серії з різною висотою, але одним ексцентриситетом $e = 0 \text{ мм}$

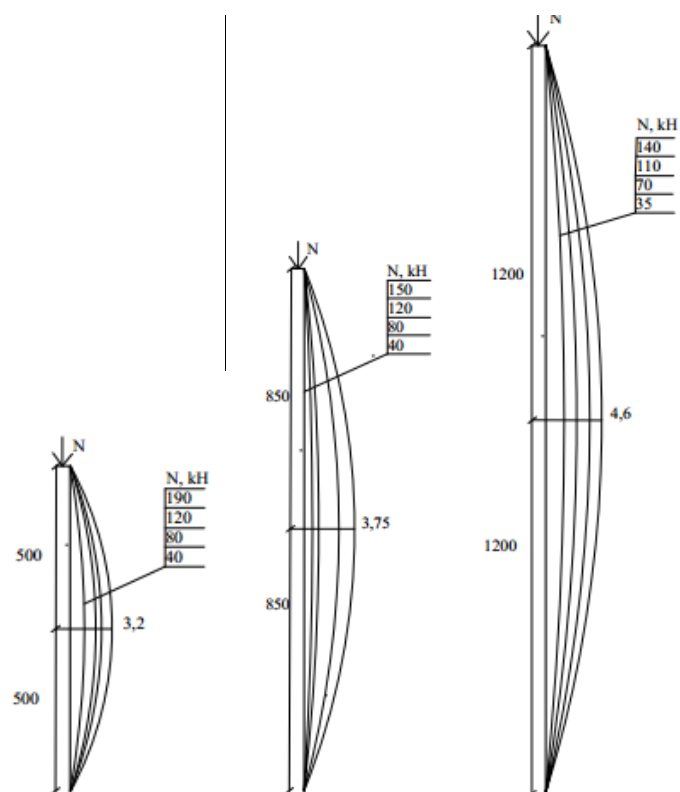


Рис.3.40. Залежність між навантаженням та вигинами для зразків серії з різною висотою, але одним ексцентриситетом $e = 25$ мм

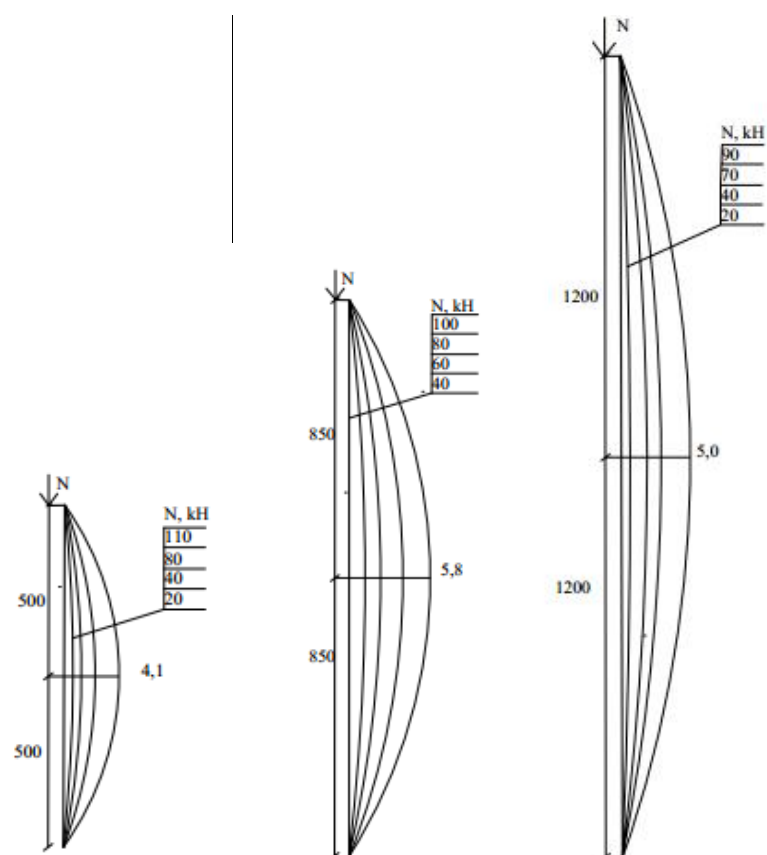


Рис.3.41. Залежність між навантаженням та вигинами для зразків серії з різною висотою, але одним ексцентриситетом $e = 50$ мм

Висновки до розділу 3

На основі аналізу експериментальних досліджень несучої здатності, деформацій та переміщень дослідних зразків можна зробити наступні висновки:

1. З аналізу результатів експериментальних досліджень видно, в якій мірі на несучу здатність стиснутих сталезалізобетонних елементів із листовим армуванням впливають висота елемента та ексцентриситет прикладення навантаження. Несуча здатність елементів при збільшенні висоти від 1м до 2,4м зменшувалась на 35,4% при центральному стиску, на 33,7% при позацентровому стиску з ексцентриситетом 25мм та на 22,3% при позацентровому стиску з ексцентриситетом 50мм.

2. Несуча здатність випробуваних зразків практично не залежить від розташування листового армування: в площині чи перпендикулярно до площини діючого згинального моменту. При різній висоті випробуваних елементів та різних ексцентриситетах різниця між їх несучою здатністю складала 0 – 5%.

3. За абсолютними значеннями середній за висотою переріз отримує найбільші поздовжні та поперечні деформації. Це свідчить про більшу напруженість цього місця внаслідок вигину поздовжньої вісі дослідного зразка.

4. Поперечні деформації у бетоні спочатку зростали повільно, а після навантаження, що відповідало 0,7 від руйнучого, інтенсивно зростали до вичерпання несучої здатності. Поздовжні деформації сталевих листів від початку завантаження до руйнування зростали пропорційно збільшенню навантаження, у той час як поперечні деформації розвивалися рівномірно.

5. Руйнування сталезалізобетонного елемента з листовим армуванням відбувається внаслідок досягнення межі плинності та втрати місцевої стійкості найбільш напруженим волокном стиснутого листового армування з одночасним виколюванням бетону.

6. За результатами експериментальних досліджень можна зробити висновки, що стиснені сталезалізобетонні елементи з листовим армуванням можуть використовуватися при будівництві стійок в будівлях різного призначення з забезпеченням необхідної несучої здатності.

РОЗДІЛ 4

ДОСЛІДЖЕННЯ І ПОРІВНЯЛЬНИЙ АНАЛІЗ НАПРУЖЕНО- ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ЗА ДОПОМОГОЮ МЕТОДУ СКІНЧЕННИХ ЕЛЕМЕНТІВ

4.1. Передумови розрахунку

При точному розрахунку сталезалізобетонні конструкції слід розглядати як багато разів статично не визначені, які треба розраховувати на ЕОМ за спеціально складеними програмами.

В основу розрахунку покладений метод кінцевих елементів з використанням у якості основних невідомих переміщень і поворотів вузлів розрахункової схеми. У зв'язку із цим ідеалізація конструкції виконана у формі, пристосованої до використання цього методу, а саме: система представлена у вигляді набору тіл стандартного типу (стрижнів, пластин, оболонок і т.д.), названих кінцевими елементами й приєднаних до вузлів [131].

Розрахунки проводились за допомогою програмного комплексу SCAD Office 11. Даний комплекс програм цілком задовольняє усі вимоги щодо розрахунку сталезалізобетонних конструкцій.

Тип кінцевого елемента визначається його геометричною формою, правилами, що залежність між переміщеннями вузлів кінцевого елемента й вузлів системи, фізичним законом, що визначає залежність між внутрішніми зусиллями й внутрішніми переміщеннями, і набором параметрів (жорсткостей), що входять в опис цього закону й ін.

Вузол у розрахунковій схемі методу переміщень представляється у вигляді абсолютно твердого тіла нескінченно малих розмірів. Положення вузла в просторі при деформаціях системи визначається координатами центра й кутами повороту трьох осей, жорстко пов'язаних з вузлом. Вузол представлений як об'єкт, що володіє шістьма ступенями вільності - трьома лінійними зсувами й трьома кутами повороту.

Основна система методу переміщень вибирається шляхом накладення в кожному вузлі всіх в'язей, що забороняють будь-які вузлові переміщення. Умови рівності нулю зусиль у цих зв'язках являють собою розв'язні рівняння рівноваги, а зсуву зазначених зв'язків - основні невідомі методу переміщень [47].

У загальному випадку в просторових конструкціях у вузлі можуть бути присутнім всі шість переміщень:

- 1 - лінійне переміщення уздовж осі X;
- 2 - лінійне переміщення уздовж осі Y;
- 3 - лінійне переміщення уздовж осі Z;
- 4 - кут повороту навколо осі X;
- 5 - кут повороту навколо осі Y;
- 6 - кут повороту навколо осі Z.

Системи координат. Надалі для опису розрахункової схеми використовуються Декартові системи координат:

- глобальна правобічна система координат XYZ, пов'язана з розрахунковою схемою;
- локальні правобічні системи координат, пов'язані з кожним кінцевим елементом.

Тип схеми. Розрахункова схема визначена як система загального виду, основні невідомі представлені лінійними переміщеннями вузлів уздовж осей X, Y, Z і поворотами навколо цих осей.

Переміщення. Обчислені значення лінійних переміщень і поворотів вузлів від завантажень представлені в таблиці результатів розрахунку.

Правило знаків для переміщень. Правило знаків для переміщень прийнято таким, що лінійні переміщення позитивні, якщо вони спрямовані убік зростання відповідної координати, а кути повороту позитивні, якщо вони відповідають правилу правого гвинта (при погляді від кінця відповідної осі до її початку рух відбувається проти годинникової стрілки).

Зусилля й напруги. Обчислені значення зусиль і напруг в елементах від завантажень представлені в таблиці результатів розрахунку.

Правило знаків для зусиль (напружень). Правила знаків для зусиль (напружень) прийняті наступними:

Для стрижневих елементів можлива наявність наступних зусиль:

- N - поздовжня сила;
- M_KP - крутний момент;
- M_Y - згинальний момент із вектором уздовж осі Y_1 ;
- Q_Z - сила, що перерізує, у напрямку осі Z_1 відповідному моменту M_Y ;
- M_Z - згинальний момент щодо осі Z_1 ;
- Q_Y - сила, що перерізує, у напрямку осі Y_1 відповідному моменту M_Z ;

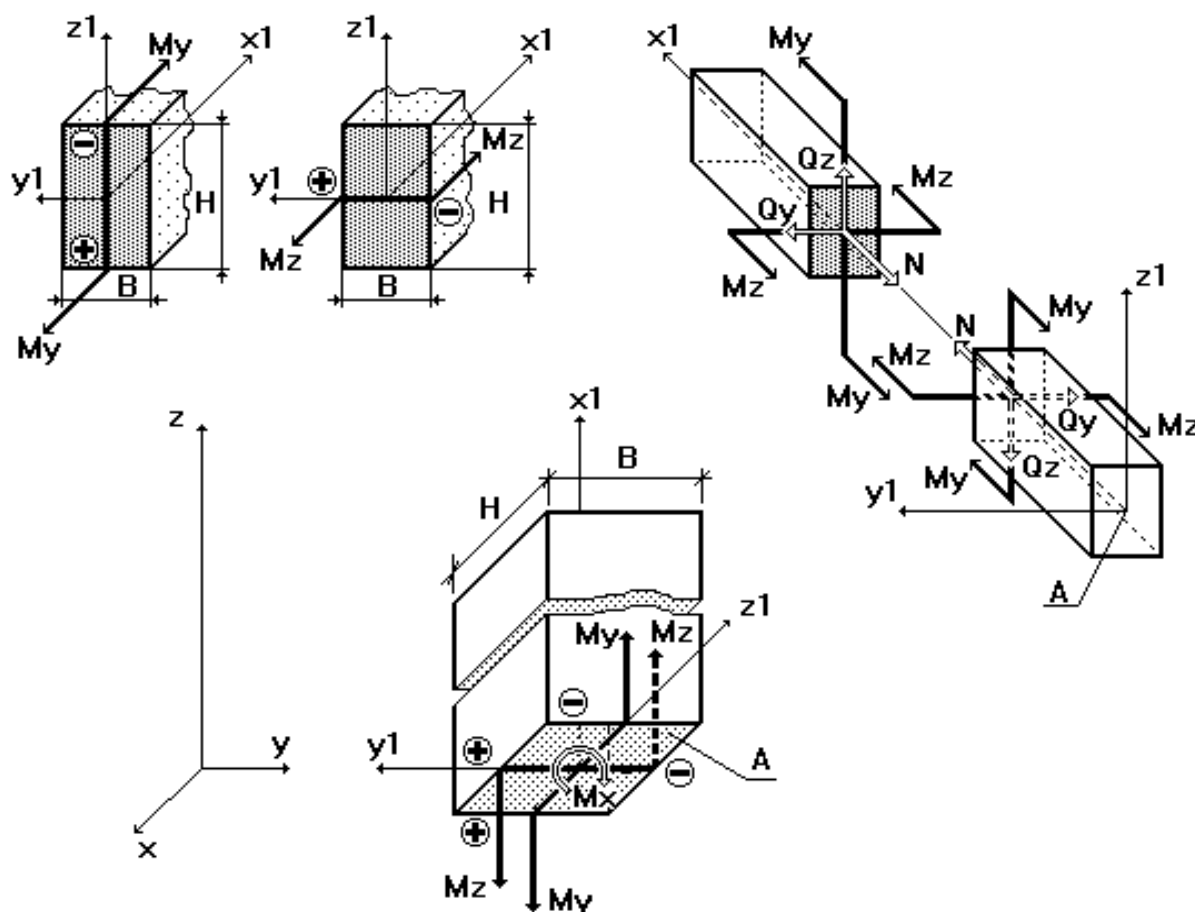


Рис.4.1. позитивні напрямки внутрішніх зусиль і моментів:

а) – у перетині горизонтальних і похилих; б) – вертикальних стрижнів;

Позитивні напрямки зусиль у стрижнях прийняті наступними:

- для сил, що перерізують, QZ і QY - по напрямках відповідних осей $Z1$ і $Y1$;
- для моментів MX , MY , MZ - проти годинникової стрілки, якщо дивитися з кінця відповідної осі $X1$, $Y1$, $Z1$;
- позитивна поздовжня сила N завжди розтягує стрижень.

Знаком “+” (плюс) позначені розтягнуті, а знаком “-” (мінус) - стислі волокна поперечного переріза від впливу позитивних моментів M_y й M_z .

У кінцевих елементах оболонки обчислюються наступні зусилля:

- нормальні напруження NX , NY ; зсувне напруження TXY ; моменти MX , MY й MYX ; сили, що перерізують, QX й QY ;

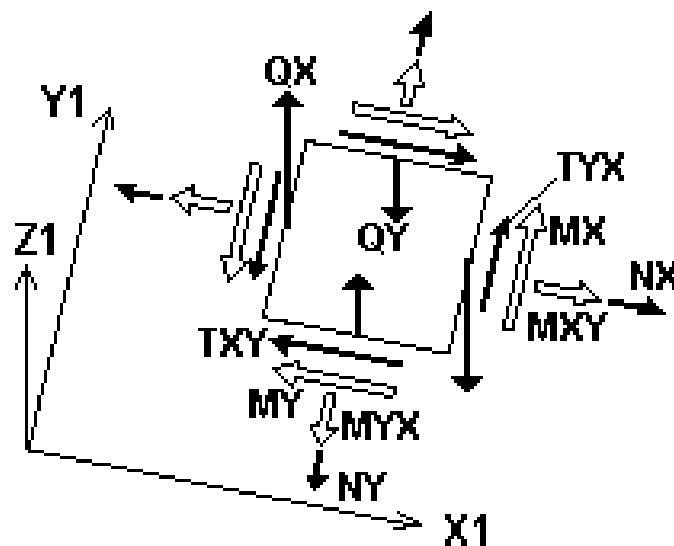


Рис.4.2. Позитивний напрям напружень

4.2. Моделювання сталезалізобетонних елементів із зовнішнім армуванням листами

Для використання методу кінцевих елементів необхідно побудувати кінцево-елементну модель. Побудову кінцево-елементної моделі необхідно розпочати з ідеалізації конструкції, що включає в себе: зазначення основних

розмірів, які можуть дещо відрізнятися від натурних, з метою надання регулярності та для скорочення завдання вихідної інформації та забезпечення аналізу результатів. Також для побудови кінцево-елементної моделі необхідно визначитись з типом і розміром кінцевого елемента.

Тип кінцевого елемента визначається його геометричною формою, правилами, що визначають залежність між переміщеннями вузлів кінцевого елемента й вузлів системи, фізичним законом, що визначає залежність між внутрішніми зусиллями й внутрішніми переміщеннями, і набором параметрів (жорсткостей), що входять в опис цього закону й ін.

При моделюванні сталезалізобетонних елементів із зовнішнім армуванням листами було прийнято, що конструкція закріплена з обох кінців шарнірно, без можливості горизонтального переміщення та має такі фізико-механічні властивості матеріалів:

- для сталі – модуль пружності $E = 2.06 \times 10^8$ кН/м²; коефіцієнт Пуассона $\nu = 0.3$;
- для бетону – модуль пружності $E = 3.25 \times 10^7$ кН/м²; коефіцієнт Пуассона $\nu = 0.2$.

Для моделювання конструкції застосовано пружну модель, тобто залежність між деформаціями та навантаженнями приймалася лінійною.

Розрахунки проводились за допомогою програмного комплексу SCAD Office 11.3. У розрахунках обрана конструкція розмірами аналогічними тим, що були досліджені експериментально. Досліджувались конструкції довжиною 1000мм, 1700мм, 2400мм, поперечним перерізом 100х100мм. Поперечний переріз являє собою два металевих листи, що об'єднані арматурними стрижнями та бетонного ядра. Всі компоненти перерізу працюють сумісно, як показали експериментальні дослідження, тому приймаємо з'єднання металевих та бетонних елементів жорстким. Моделювання металевої складової було проведено за допомогою скінченного елемента «оболонка» товщиною 4мм та розміром 30х40мм, бетонне ядро моделювалось об'ємними «призматичними» елементами розмірами 30х30х40 [131].

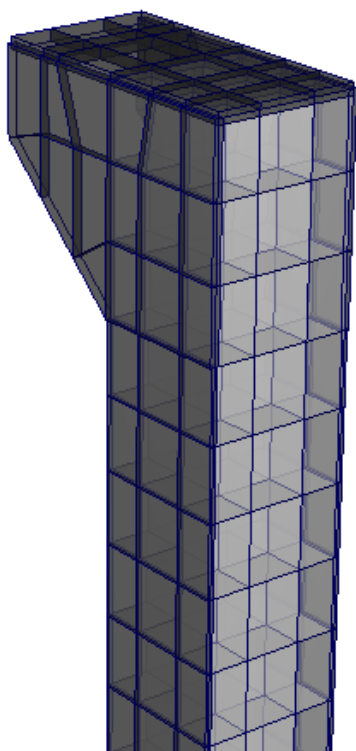


Рис. 4.3. Модель дослідного зразка [131]

Опорні ребра моделювались у відповідності до експериментальних зразків «оболонками» товщиною 6 мм. Опорна пластина – «оболонками» товщиною 8 мм.

4.3. Результати чисельного моделювання сталезалізобетонних елементів із зовнішнім армуванням листами

4.3.1. Дослідження елементів висотою 1000мм

Для дослідження сталезалізобетонних елементів із зовнішнім армуванням листами, відповідно до рекомендацій наведених в пункті 4.2., були виконані три скінчено елементні моделі:

1. Центрально-завантажена модель;
2. Модель завантажена з ексцентриситетом 25мм;
3. Модель завантажена з ексцентриситетом 50мм;

Всі елементи вважались закріпленими шарнірно з обох кінців. Нижче

наведені деформовані моделі в залежності від ексцентриситету прикладення навантаження:

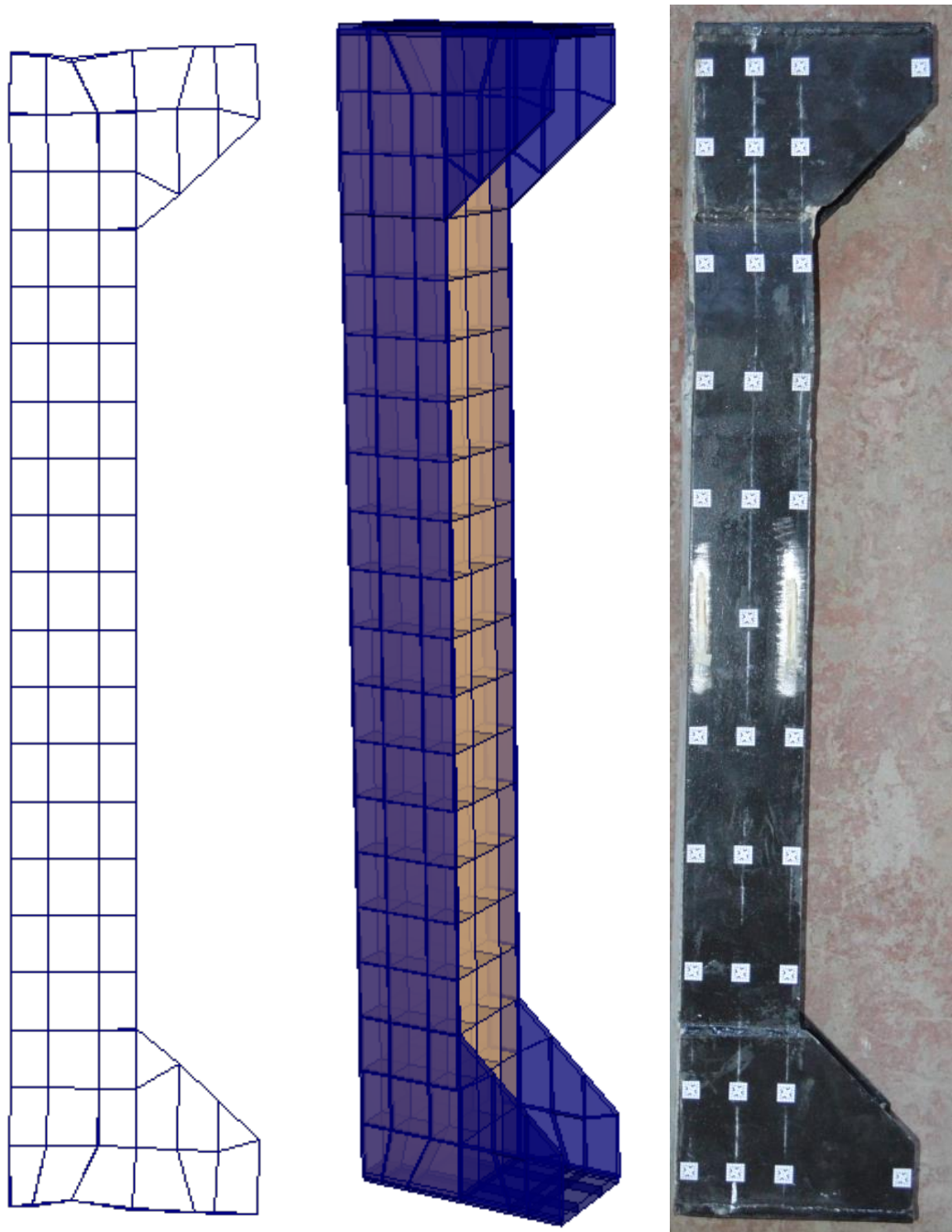
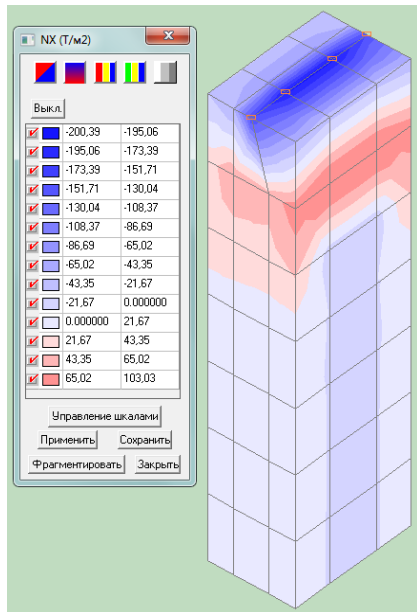


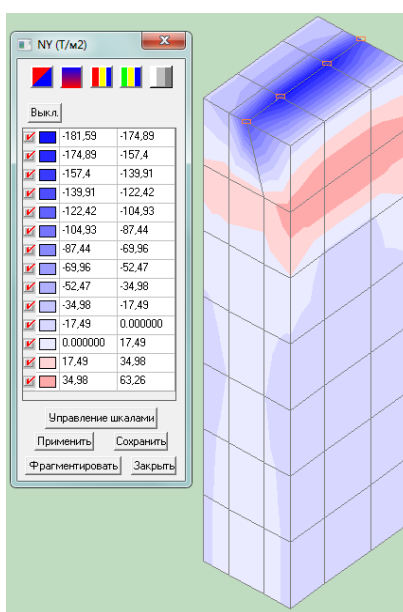
Рис. 4.4. Центральнo-завантажена модель

На рисунку 4.4. показано порівняння деформованої схеми конструкції з аналогічним експериментальним зразком. Характерним є те що конструкції мають схожу схему деформування. Характерним для центрально-стиснутого зразка висотою 1000 мм є малі бокові деформації, тобто фактична відсутність вигинів конструкції аж до моменту її руйнування.

а)



б)



в)

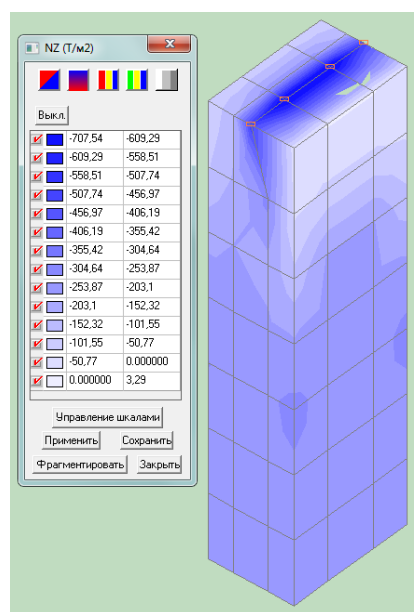
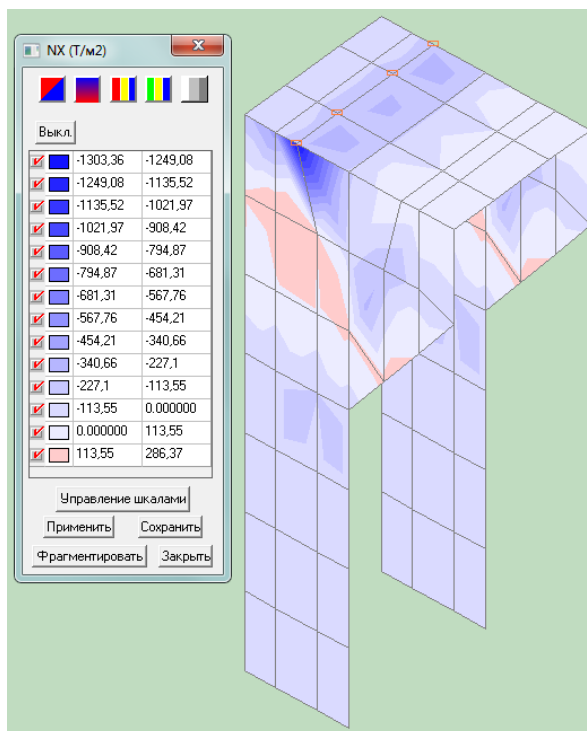


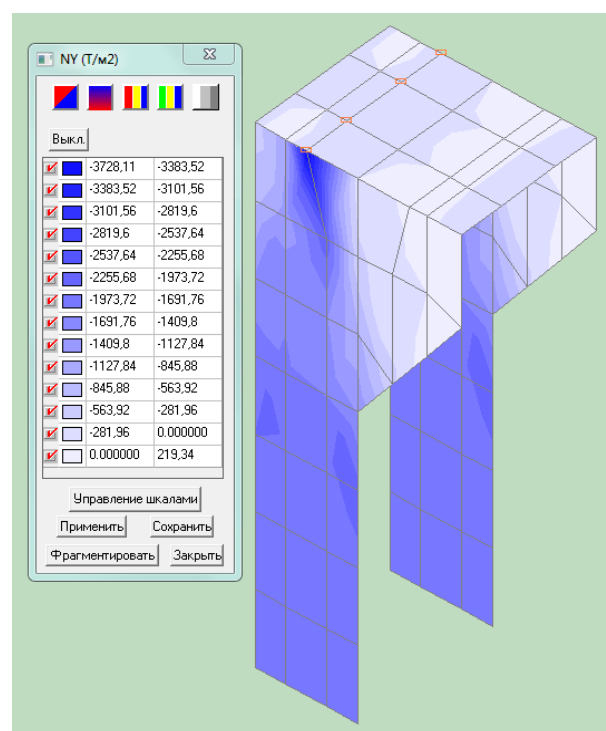
Рис. 4.5. Напряжения в бетоне, в оголовку элемента:

а) N_x , т/м²; б) N_y , т/м²; в) N_z , т/м²

а)



б)

Рис. 4.6. Напряжения в металле, в оголовку элемента: а) N_x , т/м²; б) N_y , т/м²

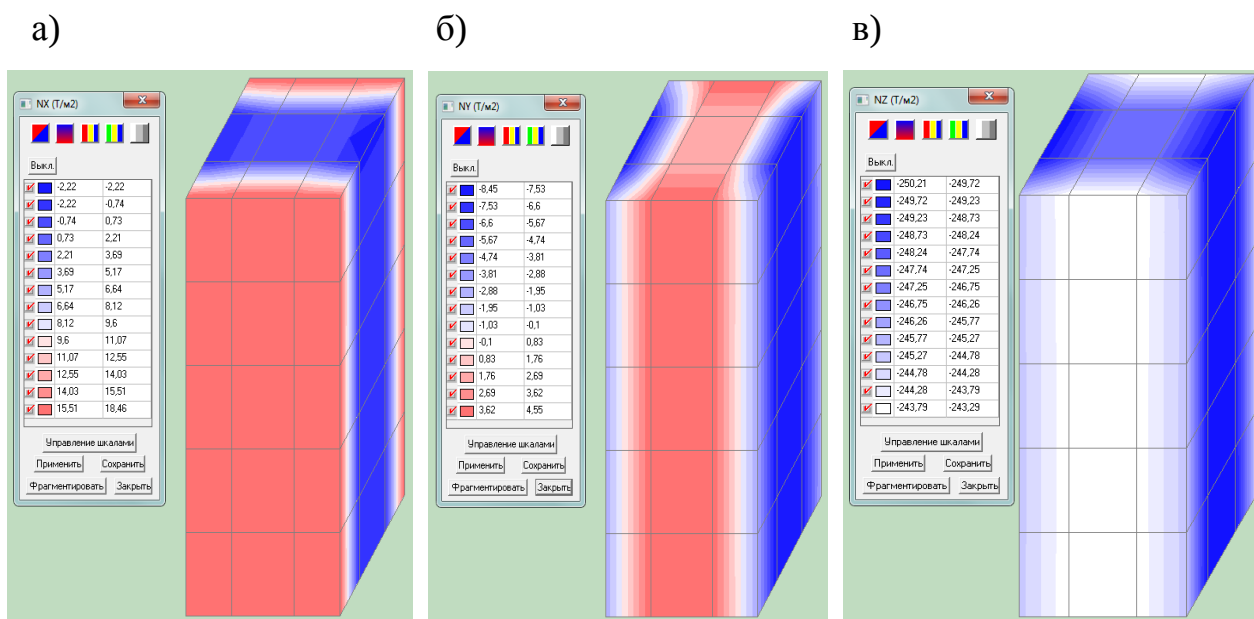


Рис. 4.7. Напруження в бетоні, в оголовку елемента:

а) N_x , т/м²; б) N_y , т/м²; в) N_z , т/м²

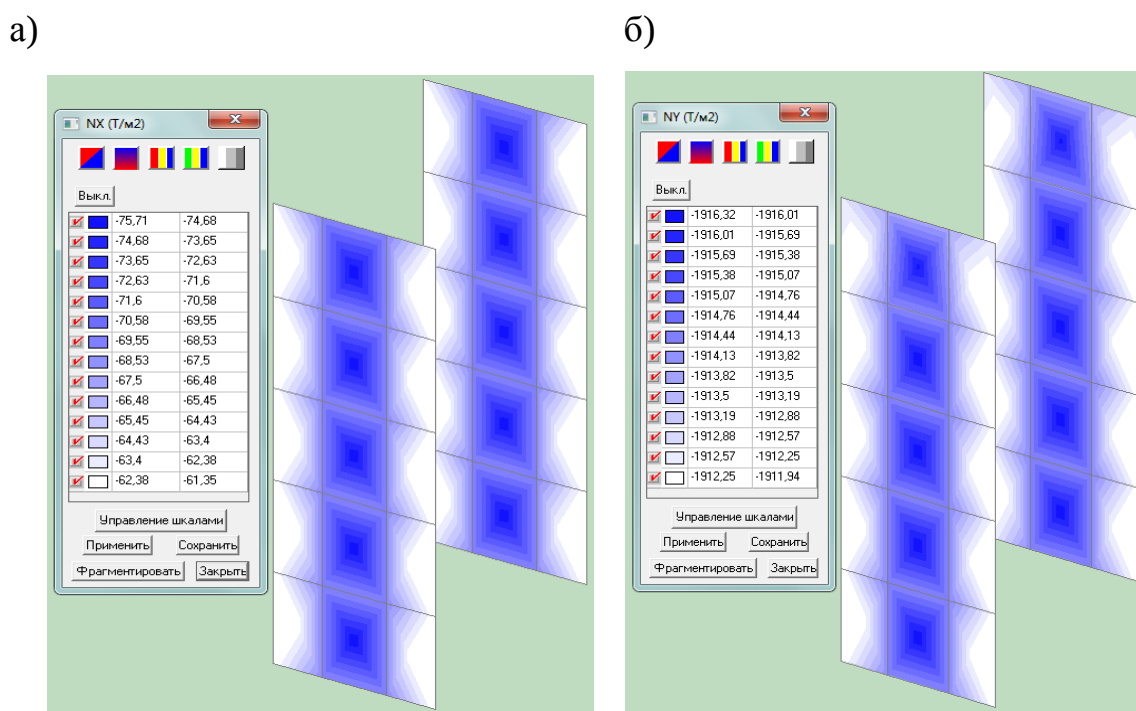


Рис. 4.8. Напруження в металі, в середині елемента: а) N_x , т/м²; б) N_y , т/м²

На етапі коли деформації найбільш стиснутої фібри елемента не перевищували межі плинності металу розбіжність результатів становила 9,8%. Зі збільшенням зусилля та накопичення пластичних деформацій значення деформацій конструкції відрізнялись від моделі на 16%.

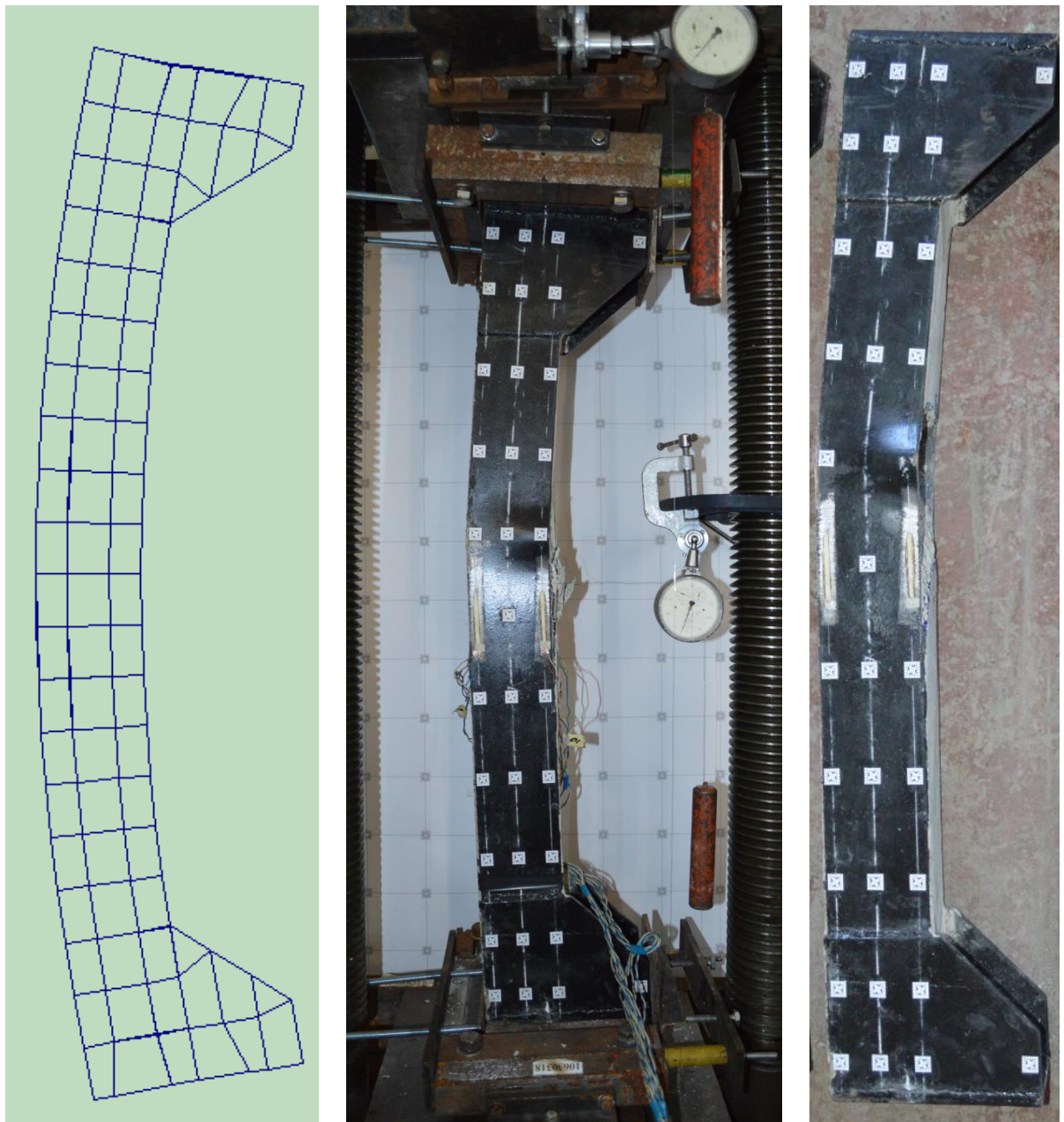
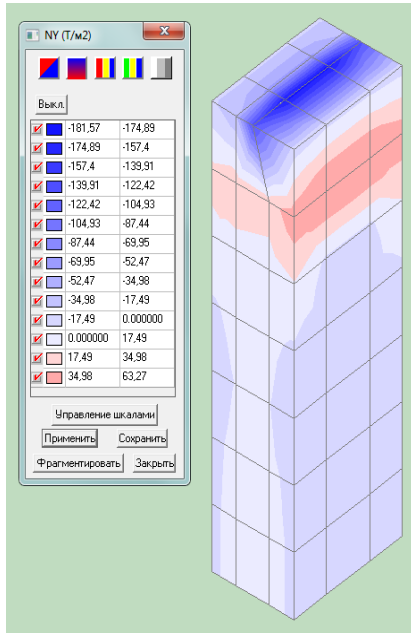


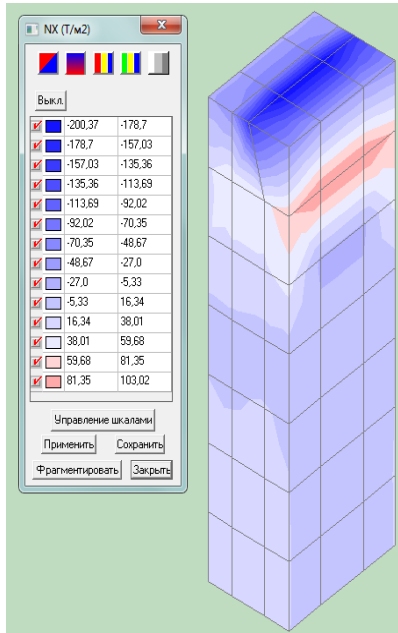
Рис. 4.9. Модель завантажена з ексцентриситетом 25 мм

На рисунку 4.9. показано порівняння деформованої схеми конструкції з аналогічним експериментальним зразком. Характерним є те що, скінченно-елементна модель конструкції має схожу схему деформування з експериментальним зразком. На етапі коли деформації найбільш стиснутої фібри елемента не перевищували межу плинності металу розбіжність результатів становила 7,1%. Зі збільшенням зусилля та накопичення пластичних деформацій значення деформацій конструкції в відрізнялись від моделі на 21%.

а)



б)



в)

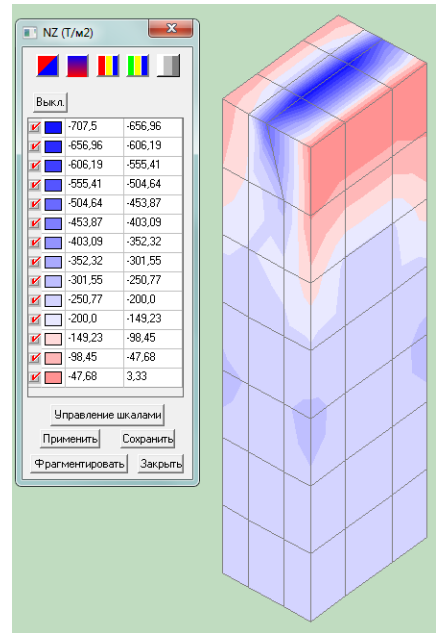
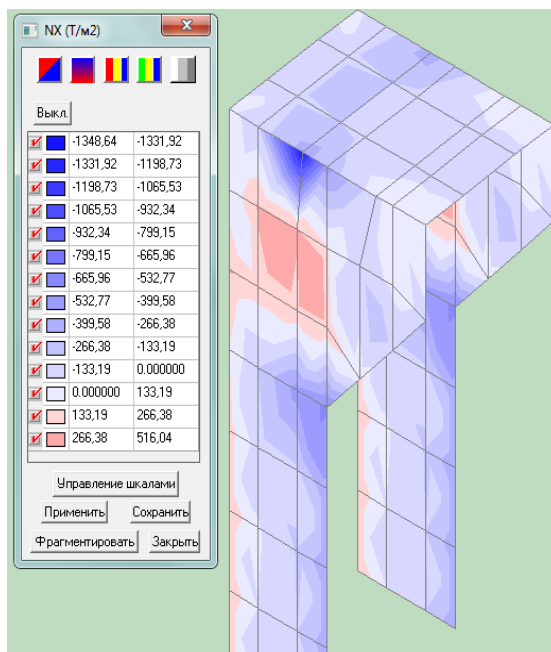


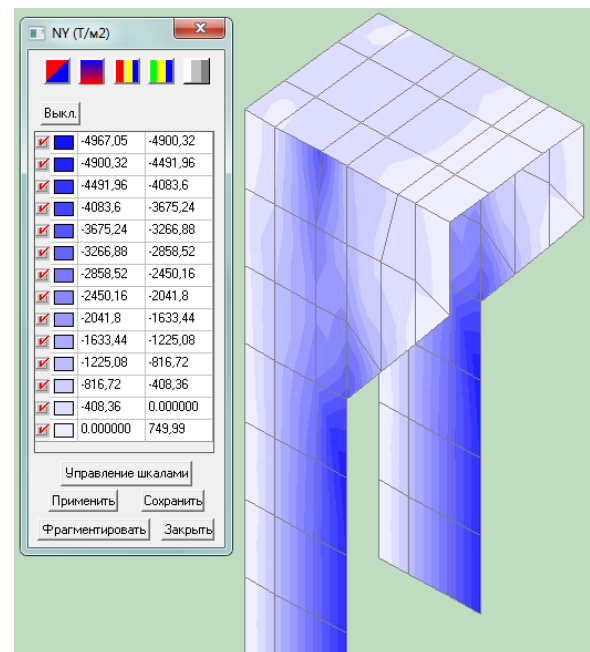
Рис. 4.10. Напряжения в бетони, в оголовку элемента:

а) N_x , т/м²; б) N_y , т/м²; в) N_z , т/м²

а)



б)

Рис. 4.11. Напряжения в металі, в оголовку элемента: а) N_x , т/м²; б) N_y , т/м²

В оголовку конструкції відмічено наявність локальних напружень на висоті 1-1.5 розміру перерізу, які виникають в результаті приопорного перерозподілу зовнішнього навантаження.

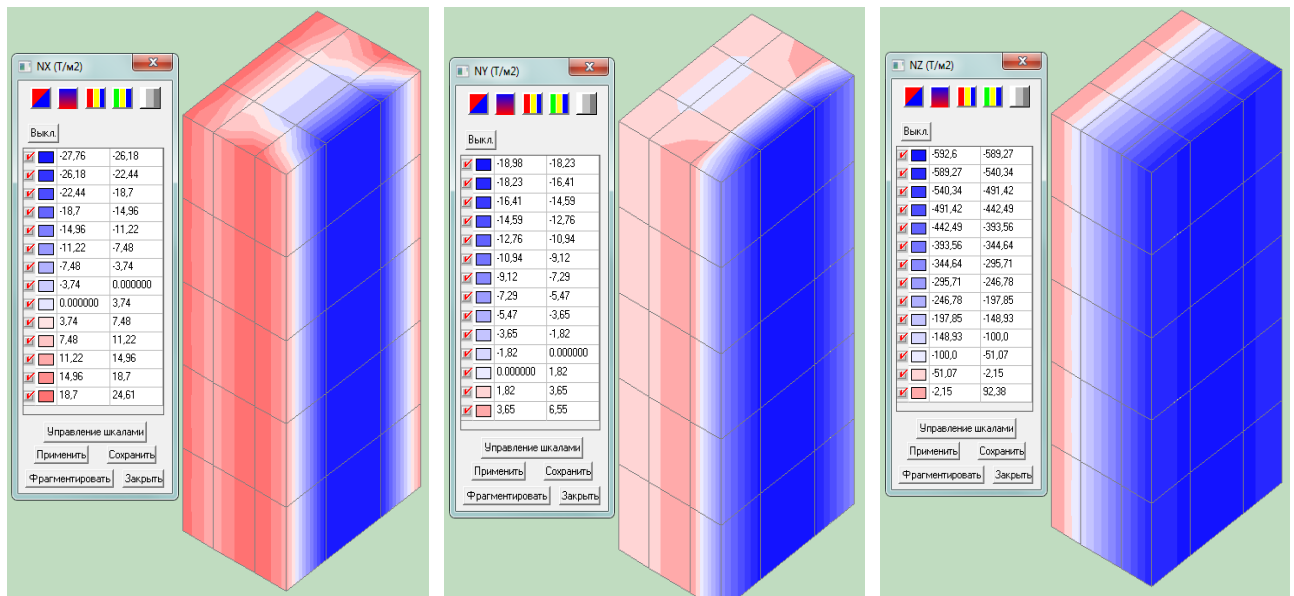


Рис. 4.12. Напряжения в бетоне, в середине элемента:

а) N_x , т/м²; б) N_y , т/м²; в) N_z , т/м²

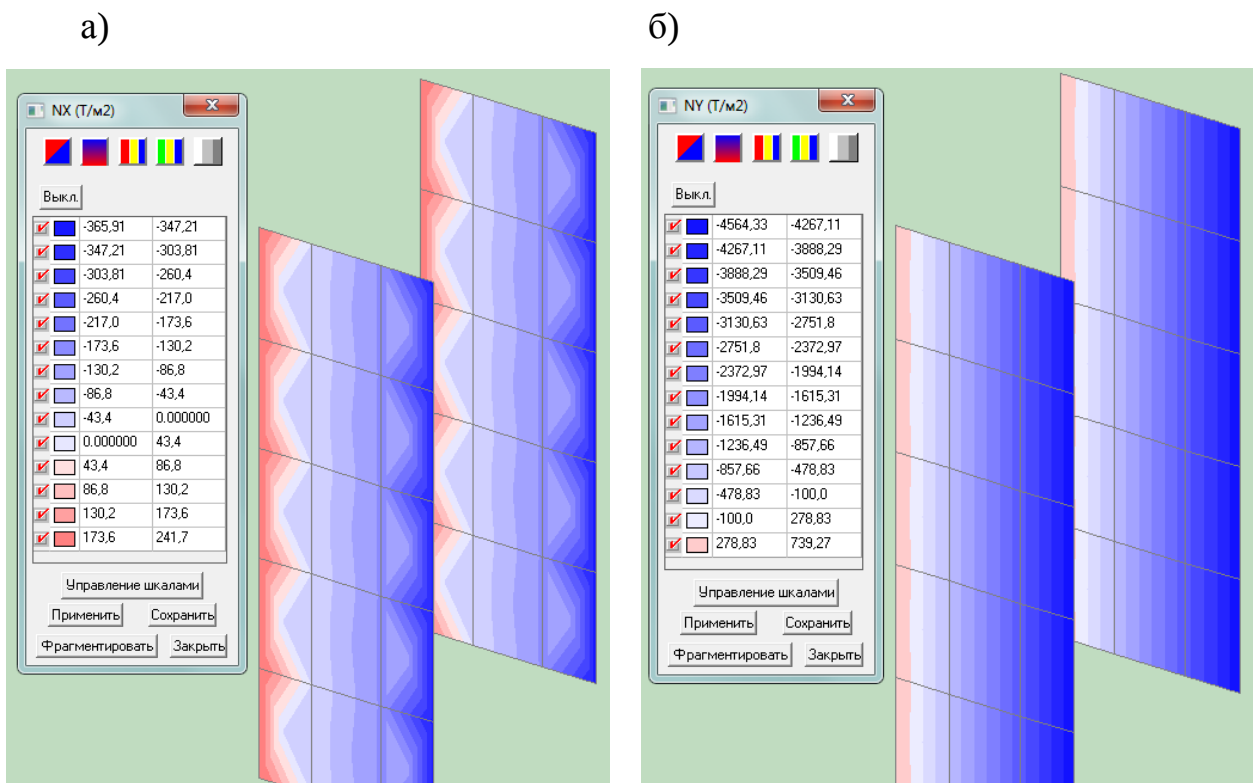


Рис. 4.13. Напряжения в металле, в середине элемента: а) N_x , т/м²; б) N_y , т/м²

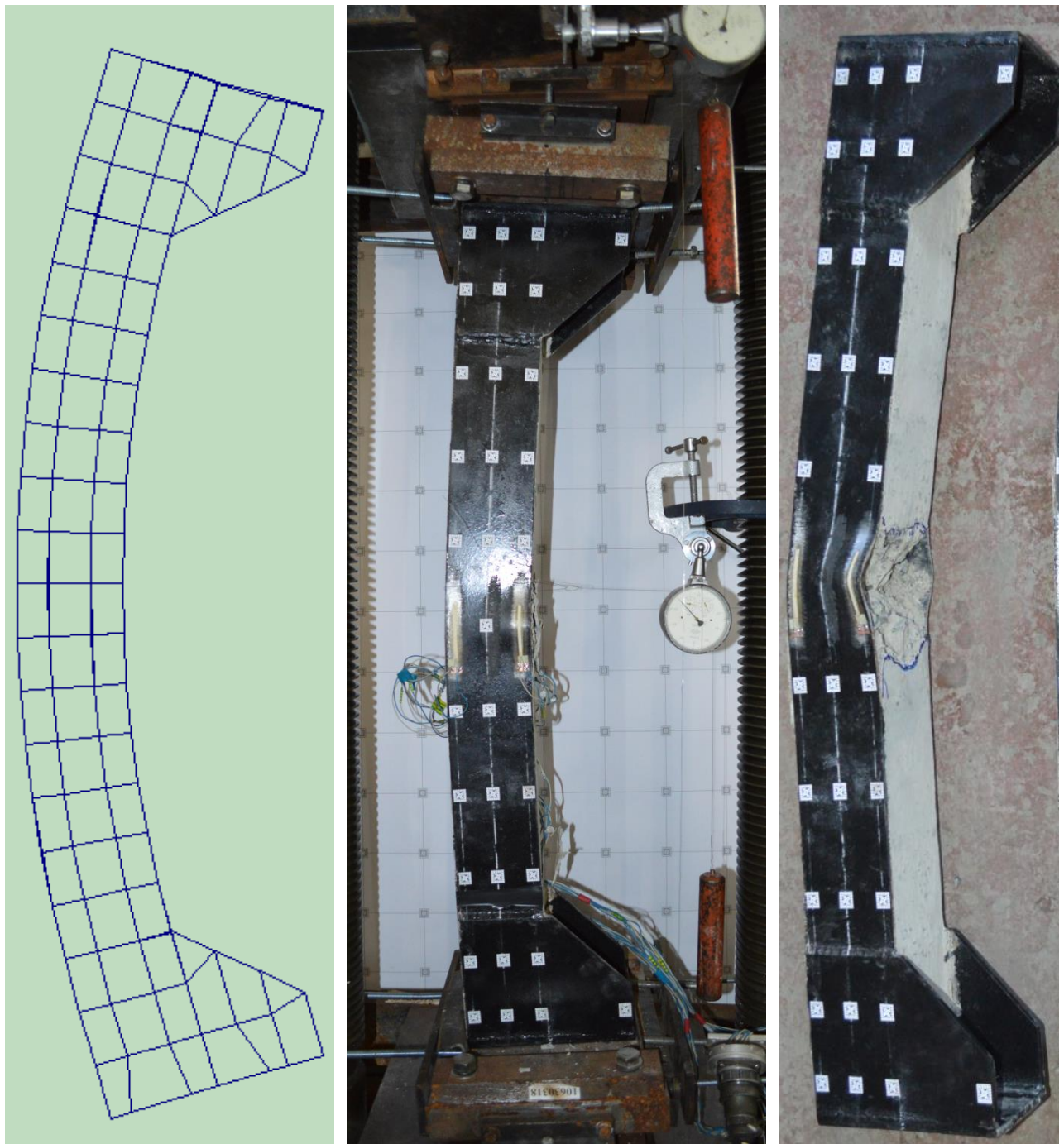
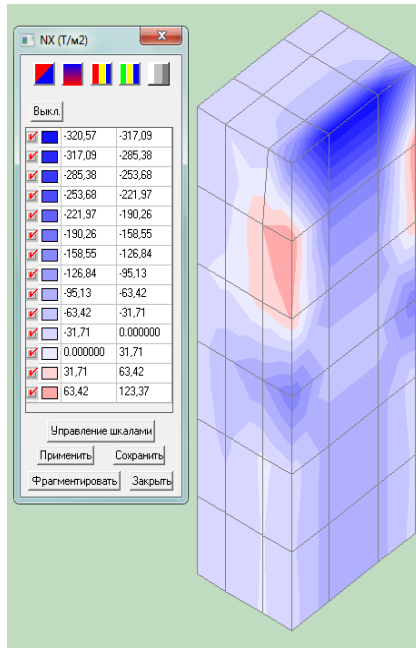


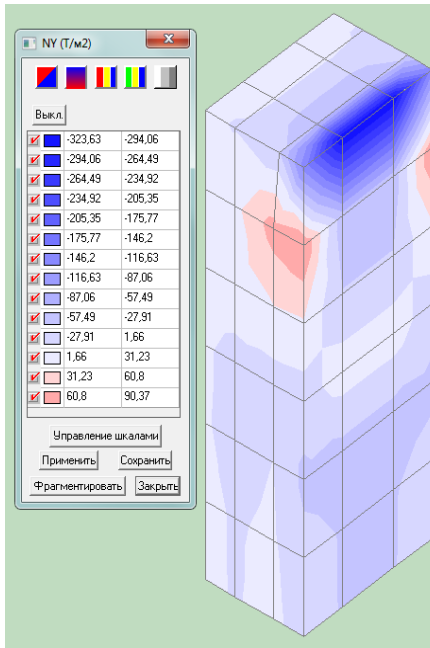
Рис. 4.14. Модель завантажена з ексцентриситетом 50 мм

На рисунку 4.14. показано порівняння деформованої схеми конструкції з аналогічним експериментальним зразком. Характерним є те що, скінченно-елементна модель конструкції має схожу схему деформування з експериментальним зразком. Зі зростанням навантаження в середньому перерізі в результаті накопичення пластичних деформацій утворився пластичний шарнір.

а)



б)



в)

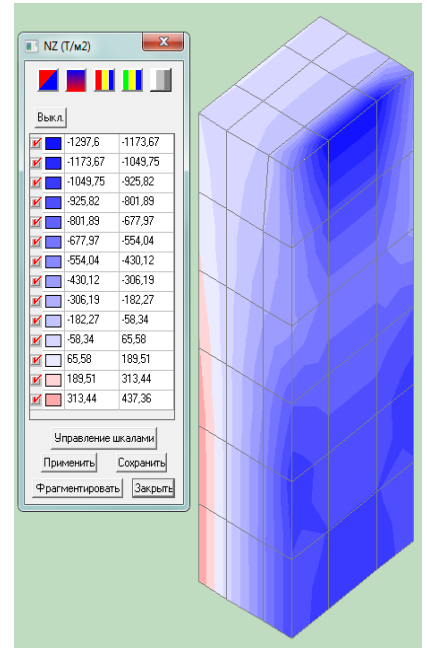
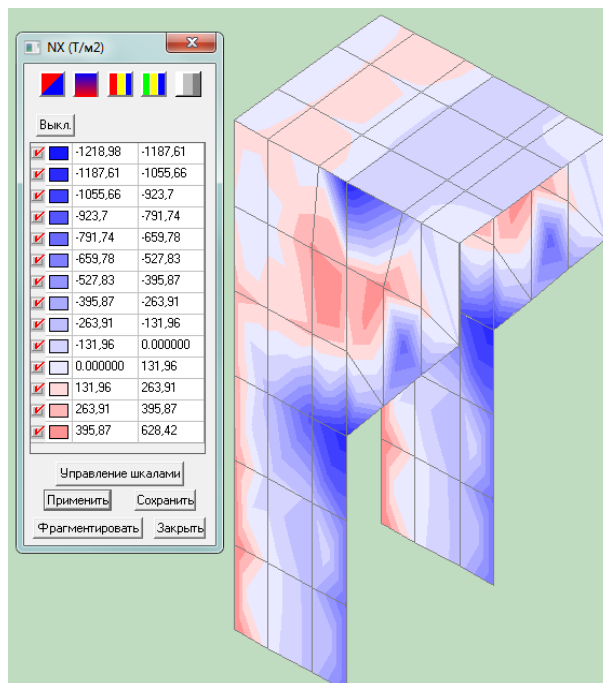


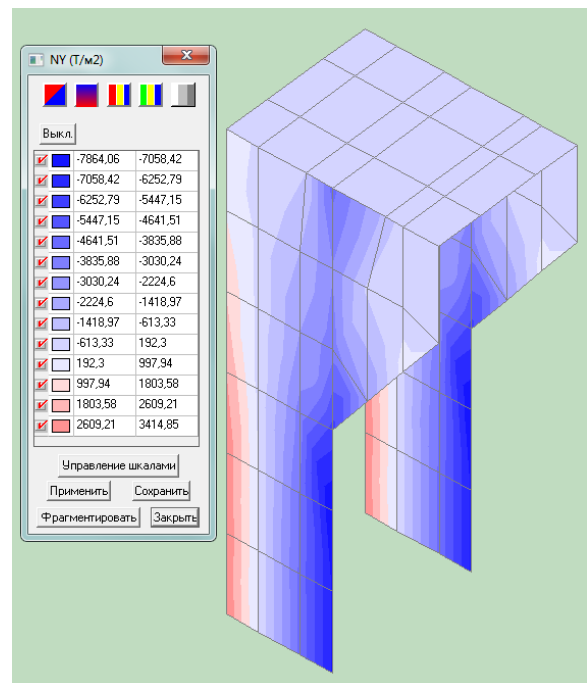
Рис. 4.15. Напруження в бетоні, в оголовку елемента:

а) N_x , т/м²; б) N_y , т/м²; в) N_z , т/м²

а)

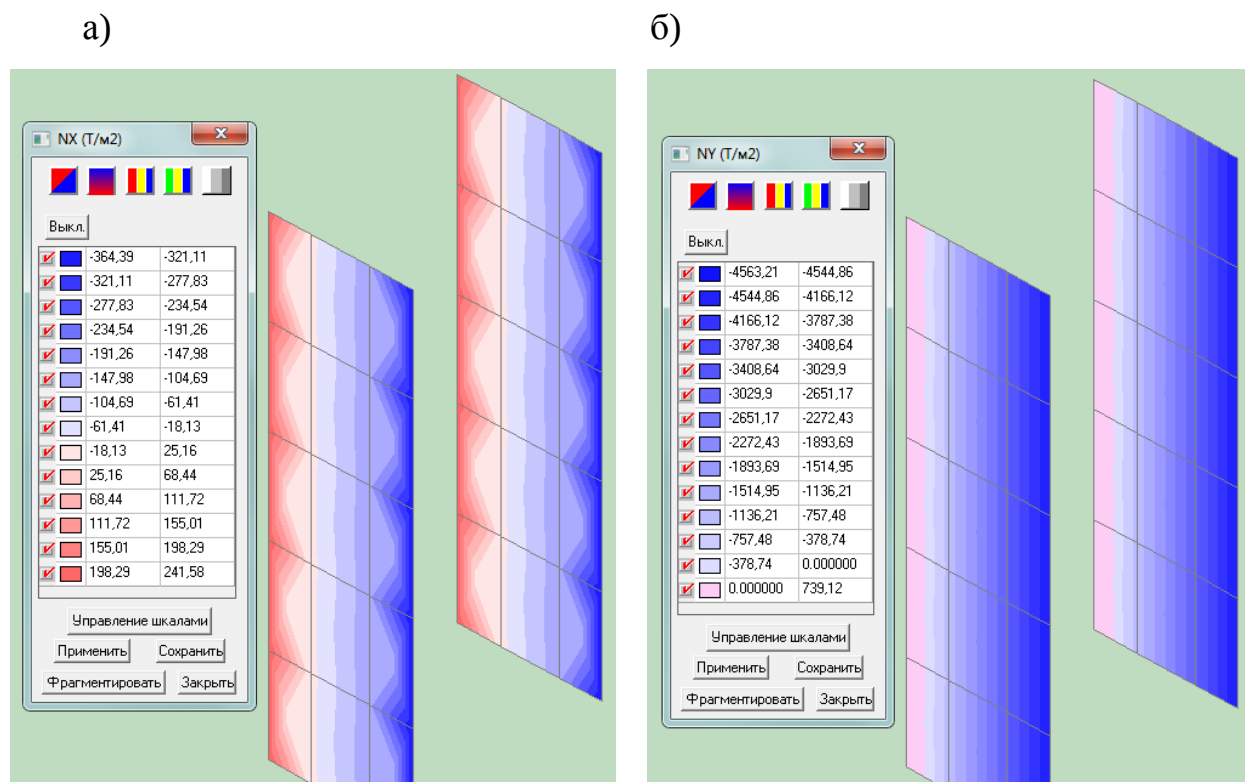
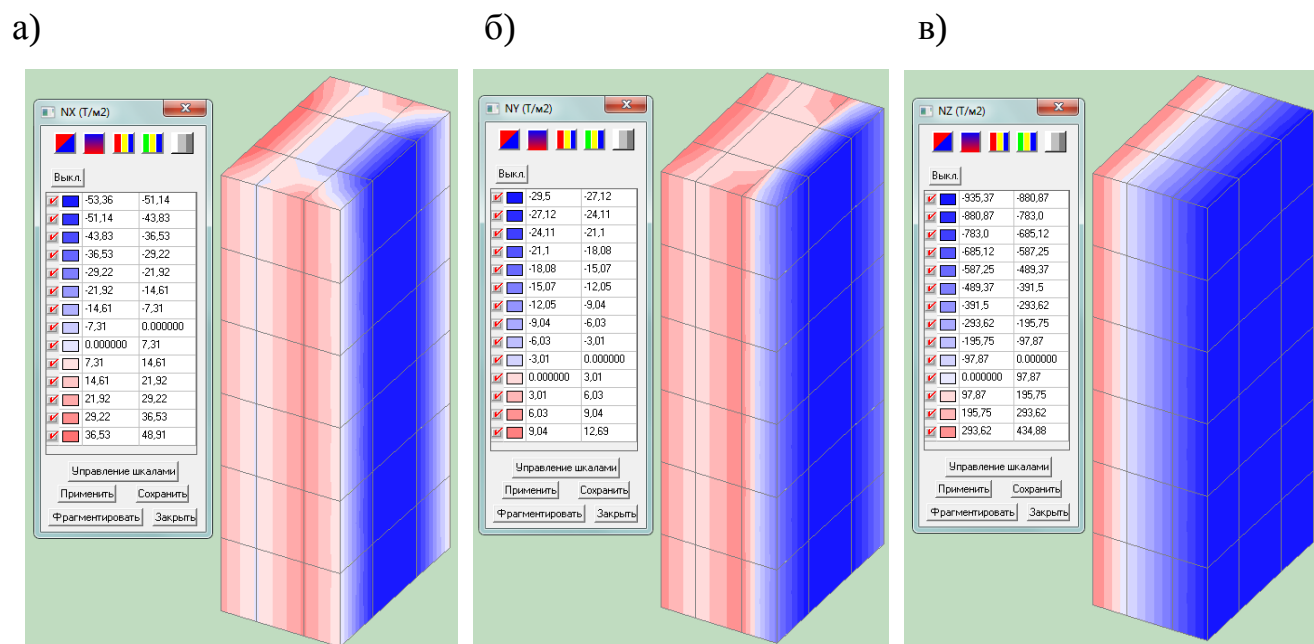


б)

Рис. 4.16. Напруження в металі, в оголовку елемента: а) N_x , т/м²; б) N_y , т/м²

На етапі коли деформації найбільш стиснутої фібри елемента не перевищували межу плинності металу розбіжність результатів становила 5,3%. За

рахунок збільшення зусилля та накопичення пластичних деформацій значення деформацій конструкції відрізнялись від моделі на 18%.



4.3.2. Дослідження елементів висотою 1700мм

Для дослідження сталезалізобетонних елементів із зовнішнім армуванням листами, відповідно до рекомендацій наведених в пункті 4.2, були виконані три скінчено елементні моделі:

1. Центрально-завантажена модель;
2. Модель завантажена з ексцентриситетом 25мм;
3. Модель завантажена з ексцентриситетом 50мм;

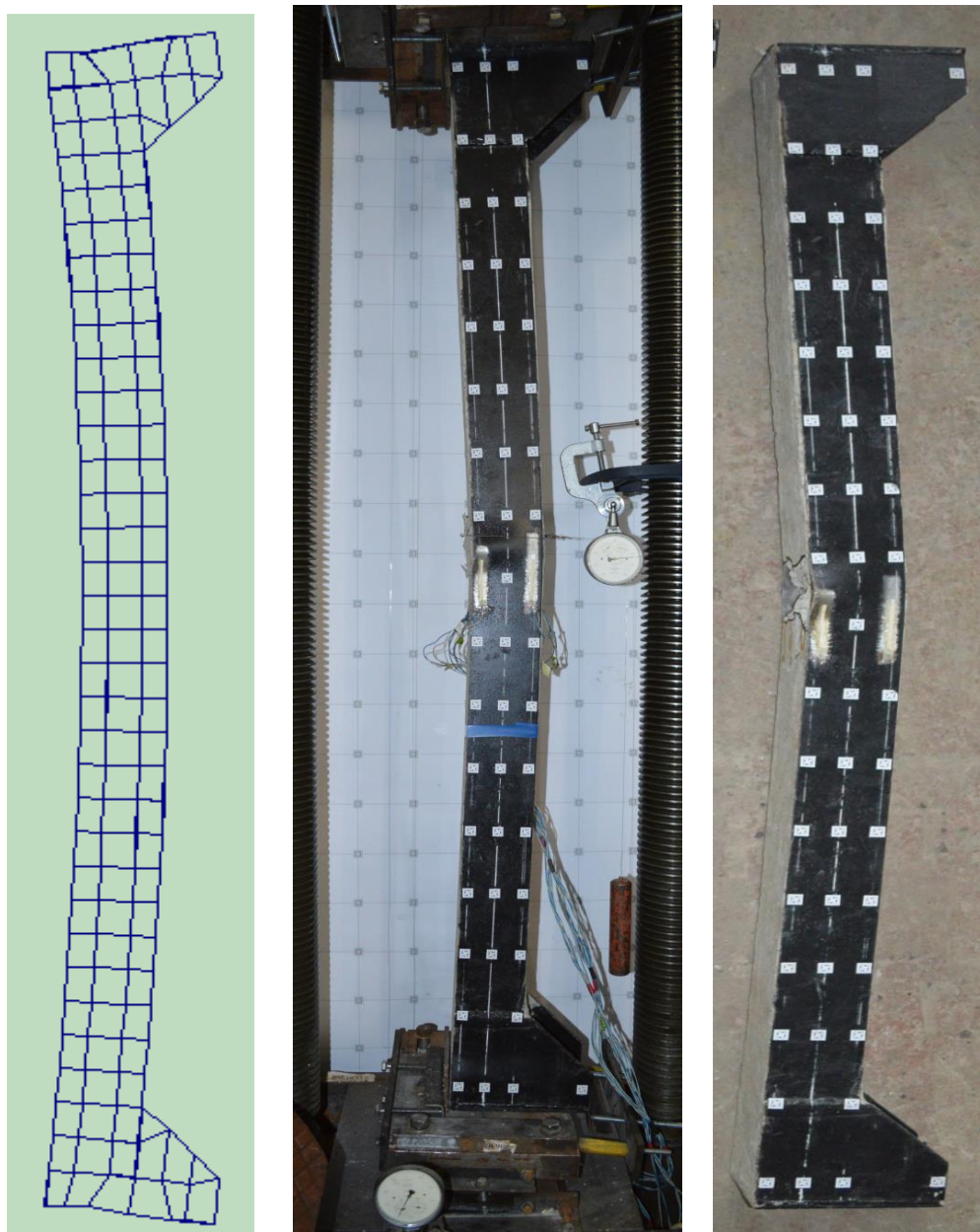


Рис. 4.19. Центрально-завантажена модель

Всі елементи вважались закріпленими шарнірно з обох кінців. Нижче

наведені деформовані моделі в залежності від ексцентриситету прикладення навантаження.

а)

б)

в)

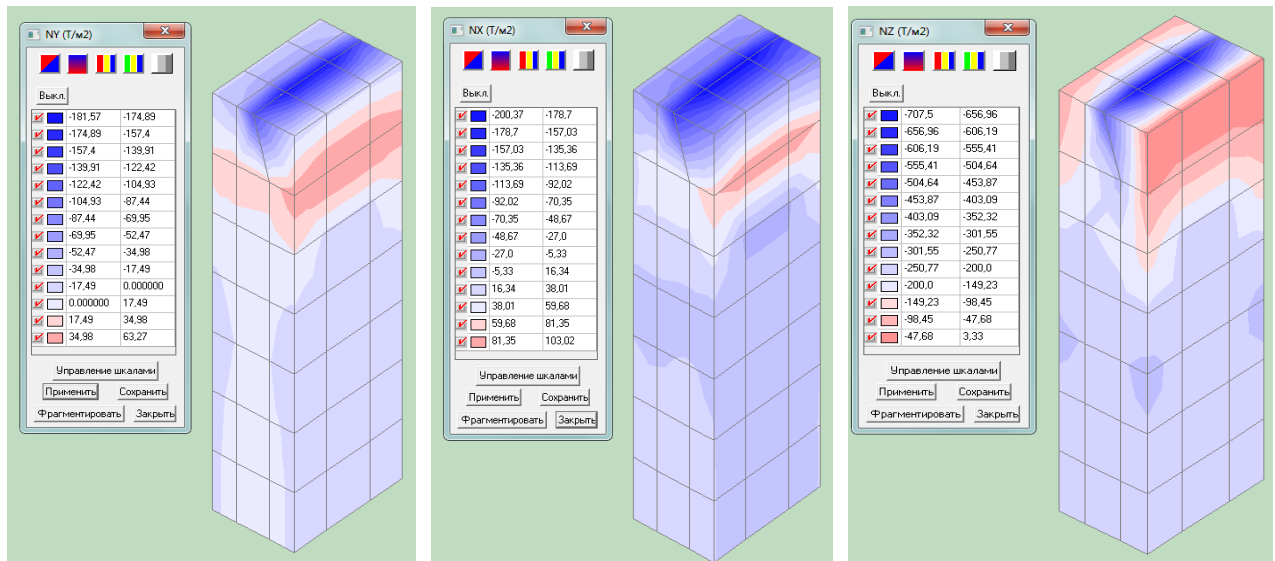


Рис. 4.20. Напряжения в бетоне, в оголовку элемента:

а) N_x , т/м²; б) N_y , т/м²; в) N_z , т/м²

а)

б)

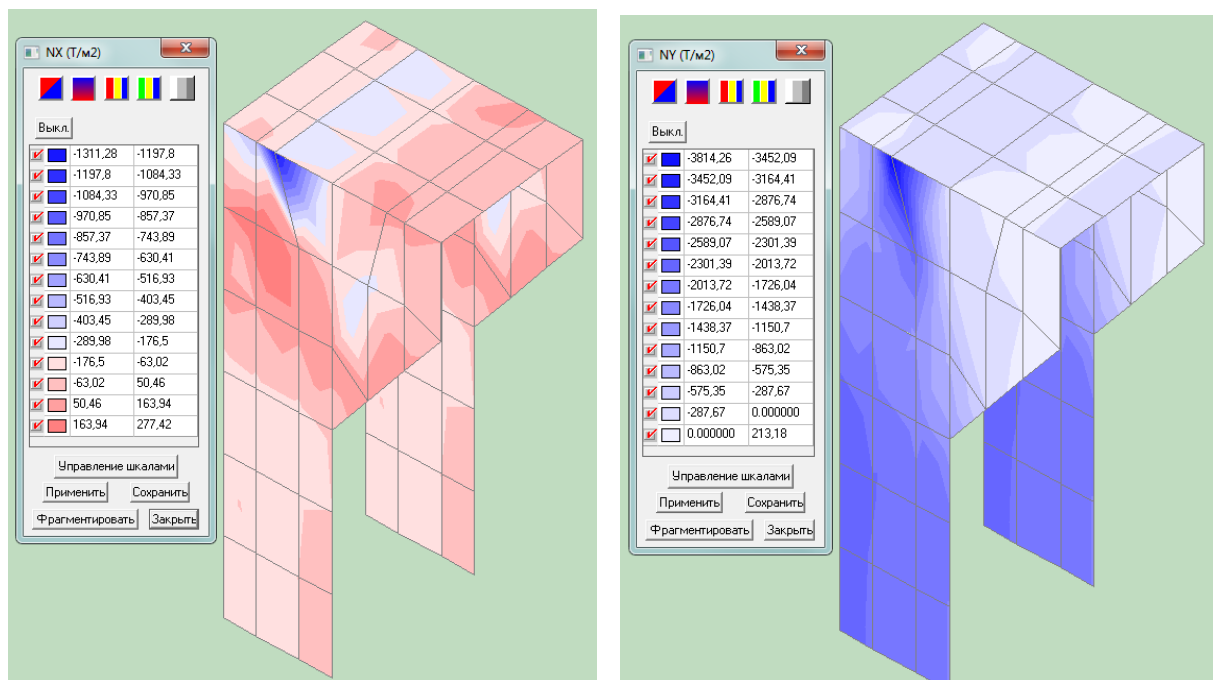


Рис. 4.21. Напряжения в металле, в оголовку элемента: а) N_x , т/м²; б) N_y , т/м²

На рисунку 4.19 показано порівняння деформованої схеми конструкції з

аналогічним експериментальним зразком. Характерним є те що конструкції мають схожу схему деформування.

а)

б)

в)

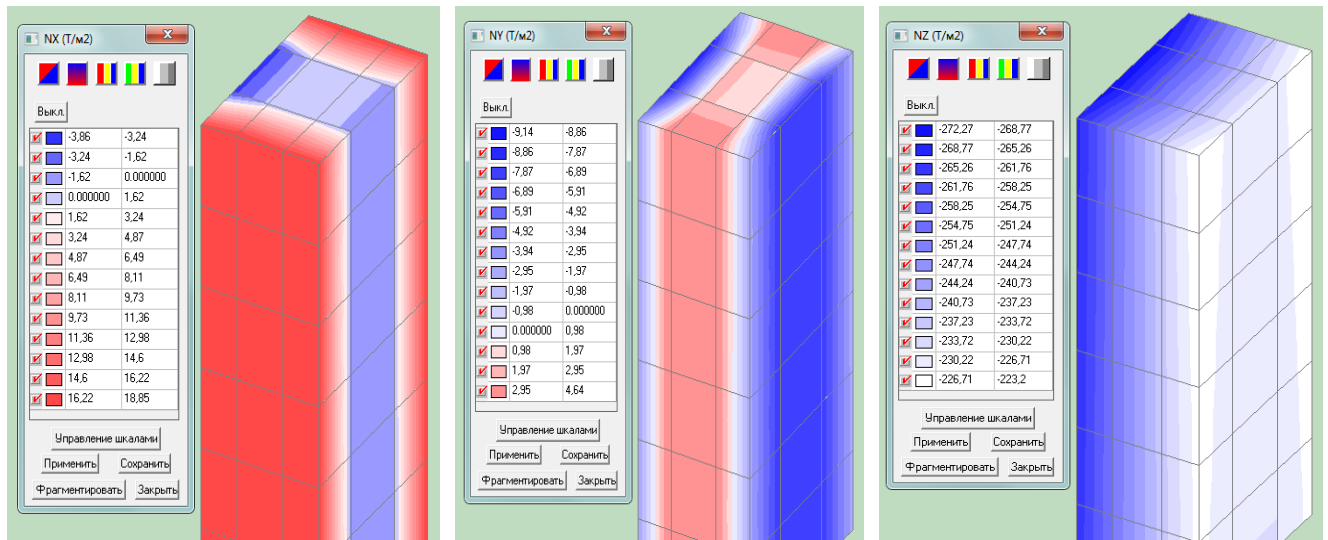


Рис. 4.22. Напруження в бетоні, в оголовку елемента:

а) N_x , т/м²; б) N_y , т/м²; в) N_z , т/м²

а)

б)

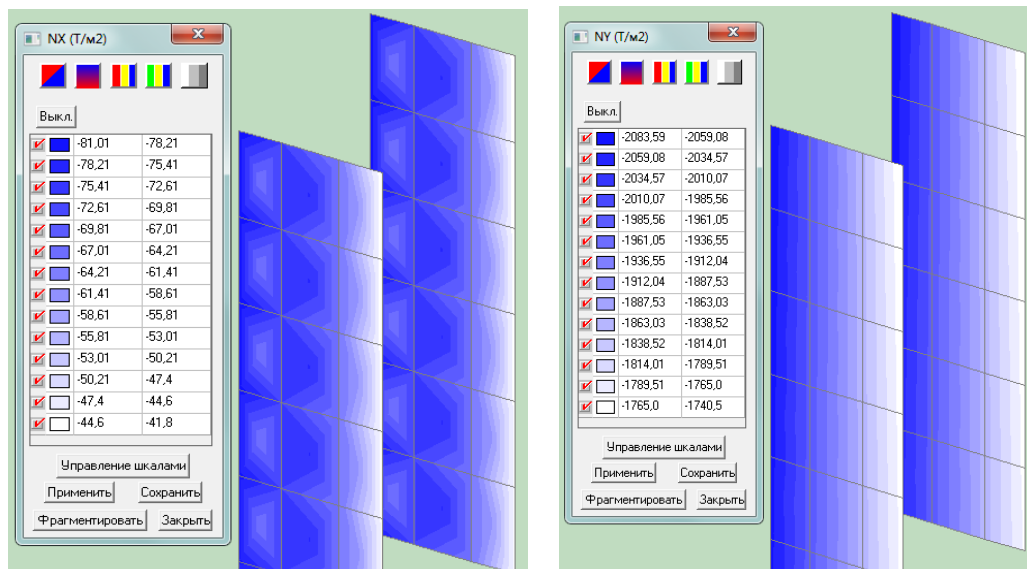


Рис. 4.23. Напруження в металі, в середині елементу: а) N_x , т/м²; б) N_y , т/м²

На етапі коли деформації найбільш стиснутої фібри елемента не перевищували межу плинності металу розбіжність результатів становила 5,7%. За рахунок збільшення зусилля та накопичення пластичних деформацій значення

деформацій конструкції в відрізнялись від моделі на 16,9%.

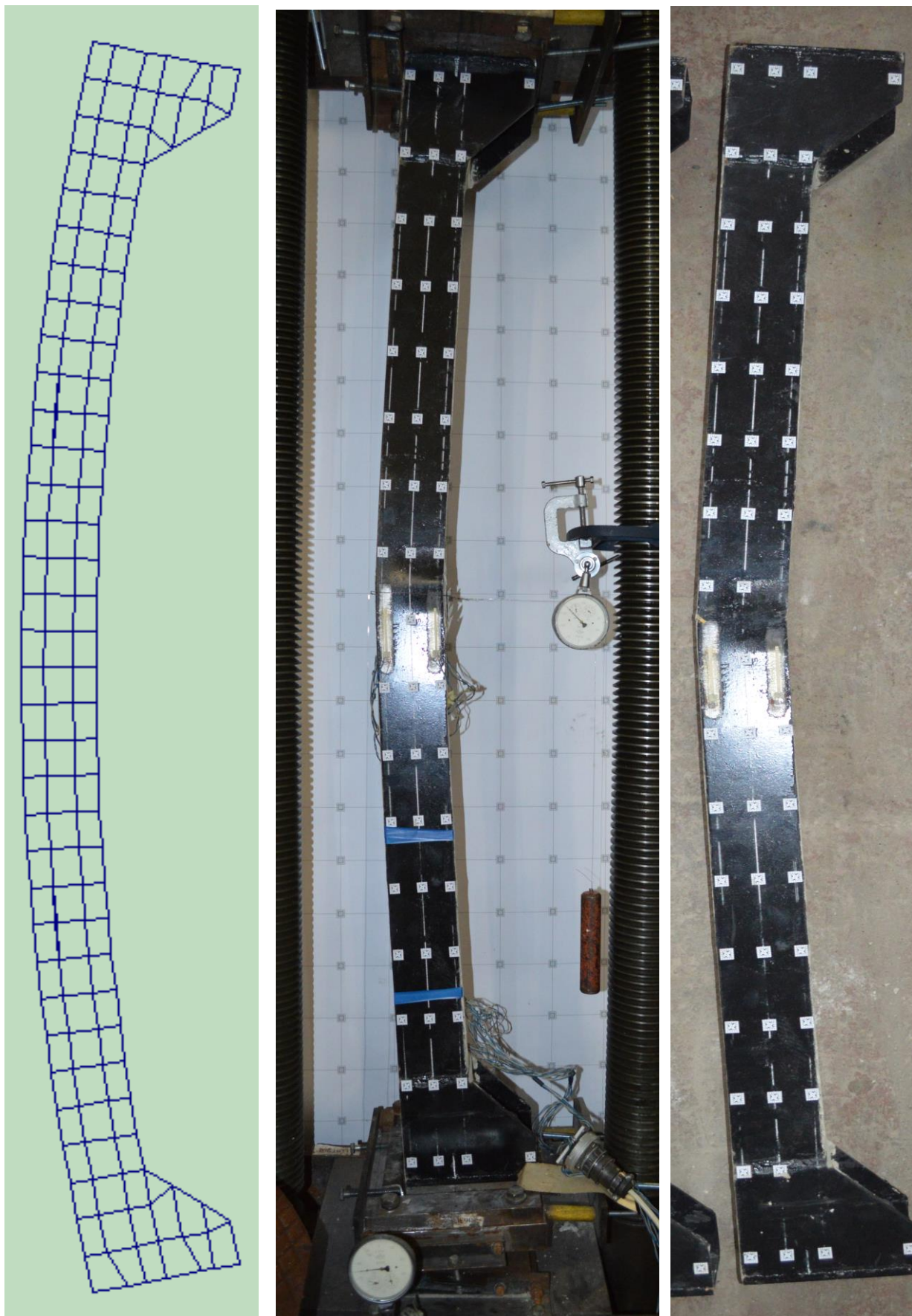


Рис. 4.24. Модель завантажена з ексцентриситетом 25 мм

На рисунку 4.24. показано порівняння деформованої схеми конструкції з аналогічним експериментальним зразком. Характерним є те що конструкції мають схожу схему деформування.

а)

б)

в)

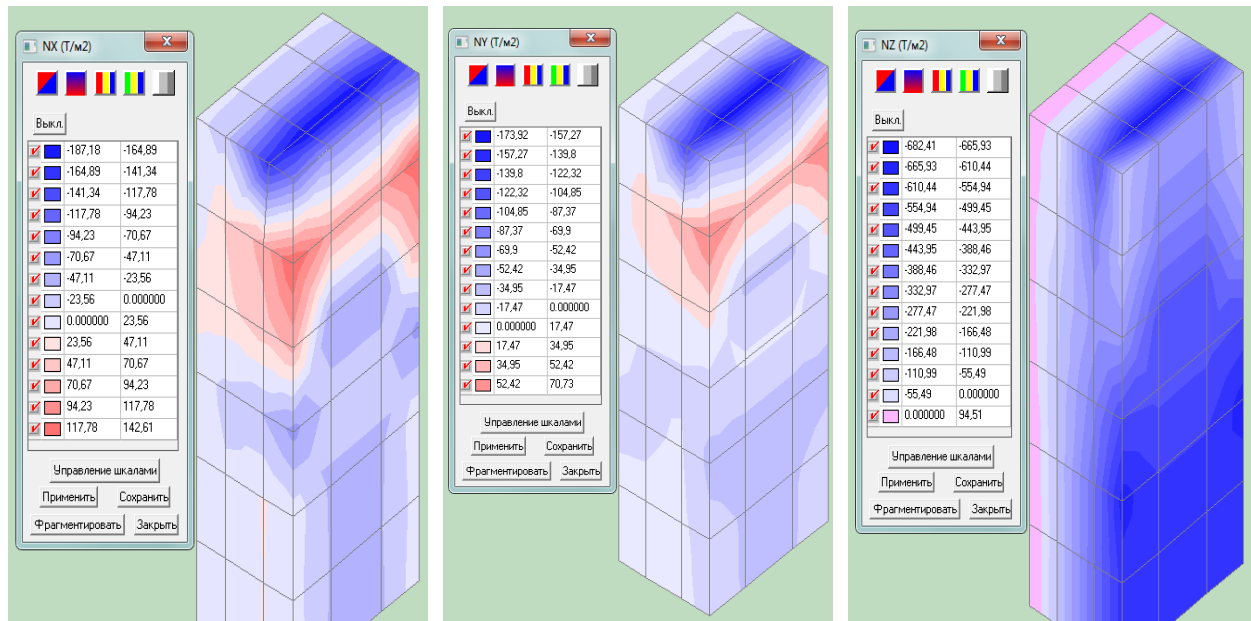


Рис. 4.25. Напряжения в бетоне, в оголовку элемента:

а) N_x , т/м²; б) N_y , т/м²; в) N_z , т/м²

а)

б)

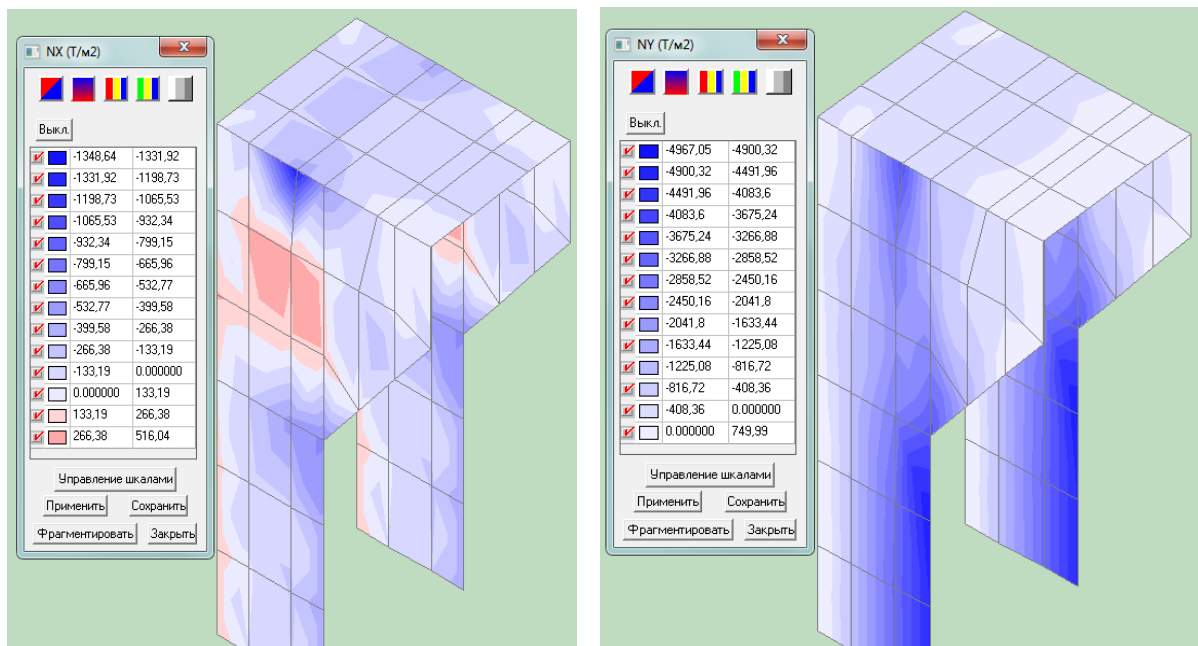
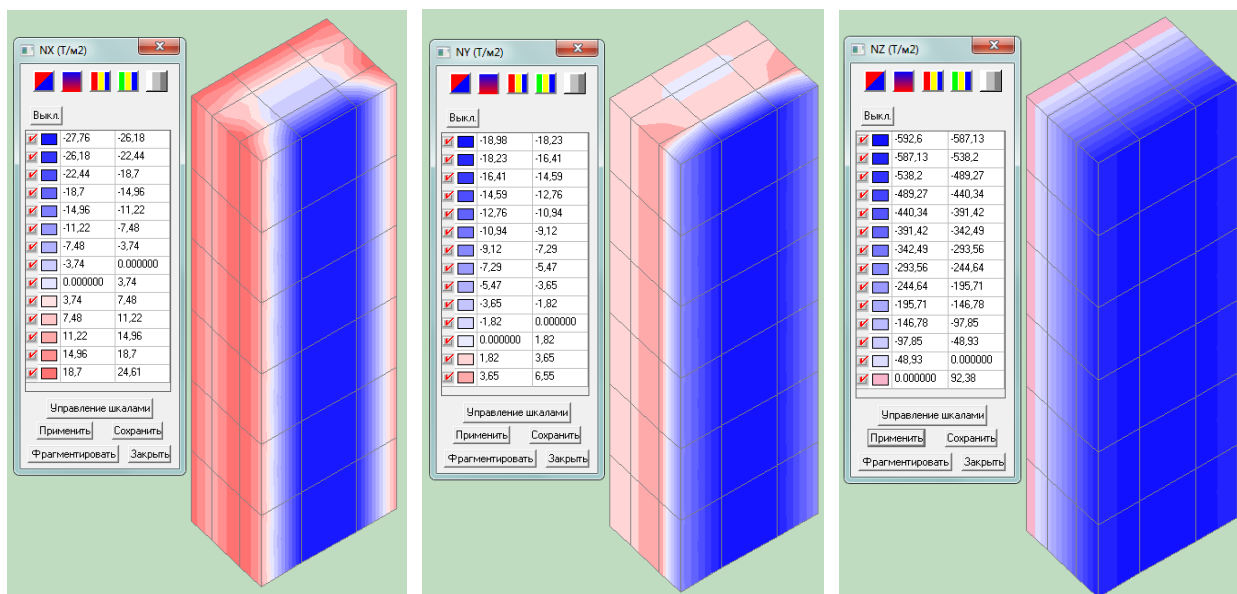


Рис. 4.26. Напряжения в металле, в оголовку элемента: а) N_x , т/м²; б) N_y , т/м²

B)



a) N_x , T/M²; б) N_y , T/M²; в) N_z , T/M²

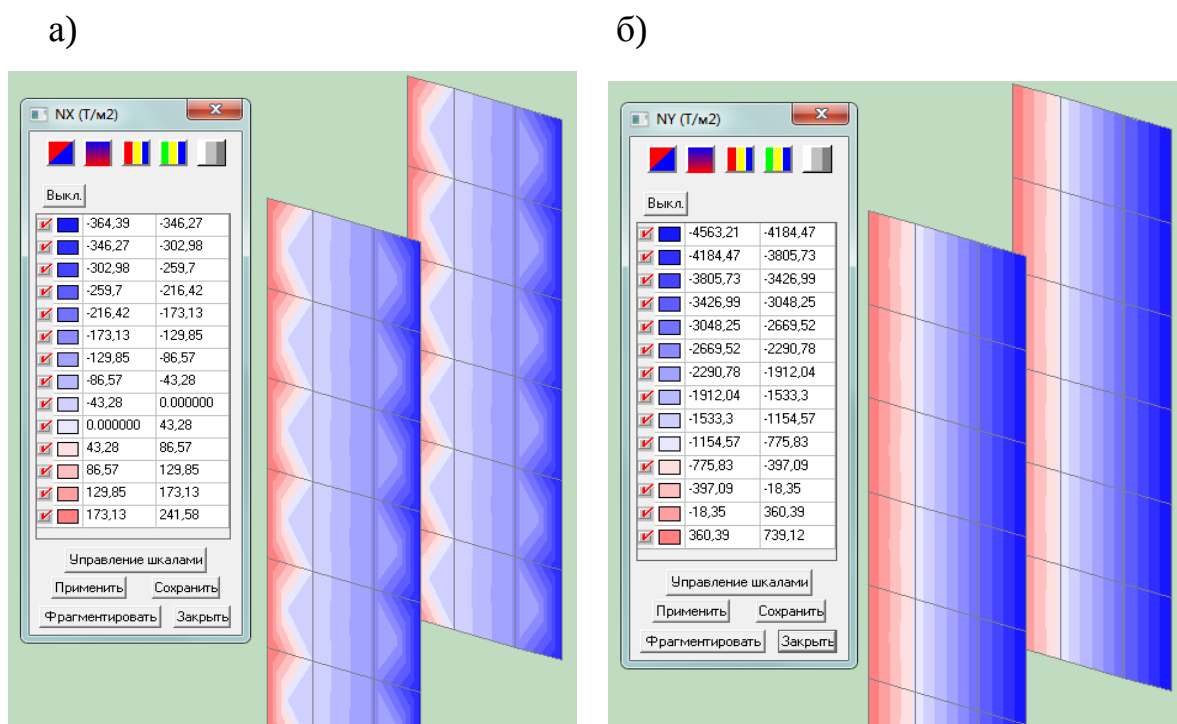


Рис. 4.28. Напруження в металі, в середині елемента: а) N_x , т/м²; б) N_y , т/м²

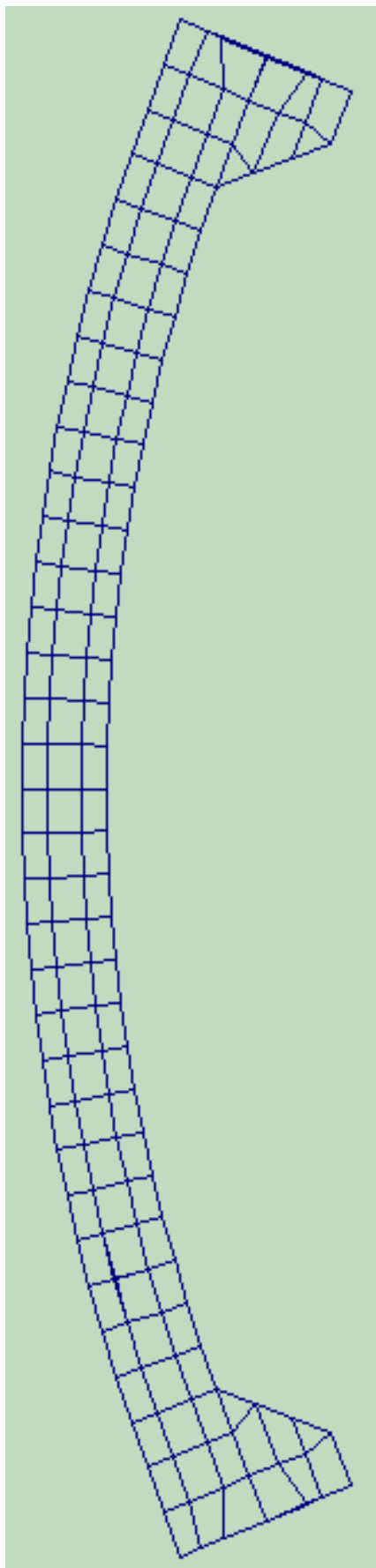
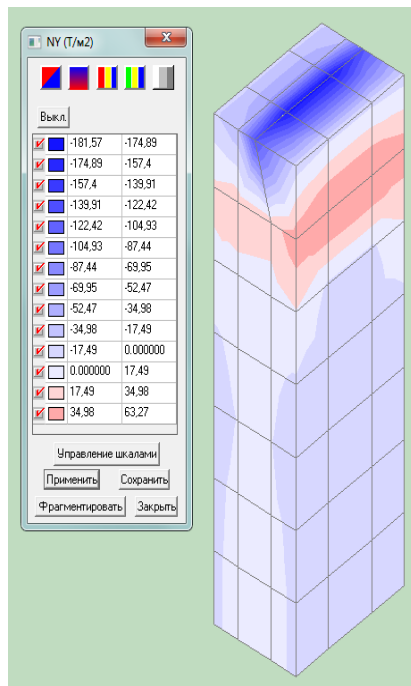
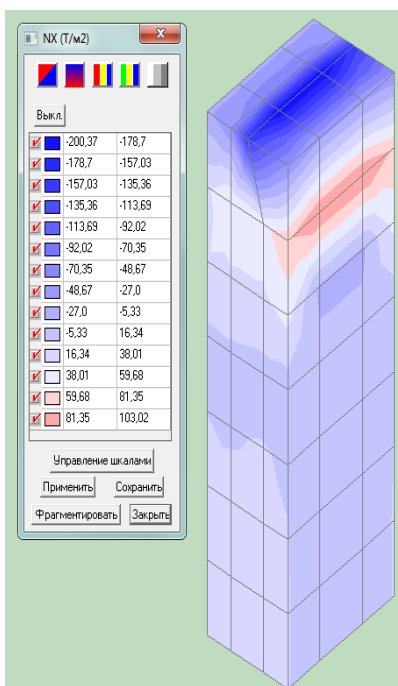


Рис. 4.29. Модель завантажена з ексцентриситетом 50 мм

а)



б)



в)

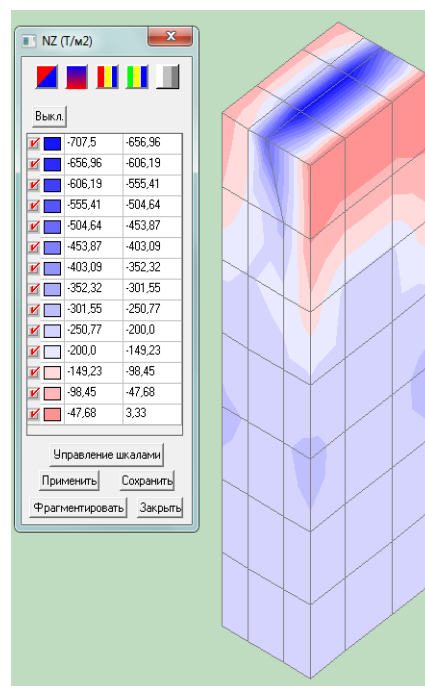
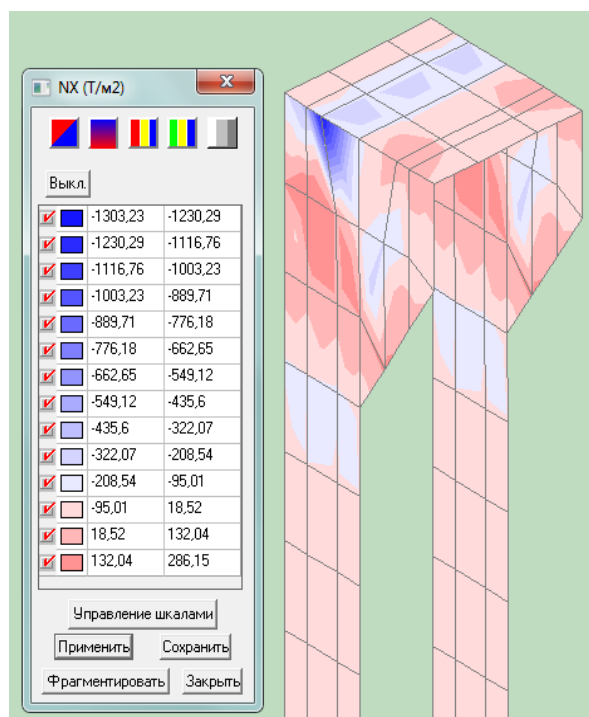


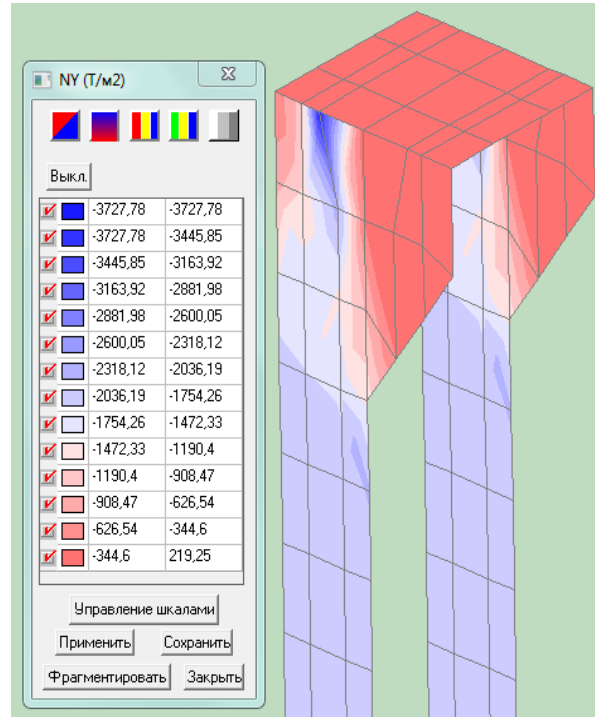
Рис. 4.30. Напряжения в бетоне, в оголовку элемента:

а) N_x , т/м²; б) N_y , т/м²; в) N_z , т/м²

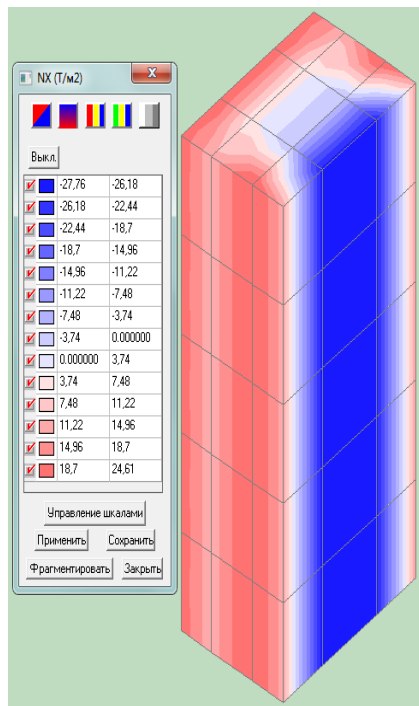
а)



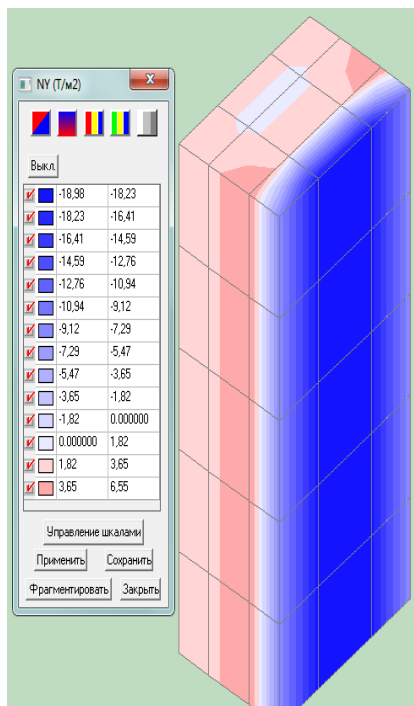
б)

Рис. 4.31. Напряжения в металле, в оголовку элемента: а) N_x , т/м²; б) N_y , т/м²

а)



б)



в)

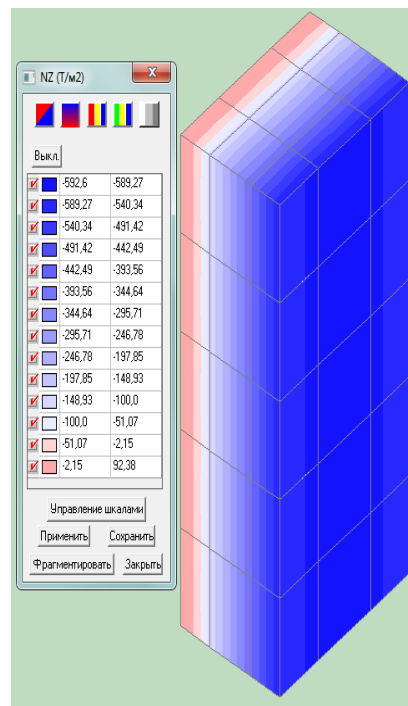
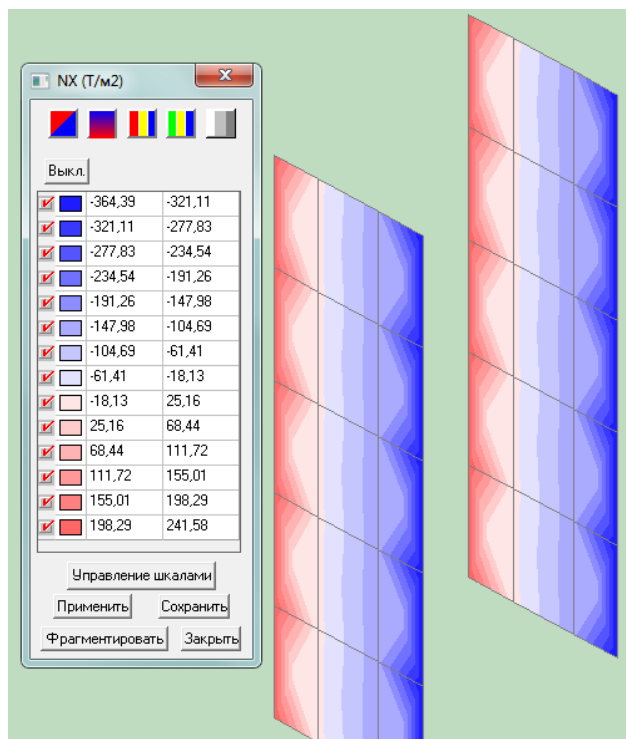


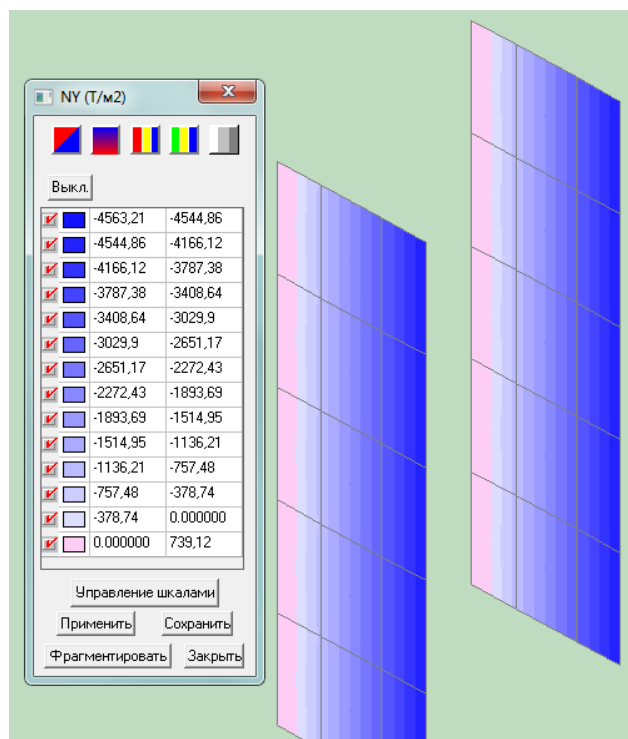
Рис. 4.32. Напряжения в бетоне, в оголовку элемента:

а) N_x , т/м²; б) N_y , т/м²; в) N_z , т/м²

а)



б)

Рис. 4.33. Напряжения в металле, в середине элемента: а) N_x , т/м²; б) N_y , т/м²

На рисунку 4.29 показано порівняння деформованої схеми конструкції з аналогічним експериментальним зразком. Характерним є те що конструкції мають схожу схему деформування. Зі зростанням навантаження в середньому перерізі в результаті накопичення пластичних деформацій утворився пластичний шарнір.

На етапі коли деформації найбільш стиснутої фібри елемента не перевищували межу плинності металу розбіжність результатів становила 9,4%. За рахунок збільшення зусилля та накопичення пластичних деформацій значення деформацій конструкції в відрізнялись від моделі на 14,8%.

4.3.3. Дослідження елементів висотою 2400 мм

Для дослідження сталезалізобетонних елементів із зовнішнім армуванням листами, відповідно до рекомендацій наведених в пункті 4.2., були виконані три скінчено елементні моделі:

4. Центральна-завантажена модель;
5. Модель завантажена з ексцентриситетом 25мм;
6. Модель завантажена з ексцентриситетом 50мм;

Всі елементи вважались закріпленими шарнірно з обох кінців. Нижче наведені деформовані моделі в залежності від ексцентриситету прикладення навантаження. Також наведені поля напружень в об'ємних елементах (в бетонному ядрі) та в металевих пластинах відповідно.

На рисунку 4.3 показано порівняння деформованої схеми конструкції з аналогічним експериментальним зразком. Характерним є те що конструкції мають схожу схему деформування.

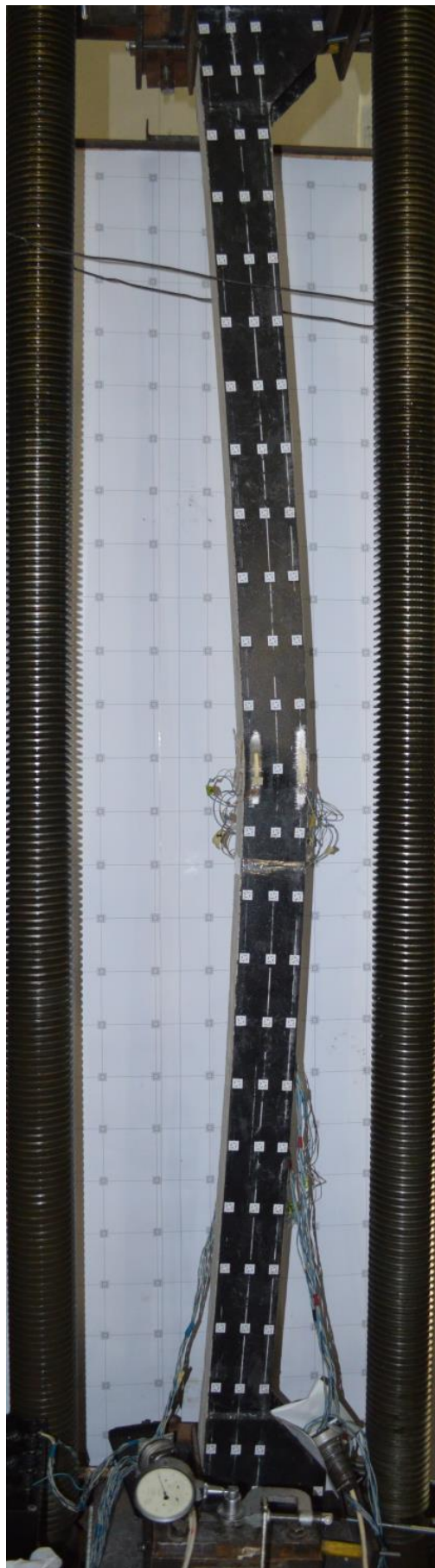
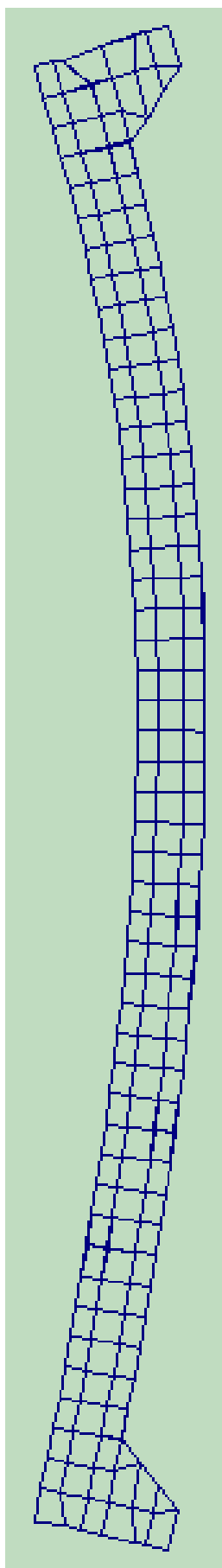
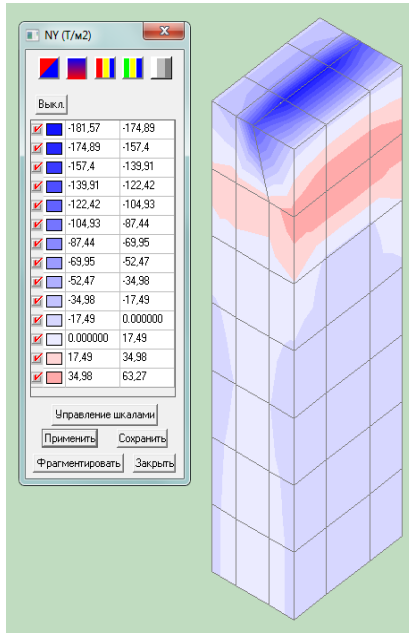
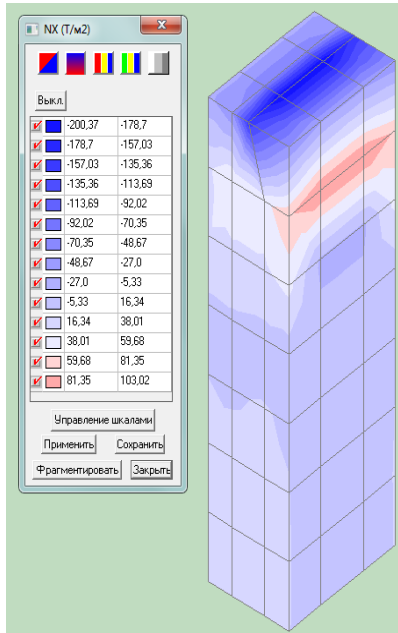


Рис. 4.34. Центральна-завантажена модель

а)



б)



в)

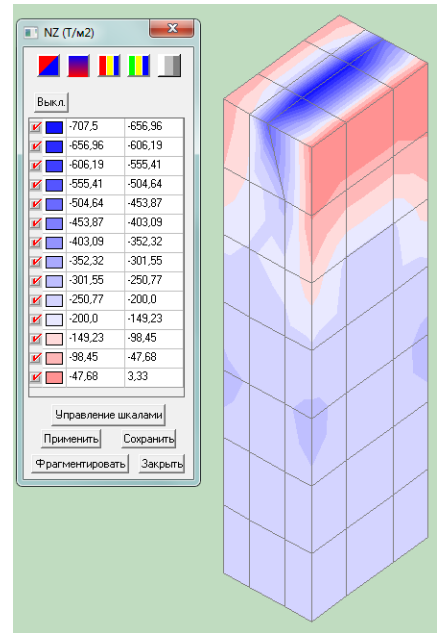
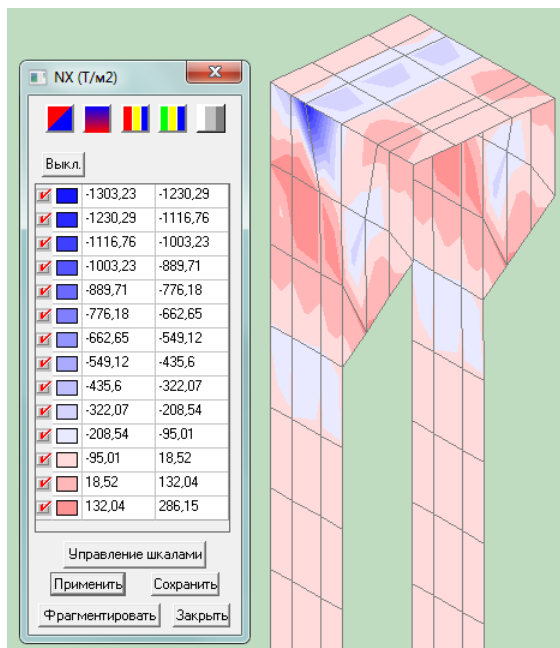


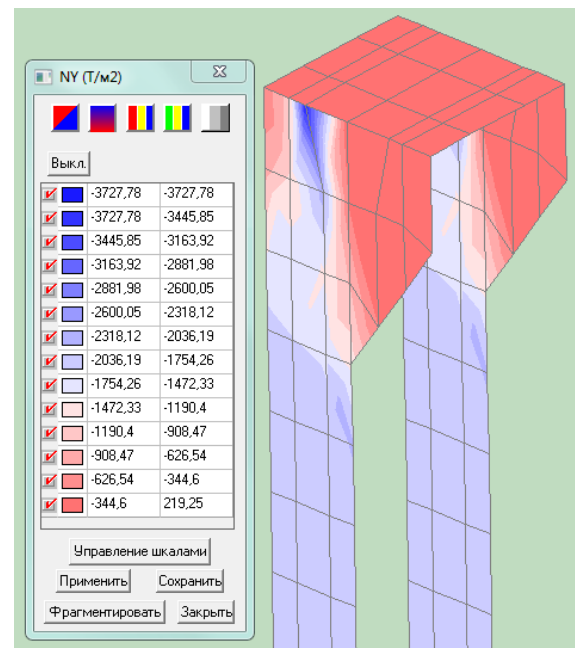
Рис. 4.35. Напряжения в бетоне, в оголовку элемента:

а) N_x , т/м²; б) N_y , т/м²; в) N_z , т/м²

а)



б)

Рис. 4.36. Напряжения в металле, в оголовку элемента: а) N_x , т/м²; б) N_y , т/м²

На етапі коли деформації найбільш стиснутої фібри елемента не перевищували межу плинності металу розбіжність результатів становила 8,0%. За рахунок збільшення зусилля та накопичення пластичних деформацій значення

деформацій конструкції в відрізнялись від моделі на 23%.

а)

б)

в)

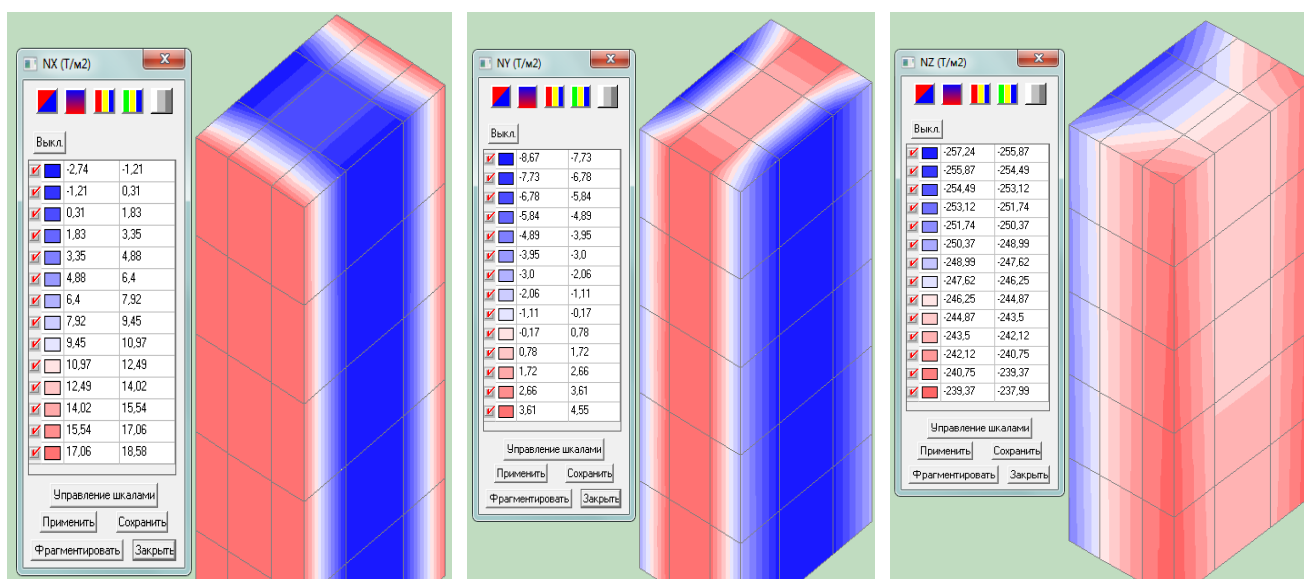


Рис. 4.37. Напруження в бетоні, в оголовку елемента:

а) N_x , т/м^2 ; б) N_y , т/м^2 ; в) N_z , т/м^2

а)

б)

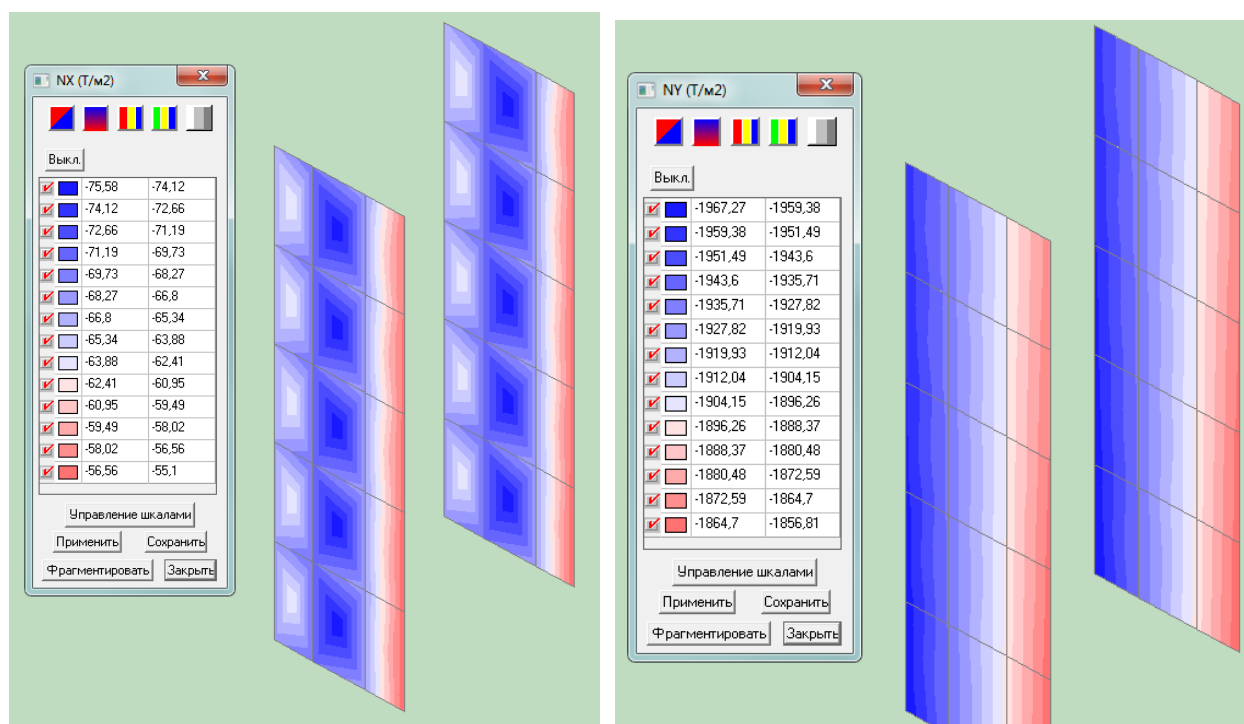


Рис. 4.38. Напруження в металі, в середині елемента: а) N_x , т/м^2 ; б) N_y , т/м^2

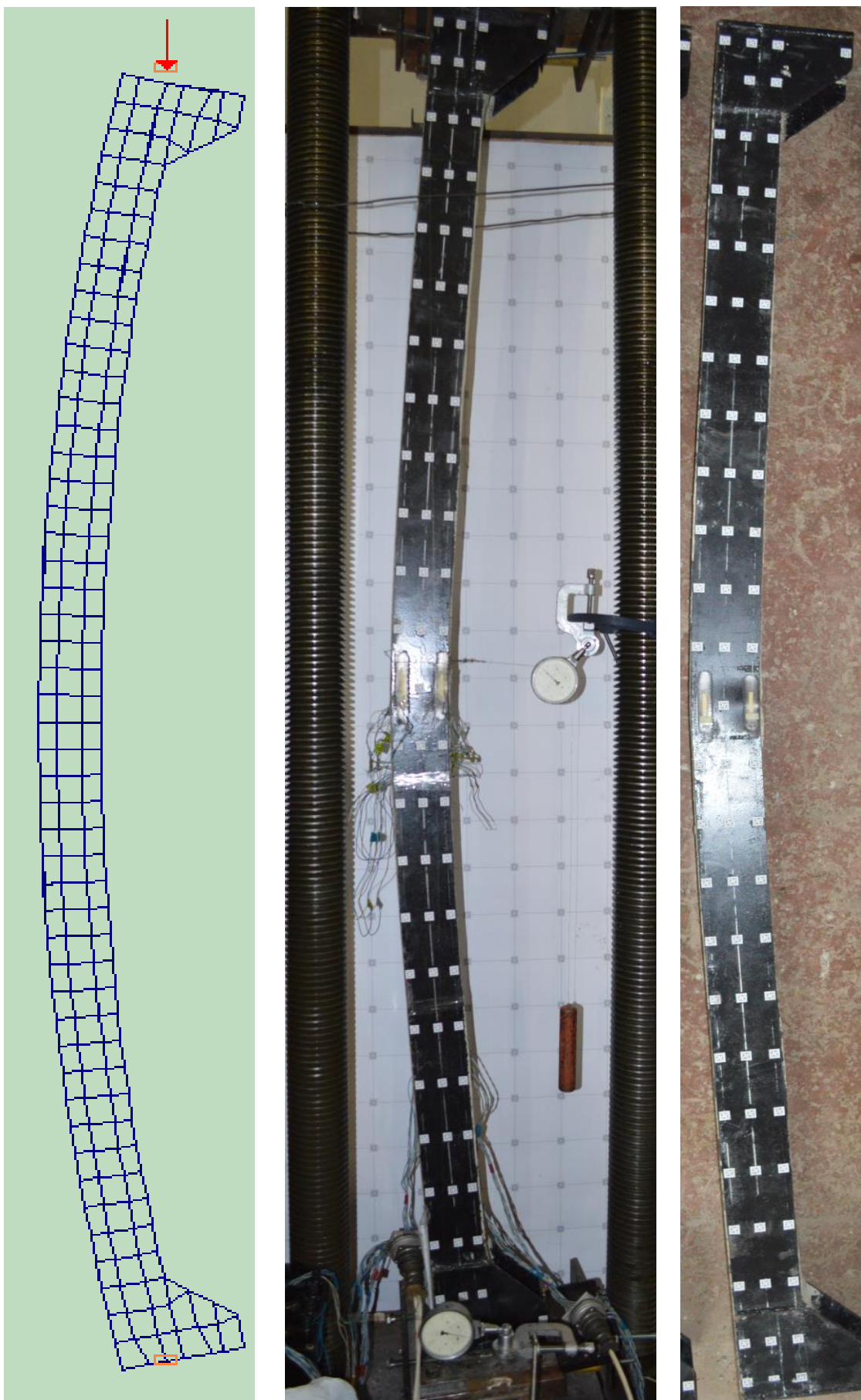


Рис. 4.39. Модель завантажена з ексцентриситетом 25 мм

a) б) в)

NY (T/m2)

✓	-181.57	-174.89
✓	-174.89	-157.4
✓	-157.4	-139.91
✓	-139.91	-122.42
✓	-122.42	-104.93
✓	-104.93	-87.44
✓	-87.44	-69.95
✓	-69.95	-52.47
✓	-52.47	-34.98
✓	-34.98	-17.49
✓	-17.49	0.000000
✓	0.000000	17.49
✓	17.49	34.98
✓	34.98	63.27

Управление шкалами

Применить Сохранить

Фрагментировать Закрыть

NX (T/m2)

✓	-200.37	-178.7
✓	-178.7	-157.03
✓	-157.03	-135.36
✓	-135.36	-113.69
✓	-113.69	-92.02
✓	-92.02	-70.35
✓	-70.35	-48.67
✓	-48.67	-27.0
✓	-27.0	-5.33
✓	-5.33	16.34
✓	16.34	38.01
✓	38.01	59.68
✓	59.68	81.35
✓	81.35	103.02

Управление шкалами

Применить Сохранить

Фрагментировать Закрыть

NZ (T/m2)

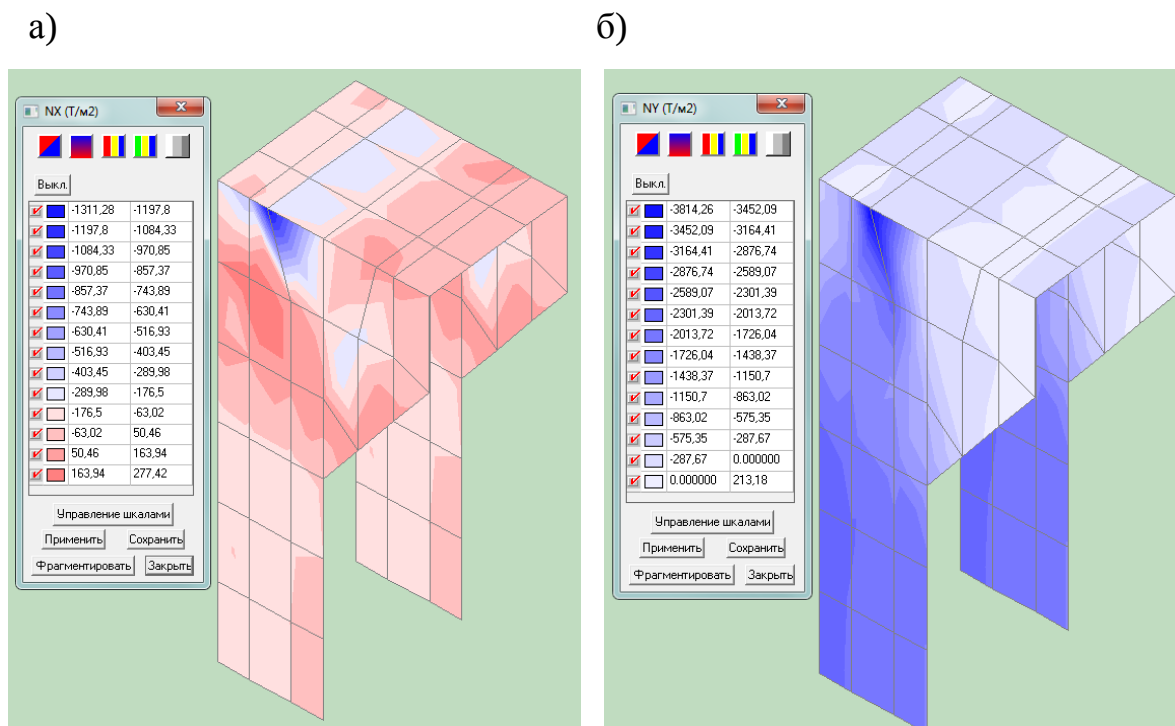
✓	-707.5	-656.96
✓	-656.96	-606.19
✓	-606.19	-555.41
✓	-555.41	-504.64
✓	-504.64	-453.87
✓	-453.87	-403.09
✓	-403.09	-352.32
✓	-352.32	-301.55
✓	-301.55	-250.77
✓	-250.77	-200.0
✓	-200.0	-149.23
✓	-149.23	-98.45
✓	-98.45	-47.68
✓	-47.68	3.33

Управление шкалами

Применить Сохранить

Фрагментировать Закрыть

a) N_x , T/M²; б) N_y , T/M²; в) N_z , T/M²



127

Figure 1 displays three screenshots of the 'Управление шкалами' (Scale Management) dialog box for the NX, NY, and NZ axes. Each dialog shows a 3D cube with a color gradient from blue to red, representing the spatial distribution of the data. The dialog boxes are titled 'NX (T/m2)', 'NY (T/m2)', and 'NZ (T/m2)' respectively. Each dialog contains a table of values for the corresponding axis, with columns for 'Выкл.' (Off) and 'Вкл.' (On) states. The values are arranged in a 4x4 grid for each axis.

NX (T/m2) Data:

Выкл.	Вкл.
27.76	-26.18
26.18	-22.44
22.44	-18.7
18.7	-14.96
14.96	-11.22
11.22	-7.48
7.48	-3.74
3.74	0.000000
0.000000	3.74
3.74	7.48
7.48	11.22
11.22	14.96
14.96	18.7
18.7	24.61

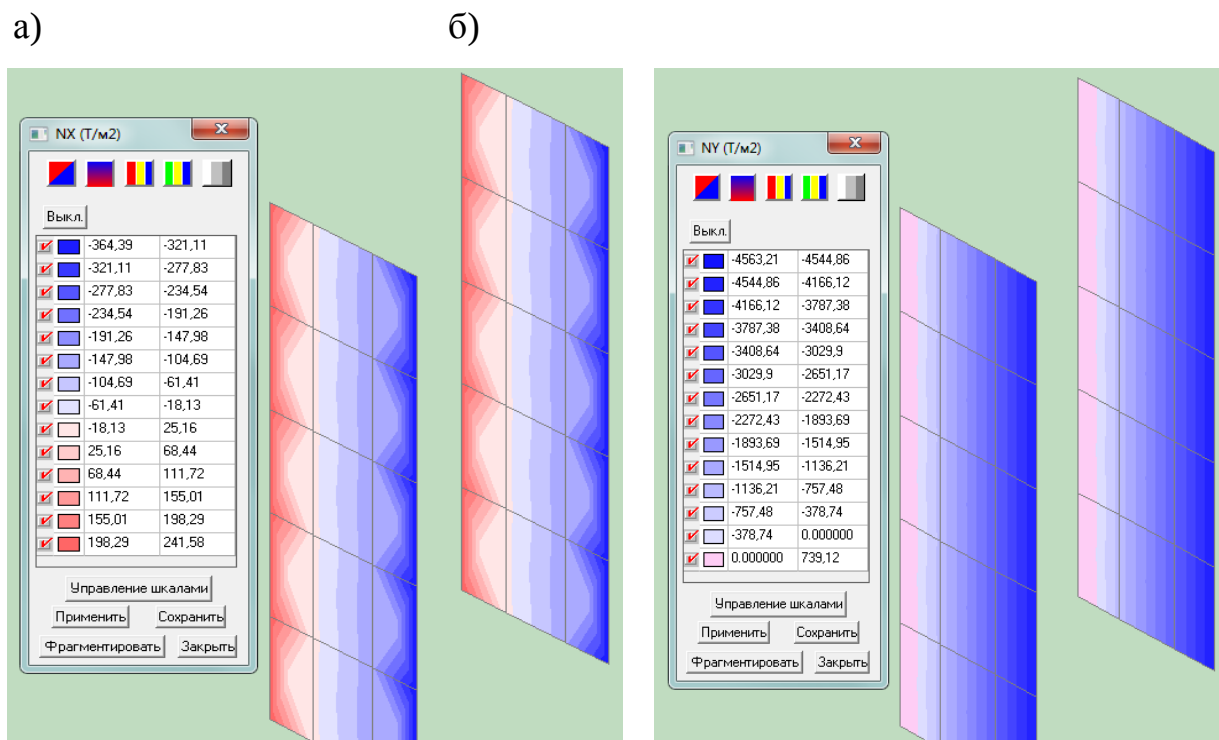
NY (T/m2) Data:

Выкл.	Вкл.
18.98	-18.23
18.23	-16.41
16.41	-14.59
14.59	-12.76
12.76	-10.94
10.94	-9.12
9.12	-7.29
7.29	-5.47
5.47	-3.65
3.65	-1.82
1.82	0.000000
0.000000	1.82
1.82	3.65
3.65	5.47

NZ (T/m2) Data:

Выкл.	Вкл.
592.6	-589.27
589.27	-540.34
540.34	-491.42
491.42	-442.49
442.49	-393.56
393.56	-344.64
344.64	-295.71
295.71	-246.78
246.78	-197.85
197.85	-148.93
148.93	-100.0
100.0	-51.07
51.07	-2.15
2.15	92.38

a) N_x , T/M²; б) N_y , T/M²; в) N_z , T/M²



128

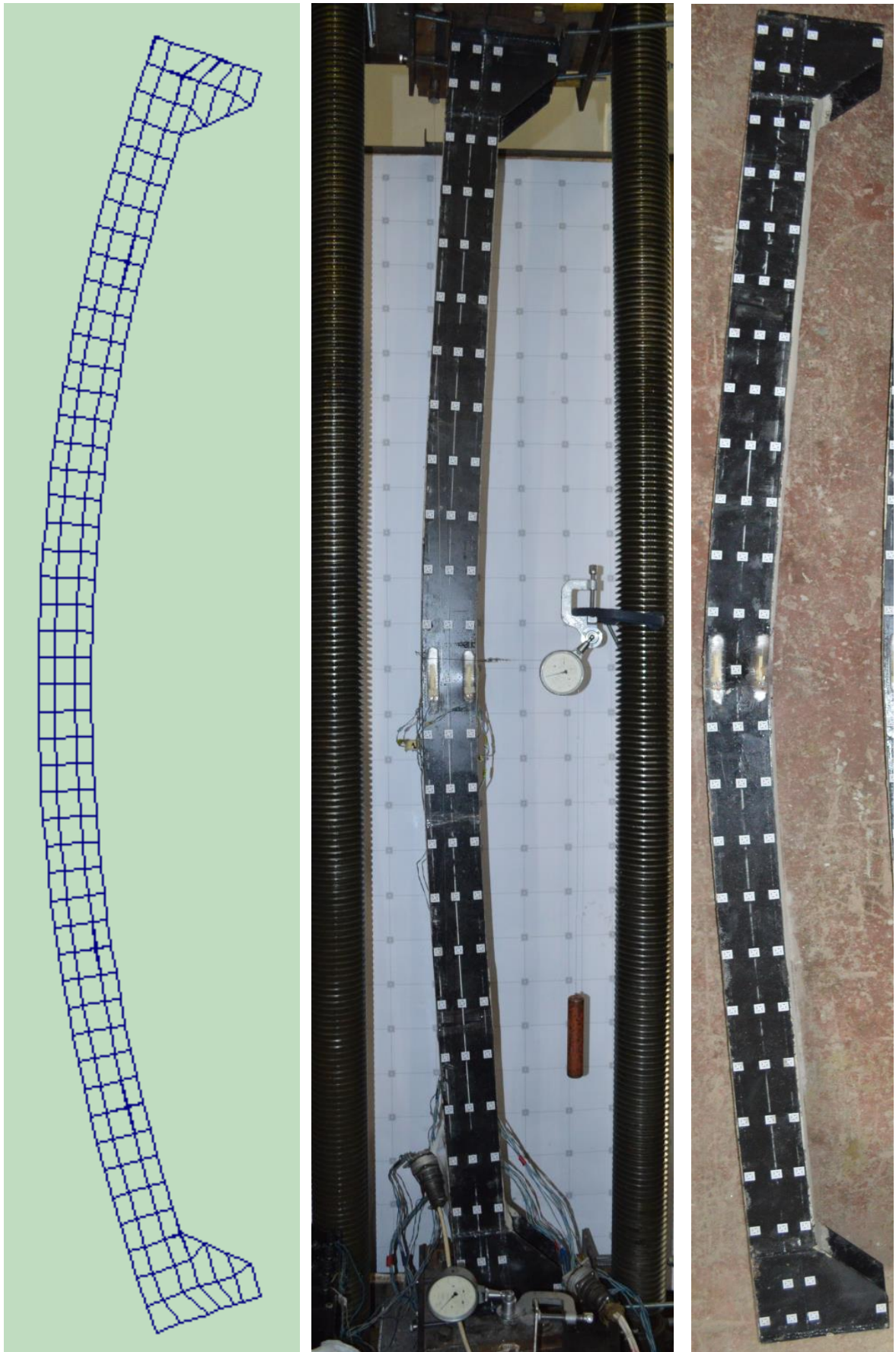


Рис. 4.44. Модель завантажена з ексцентриситетом 50 мм

На рисунку 4.44 показано порівняння деформованої схеми конструкції з аналогічним експериментальним зразком. Характерним є те що конструкції мають схожу схему деформування.

а)

б)

в)

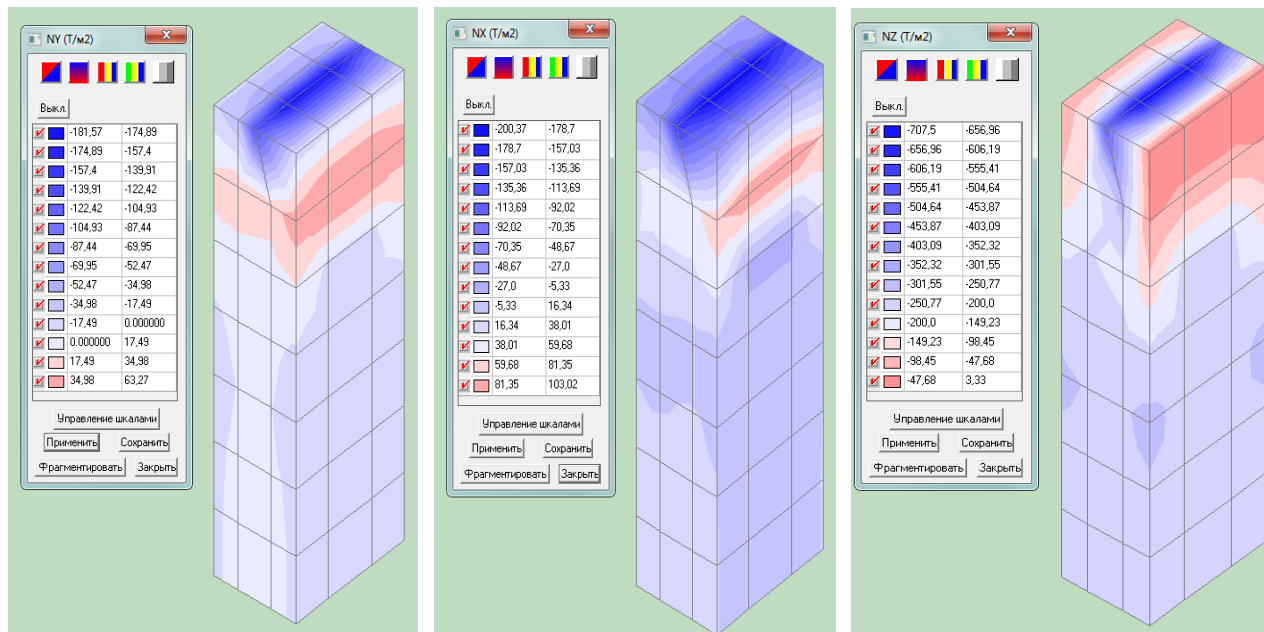


Рис. 4.45. Напряження в бетоні, в оголовку елемента:

а) N_x , т/м²; б) N_y , т/м²; в) N_z , т/м²

а)

б)

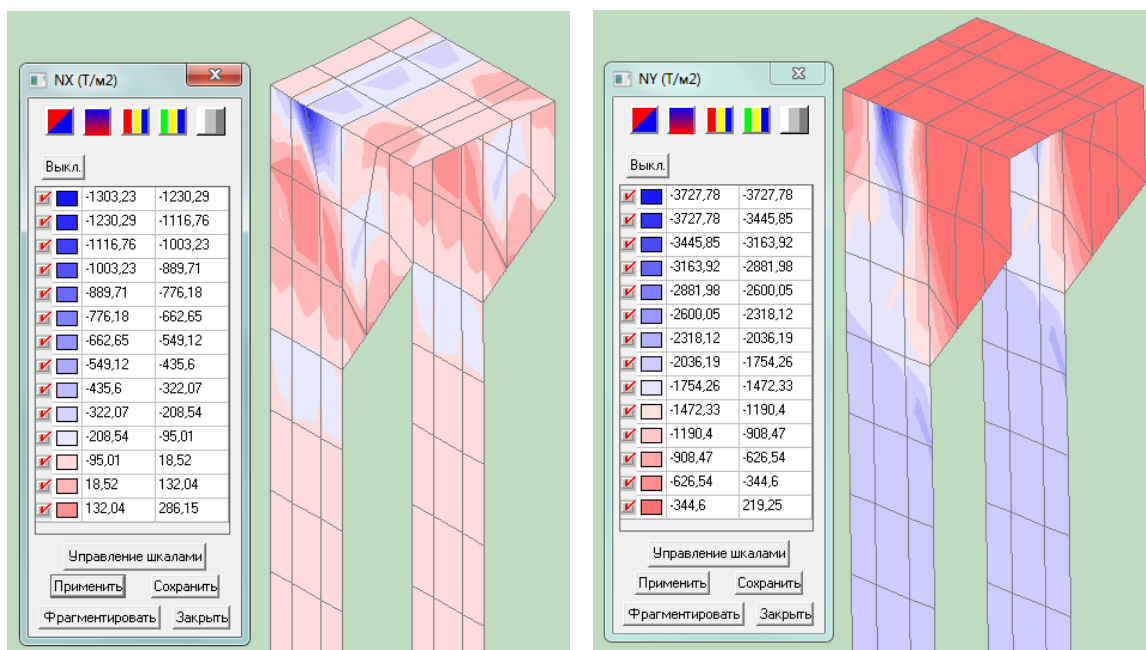


Рис. 4.46. Напряження в металі, в оголовку елемента: а) N_x , т/м²; б) N_y , т/м²

Figure 1 shows three screenshots of the 'Управление шкалами' (Scale Management) dialog box for the NX, NY, and NZ axes. Each dialog box displays a table of scale values and includes buttons for 'Применить' (Apply), 'Сохранить' (Save), 'Фрагментировать' (Fragment), and 'Закрыть' (Close).

NX (T/m2) Dialog:

Выкл.	Value 1	Value 2
☒	27.76	-26.18
☒	26.18	-22.44
☒	22.44	-18.7
☒	18.7	-14.96
☒	14.96	-11.22
☒	11.22	-7.48
☒	7.48	-3.74
☒	3.74	0.000000
☒	0.000000	3.74
☒	3.74	7.48
☒	7.48	11.22
☒	11.22	14.96
☒	14.96	18.7
☒	18.7	24.61

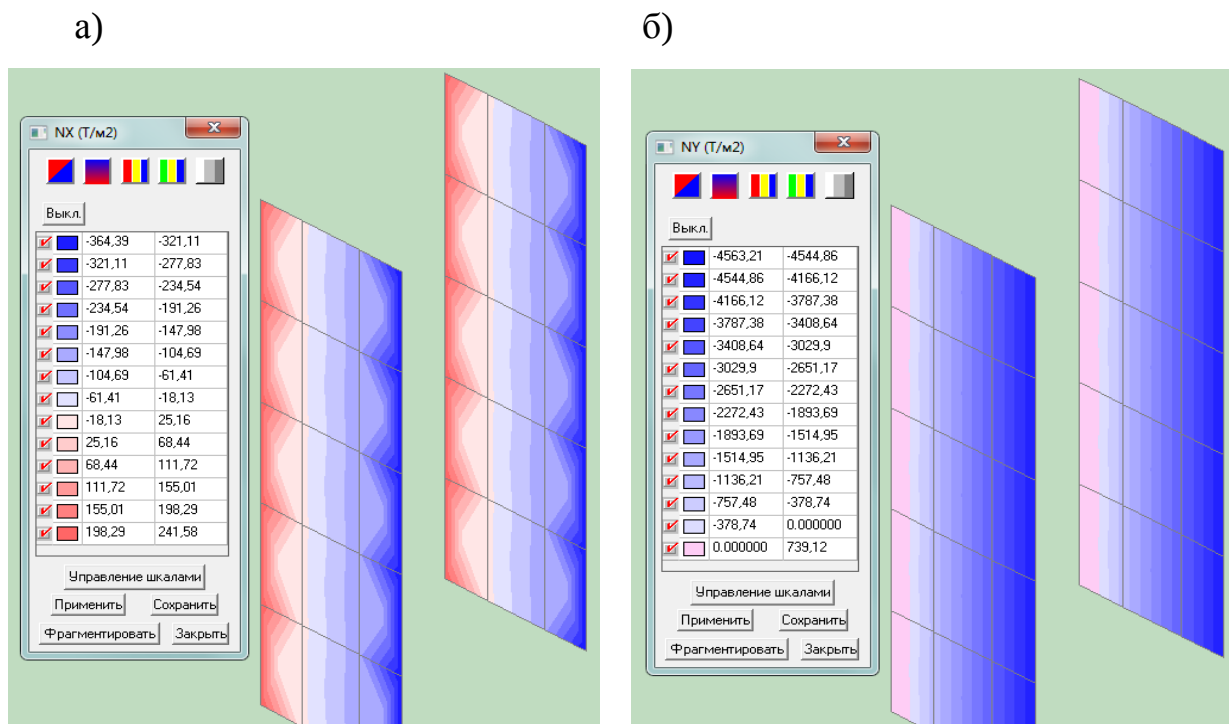
NY (T/m2) Dialog:

Выкл.	Value 1	Value 2
☒	18.98	-18.23
☒	18.23	-16.41
☒	16.41	-14.59
☒	14.59	-12.76
☒	12.76	-10.94
☒	10.94	-9.12
☒	9.12	-7.29
☒	7.29	-5.47
☒	5.47	-3.65
☒	3.65	-1.82
☒	1.82	0.000000
☒	0.000000	1.82
☒	1.82	3.65
☒	3.65	6.55

NZ (T/m2) Dialog:

Выкл.	Value 1	Value 2
☒	592.6	-589.27
☒	589.27	-540.34
☒	540.34	-491.42
☒	491.42	-442.49
☒	442.49	-393.56
☒	393.56	-344.64
☒	344.64	-295.71
☒	295.71	-246.78
☒	246.78	-197.85
☒	197.85	-148.93
☒	148.93	-100.0
☒	100.0	-51.07
☒	51.07	-2.15
☒	2.15	92.38

a) N_x , T/M²; б) N_y , T/M²; в) N_z , T/M²



131

Результуючі значення розрахунків несучої здатності за результатами моделювання методом скінченних елементів наведені в таблиці 4.1.

Таблиця 4.1.

Значення розрахунків несучої здатності за результатами моделювання методом скінченних елементів

Серія зразка	Довжина, L, мм	Ексцентриситет e_0 , мм	Несуча здатність, N_1 , кН	Значення за МСЕ, кН	Відхи- лення, %
СБ-ПД-10-1	1000	0	238	215	9,8
СБ-ПД-10-2	1000	25	154	143	7,1
СБ-ПД-10-3	1000	50	105	99	5,7
СБ-ПД-17-1	1700	0	234	219	6,6
СБ-ПД-17-2	1700	25	144	136	5,6
СБ-ПД-17-3	1700	50	93	84	9,4
СБ-ПД-24-1	2400	0	211	194	8,0
СБ-ПД-24-2	2400	25	148	133	9,9
СБ-ПД-24-3	2400	50	102	96	6,1

Результати проведених досліджень роботи сталезалізобетонних стрижневих конструкцій армованих листами за допомогою методу скінченних елементів показав, що значення несучої здатності по значенням несучої здатності N_1 відрізняються на 5,7-9,9% [131].

Висновки до розділу 4

1. Проведений аналіз досліджень за допомогою методу скінченних елементів показав, що побудову кінцево-елементної моделі необхідно розпочати з ідеалізації конструкції, що включає в себе визначення розмірів і типів кінцевого елемента.

2. Для досліджень було прийнято моделювати металеву складову скінченним елементом типу «пластина-оболонка», а бетонну складову скінченним елементом типу «об'ємний призматичний».
3. Результати моделювання показали, що характер деформування змодельованих конструкцій співпадає з аналогічними деформованими схемами експериментальних зразків.
4. Результати проведених досліджень роботи сталезалізобетонних стрижневих конструкцій армованих листами за допомогою методу скінченних елементів показав, що значення несучої здатності N_1 відрізняються на 5,7-9,9% результати експерименту, що є задовільним.
5. Зі зростанням навантаження в середньому перерізі в результаті накопичення пластичних деформацій утворився пластичний шарнір, отже для більш чіткого моделювання необхідно враховувати вплив пластичних деформацій.

РОЗДІЛ 5

РОЗРАХУНОК ТА ПРОЕКТУВАННЯ СТИСНУТИХ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ АРМОВАНИХ ЛИСТАМИ

5.1. Розрахунок сталезалізобетонних конструкцій з листовим армуванням за зведеним до сталі перерізом

Розрахунок на міцність сталезалізобетонних елементів з листовим армуванням ґрунтується на методі граничних станів. В якості граничного стану за міцністю приймаємо зусилля N_1 , в результаті дії якого у листовому армуванні в найбільш напруженому волокні поздовжні деформації досягають значення, що відповідають напруженням плинності сталі.

У розрахунок за методом зведених перерізів покладено наступні передумови:

- бетон, метал листового армування та стержньового армування вважаємо ізотропними пружнопластичними матеріалами;
- вважаємо, що поперечний переріз сталезалізобетонного елемента з листовим армуванням залишається плоским, аж до моменту руйнування;
- геометричні та фізико-механічні характеристики сталі і бетону приймаємо сталими за довжиною сталезалізобетонного елемента;
- під час всієї роботи комплексного перерізу бетон, листове армування та стержньове армування деформуються сумісно;
- в граничному стані при позацентровому стиску двозначна епюра напружень для бетону, листового армування та стержньового армування у стиснутій та розтягнутій зонах має форму прямокутника;
- бетон розтягнутої зони не враховується в роботі перерізу сталезалізобетонного елемента з листовим армуванням;
- бетон стиснутої зони знаходиться в умовах двовісного стиснення;
- листове армування знаходиться в умовах двовісного напруженого стану;

– стержневе армування знаходиться в умовах одновісного стиснення або розтягу.

Центральне стиснення

При розрахунку центрально стиснутих сталезалізобетонних елементів із листовим армуванням несучу здатність можна визначати шляхом зведення комплексного поперечного перерізу до односкладового – сталевого. До того ж це дає змогу використовувати у розрахунку табличні коефіцієнти поздовжнього згину φ . У такій постановці питання несуча здатність сталезалізобетонного елемента з листовим армуванням визначається за формулою

$$N = \varphi R_s A_{звед}, \quad (5.1)$$

де $A_{звед}$ – площа поперечного перерізу, зведена до площі металу листового армування (рис. 5.1).

При цьому, зведена площа обчислюється за формулою

$$A_{звед} = A_b \frac{f_{cd}}{R_s} + A_s + A_{s1} \frac{R_{s1}}{R_s}, \quad (5.2)$$

Коефіцієнт φ визначається за ДБН [65] залежно від гнучкості λ та міцності сталі листового армування R_s .

Гнучкість елемента обчислюється за формулою:

$$\lambda = \frac{L_0 \mu}{i_{звед}}, \quad (5.3)$$

де L_0 – вільна довжина сталезалізобетонного стиснутого елемента з листовим армуванням;

μ – коефіцієнт розрахункової довжини;

$i_{звед}$ – радіус інерції поперечного перерізу сталезалізобетонного елемента з листовим армуванням, зведеного до сталі листового армування, що визначається по формулі:

$$i_{звед} = \sqrt{\frac{I_{звед}}{A_{звед}}} . \quad (5.4)$$

При цьому $A_{звед}$ обчислюється за формулою (5.2), а зведений момент інерції розраховується за формулою:

$$I_{звед} = I_b \frac{f_{cd}}{R_s} + I_s + I_{s1} \frac{R_{s1}}{R_s} . \quad (5.5)$$

Таким чином, відповідно до запропонованої методики можна визначити несучу здатність центрально стиснених сталезалізобетонних елементів із листовим армуванням з застосуванням наведених у ДБН [65] табличних коефіцієнтів поздовжнього згину.

До того ж при розрахунку сталезалізобетонних елементів із листовим армуванням на стиснення необхідно враховувати випадковий ексцентриситет, який не повинен перевищувати величини випадкового ексцентриситету поздовжнього зусилля e_0 , який визначається за [65], і який в будь якому випадку приймається не менш ніж 1/600 довжини елементу або відстані між його перерізами, що закріплено від зміщення, та 1/30 висоти поперечного перерізу.

Позацентровий стиск

За аналізом напружено-деформованого стану та характеру руйнування позацентрово стиснених сталезалізобетонних елементів з листовим армуванням можна зробити висновки, що вони значно залежать від ексцентриситету e_0 . При цьому будемо розрізняти два випадку граничного стану за несучою здатністю при позацентровому стисненні ($e_0 > 0$):

- навантаження прикладено з ексцентриситетом, але в межах ядра поперечного перерізу (випадок малих ексцентриситетів). При цьому, поперечний переріз повністю стиснено, але руйнування відбувається у найбільш напруженій зоні, внаслідок вигинання листового армування. Все це призводить до невикористання міцності менш стиснутої частини поперечного перерізу.;

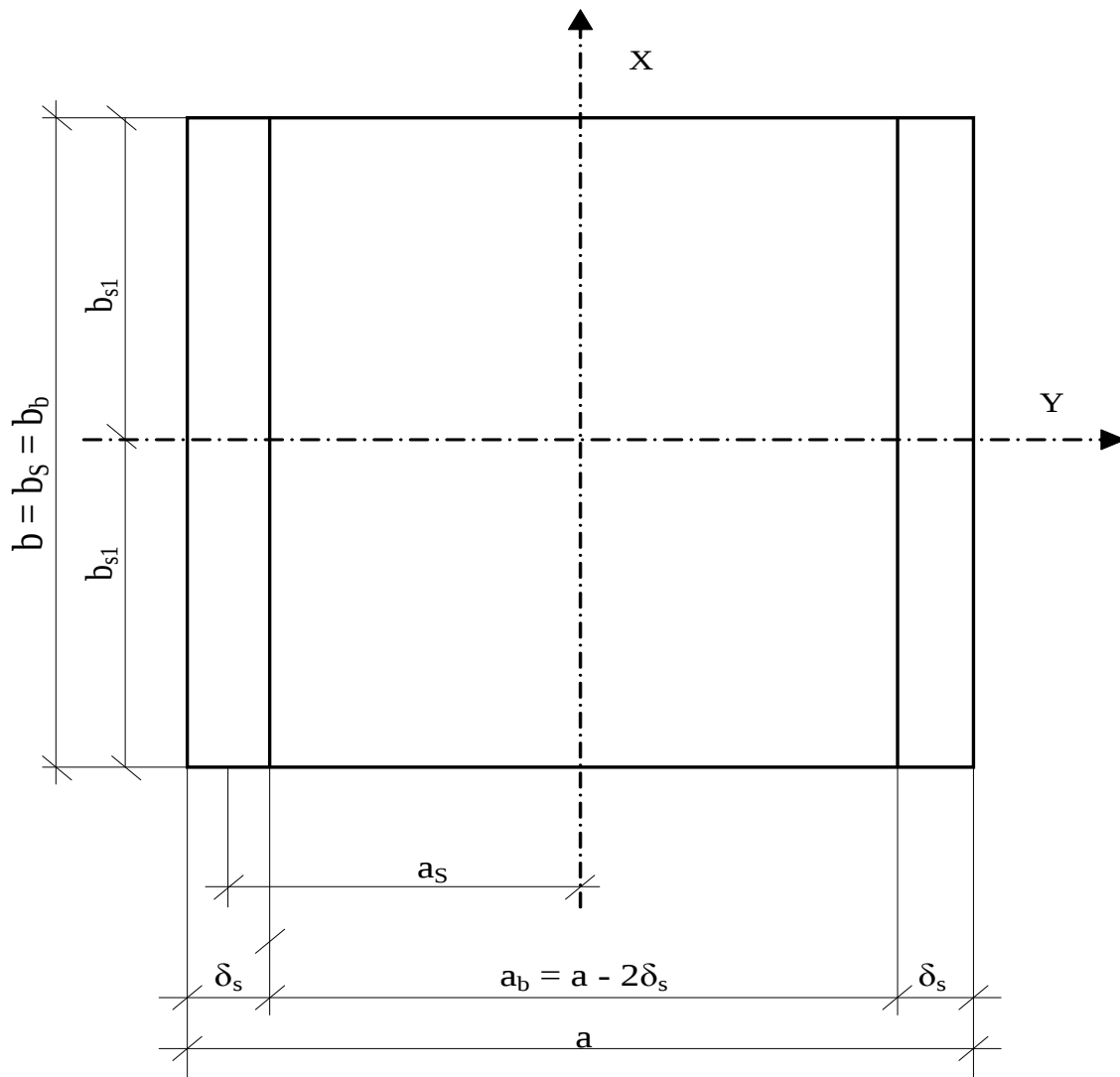


Рис 5.1. Поперечний переріз сталобетонного елемента з листовим армуванням за розрахунком при розрахунку за зведеним до сталі перерізом

– навантаження прикладено з великими значеннями ексцентриситету, тобто за межами ядра поперечного перерізу (випадок великих ексцентриситетів). При цьому поздовжня вісь значно викривляється і в поперечному перерізі виникає розтягнута зона.

Несуча здатність позacentрово стисненого сталезалізобетонного елемента з листовим армуванням можна визначити шляхом зведення комплексного поперечного перерізу до односкладового – сталевого. При цьому виникає можливість використовувати при розрахунках табличні значення коефіцієнту поздовжнього згину φ_e , які містяться у [65, 67]. В такому випадку розрахункова

формула для визначення несучої здатності позацинрово стиснутого сталезалізобетонного елемента з листовим армуванням має вигляд:

$$N = \frac{R_s}{\frac{1}{A_{звед}} + \frac{e_0 y_{max}}{I_{x(y), звед}}}, \quad (5.6)$$

де $A_{звед}$ – площа поперечного перерізу, зведена до площі металу листового армування, визначається по формулі (5.2);

y_{max} – відстань від центра ваги зведеного поперечного перерізу до найбільш розтягнутого волокна;

$I_{x(y), звед}$ – зведений момент інерції поперечного перерізу відносно центральних осей, визначається за формулою

$$I_{x(y), звед} = I_{x(y), b} \frac{f_{cd}}{R_s} + I_{x(y), s1} \frac{R_{s1}}{R_s}, \quad (5.7)$$

де $I_{x(y), b}$, $I_{x(y), s}$, $I_{x(y), s1}$ – моменти інерції бетону, металу листового армування та металу стержневого армування відносно осей центра ваги (X_0 та Y_0) зведеного поперечного перерізу (рис. 5.1).

Визначаються відповідні моменти інерції площ складників поперечного перерізу (рис. 5.1) по формулам:

$$I_{X, b} = I_{X_b} = \frac{ba_b^3}{12}; \quad (5.8)$$

$$I_{Y, b} = I_{Y_b} = \frac{a_b b^3}{12}; \quad (5.9)$$

$$I_{X, s} = 2 \left[I_{X_s} + a_s^2 A_s^1 \right] = 2 \left[\frac{b \delta_s^3}{12} + a_s^2 A_s^1 \right]; \quad (5.10)$$

$$I_{Y, s} = 2 I_{Y_s} = 2 \frac{\delta_s b^3}{12}; \quad (5.11)$$

$$I_{X, s1} = 4 \left[I_{X_{s1}} + a_{s1}^2 A_{s1}^1 \right] = 4 \left[\frac{\pi d_{s1}^3}{64} + a_{s1}^2 A_{s1}^1 \right]; \quad (5.12)$$

$$I_{Y, s1} = 4 \left[I_{Y_{s1}} + b_{s1}^2 A_{s1}^1 \right] = 4 \left[\frac{\pi d_{s1}^3}{64} + b_{s1}^2 A_{s1}^1 \right]; \quad (5.13)$$

де (X_b, Y_b) , (X_s, Y_s) , (X_{s1}, Y_{s1}) , – власні вісі бетону, листового армування та стержньового армування у поперечному перерізі сталезалізобетонного елемента з листовим армуванням, відповідно;

A_s^1 , A_{s1}^1 – площа поперечного перерізу одного елемента листового армування та одного елемента стержневого армування у поперечному перерізі сталезалізобетонного елемента з листовим армуванням.

Розрахунок на стійкість позацентрово стиснутих елементів постійного по довжині перерізу в площині дії згинального моменту, що збігається з площиною симетрії, слід виконувати за формулою:

$$\frac{N}{\varphi_e A R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (5.14)$$

У формулі (5.14) коефіцієнт стійкості при позацентровому стиску φ_e слід визначати за табл. К.3 додатка К залежно від значень умовної гнучкості $\bar{\lambda}$ та приведенного відносного ексцентриситету m_{ef} , який обчислюється за формулою

$$m_{ef} = \eta m, \quad (5.15)$$

де $\eta = \frac{eA}{W_c}$ – коефіцієнт впливу форми перерізу, що визначається за табл. К.2 додатка К;
 $m = \frac{eA}{W_c}$ – відносний ексцентриситет;

$e = M / N$ – ексцентриситет, при обчисленні якого розрахункові значення внутрішніх зусиль M і N слід приймати відповідно до вимог п. 1.6.2.3;

W_c – момент опору перерізу, обчислений для найбільш стиснутого волокна.

Величина коефіцієнта поздовжнього згину φ_e встановлюється відповідно до ДБН [65] залежно від розрахункового опору сталі листового армування R_y та зведеної гнучкості $\bar{\lambda}$. Зведена гнучкість визначається по формулі:

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}}, \quad (5.16)$$

Значення коефіцієнтів φ , обчислені за формулою (1.4.4), слід приймати не більшими за $7,6/\bar{\lambda}^2$ у випадку, коли $\bar{\lambda} > 8,0$ для типу кривої стійкості a , $\bar{\lambda} > 4,4$ і $\bar{\lambda} > 5,8$ для типів кривої стійкості відповідно b і c .

При значеннях $\bar{\lambda} < 0,4$ для всіх типів кривої стійкості допускається приймати $\varphi = 1,0$.

Значення коефіцієнтів φ наведені у таблиці К1 додатку К ДБН [65].

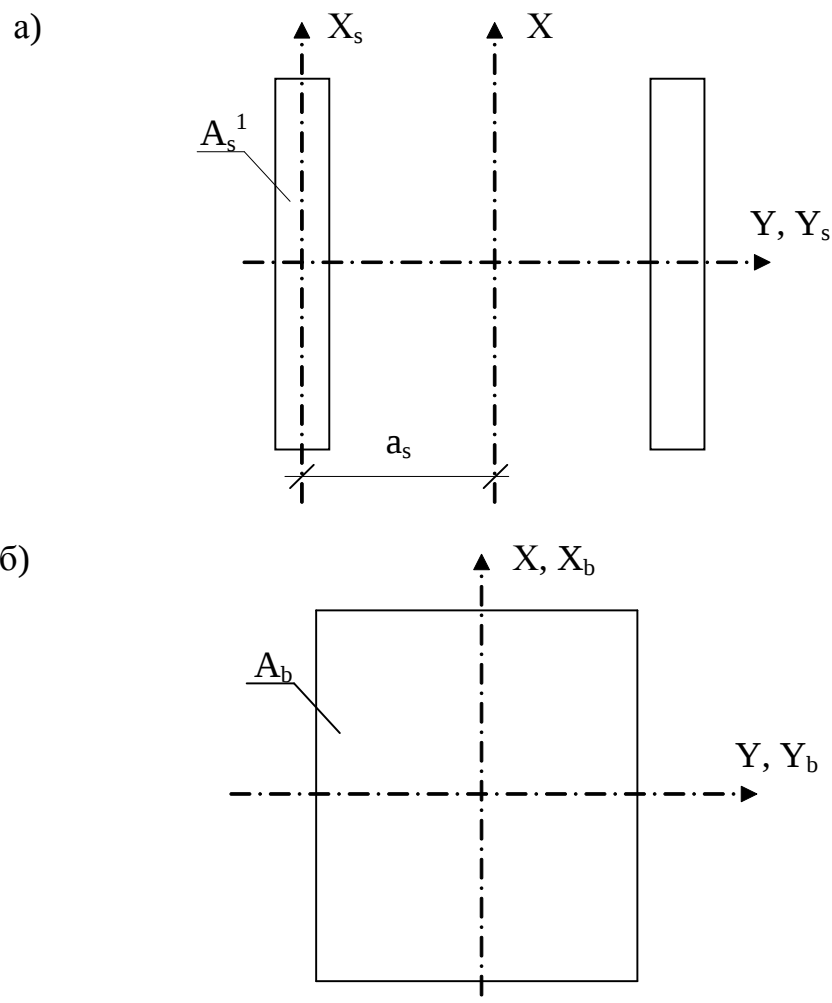


Рис. 5.2. Схема поперечного перерізу сталезалізобетонного елемента з листовим армуванням, при визначенні моментів інерції складових частин:

а) – листового армування; б) – стержневого армування

Вигини середнього по висоті поперечного перерізу гнучких сталезалізобетонних конструкцій з листовим армуванням можна визначити, виходячи з умови:

$$M = N(e_0 + f) = \frac{N_{e_0}}{1 - \frac{N}{N_{гран}}}, \quad (5.17)$$

де M – момент, який діє у поперечному перерізі;

N – поздовжнє зусилля;

$N_{гран}$ – умовна гранична сила, яку сприймає конструкція:

$$N_{гран} = \frac{\pi^2 E_s I_{звед}}{L^2} . \quad (5.18)$$

Підставляючи (5.18) у (5.17) і вирішив рівняння відносно f , отримуємо формулу для визначення повного вигину сталезалізобетонних конструкцій з листовим армуванням при стисненні:

$$f_{x(y)} = \frac{G \pi^2 e_0}{G \pi^2 - N L^2} - e_0 , \quad (5.19)$$

де G – жорсткість сталезалізобетонної конструкції з листовим армуванням:

$$G = E_s I_{x(y), звед} , \quad (5.20)$$

де E_s – модуль пружності металу листового армування.

Таблиця 5.1

Порівняння експериментальних значень зусилля N_1 з теоретичними

Серія зразка	Довжина, L, мм	Ексцентриситет e_0 , мм	Несуча здатність, N_1 , кН	Теоретичне значення, кН	Відхи- лення, %
СБ-ПД-10-1	1000	0	238	219	8,0
СБ-ПД-10-2	1000	25	154	146	5,2
СБ-ПД-10-3	1000	50	105	101	3,8
СБ-ПД-17-1	1700	0	234	223	4,7
СБ-ПД-17-2	1700	25	144	132	8,3
СБ-ПД-17-3	1700	50	93	86	7,5
СБ-ПД-24-1	2400	0	211	198	6,2
СБ-ПД-24-2	2400	25	148	136	8,1
СБ-ПД-24-3	2400	50	102	93	8,8

Теоретичні і експериментальні значення несучої здатності випробувальних зразків співпадають доцільно [176].

5.2. Розрахунок сталезалізобетонних стійок на центральний та позацентровий стиск з урахуванням втрати стійкості

Колони є вертикальними елементами, що підтримують вищерозташовані конструкції та передають навантаження від них на фундаменти. Загалом вони складаються з: бази – нижньої частини, за допомогою якої відбувається передача навантажень на фундаменти споруди; стержня – основного елемента, та оголовка на який спираються вищерозташовані конструкції. Головне призначення оголовку у забезпеченні передачі навантаження по центру перерізу колони. Найчастіше досягнення граничного стану колони настає при втраті загальної стійкості. Тому для збільшення ефективності колони (зменшення гнучкості) раціональним є застосування сталебетонних перерізів, де використання бетону значно підвищує загальну несучу здатність елемента. Одним з ефективних видів перерізів є варіант представлений на рис. 5.3, 5.4 де сталеві частини зосередженні у вигляді смуг на максимальній відстані від центра ваги, що є оптимальним варіантом використання матеріалу з умов несучої здатності, а простір між ними заповнений бетоном, для забезпечення загальної стійкості.

Для визначення несучої здатності сталебетонних колон представлених на рисунках 5.3, 5.4 необхідний розрахунок міцності перерізу на осьовий та позацентровий стиск (із ексцентриситетами 0,25 та 0,5 від висоти зразка) та з умов втрати загальної стійкості.

Згідно рекомендацій пункту 6.7 Єврокоду 4 [152] несуча здатність поперечного перерізу сталезалізобетонного елемента на осьовий стиск визначається за формулою:

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 0,85 A_c f_{cd}, \quad (5.21)$$

де A_a – площа сталеві труби;

A_c – площа бетонного ядра;

f_{yd} – розрахункове значення межі текучості сталі;

f_{cd} – розрахункове значення міцності бетону на стиск.

Для визначення несучої здатності на позacentровий стиск при ексцентриситетах прикладення навантаження до 0,5 висоти перерізу включно, приведемо сталобетонний переріз до сталевого скориставшись загальновідомою формулою:

$$\sigma = N/A \pm M/W \leq R_y, \quad (5.22)$$

де σ – напруження у колоні;

N – поздовжня сила;

M – згинальний момент;

$$M = e \cdot N, \quad (5.23)$$

Після приведення бетону до сталі отримаємо з формули (5.22) значення граничного зусилля для отриманого перерізу:

$$N = R_y \cdot A_{red} / \left(1 + e \cdot A_{red} / W_{red} \right), \quad (5.24)$$

де A_{red}, W_{red} – площа та момент опору приведенного перерізу, які визначаються по формулах (5.25) та (5.26):

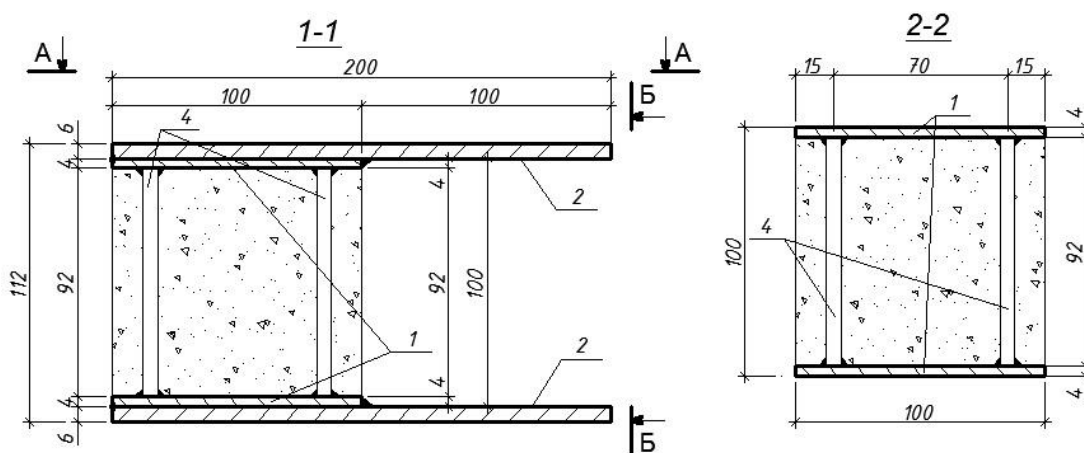


Рис. 5.3. Конструкції експериментальних зразків

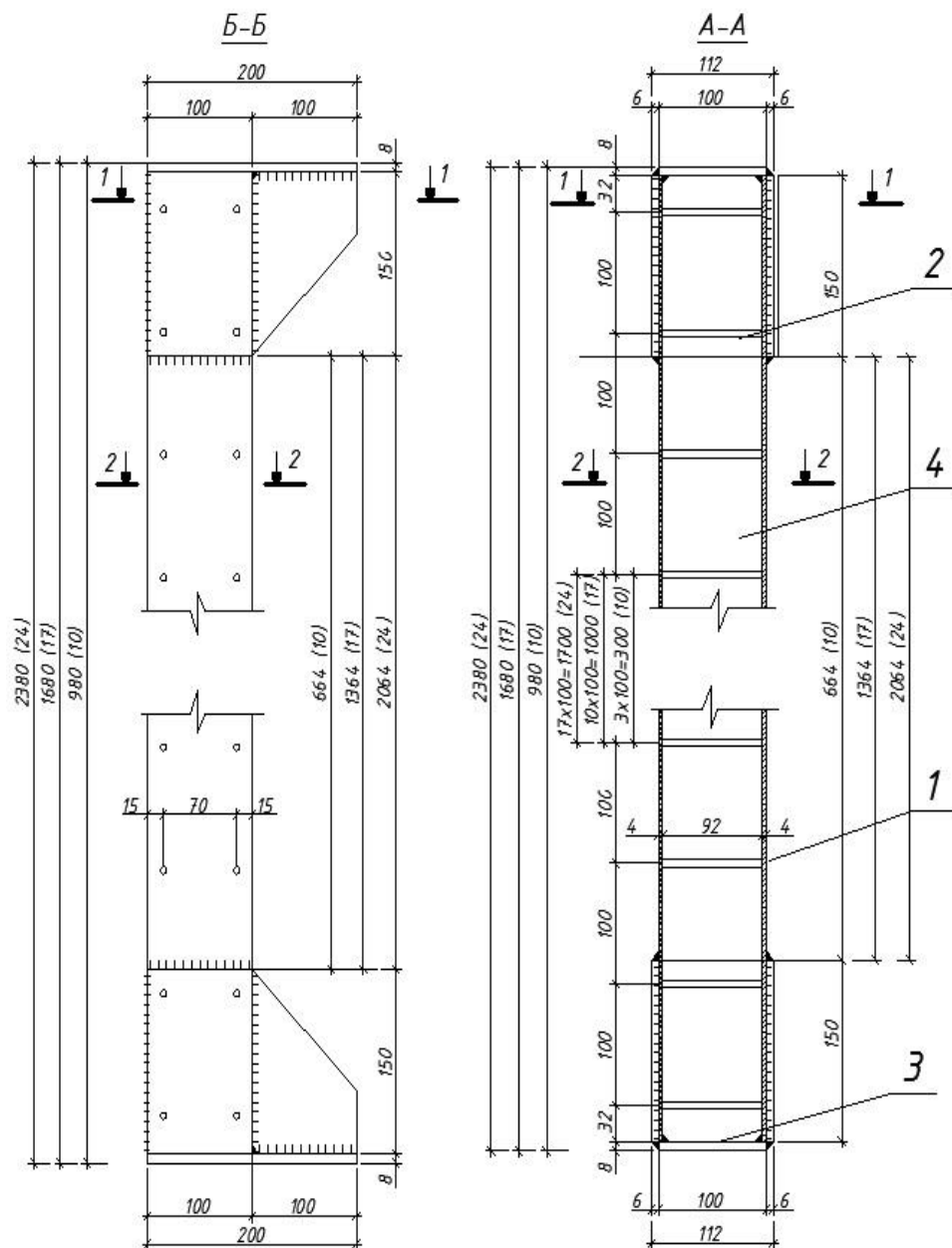


Рис. 5.4. Конструкції експериментальних зразків

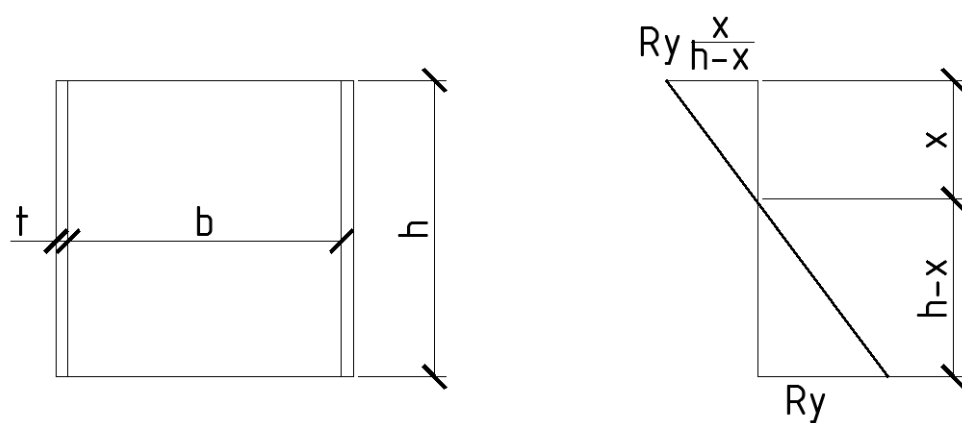


Рис. 5.5. Схема перерізу колони

$$A_{red} = \frac{2 \cdot t \cdot h + (b - 2t) \cdot f_{cd}}{R_y} \quad (5.25)$$

$$W_{red} = \frac{2t + b \cdot f_{cd}}{R_y} \quad (5.26)$$

У випадку появи у перерізі значних розтягуючи зусиль, слід врахувати те, що бетон, який знаходиться у розтягненій зоні фактично не має впливу на несучу здатність колони. Для цього слід визначити місцезнаходження нейтральної лінії (x – висота стиснутої зони), яке можна отримати з умов рівноваги перерізу:

$$(h - x) \cdot 2t \cdot \frac{R_y}{2} = \left(2t + t \cdot \frac{b}{t} \cdot \frac{f_{cd}}{R_y} \right) \cdot x \cdot \frac{R_y}{2} \cdot \frac{x}{h} \quad (5.27)$$

Звідки висота стисненої зони (x) дорівнює:

$$x = h \cdot \sqrt{\frac{4 \cdot t^2 \cdot R_y^2}{b^2 \cdot f_{cd}^2} + \frac{2 \cdot t \cdot R_y}{b \cdot f_{cd}}} - \frac{2 \cdot t \cdot R_y}{b \cdot f_{cd}} \quad (5.28)$$

Значення максимального згинального моменту для випадку чистого згину можна визначити по формулі (9):

$$M = 2t(h - x) \cdot \frac{R_y}{2} \cdot \frac{2(h - x)}{3 + 2tx} \cdot \frac{R_y \cdot x}{2(h - x)} \cdot \frac{2x}{3} + bx \left(\frac{f_{cd}}{R_y} \cdot \frac{R_y \cdot x}{2(h - x)} \cdot \frac{2x}{3} \right) \quad (5.29)$$

Автоматизуємо вищенаведені кроки, реалізувавши їх у вигляді програмного алгоритму, та побудуємо за допомогою нього діаграму несучої здатності з умов міцності на центральний та позацентровий стиск та розтяг для перерізу зображеного на рис. 5.2, 5.5. Прийmemo характеристики матеріалів аналогічні тим, що були використані у експериментальних дослідженнях. А саме: межа текучості сталі $R_y = 280$ МПа, призмова міцність бетону $R_b = 19,6$ МПа. Для визначення несучої здатності на розтяг скористаємось формулою (5.21), але будемо враховувати тільки сталеву частину перерізу [172].

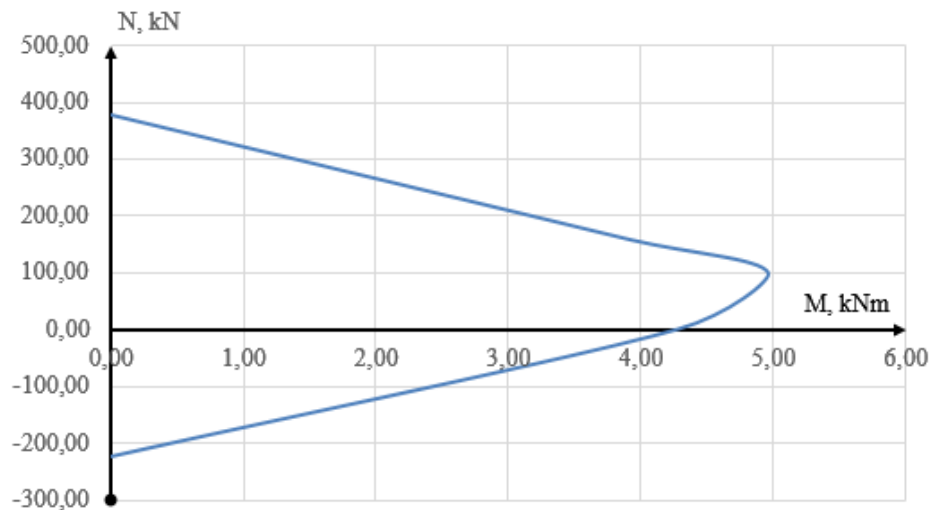


Рис. 5.6. Діаграма несучої здатності N-M для сталезалізобетонної колони перерізом 100x100 мм, з товщиною сталевих пластин 4 мм

Окрім визначення несучої здатності по міцності необхідна перевірка загальної та місцевої стійкості сталезалізобетонного елемента. Для визначення стійкості приведемо переріз колони до тритавра замінивши бетонне ядро сталевим ребром та визначимо його геометричні характеристики – площу A_{red} , момент опору W_{red} , момент інерції та радіус інерції i . Для подальших розрахунків приймемо геометричні характеристики відносно горизонтальної осі (найменші) – як найгірший можливий випадок втрати стійкості. Слід зазначити, що існують інші варіанти приведення перерізу – зокрема, до коробчастого або двотаврового, проте це веде до зменшення гнучкості колони, що не відповідає даним, отриманим у ході експериментальних випробувань [172].

Для визначення стійкості на центральний стиск скористаємось формулою (5.30):

$$N = R_y \cdot A_{red} \cdot \varphi, \quad (5.30)$$

де φ – коефіцієнт стійкості який залежить від характеристик матеріалу колони R_y та гнучкості λ .

$$\lambda = \mu \cdot l / i, \quad (5.31)$$

де μ – коефіцієнт умов закріплення, l – довжина колони.

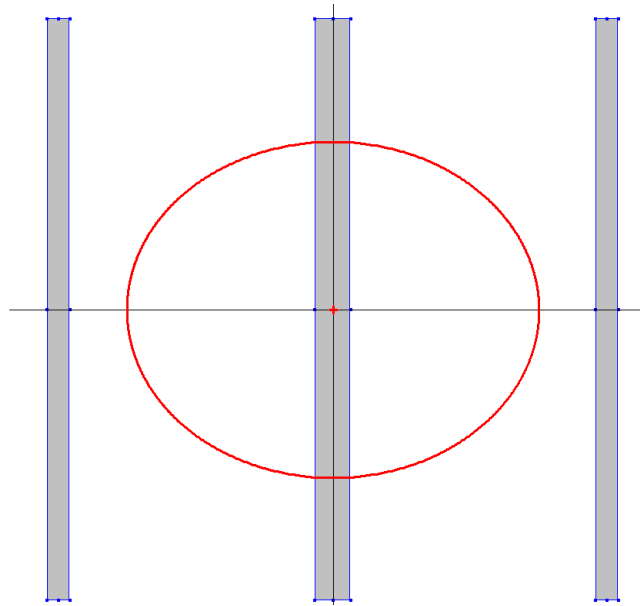


Рис. 5.7. Приведений переріз з побудованим еліпсом інерції

Розрахунок позацентровостиснутих колон сталого перерізу на загальну стійкість у площині дії моменту виконується за наступною формулою:

$$N = R_y \cdot A_{red} \cdot \varphi_b. \quad (5.32)$$

Коефіцієнт критичних напружень φ_b визначається залежно від зведеного відносного ексцентриситету m_{ef} та умовної гнучкості стержня $\bar{\lambda}$.

$$m_{ef} = \eta \cdot m, \quad (5.33)$$

де η – коефіцієнт впливу форми перерізу;

m – відносний ексцентриситет:

$$m = e \cdot A_{red} / W_{red}. \quad (5.34)$$

Умовна гнучкість стержня $\bar{\lambda}$:

$$\bar{\lambda} = \mu \cdot l_i / i \cdot \sqrt{R_y / E}. \quad (5.35)$$

Для забезпечення місцевої стійкості сталезалізобетонної колони слід згідно рекомендацій Єврокоду 4 [152] перевірити виконання умови $\frac{h}{t} < 44 \cdot \sqrt{235 / R_y}$.

Для верифікації запропонованої методики порівняємо результати несучої здатності отриманні по формулам 5.24, 5.30, 5.32 із експериментальними даними випробування сталезалізобетонних колон довжиною 1 м, 1,7 м та 2,4 м з

перерізом 100x100 мм, із товщиною сталеві стінки 4 мм із наступними характеристиками $R_y = 280$ МПа, $E = 207000$ МПа та бетону із призмовою міцністю $R_b = 19,6$ МПа, $E = 24000$ МПа. При випробуваннях було обрано два критерії несучої здатності сталезалізобетонного елемента. Першим критерієм був такий стан зразків, при якому деформації сталевих стінок відповідають деформаціям сталі, що досягла межі текучості (N_1). Другим – стан, коли у елементі відбувається значний розвиток деформацій при сталому або незначному збільшенні навантажень на зразок, – фактично цей стан відповідає руйнуванню сталезалізобетонного елемента (N_2) [172].

На рисунку 5.8 представлені діаграми несучої здатності N-M для зразків висотою 1 м, побудовані за результатами експериментальних випробувань та теоретичних розрахунків. Слід зазначити, що для зразків цієї довжини, головною причиною втрати несучої здатності була не втрата стійкості, а перевищення граничної міцності перерізу елемента.

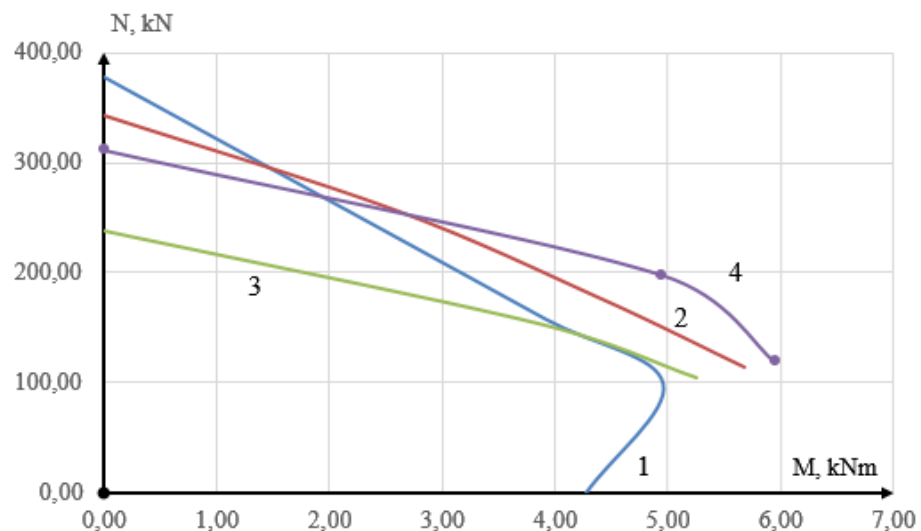


Рис. 5.8. Несуча здатність сталезалізобетонних колон висотою 1 м:

1 – теоретична несуча здатність по міцності; 2 – теоретична несуча здатність по стійкості; 3 – експериментальне значення несучої здатності з умов досягнення N_1 ; 4 – експериментальне значення несучої здатності з умов досягнення N_2

На рисунку 5.9 представлені діаграми несучої здатності N-M для зразків висотою 1,7 м, побудовані за результатами експериментальних випробувань та теоретичних розрахунків. Варто відзначити той факт, що для зразків даної

довжини, практично для всіх ексцентриситетів прикладення навантаження були рівні значення несучої здатності з умов руйнування по міцності чи втрати загальної стійкості.

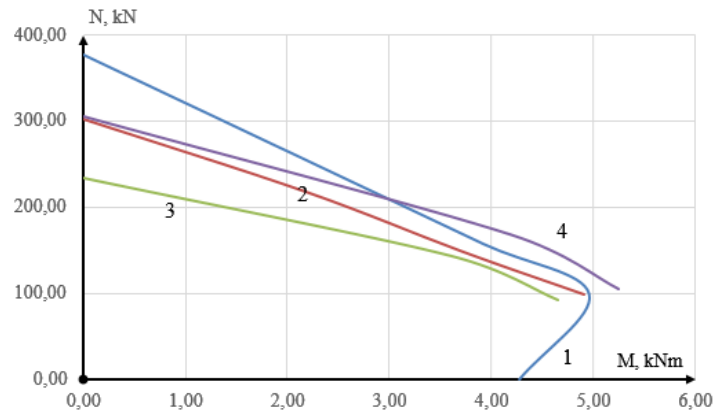


Рис. 5.9. Несуча здатність сталезалізобетонних колон висотою 1,7 м:

1 – теоретична несуча здатність по міцності; 2 – теоретична несуча здатність по стійкості; 3 – експериментальне значення несучої здатності з умов досягнення N_1 ; 4 – експериментальне значення несучої здатності з умов досягнення N_2

На рисунку 5.10 представлені діаграми несучої здатності N - M для зразків висотою 2,4 м, побудовані за результатами експериментальних випробувань та теоретичних розрахунків. Для зразків цієї серії причиною руйнування стала втрата загальної стійкості, що підтверджується як експериментальними даними так і теоретичними розрахунками.

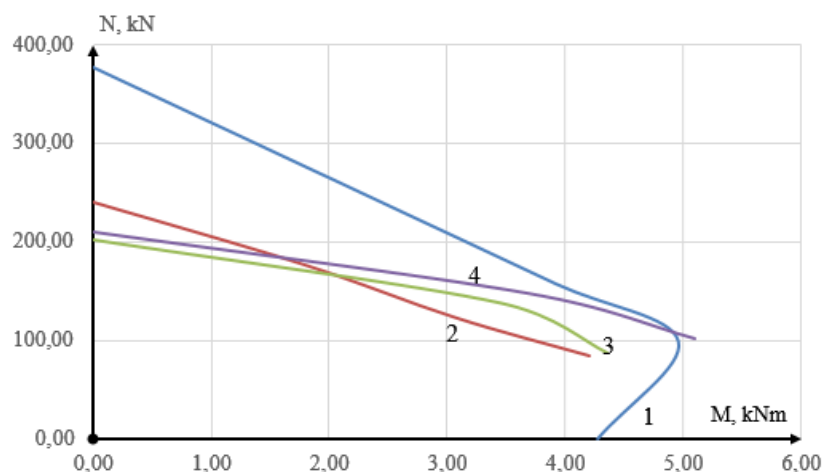


Рис. 5.10. Несуча здатність сталезалізобетонних колон висотою 2,4 м:

1 – теоретична несуча здатність по міцності; 2 – теоретична несуча здатність по стійкості; 3 – експериментальне значення несучої здатності з умов досягнення N_1 ; 4 – експериментальне значення несучої здатності з умов досягнення N_2

В таблиці 5.2 наведене порівняння експериментальних значень зусиль N_1 і N_2 з теоретичними. Співпадання експериментальних і теоретичних значень задовільне [172].

Таблиця 5.2

Порівняння експериментальної та теоретичної несучої здатності

Серія зразка	Довжина, L, мм	Ексцентриситет e_0 , мм	Експериментальна несуча здатність, N_1 , кН	Теоретична несуча здатність, кН	Відхилення %
СБ-ПД-10-1	1000	0	238	261	9,8
СБ-ПД-10-2	1000	25	154	157	1,9
СБ-ПД-10-3	1000	50	105	99	5,7
СБ-ПД-17-1	1700	0	234	237	1,9
СБ-ПД-17-2	1700	25	144	157	9,02
СБ-ПД-17-3	1700	50	93	99	6,5
СБ-ПД-24-1	2400	0	203	224	9,02
СБ-ПД-24-2	2400	25	138	157	13,8
СБ-ПД-24-3	2400	50	87	99	3,8

5.3. Проектування сталезалізобетонних стиснутих конструкцій армованих листами

5.3.1. Загальна характеристика будівлі

Було запропоновано завдання для виконання дипломного роботи спроектувати сталезалізобетонні колони в одноповерховій виробничій будівлі, яка знаходиться в Полтавському районі, село Дудниково.

Будівля середньосортного прокатного стану має наступні розміри в плані: довжина - 108 м, ширина - 30 м. Ширина прольотів будівлі 12 та 18 м. Крок колон, в основному, - 6 м.. Висота будівлі в розрізі А-А2, та 7,4м в розрізі А2-А5

5.3.2. Збір навантажень

Таблиця 5.3.

Навантаження від ваги конструкцій покриття

№ п/п	Склад покриття і вид навантаження	Характеристичне навантаження	Коефіцієнт надійності за призначенням будівлі γ_n	Коефіцієнт надійності за навантаженням γ_{fe}	Розрахункове навантаження для II групи граничних станів	γ_{fm}	Розрахункове навантаження для I групи граничних станів
1	2	3	4		5	6	7
Постійні							
1	Захисний шар з гравію, втопленого у мастику $\delta = 1,5\text{см}$, $\gamma = 20\text{кН/м}^3$	0,3	0,95	1	0,285	1,3	0,3705
2	Гідроізоляція із трьох шарів руберойду	0,15	0,95	1	0,1425	1,3	0,18525
3	Стяжка – шар асфальту $\delta = 2,0\text{см}$, $\gamma = 20\text{кН/м}^3$	0,4	0,95	1	0,38	1,3	0,494
4	Утеплювач – пінобетон $\delta = 10\text{см}$, $\gamma = 5\text{кН/м}^3$	0,5	0,95	1	0,475	1,3	0,6175
5	Пароізоляція – шар руберойду	0,05	0,95	1	0,0475	1,3	0,06175
6	Плита покриття – $3 \times 12\text{і}$, вагою 62кН	1,5	0,95	1	1,425	1,1	1,5675

Σ		$g_n = 2,9$	–	-	$g_{ser} = 2,755$	–	$g = 3,3$
Змінне							
7	Сніг	1,34	0,95	0,49	0,624	1	1,273
Повне навантаження							
Σ		$P'_i = 4,24$	–	-	$P'_{ser} = 3,38$	–	$P' = 4,57$

Навантаження від снігу

При розрахунку рами навантаження від снігу приймається рівномірно розподіленим за довжиною ригеля. Граничне розрахункове значення снігового навантаження на 1 м ригеля:

$$q_{сн} = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot C \cdot B = 1,04 \cdot 1,022 \cdot 1 \cdot 6 = 6,38 \text{ кН / м} \quad (5.36)$$

де $\gamma_{fm} = 1,04$ – коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаження, що визначається згідно за табл. 3.2.1. і залежить від строку експлуатації будівлі (згідно [96], Додаток В для промислових будівель строк експлуатації становить 60 років).

$S_0 = 1,022 \text{ кПа}$ – характеристичне значення снігового навантаження на 1 м^2 горизонтальної поверхні для м. Джанкой (приймається згідно [89], Додатку А);

$B = 6 \text{ м}$ – крок колон каркасу;

$C = 1$ – коефіцієнт, що визначається за формулою:

$$C = \mu \cdot C_e \cdot C_{alt} \quad (5.37)$$

де μ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю, визначається за [86], пп. 8.7, 8.8 залежно від форми покрівлі і схеми розподілу снігового навантаження; для будинків з односхилими та двосхилими покриттями при куті нахилу покрівлі до горизонту $\alpha \leq 25^\circ$ $\mu = 1$ (схема 1 додатку Ж [89]);

C_e – коефіцієнт, що враховує вплив особливостей режиму експлуатації на накопичення снігу на покрівлі (очищення, танення тощо) і встановлюється

завданням на проектування (за відсутності даних про режим експлуатації покрівлі коефіцієнт C_e допускається приймати таким, що дорівнює одиниці).

C_{alt} – коефіцієнт географічної висоти, що враховує висоту H (у кілометрах) розміщення будівельного об'єкта над рівнем моря і визначається за формулою:

$$C_{alt} = 1 \quad \left(\text{при } H < 0,5 \text{ км} \right) \quad (5.38)$$

Навантаження від вітру

Вітрове навантаження на будівлі та споруди повинне визначатися як сума статичної та динамічної складових. Статична складова повинна враховуватись в усіх випадках. Динамічна складова, яка викликається пульсаціями швидкісного напору, повинна враховуватись при розрахунках висотних споруд, багатопверхових будівель висотою більше 40м, поперечних рам одноповерхових однопрольотних виробничих будівель висотою більше 36 м при відношенні висоти до прольоту більше 1,5. Визначаємо лише статичну складову вітрового навантаження.

Статична складова вітрового навантаження викликає тиск на будівлю із підвітряного боку (активна складова навантаження) та завітряного боку (пасивна складова). Активне та пасивне вітрове навантаження мають один напрямок.

Для спрощення розрахунку вітрове навантаження на колону приймаємо еквівалентним рівномірно розподіленим по висоті колони, яке можна знайти з умови рівності згинаючих моментів в основі затиснутої стійки від фактичної епюри вітрового тиску q та від рівномірно розподіленого навантаження:

$$q_{екв} = \frac{2M}{h^2} \quad (5.39)$$

де M – згинальний момент в консольній стійці висотою h від фактичної епюри вітрового навантаження, яке приходить на колону.

Вітрове навантаження, яке діє на ділянці від низу ригеля до найбільш високої точки виробничої будівлі $h_{ш}$ замінюється зосередженою силою, яка

прикладена у рівні низу ригеля рами.

Еквівалентне рівномірно розподілене навантаження від вітру, що діє на колону рами

Визначаємо активні й пасивні значення еквівалентного рівномірно розподіленого навантаження, що діє на колону на рами

$$q_{акт} = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C^{акт} \cdot B = 1,04 \cdot 0,467 \cdot 0,4408 \cdot 6 = 1,29 \text{ кН / м}, \quad (5.40)$$

$$q_{пас} = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C^{пас} \cdot B = 1,04 \cdot 0,467 \cdot 0,3306 \cdot 6 = 0,96 \text{ кН / м}, \quad (5.41)$$

де $\gamma_{fm} = 1,04$ – коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаження, що визначається згідно за табл. 4.2.2. і залежить від строку експлуатації будівлі (згідно [89], Додаток В для промислових будівель строк експлуатації становить 60 років).

$W_0 = 0,467 \text{ кПа}$ – характеристичне значення вітрового тиску для м. Нікополь (середня статична складова тиску вітру на висоті 10 м над поверхнею землі, який може бути перевищений у середньому один раз на 50 років; приймається згідно Додатку А);

$C^{акт}$, $C^{пас}$ – коефіцієнти, що визначається за формулами:

$$C^{акт} = C_{aer}^{акт} \cdot C_h^{екв} \cdot C_{alt} \cdot C_{rel} \cdot C_{dir} \cdot C_d = 0,8 \cdot 0,551 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 0,441 \text{ кН / м} \quad (5.42)$$

$$C^{пас} = C_{aer}^{пас} \cdot C_h^{екв} \cdot C_{alt} \cdot C_{rel} \cdot C_{dir} \cdot C_d = 0,6 \cdot 0,551 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 0,331 \text{ кН / м} \quad (5.43)$$

де C_{aer} — аеродинамічний коефіцієнт, враховує форму споруди; для схеми 1 активний аеродинамічний коефіцієнт дорівнює $C_{aer}^{акт} = 0,8$, пасивний $C_{aer}^{пас} = 0,6$;

$C_h^{екв}$ — коефіцієнт висоти споруди, враховує збільшення вітрового навантаження залежно від висоти споруди (H) над поверхнею землі (Z) та типу навколишньої місцевості і визначається за таблицею 5 [96];

для III типу місцевості (приміські і промислові зони, протяжні лісові масиви) при висоті споруди $H = 14,6$ м та заглибленні колони 1 м коефіцієнт $C_h^{екв} = 0,551$;

$C_{alt} = 1$ — коефіцієнт географічної висоти, враховує висоту H (в кілометрах) розміщення будівельного об'єкта над рівнем моря і обчислюється:

$$C_{alt} = 1 \quad (H < 0,5 \text{ км}) \quad (5.44)$$

$C_{rel} = 1$ — коефіцієнт рельєфу, враховує мікрорельєф місцевості поблизу площадки розташування будівельного об'єкту і приймається таким, що дорівнює одиниці, за винятком випадків, коли об'єкт будівництва розташований на пагорбі або схилі;

$C_{dir} = 1$ — коефіцієнт напрямку враховує нерівномірність вітрового навантаження за напрямками вітру і, як правило, приймається таким, що дорівнює одиниці;

$C_d = 1$ — коефіцієнт динамічності, враховує вплив пульсаційної складової вітрового навантаження на споруду. Для будівель і споруд, старший період власних коливань яких не перевищує 0,25 сек, $C_d = 1$.

Зосереджене навантаження від вітру, що діє на ригель рами

Навантаження від тиску вітру на частину стіни в межах висоти ригеля (ферми) прикладається на рівні нижнього поясу ригеля як зосереджена сила без врахування моментів, які виникають від такого перенесення. Ця сила обчислюється за формулою

$$W = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot (C_{aer}^{акм} + C_{aer}^{nac}) \cdot \left(\frac{C_h^{HII} + C_h^{II}}{2} \cdot h_1 + \frac{C_h^{II} + C_h^{BII}}{2} \cdot h_2 \right) \cdot C_{alt} \cdot C_{rel} \cdot C_{dir} \cdot C_d \cdot B \quad (5.45)$$

де $H_\phi = h_0 + \frac{L}{2} \cdot \frac{i}{100} + 0,5 = 3,05 + \frac{36}{2} \cdot \frac{15}{100} + 0,5 = 6,25 \text{ м}$ - висота шатра;

C_h^{HII} , C_h^{BII} — коефіцієнти зміни вітрового тиску по висоті, які визначаються

за даними ([2], табл. 9.01) і залежать від типу місцевості і висоти будівлі та знаходяться методом лінійної інтерполяції.

$$C_h^{BP} = 0,867, \quad C_h^{HP} = 0,718.$$

$$W = 1,04 \cdot 0,467 \cdot (0,8 + 0,6) \cdot \left(\frac{0,718 + 0,85}{2} \cdot 4,4 + \frac{0,867 + 0,85}{2} \cdot 1,85 \right) \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 6 = 20,553 \text{ кН} \quad (5.45)$$

5.3.3. Розрахунок каркасу одноповерхової виробничої будівлі

В основу розрахунку покладений метод кінцевих елементів з використанням у якості основних невідомих переміщень і поворотів вузлів розрахункової схеми. У зв'язку із цим ідеалізація конструкції виконана у формі, пристосованої до використання цього методу, а саме: система представлена у вигляді набору тіл стандартного типу (стрижнів, пластин, оболонок і т.д.), названих кінцевими елементами й приєднаних до вузлів.

Розрахунки проводились за допомогою програмного комплексу SCAD Office 11. Даний комплекс програм цілком задовольняє усі вимоги щодо розрахунку структурних сталезалізобетонних конструкцій.

Тип кінцевого елемента визначається його геометричною формою, правилами, що залежність між переміщеннями вузлів кінцевого елемента й вузлів системи, фізичним законом, що визначає залежність між внутрішніми зусиллями й внутрішніми переміщеннями, і набором параметрів (жорсткостей), що входять в опис цього закону й ін.

При моделюванні каркасу будівлі колонни представлені у вигляді «стрижнів», плити у вигляді «пластин оболонок». Фундаменти будівлі представлені у вигляді «пластин оболонок», що спираються на палі змодельовані кінцевими елементами «елемент з кінцевою жорсткістю»

Розрахункова схема дослідної конструкції утворена шляхом поєднання стрижневих елементів (моделювання балок і колон будівлі) та пластин оболонок (моделювання плит покриття). Загальний вигляд схеми наведений на рис. 5.11.

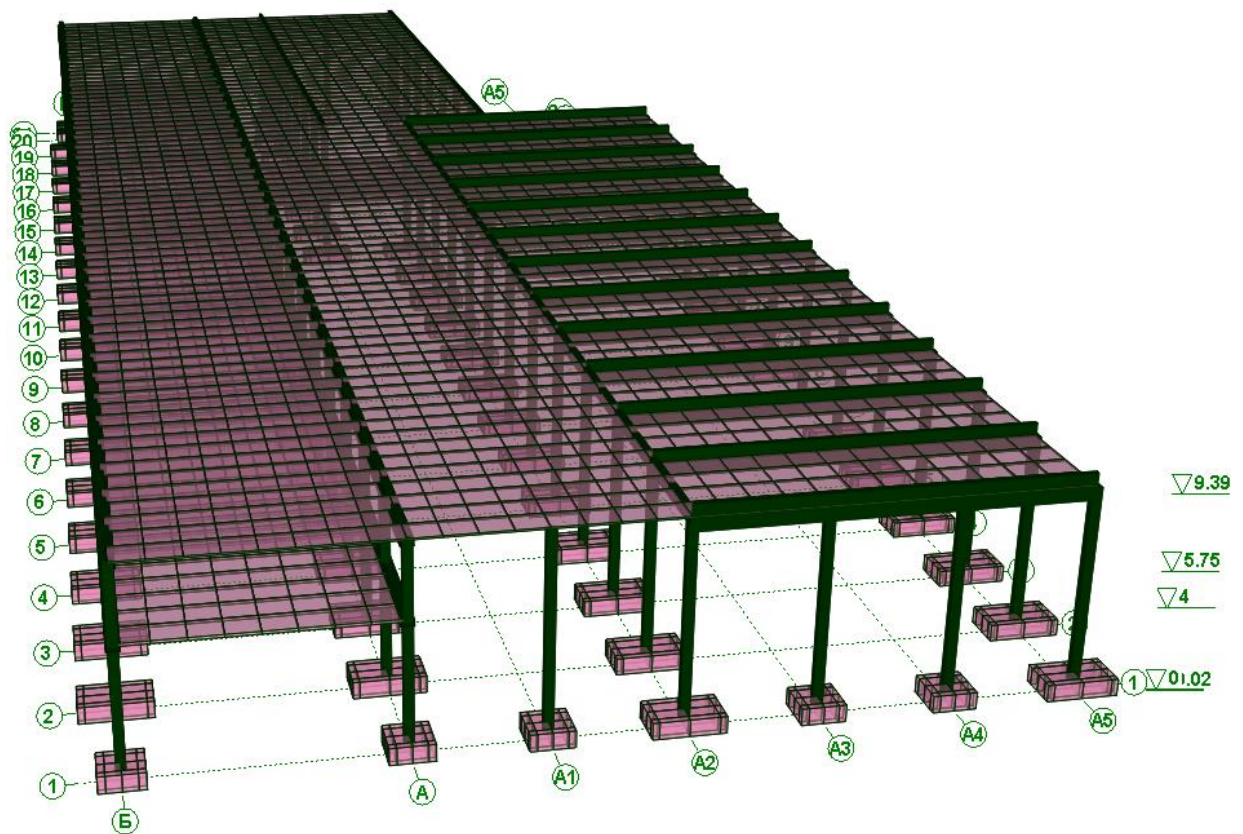


Рис. 5.11. Загальний вигляд розрахункової схеми

5.3.4. Конструювання запропонованих несучих конструкцій будівлі

Найбільш характерне застосування цих колони в каркасах одноповерхових виробничих будівель. Можна застосовувати колони постійного або змінного по висоті перерізу.

Бази позацинтростиснутих колон можуть бути як шарнірні, так і жорсткі. Найпростішою шарнірною базою є така, яка складається із товстої опорної плити, до якої приварений сталезалізобетонний елемент, причому бетонування колони доцільно виконувати після приварювання бази. В протилежному випадку торець повинен бути ретельно заглажений [132].

В жорстких базах опорна плита є досить розвиненою, і при передачі зусилля від колони на плиту слід використовувати косинки або траверси. Анкерні болти для кріплення колон до фундаменту влаштовуються за відповідним розрахунком.

Розрахунок опорних плит та анкерних болтів виконується так як і для сталевих конструкцій.

В основу розрахунку сталобетонних елементів з листовим армуванням за граничними станами покладено такі передумови:

- бетон розглядається як ізотропний пружно-пластичний матеріал;
- поперечний переріз сталобетонного елементу деформується лінійно;
- геометричні параметри поперечного перерізу і фізико-механічні характеристики застосованих матеріалів приймаємо постійними по довжині елемента;
- метал та бетон працюють сумісно, аж до руйнування сталобетонного елемента;
- епюра внутрішніх напружень при позацентровому стиску у випадку малих ексцентриситетів має форму однозначної трапеції або трикутника;
- епюра внутрішніх напружень при позацентровому стиску у випадку великих ексцентриситетів є двозначною і при першому варіанті граничного стану за міцністю у бетоні і металі в стиснутій та розтягнутій зонах має форму трикутників, а при другому варіанті – форму прямокутників;
- витримується рівняння статички: $\sum N = 0$; (5.32)
 $\sum M = 0$.
- форма вигину поздовжньої вісі гнучкого сталобетонного елемента з листовим армуванням приймаємо площиною, що відповідає синусоїді;
- бетон розтягнутої зони бетону не бере участі у роботі поперечного перерізу елемента;
- бетон стиснутої зони знаходиться в умовах двовісного стиснення;
- листове армування сприймає поздовжній стиск і розтяг у своїй площині від дії бетону;
- додаткове стержневе армування знаходиться в стані одновісного стиску (розтягу).

Конструкції запроектованих колон наведені на рис. 5.13 – 5.15. специфікація елементів конструкцій в таблиці 5.4.

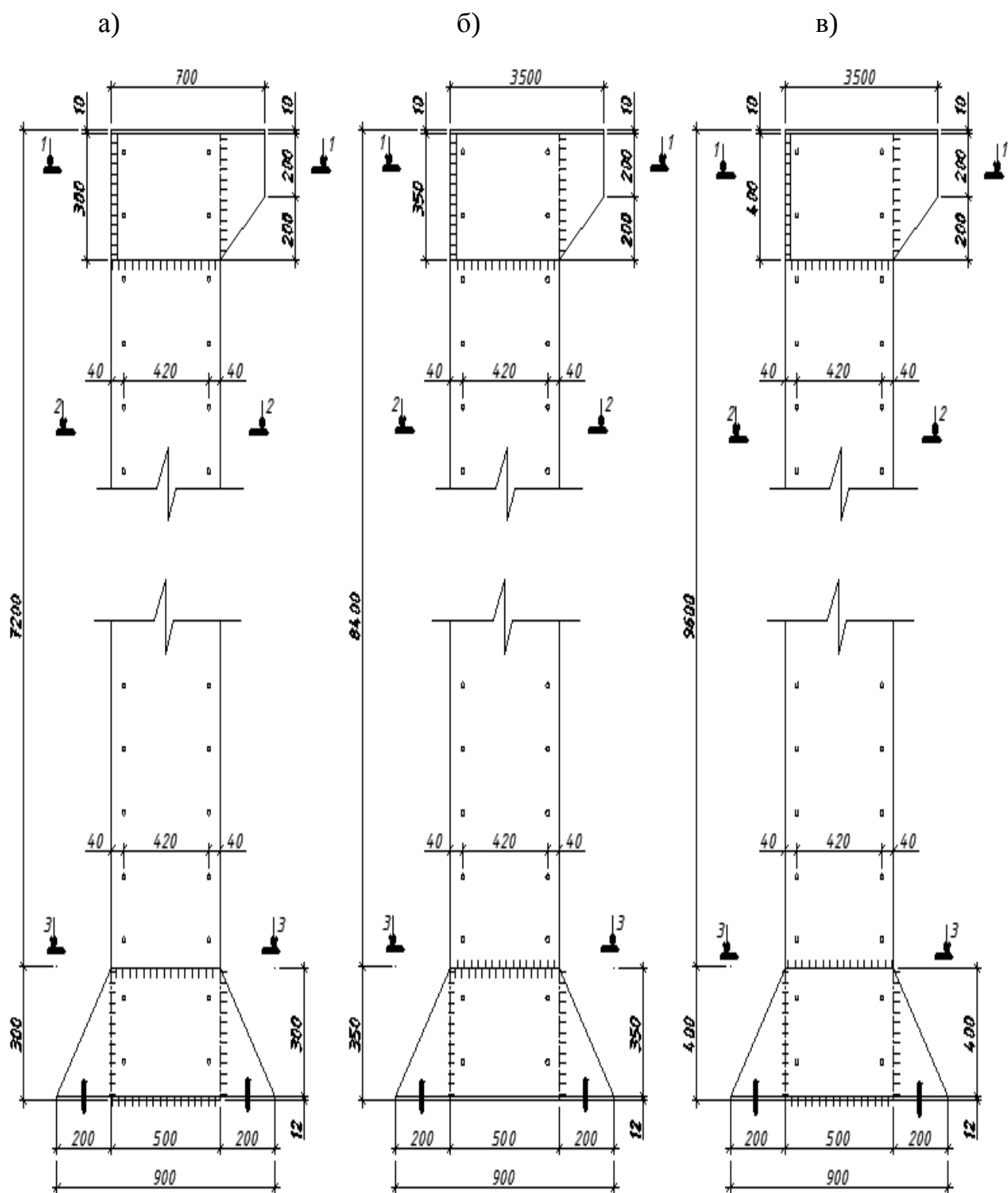


Рис. 5.12. Конструкція колон одноповерхової виробничої будівлі
а) довжиною 7,2 м; б) довжиною 8,4 м; в) довжиною 9,6 м [132];

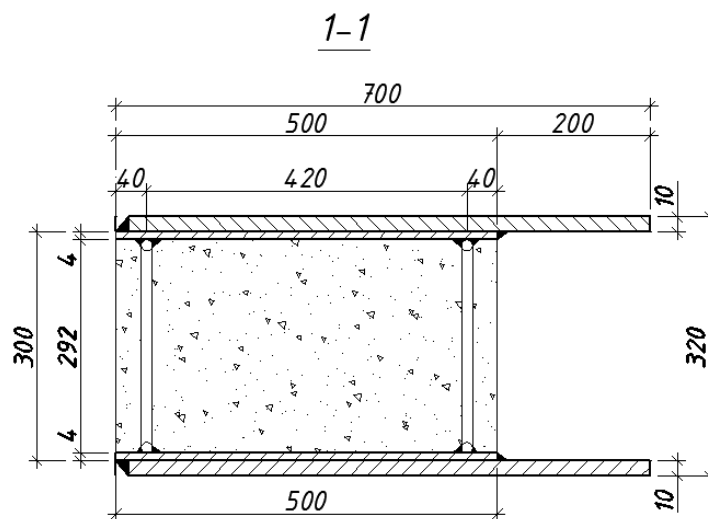


Рис. 5.3 Переріз 1-1 (оголовок колони) [132]

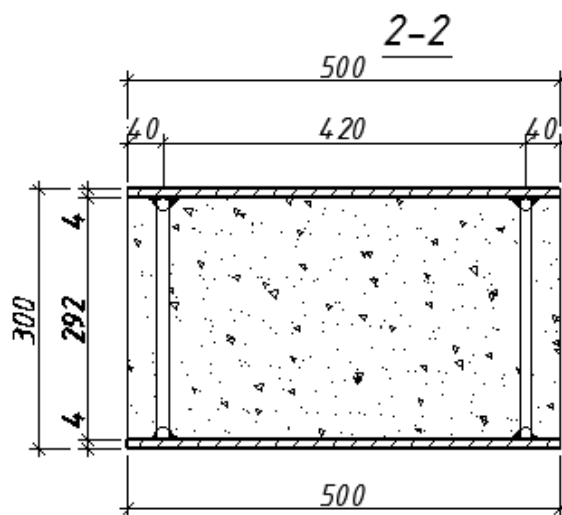


Рис. 5.14 Переріз 2-2 (колона) [132]

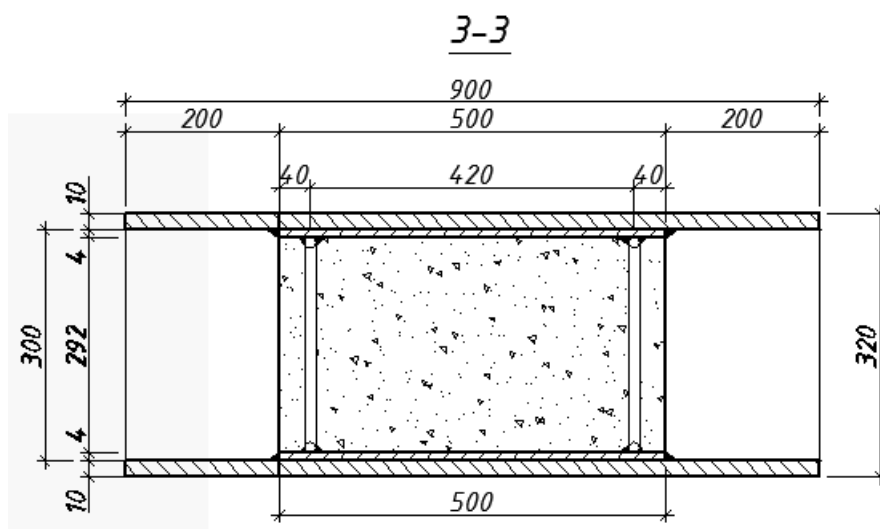


Рис. 5.15. Переріз 3-3 (база колони) [132]

Таблиця 5.4.

Специфікація запроектованих елементів

<i>Поз.</i>	<i>Позначення</i>	<i>Найменування</i>	<i>Кіл.</i>	<i>Маса од., кг</i>	<i>Примітки</i>
		<i>Колона Н=9,6 м</i>			
1	ГОСТ 19903-74	– 500х4 l=1000	2	157	469.1
2	ГОСТ 19903-74	– 400х8 l=700	2	17,6	
3	ГОСТ 19903-74	– 430х10 l=700	1	27,0	
4	ГОСТ 19903-74	– 400х8 l=900	2	22.6	
5	ГОСТ 19903-74	– 450х12 l=500	1	21.2	
6	ГОСТ 5781-82	φ8 А-400 l=420	102	0.26	
		Бетон кл. В25 V=15 м ³			
		<i>Колона Н=8,4 м</i>			
7	ГОСТ 19903-74	– 500х4 l=8750	2	138.2	418.4
8	ГОСТ 19903-74	– 350х8 l=700	2	15.4	
9	ГОСТ 19903-74	– 430х10 l=700	1	27,0	
10	ГОСТ 19903-74	– 350х8 l=900	2	19.8	
11	ГОСТ 19903-74	– 450х12 l=500	1	21.2	
12	ГОСТ 5781-82	φ8 А-400 l=420	90	0.26	
		Бетон кл. В25 V=132 м ³			
		<i>Колона Н=7,2 м</i>			
13	ГОСТ 19903-74	– 500х4 l=7550	2	119.3	367.5
14	ГОСТ 19903-74	– 300х8 l=700	2	13.2	
15	ГОСТ 19903-74	– 430х10 l=700	1	27,0	
16	ГОСТ 19903-74	– 300х8 l=900	2	17.0	
17	ГОСТ 19903-74	– 450х12 l=500	1	21.2	
18	ГОСТ 5781-82	φ8 А-400 l=420	78	0.26	
		Бетон кл. В25 V=1.14 м ³			

5.4. Порівняння запроектованих колон з типовими залізобетонними колонами аналогічних розмірів

За результати розрахунку були визначені максимальні зусилля, що діють в колонах конструкції, та відповідно до серії 1.423-3 «Железобетонные колонны прямоугольного сечения для одноэтажных промзданий без мостовых кранов» підібрано відповідні колони.

При порівнянні техніко-економічних показників співставлялись запроектовані сталезалізобетонні конструкції армовані листами та відповідні їм залізобетонні колони. В якості головного показника, що характеризує економічну ефективність будівельних конструкцій, приведені затрати на одиницю виробу.

Програмний комплекс "Автоматизоване визначення вартості будівництва, АВК-5 призначений для автоматизованого випуску кошторисно-ресурсної документації, використовуваної всіма учасниками будівництва. Він орієнтований на державні будівельні норми України ДБН Д.1.1-1-2000 «Правила визначення вартості будівництва» [68]. Локальні кошториси наведені в додатку А.

Колони залізобетонні висотою 7,2 м по серії 1.423-3 «Железобетонные колонны прямоугольного сечения для одноэтажных промзданий без мостовых кранов» К.72.33 переріз 500х500 (витрати бетону 1,9м³, витрати сталі 276кг).

Колони залізобетонні висотою 8,4 м по серії 1.423-3 «Железобетонные колонны прямоугольного сечения для одноэтажных промзданий без мостовых кранов» К.84.47 переріз 500х500 (витрати бетону 2,2м³, витрати сталі 368кг).

Колони залізобетонні висотою 9,6 м по серії 1.423-3 «Железобетонные колонны прямоугольного сечения для одноэтажных промзданий без мостовых кранов» К.96.29 переріз 500х500 (витрати бетону 2,65м³, витрати сталі 430кг).

Результати порівняння показали, що в структурних сталезалізобетонних конструкцій бетону використовується менше на 13,9-17,8%, сталі використовується більше на 15,8-40,8%, загальна маса конструкції менша на 2,7-8%. Приведені затрати на одиницю виробу структурних лінійних елементів показують, що їх використання доцільно при прольотах більше 6 м.

Порівняння проводимо в табличній формі:

Таблиця 5.5

Параметри	Сталезалізо- бетонна колона	ЗБ колона по серії 1.423-3	%
Колонна 9,6 м			
Об'єм бетону, мЗ	1,5	2,65	43,4
Маса сталі, кг	469,1	430	-9,1
Трудомісткість, л.год.	43,8	65,3	32,9
Вартість, грн	6,941	8,275	16,1
Колонна 8,4 м			
Об'єм бетону, мЗ	1,32	2,2	40,0
Маса сталі, кг	418,4	368	-13,7
Трудомісткість, л.год.	38,9	55,1	29,4
Вартість	6,164	6,98	11,7
Колонна 7,2м			
Об'єм бетону, мЗ	1,14	1,9	40,0
Маса сталі, кг	367,5	276	-33,2
Трудомісткість, л.год.	34,0	44,3	23,2
Вартість	5,385	5,61	4,0

Сталезалізобетонні конструкції мають ряд переваг: відсутність попередньо напруженої арматури, простота опалубки, а в деяких випадках повна її відсутність, відсутність закладних деталей, функції яких виконують сталеві листи.

Висновки до розділу 5

1. За наведеною методикою розрахунку по приведеним перерізам були проведені дослідження експериментальних конструкцій, результати якого показали, що значення несучої здатності відрізняється на 4,7-8,8% від теоретичних.

2. За результати проектування одноповерхової виробничої будівлі розроблені креслення сталезалізобетонних колон армованих листами розмірами 9,6, 8,4, 7,2 метрів [132].

3. Проведено порівняння запроектованих сталезалізобетонних конструкцій з залізобетонними колонами відповідного розміру. Результати порівняння показали, що в структурних сталезалізобетонних конструкцій бетону використовується менше на 40,0-43,4%, сталі використовується більше на 9,1-33,2%, зменшена трудомісткість на 23,2-32,9% [132].

4. Приведені затрати на одиницю виробу сталезалізобетонних конструкцій армованих листами показують, що їх використання доцільно при висоті колони більше 7,2 м.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

Виконані дослідження, результати яких представлені в цій роботі, дозволяють зробити наступні висновки:

1. Аналіз результатів проведених до цього часу досліджень і досвіду застосування сталезалізобетонних конструкцій показав, що достатньо ефективними сталезалізобетонними конструкціями при роботі на стиск є конструкції із зовнішнім армуванням сталевими листами.

2. Для отримання нових даних щодо роботи сталезалізобетонних стиснутих конструкцій з листовим армуванням була складена програма експериментальних досліджень з урахуванням впливу на несучу здатність, деформації і переміщення: висоти елемента, ексцентриситету прикладання зусилля. Проведені випробування бетонних кубів і призм та металевих смужок дозволили визначити фактичні фізико-механічні характеристики для подальшого їх використання в розрахунках сталезалізобетонних конструкцій з листовим армуванням.

3. Аналіз проведених експериментальних досліджень несучої здатності, деформацій і переміщень показав, в якій мірі на ці параметри стиснутих сталобетонних елементів із листовим армуванням впливають висота елемента та ексцентриситет прикладення навантаження. Так в залежності від цих факторів несуча здатність елементів при збільшенні висоти від 1м до 2,4м зменшувалась на 35,4% при центральному стиску, на 33,7% при позацентровому стиску з ексцентриситетом 25 мм та на 22,3% при позацентровому стиску з ексцентриситетом 50 мм.

4. Середній за висотою переріз отримує найбільші деформації, це свідчить про більшу напруженість цього місця внаслідок вигину поздовжньої вісі дослідного зразка. У цьому місці утворюється шарнір пластичності в результаті чого відбувається руйнування стійок.

5. Проведений аналіз за допомогою методу скінченних елементів показав, що доцільно моделювати металеву складову скінченним елементом типу «пластина-оболонка», а бетонну складову скінченним елементом типу «об'ємний

призматичний». Результати моделювання показали, що характер деформування змодельованих конструкцій співпадає з аналогічними деформованими схемами експериментальних зразків. Зі зростанням навантаження в середньому перерізі в результаті накопичення пластичних деформацій утворився пластичний шарнір, отже для більш чіткого моделювання необхідно враховувати вплив пластичних деформацій.

6. Проведено порівняння запроектованих сталезалізобетонних конструкцій із відповідними залізобетонними колонами. Результати порівняння показали, що в сталезалізобетонних колонах бетону використовується менше на 40,0-43,4%, сталі – більше на 9,1-33,2%, зменшена трудомісткість на 23,2-32,9%. Приведені затрати на одиницю виробу сталезалізобетонних конструкцій армованих листами свідчать про доцільність їх будівництва.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Аль-Шари Хешам Ахмед Напряженно-деформированное состояние узла сопряжения центрифугированных колонн кольцевого сечения с фундаментом стаканного типа/ Аль-Шари Хешам Ахмед // Автореферат дисертации к. т. н. – Минск, 1993. – С. 19.
2. Андреев В.Г. Определение прочности внецентренно сжатых стержней с учетом гипотезы плоских сечений /Андреев В.Г.// Бетон и железобетон. – 1982. № 2. – С. 29 – 31.
3. Ахвердов И.Н. Основы физики бетона /Ахвердов И.Н.//– Стройиздат, 1981. – С. 464.
4. Бабич В.И. Экспериментально-теоретические исследования работы гибких железобетонных элементов прямоугольного сечения на косое внецентренное сжатие/ Бабич В.И. // Дис. канд. тех. наук: 05.23.01. – Львов, 1972. – С. 191.
5. Бабич В.І. Розрахунок залізобетонних елементів і їх перерізів деформаційним методом / Бабич В.І., Кочкар'юв Д.В., Різак В.В. // Бетон и железобетон в Украине. – 2004. – №2. – С. 2 – 7.
6. Бабич С.В. Розрахунок стиснутих залізобетонних елементів у складі стержневих систем / Бабич С.В.// Науково-практичні проблеми сучасного залізобетону. Збірник тез першої всеукраїнської науково-технічної конференції. – Київ: 1996. – С. 8 – 31.
7. Байков В.Н. Определение предельного состояния внецентренно сжатых элементов по неупругим зависимостям напряжение-деформация бетона и арматуры /Байков В.Н.,Горбатов С.В.//Бетон и железобетон.–1985.–№ 6.– С. 13–14
8. Байков В.Н., Железобетонные конструкции / Байков В.Н., Сигалов Э.Е. // Общий курс– М.: Стройиздат 1991. – С. 767.
9. Бакиров К.К. Несущая способность сжатых железобетонных элементов прямоугольного сечения с косвенным армированием в виде сеток (при кратковременном действии нагрузки) / Бакиров К.К.// Дисертация кандидата технических наук. – М., 1976. – С.127.
10. Баклушев Е.В. Влияние гибкости и эксцентриситета приложения нагрузки на

надежность внецентренно сжатых элементов / Баклушев Е.В. // Бетон и железобетон. – 1992. – № 4. – С. 12 – 13.

11. Бамбура А.М. Практичний посібник із розрахунку залізобетонних конструкцій за діючими нормами України (ДБН В.2.6-98:2009) та новими моделями деформування, що розроблені на їхню зміну / Бамбура А.М., Павліков А.М., Колчунов В.І., Кочкарьов Д.В., Яковенко І.А. //– Київ, 2017.

12. Бамбура А.Н. Несущая способность внецентренно сжатых колон из мелкозернистого бетона / Бамбура А.Н., Шталовный В.Н. // Бетон и железобетон. – 1981. – № 10. – С. 13 – 14.

13. Барабаш В.М. Розробка, дослідження та застосування нового виду стрічкової арматури періодичного профілю в сталевобетонних конструкціях / Барабаш В.М., Клименко Ф.Є. // Проблеми теорії і практики залізобетону. – Полтава, 1997. – С. 37 – 41.

14. Баташев В.М. Прочность, трещиностойкость и деформации железобетонных элементов с многорядным армированием. / Баташев В.М. // К.: Будівельник, 1978. – С. 120.

15. Бачинський В.Я. К расчету гибких железобетонных элементов / Бачинський В.Я. Бамбура А.Н. // Бетон и железобетон. – 1980. – № 9. – С. 12 – 13.

16. Бачинский В.Я. Устойчивость внецентренно сжатых железобетонных стержней, упруго защемленных по концам / Бачинский В.Я., Каюмов Р.Х., Чернобаев В.И., Голышев А.Б.// Строительные конструкции. – К.: Будівельник. – 1972. – В. 19. – С. 14 – 17.

17. Бачинский В.Я. К использованию полной диаграммы сжатия бетона при расчете внецентренно сжатых железобетонных элементов двутаврового профиля / Бачинский В.Я., Пешков И.И. // Строительные конструкции. – К.: Будівельник. – 1989. – В. 42. – С. 34 – 39.

18. Беленя Е.И. Металлические конструкции / Беленя Е.И. // М.: Стройиздат, 1985. – С. 560.

19. Берг О.Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона / Берг О.Я. // М.: Гостехиздат, 1961. – С. 96.

20. Берг О.Я. Об оценке прочности элементов конструкций при плоском напряженном состоянии / Берг О.Я., Смирнов Н.В. // Транспортное строительство. – 1965. – № 9. – С. 72 – 73.
21. Беспалов Л.Н. Влияние случайного эксцентриситета второй плоскости на несущую способность внецентренно сжатых железобетонных элементов / Беспалов Л.Н. // Строительные конструкции. – К.: Будівельник. – 1989. В. 42. – С. 52 – 57.
22. Биба В.В. Стиснені сталезалізобетонні елементи з листовим армуванням / Биба В.В. // Автореферат дисертації к. т. н. – Полтава, 2006. – С. 22
23. Блейх Ф. Устойчивость металлических конструкций. / Блейх Ф. // Пер. с англ. – М.: Физматгиз, 1961. – С. 450.
24. Боднарчук Т.Б. Методика виготовлення та дослідження тришарових сталобетонних балок з зовнішнім стрічковим армуванням / Боднарчук Т.Б., Шмиг Р.А. // Проблеми теорії і практики будівництва. – Львів, 1997. –Т.ІІ. – С. 34 – 37.
25. Бондаренко В.М. К построению общей теории железобетонных (специфика, основы, метод) / Бондаренко В.М.// Бетон и железобетон. – 1978. – № 9. – С. 288.
26. Бондаренко В.М. Инженерные методы нелинейной теории железобетона / Бондаренко В.М., Бондаренко С.В. // М.: Стройиздат, 1982. – С. 288.
27. Бондаренко В.М. Расчет устойчивости внецентренно сжатых стержней / Бондаренко В.М., Романов П.П. // Строительные конструкции. – К.: Будівельник. – 1966. – В. 4. – С. 34 – 42.
28. Бондаренко В.М. Устойчивость внецентренно сжатых колон / Бондаренко В.М., Чихладзе Э.Д. // Строительные конструкции. – К.: Будівельник. – 1969. – В. 12. – С. 25 – 34.
29. Будникова Л.М. О характеристиках напряженно-деформированного состояния железобетонных внецентренно сжатых стоек при длительном нагружении / Будникова Л.М.// Строительные конструкции. – К.: Будівельник. – 1968. – В. 5. – С. 15 – 24.
30. Будникова Л.М. Прогибы внецентренно сжатых железобетонных стоек при длительном действии нагрузки / Будникова Л.М.// Строительные конструкции. –

К.: Будівельник. – 1967. – В. 5. – С. 35 – 44.

31. Васильев А.П. Железобетон с жесткой арматурой. –/ Васильев А.П.// М. – Л.: Стройиздат, 1941. – С. 124.

32. Васильев А.П. Состояние и перспективы развития конструкций с внешним армированием / Васильев А.П., Голосов В.Н. // Бетон и железобетон. – 1981. – № 7. – С. 23 – 24.

33. Васильев А.П. Исследование несущей способности железобетонных колонн с внешним уголковым армированием / Васильев А.П., Голосов В.Н., Байдильдинова Г.К. // Промышленное строительство. –1979. –№ 10. – С. 14 – 16.

34. Васильев А.П. Местное сжатие в стыках колонн каркаса многоэтажных зданий / Васильев А.П., Матков Н.Г., Мирмуминов М.М. // Бетон и железобетон. – 1977. – № 9. – С. 30 – 32.

35. Васильев А.П. Сборные каркасы из элементов с внешним армированием / Васильев А.П., Переяславцев Н.А., Коровин Н.Н., Стульчиков А.Н., Горшкова В.Н. // Бетон и железобетон. – 1974. – № 7. – С. 14 – 16.

36. Васильев П.И. Снижение материалоемкости конструкций на основе развития теории и методов расчета / Васильев П.И., Голышев А.Б., Залесов А.С.// Бетон и железобетон. – 1988. – № 9. – С. 16 – 18.

37. Васюта В.В. Прочность и деформативность внецентренно сжатых конструктивных элементов из стальных труб квадратного сечения, заполненных бетоном / Васюта В.В.// Дисертация к. т. н. – Полтава, 1996. – С. 163

38. Воронков Р.В. Железобетонные конструкции с листовой арматурой / Воронков Р.В. // Л.: Стройиздат, 1975. – С. 145.

39. Воронков Р.В. Некоторые перспективы развития железобетонных конструкций с листовой арматурой / Воронков Р.В. // Проектирование строительных конструкций. – Л.: ЛИСИ. – 1972. – С. 97 – 104.

40. Воскобійник С.П. Вузли з'єднання трубобетонних стійок з монолітними залізобетонними ростверками / Воскобійник С.П. // Зб. наук. пр. (Галузеве машинобудування, будівництво). В. 5. – Полтава, 2000. – С. 170 – 174.

41. Воскобійник С.П. Експериментальні дослідження напружено-деформованого

- стану вузлів з'єднань трубобетону з монолітним залізобетоном при позацентровому стиску / Воскобійник С.П.// Зб. наук. пр. (Галузеве машинобудування, будівництво). В. 6. – Полтава, 2000. – С. 170 – 174.
42. Гамаюнов Е.И. Исследование влияния поперечного армирования на несущую способность центрально сжатых трубобетонных элементов при статическом и многократно повторном воздействии нагрузок/ Гамаюнов Е.И. // Дисертация к. т. Н.– М., 1962. – С. 166.
43. Гамаюнов Е.И. Влияние поперечной арматуры на несущую способность конструкций / Гамаюнов Е.И., Смирнов Н.В. // Транспортное строительство. – 1968. – № 12. – С. 44 – 45.
44. Гамбаров Г.А. Исследование работы спирально-армированных и трубобетонных элементов под воздействием центрального сжатия / Гамбаров Г.А. // Дисертация к. т. н. – М., 1962. – С. 166.
45. Гасій Г.М. Просторові структурно-вантові сталезалізобетонні конструкції / Г.М. Гасій // монографія – Полтава: ТОВ «АСМІ», 2018. – С. 347.
46. Гасій Г.М. Рекомендації до проектування просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій / Г.М. Гасій//–Полтава:ТОВ«АСМІ», 2018.–С. 69
47. Гвоздев А.А. Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций / Гвоздев А.А. // М.: Стройиздат, 1978. – С. 76.
48. Гвоздев А.А. К вопросу о теории железобетона / Гвоздев А.А.// Бетон и железобетон. – 1980. – № 4. – С. 18 – 20.
49. Гвоздев А.А. Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия / Гвоздев А.А. // М.: Госстройиздат, 1949. – С. 280.
50. Гвоздев А.А. Расчет железобетонных стержневых конструкций по деформируемой схеме / Гвоздев А.А. // Строительная механика и расчет сооружений. – 1971. – № 4. – С. 25 – 26.
51. Гвоздев А.А. К вопросу о несущей способности гибких внецентренно сжатых железобетонных стержней / Гвоздев А.А., Чистяков Е.А.// Бетон и железобетон. – 1981. – № 4. – С. 12.
52. Гениев Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона / Гениев Г.А.,

- Кисюк В.Н., Тюнин Г.А. // М.: Стройиздат, 1974. – С. 316.
53. Гладышев Б.М. О расчете бетонных и железобетонных элементов на местное сжатие / Гладышев Б.М.// Строительные конструкции. – К.: Будівельник, 1968. – В. X. – С. 127 – 141.
54. Глазовский Д.Н. Влияние поперечного обжатия на прочность анкеровки арматуры / Глазовский Д.Н., Голубев К.К.// Бетон и железобетон . – 1998. – № 1. – С. 15 – 17.
55. Гнедовский В.И. Косвенное армирование железобетонных конструкций / Гнедовский В.И.// Л.: Стройиздат, 1981. – С. 126.
56. Головкин Г.В. Напряженно-деформированное состояние центрально сжатых элементов из стальных труб квадратного сечения, заполненных бетоном / Головкин Г.В.//Диссертация к. т. н. – Полтава, 1996. – С. 195.
57. Голосов В.Н. Расчет конструкций с внешним армированием при действии поперечных сил / Голосов В.Н., Залесов А.С., Бирюков Г.П. // Бетон и железобетон. – 1977. – № 6. – С. 15 – 17.
58. Горнов В.М. Прочность и устойчивость бетонных конструкций / Горнов В.М.// М.: Госстройиздат, 1957. – С. 212.
59. Горохов Е.В. Обследование и испытание несущих конструкций зданий и сооружений / Горохов Е.В., Мушанов В.Ф., Васылев В.Н., Ягмур А.А.// Киев: УМК ВО, 1991. – С. 155.
60. ГОСТ 10180 – 90. Бетоны: Методы определения прочности по контрольным образцам. – Введ. 01.01.82. – М.: Изд-во стандартов. – 1988. – С. 20.
61. ГОСТ 12004-81. Сталь арматурная. Методы испытания на растяжение. – М.: Изд-во стандартов, 1982. – С. 15.
62. ГОСТ 1497-84 Стали. Методы испытания на растяжения. – М.: Изд-во стандартов, 1982. – С. 15.
63. Гуца Ю.П. Повышение эффективности железобетонных конструкций / Гуца Ю.П. // Бетон и железобетон. – 1988. – № 9. – С. 5 – 6.
64. Давыдов Н.Ф. Сопротивление бетона при местном асесимметричном сжатии/Давыдов Н.Ф., Мацкеев В.В.// Сб. трудов МИСИ им. В.В. Куйбишева,

Белгородского института строительных материалов им. И.А. Гришманова. – М., 1979. – С. 5 – 8.

65. ДБН В.2.6.-198:2014 Сталеві конструкції. – Мінрегіон України, 2014. – С. 199.

66. ДБН В.2.2.6.-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. – Мінрегіонбуд України, 2011. – С. 71.

67. ДБН В.2.6.-160:2010 Конструкції будинків і споруд. Сталезалізобетонні конструкції. – Мінрегіонбуд України, 2011. – С. 93.

68. ДБН Д.1.1-1-2000 «Правила визначеності вартості будівництва» – Мінрегіон України, 2013. – С. 191.

69. Джура В.М. Експериментальні дослідження стиснених елементів зі сталевих двотаврів із порожнинами, заповненими бетоном / Джура В.М // Зб. наук. ст. Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація. – В. 5. – Кривий Ріг: КТУ, 2002. – С. 66 – 69.

70. Довгалюк В.И. Исследование работы сжатых железобетонных элементов, армированных поперечной арматурой из сварных сеток / Довгалюк В.И. // Дисертация к. т. н. – М., 1971. – С.125.

71. Довгалюк В.И. Исследование работы центрально сжатых железобетонных колонн с косвенной и продольной арматурой / Довгалюк В.И.// Бетон и железобетон. – 1971. – № 11. – С. 33 – 35.

72. Довженко О.А. Прочность бетонных и железобетонных элементов при местном приложении сжимающей нагрузки / Довженко О.А. //Дисертация к. т. н. – Полтава, 1993. – С. 222.

73. Довженко А.А. Исследование сопротивления трубобетона осевому сжатию / Довженко А.А.// Сб. научных трудов ВИСИ. – Воронеж, 1964. – № 10. – С. 3 – 24.

74. Довженко А.А. Трубчатая арматура в железобетоне / Довженко А.А.// Сб. научных трудов ВИСИ. – Воронеж, 1957. – № 5. – В. 1. – С. 13 – 33.

75. Довженко А.А. Усадка бетона в трубчатой обойме / Довженко А.А. // Бетон и железобетон. – 1960. – № 8. – С. 353 – 358.

76. Єрмоленко Д.А. Труبوبетонні конструкції зі стержневою арматурою /

- / Єрмоленко Д.А. // Автореферат дисертації к. т. н. – Полтава, 1998. – С. 20.
77. Єрмоленко Д.А. Об'ємний напружено-деформований стан трубо бетонних елементів / Єрмоленко Д.А.// Монографія – Полтава: видавець Шевченко Р.В., 2012 – С. 316.
78. Єрмоленко Д.А. Міцність та деформативність клеєних дерев'яних балок, армованих полімерною сіткою / Д.А. Єрмоленко, М.С. Іщенко // Зб. наук. праць (галузеве машинобудування, будівництво). Вип. 2 (47). – Полтава: ПолтНТУ, 2016. – С. 140 – 147.
79. Жемчужников В.Г. Дослідження несучої здатності позацентрово стиснутих залізобетонних елементів із зовнішнім армуванням / Жемчужников В.Г.// Будівельні матеріали і конструкції. – К. – 1971, – № 4. – С. 23 – 32.
80. Зак М.Л. О влиянии неоднородности бетона на его прочность / Зак М.Л.// Напряженно-деформированное состояние бетонных и железобетонных конструкций. – М.: НИИЖБ, 1986. – С.145 – 152.
81. Залесов А.С. Короткие железобетонные элементы / Залесов А.С. // Прочность и трещиностойкость коротких железобетонных элементов: Межвузовский сборник. – Казань: КИСИ, 1989. – С. 4 – 8.
82. Залесов А.С. Расчет прочности железобетонных конструкций при различных силовых воздействиях по новым нормативным документам / Залесов А.С., Мухамедиев Т.А., Чистяков Е.А.// Бетон и железобетон. – 2002. – №4. – С. 16 – 20.
83. Ильюшин А.А. Пластичность / М.: Госстройиздат, 1948. – С. 376.
84. Кальченко А.А. Особенности работы трубобетонных элементов при многоцикловом осевом сжатии / Кальченко А.А. // Дисер. к. т. н. – Машинопись – Полтава, 1994. – С.198.
85. Карнет Ю.Н. Исследование сжатых железобетонных элементов с сеточным армированием и продольной высокопрочной арматурой / Карнет Ю.Н.// Дисер. к. т. н. – Машинопись – Свердловск, 1973. – С. 186.
86. Карпинский В.И. Повышение несущей способности сжатых трубобетонных элементов /Карпинский В.И.//Транспорт. строительство № 10. – 1960. – С. 40 – 45.

87. Касаткин Б.С. Экспериментальные методы исследования деформаций и напряжений / Касаткин Б.С., Кудрин А.Б., Лобанов Л.М. и др.// Справочное пособие. – К.: Наукова думка, 1981. – С. 584.
88. Катин Н.И. Работа закладных деталей при сдвиге и совместном действии сдвигающих сил и изгибающих моментов / Катин Н.И., Стульчиков А.Н. // Стыки сборных железобетонных конструкций: Сборник статей НИИЖБ. М.: Стройиздат, 1970. – С. 118 – 162.
89. Кваша В.Г. Исследование сопротивления железобетонных элементов, армированных сетками, смятию при полосовой нагрузке / Кваша В.Г.// Строительные конструкции. – К.: Будівельник. – 1968, В. VIII. – С. 106 – 110.
90. Квядарас А.Б. К расчету на осевое сжатие коротких элементов из стальных труб, заполненных бетоном / Квядарас А.Б.// Сб. научных трудов вузов Литовской ССР / Строительные конструкции. Вильнюс: Мокслас, 1983. – С. 63 – 73.
91. Кебенко В.Н. Оптимизация параметров сжатых и внецентренно-сжатых трубобетонных элементов и конструкций / Кебенко В.Н. // Дисер. к. т. н. – Машинопись – Кривой Рог, 1982. – С. 125.
92. Кикин А.И. Конструкции из стальных труб, заполненных бетоном / Кикин А.И., Санжаровский Р.С., Труль В.А. // М.: Стройиздат, 1974. – С. 145.
93. Клепель К. Исследование несущей способности трубобетона и определение расчетной формулы/Клепель К., Годер В.//(ФРГ, перевод с немецкого) 1965.–С. 82
94. Клименко Ф.Е. К терминологии названия железобетонных конструкций с внешним (листовым) армированием / Клименко Ф.Е. // Весник. ЛПИ. – Львов. – 1976. – № 6. – С. 197 – 200.
95. Клименко Ф.Е. Листовая арматура периодического профиля для железобетонных конструкций с внешним армированием / Клименко Ф.Е., Барабаш В.М.// Бетон и железобетон, 1977. – № 6. – С. 19 – 22.
96. Клименко Ф.Е. Листовая арматура периодического профиля для железобетон. конструкций с внешним армированием / Клименко Ф.Е., Барабаш В.М. // Вестн. науч. тр.: Вопросы современного строительства. / Львовский политехн. институт. – 1977. - № 113. – С. 36 – 48.

97. Клименко Ф.Е. Внешнее армирование железобетонных элементов полосовой арматурой гладкого и периодического профиля / Клименко Ф.Е. // Изв. Вузов. Стр-во и архит., 1981. – С. 25 – 29.
98. Клименко Ф.Е. Металеві конструкції / Клименко Ф.Е., Барабаш В.М., Стороженко Л.І. // Підручник. – Львів: Світ, 2002. – С. 312.
99. Климов Ю.А. Расчет прочности элементов при действии поперечных сил / Климов Ю.А. // Бетон и железобетон в Украине. – 2002. – № 5. – С. 33 – 35.
100. Кодекс-образец ЕКБ - ФИП для норм по железобетонным конструкциям / Пер. с франц. Л.В.Еленской; Под ред. А.А. Гвоздева и др. – Т. II. – М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1984. – С. 284.
101. Козак Ю. В. Стальные конструкции в сочетании с бетоном и железобетоном / Козак Ю. В. // Промышленное строительство. – 1979. – № 5. – С. 2 – 4.
102. Кортушов П.Г. Вузли спряження трубобетонних стояків з монолітним залізобетоном / Кортушов П.Г. // Дис.к. т. н. – Маш. – Полтава, 1999. – С. 179.
103. Лапенко О.І. Поперечні рами сільськогосподарських виробничих будов із трубо бетону / Лапенко О.І. // Дис. к. т. н. – Машинопись – Полтава, 1996. – С. 183.
104. Липатов А.Ф. Исследование прочности трубобетонных элементов / Липатов А.Ф. // М.: Трансжелдориздат, 1956. – С. 125.
105. Лопатто А.Э. О свойствах бетона, твердеющего в замкнутой обойме и жесткости трубобетонных элементов / Лопатто А.Э. // Строительные конструкции, В. 11. – К.: Будівельник, 1973. – С. 232 – 234.
106. Лукашенко И.А. Эффективные строительные конструкции / Лукашенко И.А., Рохлин И.А. и др. // Киев: Будивельник, 1978.
107. Лукша Л.К. Прочность трубобетона. – Минск: Высшая школа, 1977. – С. 95.
108. Лукша Л.К. Расчет внецентренно сжатых трубобетонных элементов с учетом эффекта обоймы / Лукша Л.К. // Механика и физика разрушения композитных материалов и конструкций: Тез. Докл. 1-го Всесоюзного симпозиума. – Ужгород, 1988. – С. 127 – 128.
109. Людковский И.Г. Исследование сжатых трубобетонных элементов, армированных высокопрочной продольной арматурой / Людковский И.Г., Фонов В. М.,

- Макаричева Н.В. // Бетон и железобетон. – 1980. – № 7. – С. 17 – 19.
110. Маракуца В.И. Прочность и устойчивость трубобетонных элементов / Маракуца В.И.// Будівельні матеріали і конструкції. – 1969. – № 3. – С. 44 – 46.
111. Маренин В.Ф. Исследование прочности стальных труб, заполненных бетоном при осевом сжатии / Маренин В.Ф. //– Машиноп.: Дис. к. т. н. – М., 1959. – С. 231.
112. Мартынов Ю.С. Расчет прочности сталежелезо-бетонных сечений комбинированным методом с учетом физической нелинейности / Мартынов Ю.С., Новиков В.Е.// Металеві конструкції. – 2003. – Т. 6 – №1. – С. 55 – 60.
113. Методические рекомендации по учету влияния ползучести бетона при расчете железобетонных стержней и стержневых систем. – К.: НИИСК Госстроя СССР 1981. – С. 73.
114. Мурза С.О. Експериментальні дослідження гнучких стрижневих стале-залізобетонних конструкцій / Мурза С.О.// Матеріали міжнародної конференції "Проблеми у науці". –Жешув, 2017. – С. 67–73.
115. Нижник О.В. Стиснуті елементи зі сталевих складених двотаврів із боковими порожнинами заповненими бетоном / Нижник О.В.// Дис. к. т. н. – Машинопис. – Полтава, 2005. – С. 186 .
116. Павліков А.М. До розрахунку граничних значень деформацій бетону в розв'язанні задач міцності нормальних перерізів залізобетонних елементів / Павліков А.М., Митрофанов В.П.// Збірник наукових праць. Серія „Галузеве машинобудування, будівництво”. В. 13. – Полтава: ПолтНТУ, 2003. – С. 28 –33.
117. Павліков А.М. Залізобетонні конструкції: будівлі, споруди та їх частини: підручник / Павліков А.М. // ПолтНТУ. – Полтава, ТОВ «АСМІ», 2016. – С. 284.
118. Пенц В.Ф. Напружено-деформований стан оголовків трубобетонних стояків / Пенц В.Ф.// – Автореферат дис. к. т. н. – Полтава, 1995. – С. 24.
119. Ржаницин А.Р. Теория расчета конструкций на надежность / Ржаницин А.Р. // М.: Стройиздат, 1963. – С. 110.
120. Стрелецкий Н.Н. Сталежелезобетонные конструкции в нашей стране / Стрелецкий Н.Н.// Металлические конструкции. Работы школы Стрелецкого. – М.: – 1995. – С. 126 – 132.

121. Стрелецкий Н.Н. Сталежелезобетонные пролетные строения мостов / Стрелецкий Н.Н. // М.: Транспорт, 1981. – С. 360.
122. Стороженко Л.И. Железобетонные конструкции с внешним армированием / Стороженко Л.И. // К.: УМК ВО, 1989. – С. 99.
123. Стороженко Л.И. Исследование особенностей деформирования бетонного ядра и оболочек трубобетонных элементов / Стороженко Л.И. // Строительные конструкции. – К.:Будівельник, 1974. – С. 46 – 49.
124. Стороженко Л.И. Объемное напряженно-деформированное состояние железобетона с косвенным армированием / Стороженко Л.И. // Дис. д. т. н. – Машинопись. – Кривой Рог, 1985. – С. 519.
125. Стороженко Л.И. Прочность и деформативность трубобетонных элементов / Стороженко Л.И. // Бетон и железобетон. – 1980. – № 12. – С. 8 – 9.
126. Стороженко Л.И. Работа конструкций из стальных труб, заполненных бетоном / Стороженко Л.И. // Промышленное строительство и инженерные сооружения. – 1977. – № 1. – С. 27 – 29.
127. Стороженко Л.И. Сталежелезобетонные конструкции / Стороженко Л.И., Семко А.В., Ефименко В.И. // К.: Четверта хвиля, 1997. – С.160.
128. Стороженко Л.І. Дослідження несучої здатності стиснутих залізобетонних елементів, армованих сталевими листами / Стороженко Л.І., Мурза С.О., Єфіменко О.І. // International research and practice conference: «Modern methods, innovations, and experience of practical application in the field of technical sciences» (December 27–28, 2017). – Radom, Republic of Poland. – С. 129 – 133.
129. Стороженко Л.І. Деформований стан стиснутих гнучких сталезалізобетонних елементів за результатами експериментальних досліджень / Стороженко Л.І., Семко П.О., Єфіменко О.І. // Тези 70-ої наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів університету. – ПолтНТУ, 2017. – С. 264 – 265.
130. Стороженко Л.І. Сталезалізобетонні каркаси багатоповерхових будівель / Стороженко Л.І., Єрмоленко Д.А., Нижник О.В., Мурза С.О. // Монографія – Полтава: ФОП Пусан А.Ф., 2017 – С. 279.

131. Стороженко Л.І. Чисельне моделювання сталезалізобетонних елементів методом скінченних елементів / Стороженко Л.І., Семко П.О., Єфіменко О.І.// Зб. наук. праць: Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві. В. 9. – Луцьк: Луцький НТУ, 2018. – С. 129 – 135.
132. Стороженко Л.І. Конструювання сталезалізобетонних стійок з листовим армуванням / Л.І. Стороженко, О.І. Єфіменко // Тези 71-ої наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів університету (Полтава, 22 квітня – 17 травня 2019 р.). – Полтава: ПолтНТУ, 2019. – Т. 1. – С. 406 – 407.
133. Стороженко Л.І. Експериментальні дослідження стрижневих сталезалізобетонних конструкцій, армованих сталевими листами /Стороженко Л.І., Мурза С.О.// Вісник Національний університет" Львівська політехніка" № 823 СЕРІЯ: ТЕОРІЯ І ПРАКТИКА БУДІВНИЦТВА – С. 315 – 321.
134. Стороженко Л.І. Експериментальні дослідження гнучких стрижневих сталезалізобетонних конструкцій, армованих сталевими листами /Стороженко Л.І., Мурза С.О.// Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури, 2016. – С. 379 – 385.
135. Storozhenko L.I. Capacity flexible compressed reinforced concrete elements reinforced with steel sheets / L.I. .Storozhenko, S.O. Murza, O.I. Yefimenko // Зб. наук. праць. Серія: галузеве машинобудування, будівництво. Вип. 1 (50). – Полтава: ПолтНТУ, 2018. – С. 79 – 87. <https://doi.org/10.26906/znp.2018.50.1062>
136. Семко А.В. Строительство из трубобетонных конструкций / Семко А.В., Ермоленко Д.А., Кортушов П.Г.// Сборник трудов конференции "Сталежелезобетонные конструкции: исследование, проектирование и строительство". – Кривой Рог, 1996. – С. 20.
137. Семко О.В. Надійність сталезалізобетонних конструкцій / Семко О.В. // Автореферат дис. д. т. н. – Полтава, 2006. – С. 34.
138. Семко В.О. Сталеві холодноформовані тонкостінні конструкції: Монографія / В.О. Семко// – Полтава: ТОВ «АСМІ», 2017. – С. 325.
139. Тимошенко С. П. Курс теории упругости / Тимошенко С. П.// К.: Наукова

думка, 1972. – С. 239.

140. Трусов Г.М. Методика проведення експериментальних випробувань позацентрово стиснутих сталобетонних стійок / Г.М Трусов, А.О. Єгарміна // Тези 69-ої наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів університету. – ПолтНТУ, 2017. – С. 238 – 240.

141. Чихладзе Э.Д. Расчет сталобетонных элементов на прочность при изгибе и внецентренном сжатии / Чихладзе Э.Д., Арсланханов А.Д. // Известия вузов. Строительство. Архитектура. – 1996. – № 1. – С. 6 – 11.

142. Шкиренко С.В. Напряженно-деформируемое состояние трубобетонных элементов при кручении и кручении с изгибом / Шкиренко С.В.// Машинопись. – Дис. к. т. н. – Полтава, 1992. – С. 204.

143. Akimitsu Kurita, Takashi Ueda, Hironobu Hamamoto Ultimate Strenght and Ductility in Concrete-Filled Double Steel Tubular Columns – Composite Construction – Conventional and Innovative – Innsbruck, 1997. – P. 910–911.

144. M. Arnould Le beton leger / M. Arnould , M. Virlogeux//– Presses de l Ecole Nationale des ponts et chacessees. Paris: – 1996, – P. 43 –70.

145. L. Blondiau Effets chimiques – Compatibilite de contact de betons a base de ciments de natures differentes. – Ciment et betons, Paris,1965, № 597, P. 305 –309.

146. Bresber B., Mac Cregar D.Review of concrete beams failing in shear // jornal oj the structural Divizion. – 1976, vol. – P. 343 – 372.

147.L.-P. Brice et J.-R. Robinson. Sur la conservation des ouvrages en beton arme, TRAVAUX – Editions science et industrie. – Paris, 1965 – № 371. –P. 668 – 670.

148. Bernard O. Long Term Behaviour of Composite Concrete Structures / O.Bernard, E.Bruhwiller // Conference report International Conference " Composite Construction - Conventional and Innovative", Innsbruck, Austria, 1997. –P.850 – 851.

149. Gennady Trusov Theoretical and Experimental Research of The Stability of The Eccentrically Loaded Steel Columns with Variable Cross–Section / Gennady Trusov, Vladimir Ruban // International Journal of Engineering & Technology, 7 (3.2) (2018) P. 458 – 462. DOI: [10.14419/ijet.v7i3.2.14571](https://doi.org/10.14419/ijet.v7i3.2.14571)Published on: 20-06-2018

150. Gennady Trusov An approach to simplified calculation of the eccentrically

loaded composite steel-concrete elements / G. Trusov, V. Ruban // Тези 70-ої наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів університету. – ПолтНТУ, 2017. – С. 268 – 269.

151. Gennady Trusov Theoretical and Experimental Research of The Stability of The Eccentrically Loaded Steel Columns with Variable Cross-Section / Gennady Trusov, Vladimir Ruban // International Journal of Engineering & Technology, 7 (3.2) (2018) P. 458 – 462. DOI: 10.14419/ijet.v7i3.2.14571Published on: 20-06-2018.

152. Eurocode 4 Common Unified Rules for Composite Steel and concrete Structures European Committee for Standardization. (CEN) ENV. 19940 –1-1:1992. –P. 180.

153. Feng Yu Stress-strain model of PVC-FRP coifed concrete column subjected to axial compression / Feng Yu, Ditao Niu // International Journal of the Physical Sciences Vol. 5(15), 2010. – P.2304 – 2309.

154. Hsuan-Teh Hu Nonlinear Analysis of axially loaded concrete-filled tube columns with confinement effect / Hsuan-Teh Hu, Chiung-Shiann Huang, Ming-Hsien Wu, Yih-Min Wu // Journal of Structural Engineering ASCE, 2003. – P. 1322–1329.

155. Kuranovas A. Behaviour of Hollow Concrete-Filled Steel Tubulär Composite Elements / Kuranovas A., Kvedaras A.K // Journal of civil engineering and management – 2007, Vol. XIII, № 2. – P .131 – 141.

156. Lakshmi B., Nonlinear Analysis of In-Filled Steel- Concrete Composite Columns / Lakshmi B., Shanmugam N.E // Journal of Structural Engineering. –2002. – № 7. – P. 922 – 931.

157. Lan S. Development of Shallow Footing Anti-ram Bollard System Through Modeling and Testing / Lan S., Crawford J. E., Xin X.// 1st International conference on analysis and design of structures against explosive and impact loads – Tianjin, China, 2006 – P. 1–5.

158. Pi Yong-LinOrder Nonlinear Inelastic Analysis of Composite Steel-Concrete Members. I: Theory / Pi Yong-Lin, Bradford Mark Andrew, Uy Brian // Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 132, № 5, May 1, 2006. – P. 751–761.

159. Roeder Charles W. Research on CTF Column Systems / Roeder Charles W., Morino Shosuke // 12th World confererence on Earthquake Engineering, Aukland:

Silverstream, New Zealand, 2000. – P.1 – 8.

160. CEB Fib Model Code // CEB Committee Euro-international du beton – Bulletin deformation № 195. – 1990.

161. A. Helgot Armatures. Variation des aciers a haute limite elastique pour le beton arme. – Theorie de synthese de la fissuration. – Consequences pour le calcul des structures. – Beton arme, Paris, 1965. – № 61. – P. 4 – 12.

162. Klimenko F. Konstrukcje stalobetonowe ze zbrojeniem zewnetrznym. XXXV konferencja naukowa komitety Zynierit Zadawey I wodhy PAN I komitety Nanki RZITB. Konstrukcje Betowe. Referat 2, Wroslaw – 1989. Krunica. – S. 61 – 62.

163. Klimenko F. Lwowski institute Politechmiczny u labach 1939 – 1990 –Inzynierie budawnictwo. – №: 6, 1990. – S. 183.

164. Klimenko F. Pnzeknycte zelbetowe holitavgowey inzynirie chvamcow / Klimenko F.//№: 6, 1990 «Budawnichwo». – P. 191 – 194.

165. Klimenko F. Neue Bippekstahlblechbeweh-rung fur stahlbetonkonstruktionen mit auberer Bevehrung / Klimenko F., Barabach V.// Bau-planung-Bautechnik, 1977 – № 11 –P. 512 – 515.

166. Klimenko F. Stalowobetonowe konstrukcje powlor w budownictwie energetycznym / Klimenko F., Cawrilaka N., Karchut I // XL konferencja naukowa, problemy naukowo-badawcze budownictwa, Krynica, Polska, Warszawa, 1994.

167. Kozak J. Mixed Composite Structural System in Multi-storey Building / Kozak J.// Proceedings of the 4th ASCCS International Conference „Steel-Concrete Composite Structural” – Kosice Slovakia June, 20th – 23th, 1994. – P. 243 – 250.

168. A.Meunier. – Ciments – Betons. Platres – Chaux. –SEPTIMA. – Paris, 1994. № 15. – P. 34 – 49.

169. Storozhenko L. Comparison of results of experimental research of flexible rod composite reinforced concrete structure with sheet steel framework / L. Storozhenko, S. Murza, M. Beznigayev, O. Efimenko // Inzynieria bezpieczenstwa: Budownictwo № 3/2016 (4)/ – Warszawa, Poland. – 2016. – C. 34 – 37.

170. Storozhenko L. I. Experimental research of bendable framings made from steel double-T with lateral cavity filled with concrete / Storozhenko L. I., Yakhin S.V.,

- Nizhnik O. V. // XLIX Konferencja Naukowa. – Krynica. 2003. – P. 237 – 244.
171. Storozhenko L. I. Compressed elements produced from composite steel double-T with lateral free spaces filled by concrete / Storozhenko L. I., Nizhnik O. V. // V Miedzynarodowe Seminarium Naukowe „Budownictwo” – Kielce. 2004. – P. 9 – 15.
172. Storozhenko L. Compressed Flexible Steel Reinforced Concrete Elements Investigation /Leonid Storozhenko, Pavlo Semko, Olena Yefimenko // International Journal of Engineering & Technology, 7 (3.2) (2018) – P. 436 – 441.
173. J. Vassaux Les procedes de thermomaturations des betons / J. Vassaux // Construction. – Paris, 1973. – № 10. – P. 277 – 281.
174. Webb J. Composite Concrete Filled Steel Tube Columns / Webb J., Peyton J. J. // Proceedings of 2nd National Structures Conference. – Australia, 2007. – P. 181.
175. Xie Xu Numerical analysis of ultimate of concrete filled steel tubular arch bridges / Xie Xu, Chen Heng-zhi, Li Hui, Song Shi-rui // Journal of Zhejiang University Science, 2005. – 6A (8). – P. 859 – 868.
176. Yefimenko O.I. Engineering method for calculating steel-reinforced concrete elements with flexibility /O.I. Yefimenko// 36. наук. праць. Серія: галузеве машинобудування, будівництво. В. 2 (53). – Полтава: ПолтНТУ, 2019. – P. 85 – 89
177. Yasuo Ichinohe Elasto-plastic behavior of concrete filled steel circular columns / Yasuo Ichinohe, Teruo Matsutahi, Masavoshi Nakajima, Hiroki Ueda, Keiichi Takada // The International Speciality Conference on Concrete Filled Steel Tubular Structures. – Fukuoka, 2009. – P. 131 – 136.
178. Youang Pan Discussion on the definition of strenght of concrete filled steel tubes / Youang Pan, Shan-tong Zhong // The International Speciality Conference on Concrete Filled Steel Tubular Structures. – Fukuoka, 2008. – P. 7 –12.
179. Yue-Ming Hu Behavior and modeling of FRP-confined hollow and concrete-filled steel tubular columns / Yue-Ming Hu // Ph.D. The Hong-Rong Polytechnic university. 2011. – P. 342
180. Zhi – wu Yu Experimental behavior of circular concrete-filled steel tube stub columns / Zhi - wuYu, Fa-xing Ding, C.S.Cai // Journal of Constructional Steel Research. – 2007. № 63. – P. 165 – 174.

Додатки



ТОВАРИСТВО З ОБМЕЖЕНОЮ ВІДПОВІДАЛЬНІСТЮ «БІМБУД»

36003, м. Полтава, вул. Ковалів, 2
 тел.: +38(050)821-45-41, www.bimbud.com; e-mail: bimbud2018@gmail.com
 Код ЄДРПОУ 41369215

12.05.2020 р. № 12/20

на № _____ від _____

Цією довідкою повідомляємо, що результати дисертаційної роботи Єфіменко Олени Іванівни на тему «Напружено-деформований стан та несуча здатність стиснутих сталезалізобетонних елементів, армованих сталевими листами» були використані при розробці альтернативного варіанту конструкцій несучих елементів каркасу в проєктній документації на реконструкцію елеваторного комплексу в с. Питомник, Конотопського району Сумської області.

З повагою
 ген. директор



Наталія МАХІНЬКО



ТОВАРИСТВО З ОБМЕЖЕНОЮ ВІДПОВІДАЛЬНІСТЮ
"БУДМАТЕРІАЛ СТАНДАРТ КОНТРОЛЬ"

39601,
Полтавська обл.,
бул. Автокрізівський,
буд.8 н/п №2

ЄДРПОУ 41126823
ІПН 411268216030
+38 050 993 05 55
bsc.tov@gmail.com
bsclab.com.ua

№31/08 від 31.08.2020 року

ДОВІДКА

Про впровадження результатів дисертаційної роботи
здобувача Єфіменко Олени Іванівни
„Напружено-деформований стан та несуча здатність
стиснутих сталезалізобетонних елементів,
армованих сталевими листами”

Результати дисертаційної роботи здобувача Єфіменко О.І. були використані при розробці робочого проекту льодової арени „Айзберг” у м. Кременчуці, в частині проектування несучих конструкцій льодової арени у вигляді сталезалізобетонних колон. Проектування і розрахунок сталезалізобетонних несучих елементів виконано на основі експериментальних і теоретичних досліджень, проведених при виконанні дисертації на здобуття наукового ступеня доктора філософії здобувача Єфіменко О.І.

Головний інженер
ТОВ «БСК»



С. Є. Геймур

**Список публікацій Єфіменко Олени Іванівни,
в яких наведені основні наукові результати дисертації**

Наукові статті:

1. Storozhenko L. Comparison of results of experimental research of flexible rod composite reinforced concrete structure with sheet steel framework / L. Storozhenko, S. Murza, M. Beznigaev, O. Efimenko // Inzynieria bezpieczenstwa: Budownictwo № 3/2016 (4)/ – Warszawa, Poland. – 2016. – С. 34 – 37.

2. Стороженко Л.І. Дослідження несучої здатності стиснутих залізобетонних елементів, армованих сталевими листами / Л.І. Стороженко, С.О. Мурза, О.І. Єфіменко // International research and practice conference: «Modern methods, innovations, and experience of practical application in the field of technical sciences» (December 27–28, 2017). – Radom, Republic of Poland. – С. 129 – 133.

3. Leonid Storozhenko. Compressed Flexible Steel Reinforced Concrete Elements Investigation Leonid Storozhenko, Pavlo Semko, Olena Yefimenko // International Journal of Engineering & Technology, 7 (3.2) (2018) Pages: 436-441.

DOI: [10.14419/ijet.v7i3.2.14567](https://doi.org/10.14419/ijet.v7i3.2.14567) Published on: 20-06-2018

4. Стороженко Л.І. Чисельне моделювання сталезалізобетонних елементів методом скінченних елементів / Л.І. Стороженко, П.О. Семко, О.І. Єфіменко // Зб. наук. праць: Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві. Вип. 9. – Луцьк: Луцький НТУ, 2018. – С. 129 – 135.

5. Storozhenko L.I. Capacity flexible compressed reinforced concrete elements reinforced with steel sheets / L.I. Storozhenko, S.O. Murza, O.I. Yefimenko // Зб. наук. праць. Серія: галузеве машинобудування, будівництво. Вип. 1 (50). – Полтава: ПолтНТУ, 2018. – С. 79 – 87.

<https://doi.org/10.26906/znp.2018.50.1062>

6. Yefimenko O.I. Engineering method for calculating steel-reinforced concrete elements with flexibility /O.I. Yefimenko // Зб. наук. праць. Серія: галузеве машинобудування, будівництво. Вип. 2 (53). – Полтава: ПолтНТУ, 2019. – Р. 85 – 89.

Тези:

1. *Стороженко Л.І.* Високоміцні бетони нового покоління / *Л.І. Стороженко, О.І. Єфіменко, М.О. Безнігасєв* // Зб. наук. праць за матер. III Всеукраїнської Інтернет-конференції молодих учених студентів «Проблеми сучасного будівництва». – Полтава: ПолтНТУ, 2016. – С. 147 – 148.

2. *Єфіменко О.І.* Програма експериментальних досліджень стиснутих конструктивних елементів із високоміцного бетону, армованих сталевими листами /

О.І. Єфіменко // Тези 69-ої наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів університету. – ПолтНТУ, 2017. – С. 246 – 247.

3. *Стороженко Л.І.* Деформований стан стиснутих гнучких сталезалізобетонних елементів за результатами експериментальних досліджень // *Л.І. Стороженко, П.О. Семко, О.І. Єфіменко* // Тези 70-ої наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів університету. – ПолтНТУ, 2017. – С. 264 – 265.

4. *Стороженко Л.І.* Конструювання сталезалізобетонних стійок з листовим армуванням / *Л.І. Стороженко, О.І. Єфіменко* // Тези 71-ої наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів університету (Полтава, 22 квітня – 17 травня 2019 р.). – Полтава: ПолтНТУ, 2019. – Т. 1. – С. 406 – 407.

5. *Єфіменко О.І.* Інженерний метод розрахунку стиснутих гнучких сталезалізобетонних елементів з листовим армуванням / *О.І. Єфіменко* // Тези 71-ої наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів університету (Полтава, 22 квітня – 17 травня 2019 р.). – Полтава: ПолтНТУ, 2019. – Т. 1.– С. 425 – 426.

**Апробація основних результатів дослідження на конференціях,
симпозіумах, семінарах тощо.**

Основні положення та результати наукових досліджень доповідались:

▪ 20 квітня 2016 року – 68-ма наукова конференція професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка;

▪ 17-21 жовтня 2016 року – XII міжнародна науково – технічна конференція «Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація»;

▪ 07 грудня 2016 року IX міжнародна науково – практична конференція «Проблеми й перспективи розвитку академічної та університетської науки»;

▪ 25-26 квітня 2017 року – 69-та наукова конференція професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка;

▪ 18-20 жовтня 2017 року – VIII Міжнародна науково – технічна конференція «Науково – технічні проблеми сучасного залізобетону» (присвячена 120-річчю з дня народження професора Торяника М.С.);

▪ 6-7 грудня 2017 року X міжнародна науково – практична конференція «Проблеми й перспективи розвитку академічної та університетської науки»;

▪ 27-28 грудня 2017 року міжнародна науково – практична конференція «Сучасні методики, інновації та досвід практичного застосування у сфері технічних наук» у м. Радом, Республіка Польща;

▪ 21 квітня 2018 року – 70-та наукова конференція професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка;

▪ 15 травня 2018 року III Міжнародна науково – практична інтернет – конференція молодих учених та студентів «Інновації у будівництві» у м. Луцьк;

- 24-25 травня 2018 року – I Міжнародна українсько-азербайджанська конференція.

- 24 квітня 2018 року – 71-ша наукова конференція професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка.