

Український державний університет залізничного транспорту

Міністерство освіти і науки України

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

Петренко Дмитро Григорович

УДК 624.072.3+624.016

ДИСЕРТАЦІЯ

НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ГНУЧКИХ СТАЛЕБЕТОННИХ КОЛОН

05.23.01 – Будівельні конструкції, будівлі та споруди
19 – Архітектура та будівництво

Подається на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук

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

_____ Д.Г. Петренко

Науковий керівник:
Ватуля Гліб Леонідович
доктор технічних наук,
доцент

Харків - 2018

АНОТАЦІЯ

Петренко Д.Г. Напружено-деформований стан гнучких сталебетонних колон. – Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук (доктора філософії) за спеціальністю 05.23.01 - будівельні конструкції, будівлі та споруди (19 – Архітектура та будівництво). – Український державний університет залізничного транспорту, Харків, 2018.

У представленій роботі виконано експериментальні, чисельні та теоретичні дослідження коротких та гнучких сталебетонних колон різного поперечного перерізу. Актуальність теми дисертаційної роботи зумовлена тим, що існує достатня кількість недоопрацьованих питань по дослідженню роботи гнучких сталебетонних конструкцій, а також визначенню їх несучої здатності. Незважаючи на широкий досвід проектування сталебетонних конструкцій необхідно приділяти особливу увагу їх розрахунку, оскільки руйнування таких конструкцій найчастіше пов'язане з втратою загальної стійкості.

Зміст дисертації. У **вступі** представлена загальна характеристика роботи, наведено актуальність, зв'язок із науковими темами, сформульовано мету та задачі досліджень, описано практичне значення роботи та наукова новизна.

У **першому розділі** наводиться огляд наукової літератури про сталебетонні конструкції загалом та розглядаються існуючі методики розрахунку стиснутих сталебетонних елементів. Також розглянуто питання міцності та пластичності бетону в умовах складного напружено-деформованого стану. Проведено порівняльний аналіз найбільш відомих методів розрахунку гнучкості стиснутих сталебетонних елементів. Розглянуто існуючі методи глибинної тензометрії для визначення деформацій бетону всередині конструкцій. Поряд з широким досвідом проектування сталебетонних конструкцій залишається ряд недостатньо опрацьованих питань їх розрахунку. Відсутність в існуючих нормах методик розрахунку гнучких сталебетонних елементів потребує приділити особливу увагу вивченню питання їх стійкості. До того ж

відсутні єдині рекомендації щодо визначення гнучкості та коефіцієнта поздовжнього згину для сталобетонних елементів. Також відсутні експериментальні дослідження про характер розвитку деформацій всередині бетонного ядра стиснутих сталобетонних елементів. Виходячи з усього вищесказаного було сформульовано основні задачі дослідження.

У **другому розділі** представлені теоретичні дослідження напружено-деформованого стану сталобетонних колон круглого та прямокутного поперечних перерізів при позацентровому стиску з випадковим ексцентриситетом. Розглянуто розрахунок сталобетонних елементів за умови місцевої стійкості стінки колони. Великий масив експериментальних даних щодо несучої здатності колон при різних умовах навантаження, проведених за останні десятиліття вченими різних країн, дав можливість дослідити особливості роботи колон методами математичної статистики. Використовуючи метод кореляційно-регресійного аналізу, побудовані математичні моделі для визначення максимальної несучої здатності композитних колон. Математична модель враховує спільний вплив фізичних і геометричних характеристик колон, а саме: довжину, площу поперечного перерізу, товщину обійми, призмову міцність бетону, межу текучості сталі, модулі пружності сталі і бетону. Відповідність отриманої моделі експериментальним даним, а також значимість параметрів регресії, підтверджуються критеріями Фішера і Стюдента. Для розрахунку трубобетонних елементів чисельним методом був прийнятий програмний комплекс ЛПРА-САПР, заснований на методі скінченних елементів. Чисельний розрахунок міцності трубобетонних елементів пропонується проводити на основі нелінійної деформаційної моделі залізобетону з урахуванням особливостей деформування бетонного ядра і сталевих обійми в умовах неоднорідного напруженого стану.

У **третьому розділі** розглянуто метод глибинної тензометрії, який застосовується для оцінки напружено-деформованого стану бетонного ядра. Для більш детального вивчення розвитку повздовжніх і поперечних деформацій в бетонному ядрі, механізму руйнування бетону, а також урахування

ефекту обтиску за рахунок роботи сталевोї оболонки всередині зразків встановлювалася тривимірна розетка глибинного датчика. Розглянуто технологію виготовлення тривимірної розетки глибинного датчика та процес виготовлення експериментальних зразків. На конструкцію, технологію виготовлення та спосіб кріплення глибинного датчика у сталобетонному елементі отримано два патенти України на корисну модель. Визначено фізико-механічні властивості бетону за різних умов твердіння. Експериментально підтверджено, що твердіння бетону в умовах замкнутого середовища збільшує його міцність на 10-15 %. Методом глибинної тензометрії були проведені дослідження деформативності бетонних колон. Виявлено характер розвитку деформацій та встановлено, що поздовжні деформації всередині бетонних колон перевищують поверхневі. Наведено методику проведення експериментальних досліджень, розроблено конструкцію та створені робочі креслення дослідних зразків, визначено фізико-механічні властивості матеріалів, підібрано оптимальний склад бетонної суміші, запропоновано схему розміщення вимірювальних приладів. Експериментальні дослідження з визначення фізико-механічних властивостей матеріалів проводились згідно відповідних нормативних рекомендацій.

У **четвертому розділі** було визначено мету та задачі експериментальних досліджень коротких та гнучких сталобетонних елементів та відповідно до них була складена програма досліджень. Для експерименту були обрані короткі ($h=0.5$ м) та гнучкі ($h=1, 1.5, 2$ м) сталобетонні колони круглого та прямокутного поперечних перерізів.

Випробування коротких сталобетонних колон на позacentровий стиск показали наступні результати. Головними особливостями деформативності й характеру роботи досліджуваних зразків було те, що у жодному зразку не відбулося розриву сталевोї труби-оболонки. Проте, для більшої частини зразків прямокутного поперечного перерізу було характерним утворення гофр у приопорній зоні та ліній Людерса-Чернова у стиснутій частині трубобетонного елемента круглого поперечного перерізу. В стадії перед безпосереднім руйнуванням спостерігалися істотні деформації укорочення. При зусиллі $N =$

N_u оболонка в центральній частині зразка вигиналася, прагнучи прийняти бочкоподібну форму. Надалі деформації зразка відбувалися із поступовим зниженням навантаження.

Характер руйнування коротких і гнучких зразків різко відрізнявся. Так, короткі зразки руйнувалися внаслідок втрати оболонкою місцевої стійкості і появи поперечних гофр. Руйнування гнучких зразків відбувалося внаслідок втрати загальної стійкості. При цьому спостерігалось явно виражене викривлення поздовжньої осі дослідного зразка. Прилади в цей момент фіксували лавиноподібний приріст деформацій. Дослідні зразки вигиналися, а після зняття навантаження в них спостерігалися явно виражені залишкові деформації, тому поздовжня вісь зразків залишалася викривленою. Однак більшість сталобетонних колон круглого поперечного перерізу довжиною 1.5 м та 2 м після зняття навантаження прагнули прийняти більш прямолінійну вісь, ніж під навантаженням. Це свідчить про те, що в даних елементах залишалися пружно-пластичні деформації. Така властивість пояснюється геометричною формою поперечного перерізу та наявністю в ньому радіальних та кільцевих напружень.

Аналіз отриманих результатів показує, що прогини сталобетонних зразків були значно менші за прогини металевих труб, незаповнених бетоном, причому ефект сталобетону зменшувався зі збільшенням ексцентриситету та довжини зразків. Застосування тривимірної розетки тензорезисторів дозволило виміряти деформації в трьох взаємно перпендикулярних площинах всередині бетонного ядра. Отримані дані про відносні деформації підтверджують теорію про спільну роботу бетонного ядра і сталеві оболонки у пружній стадії.

У **п'ятому розділі** обґрунтовано техніко-економічну ефективність застосування сталобетонних колон. Для підтвердження ефективності сталобетонних колон в порівнянні із залізобетонними були виконані відповідні розрахунки. Параметри порівнюваних зразків підібрані за умови їх еквівалентності за кількістю робочої арматури і їх механічними властивостями, міцністю бетону і геометричними розмірами перерізу.

Матеріали дисертаційної роботи були використані при проектуванні та реконструкції об'єктів транспортних споруд на ДП «Проектно-вишукувальний інститут залізничного транспорту України «Укрзалізничпроект», при будівництві ремонтно-екіпірувального депо для обслуговування потягів Intercity та Intercity+ Української залізничної швидкісної компанії (станція Харків-Сортувальний). Також результати досліджень знайшли практичне застосування в навчальному процесі і при дипломному проектуванні в Українському державному університеті залізничного транспорту.

Ключові слова: сталобетонні колони, напружено-деформований стан, гнучкість, стійкість, глибинний датчик, чисельне моделювання.

ABSTRACT

Petrenko D.G. The stress-strain state of flexible steel columns. - Qualifying scientific work on the rights of manuscripts.

Dissertation for the degree of a candidate of technical sciences (doctor of philosophy) in the specialty 05.23.01 "Building constructions, buildings and structures" (19 - Architecture and construction). - Ukrainian State University of Railway Transport, Kharkiv, 2018.

In the presented work, experimental, numerical and theoretical studies of short and flexible steel-concrete columns of different cross-sections were performed. The urgency of the topic of the dissertation is due to the fact that there is a sufficient number of incomplete questions on the research of the work of flexible concrete structures, as well as the determination of their bearing capacity. Despite the wide experience in the design of steel structures, special attention must be paid to their calculation, since the destruction of such structures is most often associated with a loss of overall stability.

The content of the dissertation. In the introduction a general description of the work is presented, the relevance, connection with scientific themes is present-

ed, the purpose and tasks of research are formulated, the practical significance of work and scientific novelty are described.

The **First Chapter** gives an overview of the scientific literature on steel-tone designs in general and examines the existing methods for calculating compressed steel-concrete elements. The issues of strength and plasticity of concrete in conditions of complex stress-strain state are also considered. A comparative analysis of the most well-known methods for calculating the flexibility of compressed steel concrete elements has been carried out. The existing methods of deep strain gauge for determining the deformations of concrete inside the constructions are considered. In line with the extensive experience in the design of steel structures, there remains a series of underdeveloped issues for their calculation. The absence of existing methods for calculating flexible concrete elements needs to pay particular attention to studying the issue of their stability. In addition, there are no single recommendations for determining the flexibility and coefficient of longitudinal bending for steel concrete elements. Also, there are no experimental studies on the nature of deformation within the concrete core of compressed steel concrete elements. Proceeding from the foregoing, the basic tasks of the study were formulated.

In the **Second Chapter** are presented theoretical studies of the stress-strain state of steel-concrete columns of round and rectangular cross-sections at centrifugal compression with random eccentricity. The calculation of steel-concrete elements under the condition of local stability of the column wall is considered. A large array of experimental data on the bearing capacity of columns at different load conditions, conducted over the past decades by scientists from different countries, made it possible to investigate the peculiarities of column operation using mathematical statistics. Using the method of correlation-regression analysis, mathematical models for determining the maximum bearing capacity of composite columns are constructed. The mathematical model takes into account the combined influence of the physical and geometric characteristics of the columns, namely: length, cross-sectional area, thickness of the cartridges, prism strength of the concrete, the boundary of steel flux, modulus of elasticity of steel and concrete. The

correspondence of the model with the experimental data, as well as the significance of the regression parameters, is confirmed by the Fisher and Student criteria. For the calculation of pipe concrete elements by a numerical method, the software complex LIRA-CAD 2017 was adopted, based on the finite element method. Numerical calculation of the strength of pipe concrete elements is proposed to be carried out on the basis of nonlinear deformation model of reinforced concrete with consideration of the features of the deformation of the concrete core and steel strips under conditions of heterogeneous stressed state.

In the **Third Chapter** reviewed the method of deep strain gauge, which is used to estimate the stress-strain state of a concrete core. For a more detailed study of the development of longitudinal and transverse deformations in the concrete core, the mechanism of the destruction of concrete, as well as the effect of compression due to the operation of the steel shell inside the samples was installed three-dimensional socket deep sensor. The technology of manufacturing of a three-dimensional socket outlet of deep sensor and the process of making experimental samples is considered. On the design, manufacturing technology and method of mounting a deep sensor in a steel concrete element, two patents of Ukraine were obtained for a utility model. Determination of physical and mechanical properties of concrete under different conditions of curing were carried out on concrete cubes. Experimentally confirmed that solidification of concrete in a closed environment increases its strength by 10-15%. The deformation analysis of concrete columns was carried out using deep tensometry method. The nature of deformation development was revealed and it was established that the longitudinal deformations within the concrete columns exceed the surface. The method of carrying out of experimental researches is elaborated, the design is developed and working drawings of experimental samples are created, the physical and mechanical properties of materials are determined, the optimum composition of the concrete mix is selected, the arrangement of measuring devices is proposed. Experimental studies on the determination of physical and mechanical properties of materials were conducted in accordance with the relevant normative recommendations.

In the **Fourth Chapter**, the objectives and tasks of experimental studies of short and flexible steel-concrete elements were determined and, accordingly, a program of research was compiled. For the experiment, steel-concrete columns of round and rectangular cross-sections were chosen short-hull ($h = 0.5$ m) and flexible ($h = 1, 1.5, 2$ m).

Tests of short steel columns for noncentric compression showed the following results. The main peculiarities of the deformability and the nature of the work of the samples studied were that in any sample there was no rupture of the steel pipe shell. However, for most of the samples of a rectangular cross-section, the formation of corrugations in the supporting zone and the lines of Luders-Chernov in the compressed part of the pipe-shaped element of a circular cross-section was characteristic. In the stage of direct destruction, there were significant deformations of shortening. At an effort $N = N_u$, the shell in the central part of the specimen bent, trying to take a barrel shape, further deformation of the sample occurred with a gradual decrease in load.

The nature of the destruction of short and flexible specimens was dramatically different. So short samples were destroyed due to the loss of the shell of local stability and the appearance of transverse corrugations. Destruction of flexible specimens occurred as a result of the loss of overall stability. At the same time there was a clearly pronounced distortion of the longitudinal axis of the prototype. The devices at this moment showed an avalanche-like growth of deformations. The experimental specimens bend, and after the removal of the load in the samples, there were clearly marked residual deformations, so the longitudinal axis of the samples remained distorted. However, most steel-concrete columns of a round cross-section of 1.5 m and 2 m in length after lifting the load sought to adopt a more straightforward axis than under load. This testifies to the fact that in these elements hinged elastic-plastic deformations. This property is due to the geometric shape of the cross-section and the presence of radial and ring tension in it.

The analysis of the obtained results shows that the deflections of steel concrete samples were significantly less than the deflections of hollow metal pipes,

and the effect of steel was reduced with increasing eccentricity and sample length. The use of a three-dimensional socket of strain gauges allowed to measure deformations in three mutually perpendicular planes within the concrete core. The obtained data on relative deformations confirm the theory of the joint operation of the concrete core and steel shell in the elastic stage.

The **Fifth Chapter** substantiates the technical and economic efficiency of the use of steel concrete columns. In order to confirm the effectiveness of steel-tinted columns in comparison with reinforced concrete, the corresponding calculations were made. Parameters of comparable samples are selected from the condition of their equivalence by the number of working valves and their mechanical properties, strength of concrete and geometric cross-sectional dimensions. The materials of the dissertation work were used in the design and reconstruction of objects of transport facilities at the State Enterprise "Design and Research Institute of Railway Transport of Ukraine "Ukrzaliznychproekt", at the construction of the repair and equipment depot for the servicing of the Intercity and Intercity + trains of the Ukrainian railway high-speed company (station Kharkiv-Sorting), as well as the results of researches found practical application in the educational process and graduate design at the Ukrainian State University of Railway Transport.

Keywords: steel-concrete columns, stress-strain state, flexibility, stability, depth sensor, numerical simulation.

Список публікацій здобувача:

1. Petrenko, D.H. Experimental estimation of load-carrying capacity of circular, square and rectangular CFTS columns / G.L. Vatulia, D.H. Petrenko, M.A. Novikova // Scientific bulletin of National Mining University. Scientific and technical journal, 2017. – № 6. – pp. 97-102.
2. Петренко Д.Г. Методы расчета прочности сталебетонных элементов / Д.Г. Петренко // Строительство, материаловедение, машиностроение: сб. науч. трудов. – Днепропетровск, 2015. – Вып. 82. – С. 154-162.
3. Петренко Д.Г. Исследование деформативности бетонных колонн методом глубинной тензометрии / Г.Л. Ватуля, Е.И. Галагурия, Д.Г. Петренко, И.В. Быченко // Сталезалізобетонні конструкції: збірник наук. статей. – Полтава, 2014. – Вип. 11. – С. 54-60.
4. Петренко Д.Г. Определение механических характеристик конструкций с помощью глубинных датчиков / Г.Л. Ватуля, Е.И. Галагурия, Д.Г. Петренко // Збірник наукових праць Української державної академії залізничного транспорту. – Харків, 2013. – Вип. 138. – С. 231-235.
5. Петренко Д.Г. Экспериментальные исследования сталебетонных колонн в гофрированной обойме / Г.Л. Ватуля, Е.В. Игнатенко, Д.Г. Петренко // Строительство, материаловедение, машиностроение: сб. науч. трудов. – Днепропетровск, 2012. – Вып. 65. – С. 123-126.
6. Петренко Д.Г. Определение зависимости коэффициента продольного изгиба от гибкости сталебетонного элемента / Д.Г. Петренко // Мости та тунелі: зб. наук. праць. – Дніпропетровськ, 2012. – Вип. 3. – С. 132-136.
7. Петренко Д.Г. Определение деформаций бетона с помощью глубинных датчиков / Г.Л. Ватуля, Е.И. Галагурия, Д.Г. Петренко // Транспорт. Транспортные сооружения. Экология. Вестник ПНИПУ. – Пермь, 2014. – Вып. 2. – С. 48-56.
8. Dmytro Petrenko. Regression equations for circular CFST columns carrying capacity evaluation / G. Vatulia, M. Rezunenکو, Y. Orel, D. Petrenko // Dynamics

- of Civil Engineering and Transport Structures and Wind Engineering – DYN-WIND 2017. MATEC Web of Conferences. Volume 107, 00051 (2017).
9. Петренко Д.Г. Экспериментальные исследования гибких сталебетонных колонн при осевом и внецентренном сжатии / Г.Л. Ватуля, М.Е. Резуненко, Д.Г. Петренко, М.А. Рожнова // Проблемы надежности и долговечности инженерных сооружений и зданий на железнодорожном транспорте / Сборник тезисов докладов VI международной научно-технической конференции – Харьков: УкрГУЖТ – 2017. – С. 109-111.
 10. Петренко Д.Г. Експериментальні дослідження напружено-деформованого стану гнучких сталебетонних колон / Д.Г. Петренко // Сталезалізобетонні конструкції: збірник наук. статей. – Полтава, 2016. – Вип. 12. – С. 199-201.
 11. Петренко Д.Г. Удосконалення складу бетонної суміші при виготовленні сталезалізобетонних колон / Д.Г. Петренко, М.А. Рожнова // Проблеми сучасного будівництва: зб. наук. праць за матеріалами III Всеукраїнської Інтернет-конференції. – Полтава, 2016. – С. 160-162.
 12. Петренко Д.Г. Тарировка и определение точности показаний глубинного датчика / Г.Л. Ватуля, Е.И. Галагура, Д.Г. Петренко // Модернизация и научные исследования в транспортном комплексе: материалы международной научно-практической конференции. – Пермь, 2014. – С. 375-380.
 13. Петренко Д.Г. Определение физико-механических характеристик свойств бетона при различных условиях твердения / Г.Л. Ватуля, Е.И. Галагура, Д.Г. Петренко // Проблемы прочности материалов и сооружений на транспорте: сборник материалов и сооружений на транспорте. – Санкт-Петербург, 2014. – С. 68-69.
 14. Петренко Д.Г. Сравнение методик расчета гибкости сталебетонных элементов / Г.Л. Ватуля, Д.Г. Петренко // Проблеми сучасного будівництва: матеріали Всеукраїнської Інтернет-конференції. – Полтава, 2012. – С. 209-212.
 15. Petrenko D. Evaluation of the carrying capacity of Rectangular steel-concrete columnst / G. Vatulia, M. Rezunenko, D. Petrenko, S. Rezunenko // Civil and Environmental Engineering – Vol. 14, Issue 1/2018, 76-83.

16. Пат. 79911 Україна, МПК ЕО4С 3/30. Металева обойма сталобетонного елементу / Ватуля Г.Л., Лобяк О.В., Ігнатенко Є.В., Петренко Д.Г.; заявник та патентовласник Українська державна академія залізничного транспорту. – № u2012 11158; заявл. 26.09.2012; опубл. 13.05.2013, Бюл. № 9.
17. Пат. 79575 Україна, МПК G01 В 7/16. Глибинний тензодатчик / Ватуля Г.Л., Галагура Є.І., Петренко Д.Г.; заявник та патентовласник Українська державна академія залізничного транспорту. – № u2012 12536; заявл. 02.11.2012; опубл. 25.04.2013, Бюл. № 8.
18. Пат. 79772 Україна, МПК G01L 1/22. Спосіб закріплення тензодатчика усередині сталобетонного елемента / Ватуля Г.Л., Галагура Є.І., Петренко Д.Г.; заявник та патентовласник Українська державна академія залізничного транспорту. – № u2012 13943; заявл. 7.12.2012; опубл. 25.04.2013, Бюл. № 8.

ЗМІСТ

АНОТАЦІЯ.....	2
ВСТУП.....	17
РОЗДІЛ 1 ОГЛЯД ДОСЛІДЖЕНЬ МІЦНОСТІ І СТІЙКОСТІ СТАЛЕ- БЕТОННИХ КОЛОН.....	22
1.1. Основні відомості про стислі сталебетонні конструкції.....	22
1.2. Аналіз досліджень міцності і пластичності бетону в умовах склад- ного напружено-деформованого стану.....	27
1.3. Огляд існуючих підходів розрахунку сталебетонних колон.....	37
1.4. Порівняння методик розрахунку гнучкості сталебетонних елементів	47
1.5. Аналіз методів та засобів визначення деформацій всередині бетону	52
1.6. Висновки за розділом 1 і завдання досліджень.....	56
РОЗДІЛ 2 НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН СТАЛЕБЕТОН- НИХ КОЛОН.....	58
2.1. Основні теоретичні передумови.....	58
2.2. Оцінка напружено-деформованого стану сталебетонних колон.....	58
2.3. Розрахунок сталебетонних елементів за місцевою стійкістю стінки колони.....	66
2.4. Побудова математичної моделі на основі регресійного аналізу.....	72
2.4.1. Побудова математичної моделі для сталебетонних колон круглого поперечного перерізу.....	73
2.4.2. Побудова математичної моделі для сталебетонних колон прямо- кутного поперечного перерізу.....	78
2.5. Чисельне моделювання сталебетонних колон.....	82
2.6. Висновки за розділом 2.....	89
РОЗДІЛ 3 ОПИС ТА ПРОЦЕС ВИГОТОВЛЕННЯ ЕКСПЕРИ- МЕНТАЛЬНИХ ЗРАЗКІВ.....	91
3.1. Технологія виготовлення тривимірної розетки глибинного датчика	91

	15
3.2. Тарування та визначення точності показань глибинного датчика.....	94
3.3. Фізико-механічні властивості використовуваних матеріалів.....	97
3.4. Методика проведення випробувань	110
3.5. Висновки за розділом 3.....	117
РОЗДІЛ 4 ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ СТАЛЕБЕТОН-	
НИХ КОЛОН.....	118
4.1. Мета та задачі досліджень.....	118
4.2. Випробування коротких сталебетонних колон на позацентровий	
стиск.....	119
4.3. Випробування на стійкість гнучких сталебетонних колон при поза-	
центровому стиску.....	130
4.4. Аналіз отриманих результатів.....	140
4.5. Порівняння результатів експериментальних досліджень з теоретич-	
ними розрахунками.....	141
4.6. Висновки за розділом 4.....	142
РОЗДІЛ 5 ВПРОВАДЖЕННЯ ТА ОЦІНКА ЕФЕКТИВНОСТІ СТАЛЕ-	
БЕТОННИХ КОЛОН.....	143
5.1. Техніко-економічна ефективність сталебетонних колон	143
5.2. Розрахунок залізобетонної колони	144
5.3. Розрахунок сталебетонних колон	146
5.4. Порівняння несучої здатності сталебетонних і залізобетонних колон	148
5.5. Впровадження результатів досліджень	149
5.6. Висновки за розділом 5.....	150
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....	151
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	153
ДОДАТКИ.....	176
Додаток А. Експериментальні діаграми «деформації – навантаження»	
для коротких сталебетонних колон різних серій	176
Додаток Б. Експериментальні діаграми «деформації – навантаження»	

для гнучких сталобетонних колон різних серій	179
Додаток В. Експериментальні діаграми «прогин – навантаження» для гнучких сталобетонних колон різних серій	183
Додаток Д. Результати числового моделювання.....	188
Додаток Е. Співставлення експериментальних результатів з даними, отриманими за розрахунковими методиками	191
Додаток Ж. Алгоритм розрахунку сталобетонних елементів на міцність при осьовому стиску	202
Додаток З. Акти впровадження та патенти України на корисну модель	208
Додаток К. Список публікацій здобувача за темою дисертації та відомості про апробацію результатів дисертації.....	213

ВСТУП

Актуальність роботи. Сучасні тенденції в галузі будівництва, а саме вдосконалення будівельних конструкцій, характерні пошуком нових видів поєднання сталі й бетону, які забезпечують їх раціональну спільну роботу, і спрямовані на забезпечення економії матеріалів, енерго- і трудовитрат.

Зведення каркасних житлових будинків підвищеної поверховості із застосуванням сталобетонних колон дозволяє скоротити технологічні процеси армування, встановлення опалубки і витримування конструкцій до отримання проектної міцності, отже, знизити терміни будівництва і трудовитрати. Оскільки сталобетонні колони мають більш високу несучу здатність у порівнянні з традиційними залізобетонними, зменшується поперечний переріз колон і маса будівель, з'являється можливість поліпшення планувальних рішень і зниження загальних витрат на бетонні роботи.

Трудомісткість виготовлення, слабкий опір механічним ушкодженням, коштвна і, як правило, нераціонально використана опалубка, мала тріщиностійкість – в залізобетонних конструкціях; необхідність великої кількості закладних деталей – в збірному залізобетоні; погана робота гнучких конструкцій на стиск через втрату місцевої або загальної стійкості, низька вогнестійкість, необхідність захисту від різних видів корозії металевих конструкцій – основні причини для більш масштабного застосування сталобетонних конструкцій.

Використання сталобетонних елементів різного перерізу в конструкціях із зовнішнім листовим армуванням економічно доцільно. Сталева обойма, замінюючи стрижневу арматуру, сприймає зусилля у всіх напрямках і під будь-яким кутом. Бетон в умовах всебічного обтиску витримує напруження, що значно перевищують його призову міцність.

Основним недоліком сталобетонних колон є можливість втрати місцевої стійкості стінки колони до моменту досягнення в бетонному ядрі граничних напружень і, як наслідок, неповне використання несучої здатності конструкції. Не менш важливим питанням є дослідження гнучкості сталобетонних

колон, а також визначення їх несучої здатності в залежності від форми поперечного перерізу та величини прикладеного ексцентриситету при позацентровому стиску, оскільки руйнування таких конструкцій найчастіше пов'язане з втратою загальної стійкості. Крім того необхідно врахувати об'ємний напружено-деформований стан бетонного ядра і сталеві оболонки, що працюють спільно, під час створення скінченно-елементної моделі.

У зв'язку з вище означеним, дана дисертаційна робота спрямована на розробку математичної та скінченно-елементної моделі для визначення несучої здатності та опису напружено-деформованого стану сталебетонних колон. Дисертаційна робота є актуальною та має теоретичне і практичне значення.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Дисертаційна робота виконана в рамках тематики кафедри будівельної механіки та гідравліки Українського державного університету залізничного транспорту за 2010 - 2016 рр.: «Розробка теорії та методів розрахунку комбінованих конструкцій транспортних споруд» - № ДР 0106U004122; «Розробка теорії та методів оптимізації несучих конструкцій транспортних споруд» - № ДР 0110U002127.

Мета дослідження – експериментально-теоретично дослідити напружено-деформований стан коротких та гнучких сталебетонних колон різного поперечного перерізу з замкнутою обоймою при статичному короткочасному навантаженні; дослідження впливу гнучкості та значень ексцентриситету на несучу здатність сталебетонних колон.

Об'єкт дослідження – деформування і руйнування коротких та гнучких сталебетонних колон різного поперечного перерізу з замкнутою обоймою при статичному короткочасному навантаженні із заданими ексцентриситетами.

Предмет дослідження – несуча здатність та напружено-деформований стан коротких та гнучких сталебетонних колон різного поперечного перерізу з замкнутою обоймою при статичному короткочасному навантаженні із заданими ексцентриситетами.

Задачі досліджень:

- розробити скінченно-елементну модель сталобетонного елемента, яка враховує фізичну, геометричну і конструктивну нелінійність для опису напружено-деформованого стану;
- розробити математичну модель на основі регресійного аналізу для визначення несучої здатності сталобетонних колон;
- виконати експериментальну верифікацію несучої здатності коротких та гнучких сталобетонних колон при позацентровому стиску та порівняти отримані результати з даними скінченно-елементного моделювання;
- розробити конструкцію глибинного датчика (одно направленого та тривимірної розетки) та експериментальним шляхом встановити характер розвитку деформацій всередині бетонного ядра та на поверхні сталевих обойми сталобетонних колон на різних етапах навантаження.

Методи дослідження – експериментальні методи оцінки напружено-деформованого стану та несучої здатності сталобетонних колон; методи будівельної механіки для дослідження напружено-деформованого і граничного стану коротких сталобетонних колон при статичному короткочасному стиску; методи математичної статистики для розробки регресійної моделі; метод скінченних елементів для чисельної реалізації; порівняння та аналіз результатів дослідження.

Наукова новизна отриманих результатів полягає в наступному:

- вперше розроблено та застосовано тривимірну розетку глибинного тензодатчика для визначення характеру розвитку деформацій всередині бетонного ядра сталобетонного елемента;
- вперше запропоновано регресійну модель для визначення несучої здатності сталобетонного елемента при короткочасному статичному навантаженні з урахуванням змінних фізико-механічних властивостей матеріалів та геометричних характеристик досліджуваних колон;
- отримано нові експериментальні закономірності деформування та руйнування бетонного ядра коротких та гнучких сталобетонних колон різного поперечного перерізу;

- удосконалено скінченно-елементну модель, що враховує обтиснення бетонного ядра сталебетонного елемента та нелінійність його роботи, для оцінки несучої здатності колони на всіх етапах її навантаження.

Достовірність положень і висновків дисертації забезпечена співставленням результатів розрахунку з експериментальними даними, отриманими автором з власного натурного експерименту, і результатами інших дослідників, що відображені у відкритих публікаціях. Вимірювання в ході експерименту проводилися на сучасному обладнанні, що пройшло метрологічну перевірку; показання приладів дублювалися. При розробці методики розрахунку застосовувалися загальноприйняті теорії і припущення опору матеріалів та будівельної механіки, теорії пружності та пластичності, нелінійної деформаційної теорії залізобетону, методу скінченних елементів при створенні математичної моделі.

Практичне значення отриманих результатів. За результатами досліджень розроблено принципово нову модель глибинного тензодатчика, яка дозволяє вимірювати деформації як в одному напрямку так і в трьох взаємно перпендикулярних площинах. Її використання дозволяє проводити моніторинг конструкцій для забезпечення їх надійної роботи. На запропоновану конструкцію глибинного тензодатчика та способу його встановлення отримано два патенти України на корисну модель. Отримано експериментальні дані про особливості деформування бетону всередині ядра конструкцій. Розроблено математичну модель на основі регресійного аналізу для розрахунку несучої здатності сталебетонного елемента різного поперечного перерізу.

Особистий внесок здобувача. Огляд та аналіз літератури за тематикою дослідження; підготовка експериментальних зразків та проведення експериментальних досліджень сталебетонних елементів на стиск; обробка результатів досліджень; запропонована нова конструкція глибинного тензодатчика для сталебетонного елемента і обґрунтована раціональність його застосування в практиці будівництва; розроблена скінченно-елементна модель в ПК «ЛІРА-САПР». Особистий внесок автора у спільні публікації відображений у переліку опублікованих робіт.

Апробація результатів дисертації. Основні результати дисертаційної роботи доповідалися і обговорювалися на науково-технічних конференціях Української державної академії/університету залізничного транспорту (м. Харків, 2012–2018 рр.); III-й міжнародній науково-практичній конференції «Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика» (м. Дніпро, 11–12 жовтня 2012 р.); міжнародній науково-практичній конференції «Модернизация и научные исследования в транспортном комплексе» (м. Перм, 24–25 квітня 2014 р.); IX міжнародній конференції «Проблемы прочности материалов и сооружений на транспорте» (м. Санкт-Петербург, 27–28 травня 2014 р.); X та XI міжнародних науково-технічних конференціях «Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація» (м. Полтава, 27–31 жовтня 2014 р., 18–20 жовтня 2016 р.); Всеукраїнських Інтернет-конференціях молодих вчених і студентів «Проблеми сучасного будівництва» (м. Полтава, 21–22 листопада 2012 р., 25 листопада 2016 р.); VI міжнародній науково-технічній конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд та будівель на залізничному транспорті» (м. Харків, 19–21 квітня 2017 р.); VII міжнародній конференції «Dynamics of Civil Engineering and Transport Structures and Wind Engineering» (с. Брезовиця, Словаччина, 21–25 травня 2017 р.).

Публікації. За результатами дисертаційної роботи опубліковано 18 наукових праць, з них 6 статей у фахових виданнях, рекомендованих МОН України, в тому числі 2 – у виданнях, що входять до міжнародних наукометричних баз, з яких 1 – в Scopus; 2 статті у зарубіжних періодичних виданнях, з яких 1 – в WoS; 8 публікацій апробаційного характеру, з яких 1 у матеріалах конференції, що індексується в Scopus та 3 патенти України на корисну модель.

Структура дисертації. Дисертація складається зі вступу, п'яти розділів, загальних висновків, списку використаних джерел та додатків. Дисертація викладена на 216 сторінках і містить 138 - сторінок основного тексту, 8 - таблиць, 69 - рисунків, 218 - найменувань літератури, 8 додатків на 40 сторінках.

РОЗДІЛ 1

ОГЛЯД ДОСЛІДЖЕНЬ МІЦНОСТІ І СТІЙКОСТІ СТАЛЕБЕТОННИХ КОЛОН

1.1. Основні відомості про стислі сталобетонні конструкції

На даний час доведено, що застосування сталобетонних комбінованих конструкцій є більш ефективним і раціональним в порівнянні із залізобетонними. Сталобетонні конструкції набули широкого поширення у всьому світі, зокрема сталобетонні колони. Застосування такого типу конструкції дає велику кількість переваг, головні з яких це: можливість виготовлення такого типу конструкцій з використанням незнімної опалубки; висока несуча здатність; відсутність крихкого миттєвого руйнування. Сталобетонні елементи, які мають невелику гнучкість і малі ексцентриситети прикладення поздовжньої сили (що характерно для вертикальних несучих елементів), мають винятково високу несучу здатність при відносно малих поперечних перерізах, будучи прикладом вдалого поєднання цінних властивостей металу і бетону. Ефективність використання цих конструкцій в елементах будівель і споруд, що працюють на стиск, доведено значними експериментальними та теоретичними дослідженнями. Ступінь вивченості дійсної роботи під навантаженням, особливостей напружено-деформованого стану, рівня несучої здатності, характеру руйнування дає можливість якісного проектування будівельних конструкцій, і композитних зокрема.

Широкому впровадженню сталобетонних конструкцій в практику будівництва в нашій країні заважає відсутність у вітчизняних методиках проектування пропозицій з розрахунку їх міцності при силових і температурних впливах. Застосування сталобетонних конструкцій пов'язано з бурхливим зростанням промислового та цивільного будівництва, розвитком атомної енергетики і машинобудування. Для розвитку цих галузей необхідно будівництво нових заводів, портів, метрополітенів та багатьох інших споруд, в

яких несучі конструкції повинні сприймати великі навантаження при обмежених розмірах перерізу. Тому використання у якості несучих елементів сталобетонних конструкцій, що складаються зі сталевий обойми і бетонного ядра, яке працює в умовах всебічного стиснення, є раціонально обґрунтованим. Сталобетонні конструкції мають безсумнівні переваги в порівнянні як із залізобетонними, так і зі сталевими конструкціями [76]. При цьому поперечні перерізи сталобетонних елементів можуть мати різноманітні форми (рис. 1.1)

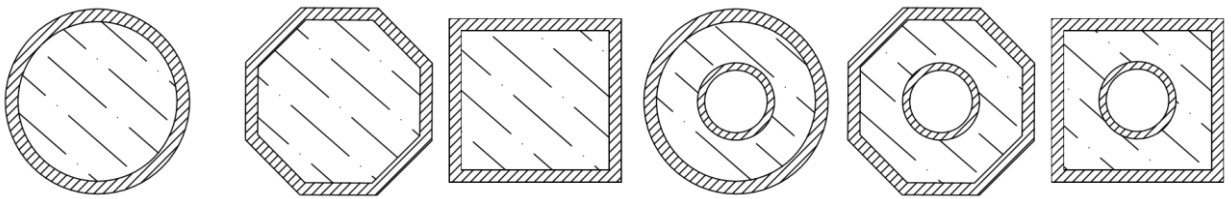


Рис. 1.1. Види поперечних перерізів сталобетонних елементів

Сталобетонні конструкції набули масового використання в умовах великих навантажень і обмежених розмірах поперечних перерізів. Основними напрямками вдосконалення сталобетонних конструкцій (зниження вартості при одночасному підвищенні якості) є: механізоване та автоматизоване виготовлення конструкцій; застосування нових конструктивних рішень, що дозволяють найбільш повно використовувати фізико-механічні властивості вихідних матеріалів; вдосконалення методів підбору складу бетону; підвищення сейсмічної і динамічної стійкості конструкцій; збільшення довговічності конструкцій в спорудах з агресивними середовищами та забезпечення вогнезахисту.

Останнім часом в світовій практиці будівництва намітилася тенденція до зведення висотних будівель [89]. Будівництво таких будинків передбачає застосування високоміцних, економічних і безпечних в експлуатації вертикальних несучих конструкцій. Аналіз конструктивних систем висотних будівель свідчить про те, що оптимальна кількість поверхів (з точки зору забезпечення необхідних експлуатаційних якостей і економічної доцільності) зазвичай становить $40 \div 60$. Для таких будівель найбільш придатною є каркасно-ствольна несуча система. У даній системі згинальні моменти, що виника-

ють від горизонтальних навантажень, сприймаються переважно монолітними стволами або ядрами жорсткості. Колони розраховують, головним чином, на вертикальні навантаження. Подібні умови є найбільш сприятливими для роботи сталобетонних колон. Стислі сталобетонні елементи, які мають невелику гнучкість і малі ексцентриситети прикладання поздовжньої сили, мають виключно високу несучу здатність при відносно малих поперечних перерізах. Цьому сприяє ефект обойми, який створює сталева оболонка для бетонного ядра. Даний ефект особливо яскраво проявляється в колонах круглого поперечного перерізу. Сталева обойма в свою чергу, завдяки сприятливому впливу внутрішнього тиску твердого середовища, захищена від втрати місцевої стійкості.

Сталобетонні конструкції дуже надійні в експлуатації. У граничному стані вони не втрачають несучу здатність миттєво, як звичайні залізобетонні елементи, а ще тривалий час здатні витримувати діюче навантаження. Отже, в таких конструкціях відкривається широка можливість для використання сучасних високоміцних бетонів. Тут практично зникає один з основних недоліків таких бетонів – їх висока крихкість.

Стислі сталобетонні стрижні, виготовлені з круглих сталевих труб, відрізняються рівностійкістю внаслідок осьової симетрії їх поперечного перерізу. Жорсткість на кручення такого стрижня на порядок вище, ніж у стрижнів незамкнутого профілю.

Ізоляція бетонного ядра від навколишнього середовища створює більш сприятливі умови для його роботи під навантаженням. У неізольованому бетоні великі навантаження викликають більш значну деструкцію, ніж в ізольованому. При високих рівнях напружень в неізольованому бетоні розвиток мікротріщин весь час прогресує, в ізольованому бетоні при тих же напруженнях він повністю припиняється протягом перших $2 \div 3$ днів. Якщо в неізольованих зразках нелінійність деформацій повзучості спостерігається, в основному, протягом перших $20 \div 30$ діб після їх навантаження, то в ізольованих - в перші $2 \div 7$ діб.

Завдяки сталевій оболонці, сталебетонні елементи зберігають всі переваги металевих конструкцій в плані монтажу. За непотрібністю опалубного обладнання процес виготовлення трубобетонних елементів значно полегшується і стає вигідніше як за трудовитратами, так і за вартістю. Зовнішня поверхня трубобетонних конструкцій замкнутого поперечного перерізу приблизно в два рази менше, ніж сталевих конструкцій з профільного прокату. Внаслідок цього у них помітно менші витрати на антикорозійну й вогнезахисну обробку. З архітектурної точки зору слід зазначити естетичний зовнішній вигляд сталебетонних колон. Це додає будівлям і спорудам трохи більшу виразність.

Однак в процесі проектування слід враховувати і деякі недоліки, властиві сталебетонним конструкціям. Серед них можна відзначити наступні: відносно висока вартість сталевих труб великого діаметру; знижена, у порівнянні зі звичайним залізобетоном, корозійна стійкість, що веде до додаткових витрат на її забезпечення; можливість розшарування бетонної суміші при заповненні труб невеликого діаметру та значної висоти; відсутність надійних варіантів стиків сталебетонних колон з несучими конструкціями перекриттів будівель; можливість відшарування бетонного ядра від оболонки внаслідок несприятливого впливу усадки бетону; можливість розриву металевої оболонки під дією внутрішнього тиску парів зв'язаної води, що звільняється при сильному нагріванні під час пожежі.

Велику частину зазначених конструктивних недоліків легко усунути. Наявність ефективних покриттів для захисту металу від корозії дозволяє забезпечити збереження зовнішньої поверхні труб протягом тривалого терміну. Існуючі методи вогнезахисту металу здатні забезпечити необхідну вогнестійкість несучих сталебетонних елементів. Сучасні суперпластифікатори дозволяють отримувати литі бетонні суміші, з використанням яких процес формування бетонного ядра істотно полегшується.

Найбільш значним конструктивним недоліком стислих сталебетонних елементів, на якому варто зупинитися більш докладно, є складність забезпечення спільної роботи бетонного ядра і зовнішньої сталевий оболонки при

експлуатаційних навантаженнях. З огляду на різниці початкових коефіцієнтів поперечної деформації бетону і сталі ($\nu_c \approx 0.18 \div 0.25$, $\nu_s \approx 0.3$), в процесі поступового збільшення прикладених до сталебетонних конструкції стискаючих сил, ядро і обойма працюють спільно тільки в початковий період завантаження. Потім, через зазначену різницю в деформаційних властивостях і низьку міцність зчеплення бетону зі сталлю, зовнішня оболонка прагне відірватися від поверхні бетону, сприяючи виникненню в ньому радіальних напружень, що розтягують. В цей момент, природно, ніякого поперечного обтиснення бетону в трубі відбуватися не може, і бетон працює в умовах одновісного стиску, а труба - як поздовжня арматура.

Фактором, що збільшує цей процес, може стати усадка бетону. У виконаних під керівництвом О.А. Долженка [48], Р.С. Санжаровського [130], Л.І. Стороженка [141] та інших вчених дослідженнях спостерігалось, що усадка бетону, який твердіє в сталевій трубчастій оболонці, істотно менше усадки бетону, що твердіє на повітрі. Усадочні деформації, що з'являються в подальшому, залежать від ряду факторів, серед яких можна виділити склад бетонної суміші, кліматичні параметри зовнішнього середовища, геометричні розміри сталебетонних елементів та ін. В разі помітної усадки бетонного ядра, вона буде сприяти порушенню зчеплення між ним і зовнішньою сталевією обоймою.

Практика експлуатації стислих сталебетонних конструкцій свідчить про те, що відрив осердя від труби відбувається найчастіше саме при експлуатаційних навантаженнях і призводить до зниження довговічності, а іноді і до зниження несучої здатності елемента. Тільки при досягненні високих рівнів навантаження, коли в бетоні починають інтенсивно проявлятися процеси мікротріщиноутворення (при цьому значення ν_c може зростати до 0.5 і більше), сталева труба починає працювати як зовнішня обойма. Ефект обойми позитивно позначається на подальшій роботі стислих сталебетонних елементів. Труба, стримуючи поперечні деформації бетонного ядра, блокує подальше зростання тріщин, які вже утворилися в ньому і суттєво віддаляє момент його руйнування. Тому міцність негнучких трубобетонних конструкцій, що

працюють на осьовий стиск, значно вище міцності порівнянних з ними по витраті бетону і сталі традиційних залізобетонних конструкцій.

Однак експерименти свідчать про неможливість повного використання властивостей міцності об'ємно стисненого бетонного ядра класичних сталевих бетонних конструкцій через їхню високу деформативність.

Деформації скорочення стиснутого сталевобетонного елемента перед його руйнуванням досягають значень, що не дозволяють забезпечити умови нормальної експлуатації для несучого каркаса будівлі. За результатами дослідів і даних Р.С.Санжаровського деформації скорочення центрально-стиснутих сталевобетонних елементів можуть досягати 15 % і більше [76].

У зв'язку з надзвичайно високою деформативністю, з чисто практичної точки зору, досягнення в досліді граничної величини навантаження для таких елементів великого інтересу не представляє. Для вертикальних несучих конструкцій подібні деформації не припустимі. За даними експериментів, ефект обойми тим більше, чим менша гнучкість елемента та величина ексцентриситету прикладання стискаючої сили. Також ефект обойми знаходиться в прямій залежності від напружень, що виникають по поверхні контакту ядра і обойми.

1.2. Аналіз досліджень міцності і пластичності бетону в умовах складного напружено-деформованого стану

Експериментальним і теоретичним дослідженням міцності і пластичності бетону в умовах складного напруженого стану присвячена значна кількість робіт як вітчизняних дослідників, так і науковців за кордоном.

Глибоким вивченням цього питання займалися: Амелянович К.К. [2], Берг О.Я. [5-8], Біч П.М. [10, 11], Бондаренко В.М. [12-14], Воронков Р.В. [27, 28], Генієв Г.О. [37, 38], Гвоздєв О.О. [35, 36], Голосов В.Н. [41], Долженко О.А. [48-52], Зайцев Ю.В. [63], Карпенко Н.І. [68-71], Кришан А.Л. [86-92], Круглов В.М. [93], Лейтес Є.С. [96], Лукша Л.К. [98], Стороженко Л.І. [136-152], Чихладзе Е.Д. [163-180], Шагін О.Л. [181-185], Яшин О.В. [187-192], Atan Y. [194], Geel Van E [200], Kupfer H. [202], Liu N. [204], Mills L.L.

[206], Richart F.E. [209], Willam K.J [217] та інші. Підвищений інтерес дослідників пояснюється тим, що більшість конструкцій зазнають складний (багатовісний) напружений стан. Підвищення несучої здатності бетону в умовах багатовісного напруженого стану є хорошим резервом вдосконалення базових конструкцій. Існує тенденція збільшення несучої здатності елемента за рахунок трансформації одновісного напруженого стану в тривісний. Прикладом можуть служити конструкції, що складаються з металевої обойми, виконаної з труби або зварених в коробку швелерів і т.п., заповнених бетоном.

У таких конструкціях бетон під впливом навантаження розширюється в поперечному напрямку, металева обойма перешкоджає руйнуванню бетонного ядра, створюючи в ньому об'ємний напружений стан. Бетон в умовах об'ємного напруженого стану підвищує свою призову міцність, за рахунок чого збільшується несуча здатність елемента.

Першим глибоким дослідником бетону при стиску був Б.Г. Скрамтаєв, який довів, що визначальним в бетоні є цементний камінь і його пористість. У проведених ним експериментах тертя між зразком і плитами преса було практично усунуто. Експеримент показав, що руйнування відбувалося по тріщинах відриву, спрямованих вздовж стискаючого зусилля.

Величезний внесок у розвиток уявлення про роботу бетону був зроблений завдяки роботам [5-7]. Проводячи експериментальні дослідження, О.Я. Берг встановив, що причиною руйнування бетонних зразків є мікроскопічні тріщини відриву, які виникають на стадії 50-60 % від руйнівного навантаження. Результатом досліджень стала лінійна теорія міцності бетону в умовах багатовісного напруженого стану.

У подальших роботах О.Я. Берга і його послідовників [8] за допомогою теорії пружності проаналізовано вплив недосконалостей бетону, зерен заповнювача на появу перших мікротріщин. Показано, що мінімальне навантаження, яке руйнує контакт між заповнювачем і розчином, прямо пропорційне питомому зчепленню між матеріалами включення і матриці, і обернено пропорційне відношенню їх модулів пружності. О.Я. Бергом доведено, що для важ-

ких бетонів високих класів більш вірогідне утворення мікроруйнування на контакті між цементним розчином і заповнювачем, в бетонах низьких марок найбільш імовірним є утворення поздовжніх мікротріщин в цементному розчині. На основі експериментального і теоретичного аналізу було прийнято, що руйнування бетону при стиску відбувається внаслідок розтягуючих напружень, що виникають по контуру різних недосконалостей і включень заповнювача.

Основна маса дослідників прийшла до висновку про підвищення міцності бетону при двовісному напруженому стані. У всіх авторів є розбіжність щодо величини збільшення міцності, яка спостерігалася під час дослідів. У дослідях Зайцева Ю.В. [63], Купфера Г. [91], Шагіна О.Л. [183], проведених на плитах, у яких відношення сторони до товщини знаходиться в діапазоні від 4 до 10, при відношенні $\sigma_2/\sigma_1=0.4-0.7$, спостерігалось максимальне збільшення міцності, величина якого досягала 125-130 %. У дослідях Бича П.М. [10, 11], Яшина О.В. [189-192] на зразках кубикової форми збільшення міцності склало від 140 % до 190 %.

Важливим моментом при з'ясуванні механіки руйнування бетону є вивчення сил тертя на майданчиках завантаження зразка. Над цим питанням працювали Берг О.Я. [6,7] та Яшин О.В. [190]. Результати досліджень показали, що сили тертя на майданчиках завантаження створюють так званий ефект обійми і істотно підвищують несучу здатність зразків. Усунення тертя призводить до зменшення міцності бетону при двовісному стиску, внаслідок розклинювання зразка на майданчику завантаження. В експериментах [191] при випробуванні кубів з максимально можливим усуненням тертя на майданчиках завантаження при одновісному стиску були отримані значення міцності менше призмової.

У роботах [7, 190] О.В. Яшин і О.Я. Берг вважали, якщо міцність кубика і призми, при осьових випробуваннях виявилася однаковою, то тертя на майданчиках завантаження усунуто. У роботах [63, 64] тертя вважалось усуненим за умови рівності поперечних деформацій зразка поблизу опорних плит і деформації в середині зразка. В роботі [7] рекомендується виконувати

оцінку придатності того чи іншого способу усунення тертя за величиною коефіцієнта тертя. Для отримання достовірних даних коефіцієнт повинен бути менше або дорівнює 0.05.

О.В. Яшиним в НДІЗБ Держбуду СРСР проведені великі експериментально-теоретичні дослідження міцності і деформативності бетонів в умовах багатовісного напруженого стану при простому і складному навантаженнях [188-192]. О.В. Яшиним були випробувані куби з розміром ребра 150 мм з важкого бетону і керамзитобетону при різних видах плоского і об'ємного напруженого станів. Збільшення міцності важкого бетону для випадку двовісного стиску дорівнює 39 % і 26 %, при співвідношенні напружень відповідно 0.4 і 1.0. На підставі проведених експериментальних досліджень зроблено висновок про необхідність армування бетону у вільному або слабо навантаженому напрямку, для обмеження деформацій при рівнях напружень, близьких до руйнуючих.

Значний інтерес з теоретичної точки зору становить робота Зайцева Ю.В. [63]. У ній бетон розглядається як система складної ієрархічної будови – тверде тіло у вигляді матриці з включеннями (зерна заповнювача) і дефектами (пори, мікротріщини) різних розмірів на різних рівнях структури матеріалу. При побудові математичної моделі бетону, форма, розміри і орієнтація концентраторів напружень (включень і дефектів) вважалися випадковими величинами, розподіленими по заданих законам (рівномірний, нормальний і ін.). Із застосуванням апарату математичної статистики, теорії ймовірностей, теорії випадкових функцій і методів механіки руйнування, автор змодлював процес деформування, розвитку тріщин в мікро- і макроструктурі і руйнування бетону. Велику увагу приділено автором опису впливу мікро- і макроструктури на міцність і деформативні властивості матеріалу, показано, що варіюванням структури можна змінювати властивості бетону в потрібному напрямку.

Реалізувавши описану модель деформування і руйнування бетону для випадку двовісного стиску, були отримані результати, які добре узгоджуються з експериментальними даними Шагіна О.Л [185] та Яшина О.В. [187-192].

Перші досліді з дослідження тривісного напруженого стану належать Т. Карману, А. Феппелю, Консідеру та іншим дослідникам. Першими були досліді на центральний стиск над зразками циліндричної форми в умовах обмежених поперечних деформацій.

З більшості експериментів на тривісний напружений стан слід виділити фундаментальні дослідження, проведені в 1928-1929 роках Ф. Ріхардом, А. Брандтзаегом, Р. Брауном в Іллінойському і Лехайському університетах США [209]. Даними вченими досліджувалися різні види тривісного напруженого стану ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$; $\sigma_1 < \sigma_2 = \sigma_3$; $\sigma_1 = 0$, $\sigma_2 = \sigma_3$;) на зразках різних класів бетону міцністю 12.5-50 МПа. У всіх випробуваних циліндричних зразках в умовах бічного гідростатичного тиску було виявлено збільшення міцності бетону в порівнянні з одновісним стиском.

У роботах [209, 192, 102, 68-71] дослідники запропонували різні критерії (теорії) міцності бетону виходячи з макроскопічних понять і уявлень. Але в даних умовах не враховано складні процеси, що відбуваються в структурі матеріалу перед руйнуванням. Основною ідеєю даних теорій є побудова гіпотез про переважний вплив на міцність матеріалу того чи іншого фактору. Передбачається, що руйнування елемента настане при досягненні величини цього фактору деякого граничного значення, що визначається з найпростіших дослідів - зрушення, одновісний стиск або розтягнення.

За експериментальними даними при тривісному напруженому стані може бути досягнуто суттєве збільшення міцності бетону в порівнянні з одновісним. Так, Р. Браун, А. Брандтзаег, Ф. Ріхард запропонували просту залежність для визначення міцності бетону для випадку тривісного стиску при $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = \sigma$:

$$\sigma_1 = f_{ck, prism} + k \cdot \sigma, \quad (1.1)$$

де k – коефіцієнт ефективності бокового обтиску. Для випадку малого бічного тиску $k = 4.1$.

За лінійної теорії міцності, О.Я. Берга [7], в припущенні ($\sigma_2 = \sigma_3 \ll \sigma_1$) виходить аналогічний вищезазначеному за зовнішнім виглядом критерій міцності, однак величина коефіцієнта ефективності поперечного обтиснення в цьому випадку визначається диференційно для різних класів бетону та залежить від моменту появи мікротріщин ($\sigma_m / f_{c,prism}$ і відношення $f_{c,prism} / f_{c,tk}$).

У своїй роботі Карпенко Н.І. [68] поширив критерій виду (1.1) на більш загальний випадок напруженого стану. Показано, що величина коефіцієнта k залежить в основному від співвідношення σ / σ_1 . За результатами експериментальних досліджень в роботах [7, 98, 188] запропонована аналітична залежність $k = F(\sigma / \sigma_1)$, невідомі параметри залежності пов'язані з константами матеріалу.

В інженерній практиці відомі випадки розв'язання задач, у яких сталеві оболонки зазнають внутрішній тиск рідини або газоподібного середовища. Задачі визначення міцності циліндричної оболонки, що знаходиться під дією осьового стиснення і внутрішнього тиску дилатаційного середовища та чинить опір в осьовому напрямку, були розв'язані в роботі [98] та інших роботах Л.К. Лукші. Автором прийнято, що основним граничним станом трубобетону за міцністю є граничний стан на початку текучості оболонки. Тоді формула для визначення граничного зусилля має вигляд:

$$N_{sb} = f_{c,prism} \cdot A_c + K \cdot |\sigma_0| A_c + \sigma_y \cdot A_s, \quad (1.2)$$

де $f_{c,prism}$ – призмova міцність бетонного ядра; A_c , A_s – площа поперечного перерізу ядра і оболонки відповідно; σ_s – осьове напруження в оболонці в граничному стані; σ_0 – величина радіального тиску ядра на внутрішню поверхню оболонки.

На даний момент в літературі існують загальні критерії міцності бетону [38, 68, 192], що представляють собою умови, які описуються функцією трьох інваріантів:

$$F = (I_{\sigma 1}, I_{D2}, I_{D3}) = 0, \quad (1.3)$$

де $I_{\sigma 1}$ – перший інваріант тензора напруження; I_{D2} и I_{D3} – другий та третій інваріанти девіатору напруження.

Рішення таких рівнянь для визначення міцності бетону можливо тільки чисельно на ПК із залученням спеціальних програм, що виконують кроковий пошук коренів в наперед заданій області рішень. Дані теорії отримали широке застосування з моменту стрімкого розвитку обчислювальної техніки.

В роботі [111] запропоновано модифікований енергетичний критерій міцності для крихких матеріалів, який, на відміну від відомого енергетичного критерію пластичності Губера-Мізеса, враховує різну опірність стискаючим і розтягуючим зусиллям, а також питому роботу, що здійснюється при зміні форми і збільшенні об'єму тіла. Цей критерій добре узгоджується з результатами експериментальних досліджень, отриманих при плоскому напруженому стані.

Дослідженням процесу деформування бетону при багатовісному напруженому стані і його математичним описом займалися: Г.О. Генієв [37, 38], Н.І. Карпенко [68], А.І. Козачевський [77-78], А.П. Кудзіс, А.І. Ноктус [111], А.Л. Шагін [185], О.В. Яшин [188].

На даний момент існують різні підходи до визначення фізичних співвідношень напружено-деформованого стану бетону. При виведенні рівнянь деформування, більшість вчених ґрунтуються на відомих гіпотезах з теорії пластичності [120] про подібність і співвісність тензорів напружень і деформацій (шарового і девіатору), що знайшло експериментальне обґрунтування для бетону в роботі О.В. Яшина [191]. Непружна поведінка тіла описується рівняннями типу:

$$\xi_0 = \frac{\sigma_0}{3K'}, \quad (1.4)$$

$$\varepsilon_{ij} - \varepsilon_0 \cdot \delta_{ij} = \frac{1}{2G'} (\sigma_{ij} - \sigma_0 \cdot \delta_{ij}), \quad (1.5)$$

де σ_0, ε_0 – середнє напруження та деформація; $\sigma_{ij}, \varepsilon_{ij}$, – компоненти тензора напруження та деформацій; δ_{ij} – символ Кронеккера; $i, j = 1, 2, 3$; K' та G' – ві-

дповідно, січні модулі об'ємних деформацій та зсуву. На підставі експериментальних даних встановлюється закономірність зміни модулів зсуву і об'ємних деформацій і враховується одночасно модуль зсуву і дилатаційний ефект.

В роботах Г.О. Генієва, В.М. Кіссюка, Г.А. Тюпіна описано побудову деформаційної теорії пластичності бетону, вплив процесів появи мікротріщин на об'ємні деформації, враховується введення додаткового члена в праву частину першого рівняння (1.4). Залежно від типу поставленого завдання, модулі об'ємного деформування K' і зсуву G' , виражаються як функції інтенсивності деформацій зсуву або дотичних напружень.

А.І. Козачевський в роботі [78], для розвитку деформаційної теорії пластичності бетону [38], запропонував дилатаційну модель, в якій робиться спроба повніше врахувати фізичну нелінійність при зсувних і об'ємних деформаціях, а також їх вплив один на одного в результаті дилатаційних змін в бетоні. Об'ємна деформація (Θ), інтенсивність деформацій зсуву (Γ), інтенсивність дотичних напружень (T), представляються нелінійними функціями середнього напруження (f_0), і пов'язані параметрами нелінійності в рівняннях такого вигляду:

$$\begin{vmatrix} \Theta \\ \Gamma \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} K_{11}(\sigma_0) & K_{12}(\sigma_0, T) \\ K_{21}(\sigma_0, T) & K_{22}(T) \end{vmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \sigma_0 \\ T \end{Bmatrix} \quad (1.6)$$

Вивчення функцій нелінійності K_{ij} у вигляді ступеневих рядів дозволяє з високою точністю описати зміни форми та об'єму тіла в процесі навантаження, але при цьому необхідно мати у своєму розпорядженні набір експериментальних даних для конкретного напруженого стану. Відповідно до прийнятої моделі, в роботі [79] основні фізичні співвідношення отримані з більш загальних позицій, через потенціал роботи деформацій.

У роботах Н.І. Карпенка [68, 69] запропонована ортотропна модель деформування бетону, фізичні рівняння якої аналогічні рівнянням узагальненого закону Гука для ортогонального анізотропного тіла, а пружні постійні в різних напрямках визначаються в залежності від знаків діючих напружень і

рівня напруженого стану. Передбачається, що закономірність зміни пружних постійних, отримана в дослідях при найпростіших видах напруженого стану (наприклад, при одновісному стисканні), буде справедлива для загального випадку. Дана модель знайшла застосування при вирішенні плоскої задачі в розрахунку балок-стінок [70].

А.П. Кудзіс і А.І. Ноктус в роботі [111] на підставі висунутого критерію стану отримали вирази для узагальнених деформацій і напружень, показали існування єдиної діаграми «узагальнені напруження – узагальнені деформації», справедливої для різних видів напруженого стану бетону.

Особливої уваги заслуговують роботи В.І. Корсуна [81-83], проведені в ДонНАБА. Так, у роботі [81] наведені результати порівняльних розрахунків міцності бетону при неодновісних напружених станах за найбільш розробленими критеріями. Викладено опис основних співвідношень критеріїв міцності Г.О. Генієва, Г.О. Генієва – Н.М. Аліковой, Є.С. Лейтеса, О.В. Яшина, С.Ф. Клованича – Д.І. Безушко і К.І. Willam – Е.Р. Warnke. Виконана оцінка відповідності розрахункових величин міцності дослідним в умовах одно-, дво- і тривісних напружених станів. Визначено критерії міцності, що найбільш близько описують дослідні дані у характерних зонах напруженого стану. У роботі [82] представлено аналіз основних методик навантаження та вимірювання деформацій, які застосовуються при випробуваннях бетону при неодновісних напружених станах. Викладено основні складові розробленої методики випробувань зразків кубів на дво- і тривісний стиск. У роботі [83] представлені пропозиції щодо вдосконалення варіанта модифікованої деформаційної теорії пластичності бетону, що розвивається в ДонНАБА. Автором розроблені аналітичні вирази, що дозволяють з достатньою точністю для загального випадку об'ємного напруженого стану описувати основні складові деформацій бетону: пружно-пластичні, не пов'язані з руйнуванням його структури, і псевдопластичні деформації, обумовлені закономірностями руйнування структури бетону. Розроблений модифікований варіант моделі де-

формування бетону побудований на поєднанні рішень, заснованих на співвідношеннях механіки твердого деформованого тіла і механіки руйнування. Таким чином, властивості бетону - складного композитного матеріалу, визначаються на різних рівнях його структури. Експерименти показують, що явища, які відбуваються в бетоні під навантаженням, являють собою складні процеси і залежать від великого числа факторів. Точно описати ці процеси на структурному рівні важко, тому необхідно користуватися феноменологічним підходом.

До оцінки міцності і деформативності бетону необхідно підходити диференційовано, залежно від його виду, структури і конкретного виду напруженого стану. Для важких бетонів, що знаходяться в умовах плоского напруженого стану, найбільш відповідають експериментальні дані [200], описані рівняннями [212].

Виходячи з огляду вивчення питання об'ємно-напруженого стану бетону, на сьогоднішній день залишається досить актуальною задача розробки і практичного використання більш досконалої конструкції стиснутих сталобетонних елементів. Так, у Магнітогорському державному технічному університеті запропоновано виготовляти ТБК з попередньо обтиснутим бетонним ядром. Основною особливістю їх формування є застосування тривалого пресування бетонної суміші тиском $1.5 \div 3$ МПа. Пресувальний тиск через бетонну суміш передається на внутрішню поверхню сталеві труби-оболонки і створює в ній попередні напруження розтягу [90].

В якості зовнішньої оболонки використовуються сталеві труби промислового виробництва, а для заповнення ядра - важкий бетон з сучасними пластифікуючими добавками, який повсюдно застосовується в сучасному будівництві.

Фахівцям також відомо, що бетон, який твердне під тиском $2 \div 3$ МПа, має на 50-60% більш високу міцність, а також істотно менші величини деформацій усадки і повзучості [90, 109]. Крім того, завдяки попередньому розтягуванню сталеві оболонки та обтисненню бетонного ядра на всіх етапах роботи стиснутих трубобетонних елементів, забезпечується спільна робота бетонного ядра і сталеві оболонки. Бетон, що працює в умовах об'ємного стиску, має міцність в $1.8 \div 2.7$ рази вище, ніж при одновісьовому стиску. Таким

чином, ТБК з попередньо обтиснутим ядром мають значно більшу несучу здатність, в порівнянні з не обтиснутими колонами.

1.3. Огляд існуючих підходів розрахунку сталобетонних колон

Правильний вибір критерію міцності важливий не тільки для адекватного моделювання явища втрати несучої здатності, але і для забезпечення необхідних якостей конструкцій і їх елементів, що визначаються властивостями застосовуваних матеріалів, особливостями конструкції і вимогами, що до неї висуваються.

В даний час розроблено велику кількість підходів з визначення міцності сталобетонних елементів, які працюють на центральний стиск. Це обумовлено тим, що бетонне ядро і сталева оболонка знаходяться в складному напружено-деформованому стані. В цьому випадку необхідно враховувати особливості спільної роботи матеріалів. Як відомо сталобетонні елементи не мають чітко вираженого моменту руйнування. Тому точне визначення граничного стану є головною умовою при розрахунку на міцність. Питання, що стосуються першої групи граничних станів для центрально-стиснутих сталобетонних елементів, детально розглянуті в роботі [76]. З розглянутих варіантів за граничний стан сталобетонних елементів рекомендується приймати момент досягнення в металі оболонки напружень, рівних за величиною напруженням текучості. Однак тут не розглядається можливість настання граничного стану, що характеризується втратою місцевої стійкості стінки оболонки або руйнуванням бетонного ядра.

Цікавим є проведений автором роботи [94] огляд експериментальних досліджень, який показав, що існують суперечливі судження про те, як працює оболонка трубобетону в граничному стані. Одні автори робіт з трубобетону стверджують, що труба працює в основному тільки в поздовжньому напрямку (В.А. Росновский, А.І. Кікін, Р.С. Санжаровський, В.Л. Труль), інші – тільки в поперечному (О.М. Альперіна, В.Ф. Маренін), треті вважають, що трубобетонний елемент може досягти як «поздовжньої», так і «попереч-

ної» текучості сталі в оболонці в залежності від її товщини. При цьому вважається, що так звані «тонкостінні» оболонки в граничному стані досягають «поперечної» текучості, а «товстостінні» в граничному стані працюють в основному як поздовжня арматура. З цього автори, які підтримували третю точку зору (Л.К. Лукша, А.Б. Квядарас), роблять висновок, що чим тонше труба, тим вище ефективність її використання.

Також немає єдиної думки з питання класу бетону, що використовується в композитному елементі. О.А. Довженко вважає, що в трубобетонних елементах ефективніше застосовувати бетони нижчих класів. Такий же висновок впливає з методу розрахунку В.М. Сурдіна і А.Б. Квядараса. На відміну від них Л.К. Лукша, Л.І. Стороженко, В.В. Ситников, навпаки, вважають більш ефективним застосування високоміцних бетонів.

Протиріччя в думках дослідників виникають і при розгляді способу прикладання навантаження на трубобетонний елемент. Так, Л.І. Стороженко і А.Ф. Ліпатов вважають, що елементи, у яких навантаження прикладене до всього перерізу або тільки до бетону, мають майже однакову міцність. З цією думкою не згоден В.Ф. Маренін, який на базі своїх експериментів робить висновок про те, що порушення зчеплення між трубою і бетонним ядром і передача тиску в процесі випробування лише на бетон призводить до збільшення граничного навантаження.

В роботі Л.І. Стороженка [141] була запропонована формула, яка описує роботу трубобетону в граничному стані без врахування поздовжнього згину:

$$N_{pb} = \alpha \cdot f_{yk} \cdot A_s + \beta \cdot f_{ck, prism} \cdot A_c, \quad (1.7)$$

де α і β – коефіцієнти ефективності трубобетону; f_{yk} і $f_{ck, prism}$ – відповідно, розрахунковий опір металу і призматична міцність бетону; A_s і A_c – площі поперечного перерізу труби і бетонного ядра відповідно.

Вираз міцності для бетонного ядра, яке зазнає складний напружений стан, прийнято за відомою теорією міцності бетону О.Я. Берга, для труби – за

енергетичною теорією. З огляду на ці обставини, отримані вирази для визначення коефіцієнтів ефективності трубобетону α і β :

$$\alpha = \frac{p}{2f_{yk}} \left[\left(\frac{d_i}{2 \cdot t_s} - 1 \right) + \sqrt{4 \left(\frac{f_{yk}}{p} \right) - 0,75 \left(\frac{d_i}{t_s} \right)^2 - 3 \frac{d_i}{t_s} - 3} \right], \quad (1.8)$$

$$\beta = \sqrt{\left(1 + \frac{k_p}{f_{ck,prism}} \right)^2 - 2 \cdot \left(\frac{p}{f_{ck,prism}} \right)^2}, \quad (1.9)$$

де d_i - внутрішній діаметр труби (діаметр бетонного ядра); t_s - товщина стінки труби; k - коефіцієнт, який характеризує зону, в межах якої розвивається мікроруйнування бетону, $k = 1 - (f_{ctk} / f_{ck,prism})$.

Внутрішній тиск між бетонним ядром і трубою p за умовами завдання Ляме, за однакової кількості (поздовжніх і поперечних) деформацій бетону і труби визначається за формулою:

$$p = \frac{2E_s(\nu_c - \nu_s) \cdot \varepsilon_l}{2 \frac{E_c}{E_s}(1 - \nu_c) + \frac{d_i + t_s}{t_s} + \nu_s}, \quad (1.10)$$

де E_s і E_c - модуль пружності сталі і початковий модуль пружності бетону при стисненні відповідно; ν_c і ν_s - відповідно, коефіцієнти поперечних деформацій сталі й бетону; ε_l - гранична відносна поздовжня деформація.

Для визначення бокового тиску в граничному стані рекомендується приймати: $\nu_c = 0.5$ і $\nu_s = 0.3$, $\varepsilon_l = 220 \times 10^{-5}$.

В роботі [142] описано інженерний метод розрахунку трубобетонних елементів. При розрахунку центрально-стиснутих трубобетонних елементів повинна виконуватися умова:

$$N_{sbt} \leq \gamma_{bs}(R_b^* A_b + \gamma_{s2} R_s A_s), \quad (1.11)$$

де R_b^* - розрахунковий опір бетону в трубобетоні; R_s - розрахунковий опір сталі; γ_{bs} - коефіцієнт умови роботи бетону і труби, приймається рівним 1.1; γ_{s2} - коефіцієнт умови роботи сталевий обійми, який враховує зменшення ро-

зрахункового опору сталі при складному напруженому стані і дорівнює 0.9; A_s і A_c - площі поперечного перерізу труби і бетонного ядра відповідно.

Розрахунковий опір бетону для першої групи граничних станів залежить від класу бетону і рекомендується визначати за формулою:

$$R_b^* = 0.65B(1 + 16.1\mu_{pb}\beta), \quad (1.12)$$

де B – значення класу бетону за міцністю; μ_{pb} – коефіцієнт армування; β – коефіцієнт, який враховує клас бетону.

У європейських нормах розглядається декілька методик: статичний розрахунок (з урахуванням несучої здатності); розрахунок окремих елементів, застосування кривих втрати стійкості центрально-стиснутих стрижнів (включаючи ефекти другого порядку). Величину співвідношення розміру поперечного перерізу до товщини стінки оболонки (b/δ), рекомендується приймати в межах від 25 до 50, з умови недопущення втрати місцевої стійкості оболонкою (вибір меншого значення переважний). Обліку недосконалостей в європейських стандартах приділяється досить багато уваги, а в ДСТУ Н Б EN 1994-1-1:2010 практично не розглядається. Здебільшого це стосується розрахунку на стійкість, де враховуються гнучкість та форми поперечних перерізів елементів.

Згідно з нормативним документом [198], при розрахунку заповнених бетоном труб круглого перерізу без додаткової стрижневої арматури може бути враховано зміцнення бетону внаслідок його обтиску сталевією трубою, за умови, що умовна гнучкість не перевищує 0.5 і $e/d < 0.1$. де e - ексцентриситет прикладання навантаження, який визначається з відношення M_{Ed}/N_{Ed} , а d – зовнішній діаметр колони. Несучу здатність на стиск в пластичній стадії можна визначити за такою формулою:

$$N_{pl,Rd} = \eta_a A_a f_{yd} + A_c f_{cd} \left(1 + \eta_c \frac{t}{d} \frac{f_y}{f_{ck}} \right), \quad (1.13)$$

де t – товщина стінки сталевієї труби.

При відсутності ексцентриситету ($e = 0$) значення $\eta_a = \eta_{ao}$ и $\eta_c = \eta_{co}$ слід визначати за формулами:

$$\eta_{ao} = 0.25(3 + 2\bar{\lambda}), \quad \text{але } \leq 1 \quad (1.14)$$

$$\eta_{co} = 4.9 - 18.5\bar{\lambda} + 17\bar{\lambda}^2, \quad \text{але } \geq 0 \quad (1.15)$$

При спільній дії стиснення зі згином при $0 < e/d \leq 0,1$ значення η_a и η_c слід визначати по (1.16) и (1.17), де η_{ao} і η_{co} визначаються по (1.14) и (1.15).

$$\eta_a = \eta_{ao} + (1 - \eta_{ao})(10e/d), \quad (1.16)$$

$$\eta_c = \eta_{co}(1 - 10e/d), \quad (1.17)$$

При $e/d > 0,1$, $\eta_a = 1,0$ и $\eta_c = 0$.

Для визначення відносної гнучкості і пружної критичної сили N_{cr} , характеристичне значення ефективної згинальної жорсткості $(EI)_{eff}$ поперечного перерізу сталобетонної колони слід обчислювати за формулою:

$$(EI)_{eff} = E_a I_a + K_e E_{cm} I_c, \quad (1.18)$$

де K_e - поправочний коефіцієнт, який слід приймати рівним 0,6; I_a , I_c - відповідно моменти інерції сталевого перерізу і бетонного перерізу без тріщин для розглянутої площини згину.

Умовна гнучкість $\bar{\lambda}$ для розглянутої площини згину визначається за формулою:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}}, \quad (1.19)$$

де N_{pl} , R_k - характеристичне значення несучої здатності на стиск в пластичній стадії, прийняте по (1.20), але замість розрахункових значень опорів використовують їхні характеристичні значення; N_{cr} - пружна критична осьова сила для відповідної форми втрати стійкості, що обчислюється з використанням ефективної згинальної жорсткості $(EI)_{eff}$.

Характеристичне значення несучої здатності на стиск в пластичній стадії визначається підсумовуванням несучих здібностей в пластичній стадії його компонентів:

$$N_{pl,Rk} \leq A_a f_{yd} + A_c f_{cd}, \quad (1.20)$$

Пружна критична осьова сила для відповідної форми втрати стійкості обчислюється за формулою:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{l^2}, \quad (1.21)$$

Згідно з дослідженнями А.Л. Крішана [86-88] міцність коротких центрально-стиснутих трубобетонних колон може бути записана в наступному вигляді:

$$N = \sigma_{bz} A + \sigma_{pz} A_p, \quad (1.22)$$

де σ_{bz} - максимальне напруження бетонного ядра в осьовому напрямку; σ_{pz} - напруження осьового напрямку в сталевій оболонці; A і A_p - площі поперечних перерізів бетонного ядра і сталевий оболонки.

Для знаходження міцності об'ємно стисненого бетону σ_{bz} при рівномірному стисненні елемента $|\sigma_{br}| < |\sigma_{bz}|$ використовують залежність:

$$\sigma_{bz} = R_{bu} + k\sigma_{br}, \quad (1.23)$$

Коефіцієнт бічного тиску на бетон пропонується визначати за формулою:

$$k = \frac{1}{0.1 + 0.9m}, \quad (1.24)$$

Після перетворення отримано залежність для обчислення σ_{bz} :

$$\sigma_{bz} = R_{bu} + \left[\frac{\bar{\sigma} - 1}{2} + \sqrt{\left(\frac{\bar{\sigma} - 1}{2} \right)^2 + 10\bar{\sigma}} \right] R_{bu}, \quad (1.25)$$

Напруження осьового напрямку в сталевій оболонці з урахуванням умови текучості Генки-Мізеса також виразимо через відносний бічний тиск:

$$\sigma_{pz} = R_{bu} \left(\sqrt{\rho^2 - 3\bar{\sigma}^2} - \bar{\sigma} \right) \frac{A}{A_p}, \quad (1.26)$$

де ρ – конструктивний коефіцієнт трубобетону, що визначається за формулою:

$$\rho = \frac{\sigma_y A_p}{R_{bu} A}, \quad (1.27)$$

Після відповідних перетворень отримано залежність для визначення міцності коротких центрально-стиснутих трубобетонних колон:

$$N = R_{bu} A \left[\frac{1 - \bar{\sigma}}{2} + \sqrt{\left(\frac{1 - \bar{\sigma}}{2} \right)^2 + 10\bar{\sigma} + \sqrt{\rho^2 - 3\bar{\sigma}^2}} \right], \quad (1.28)$$

Відносний бічний тиск сталеві оболонки на бетонне ядро в граничному стані ТБК можна визначити за формулою:

$$\bar{\sigma} = \frac{3\rho}{6.67 + \rho}, \quad (1.29)$$

Знайдений параметр $\bar{\sigma}$ дозволяє визначати не тільки міцність коротких центрально-стиснутих трубобетонних елементів круглого поперечного перерізу, але і напруження σ_{br} і σ_{bz} .

Трубобетонні колони квадратного поперечного перерізу мають свої особливості. Стінка оболонки таких колон знаходиться в складному напруженому стані і працює не тільки на розтяг-стиск, як в колонах круглого перерізу, але і на згин. Крім того, величина і напрямки напружень σ_1 по перерізу бетонного ядра змінюються [88].

Першу обставину можливо врахувати при допомозі коефіцієнта γ_p , що враховує умови роботи сталеві оболонки сталобетонного елемента квадратного поперечного перерізу. Знайти його можна за формулою:

$$\gamma_p = 0.7\alpha_p, \quad (1.30)$$

де α_p – коефіцієнт, що враховує величину зміцнення холодногнутих профілів; в разі використання для сталеві оболонки ТБК гарячекатаних або зварних профілів $\alpha_p = 1$.

Нерівномірність розподілу напружень по перерізу бетонного ядра була відзначена як в ході власних проведених експериментальних досліджень, так

і в роботах інших авторів [166]. Аналіз чисельних експериментальних даних дозволив описати неоднорідність напружено-деформованого стану ядра колони за допомогою коефіцієнта ξ , що визначається за формулою:

$$\xi = (1 - 0.01 \frac{h}{\delta})^2 \geq 0, \quad (1.31)$$

де δ – товщина стінки сталевій оболонки; h – розмір сторони перерізу колони.

З урахуванням вищевикладеного, запропонована формула для визначення опору бетонного ядра стиску в осьовому напрямку:

$$\sigma_{bz} = R_{bu} \left[1 + \xi \gamma_p \left(\frac{\bar{\sigma} - 1}{2} + \sqrt{\left(\frac{\bar{\sigma} - 1}{2} \right)^2 + 10\bar{\sigma}} \right) \right], \quad (1.32)$$

де R_{bu} – призматична міцність бетонного ядра; $\bar{\sigma}$ – відносний бічний тиск сталевій оболонки на бетонне ядро в граничному стані ТБК, що визначається за формулою (1.29).

В останні два десятиліття в Японії виконані значні експериментальні дослідження круглих і квадратних труб, заповнених бетоном [163, 193, 210-214, 218]. В результаті спільних п'ятирічних досліджень США і Японії були розроблені рекомендації з проектування та розрахунку на міцність сталевобетонних елементів. Відповідно до даної методики, несуча здатність коротких сталевобетонних елементів при стисненні визначається за формулою:

$$N_u = A_s \sigma_{sz} + A_c \sigma_{ccB}, \quad (1.33)$$

де σ_{ccB} – максимальне напруження бетонного ядра в осьовому напрямку; σ_{sz} – осьове напруження в сталевій оболонці.

Максимальне напруження бетонного ядра в осьовому напрямку визначається виходячи з такої залежності:

$$\sigma_{ccB} = \gamma_u f'_c + k \sigma_r, \quad (1.34)$$

де γ_u – понижуючий коефіцієнт міцності для бетону, $\gamma_u = 1.67 \cdot D_c^{-0.112}$; k – коефіцієнт обійми, що дорівнює 4.1; σ_r – бічний тиск обійми на бетон.

Залежність між кільцевими напруженнями в трубі і бічним тиском на бетон представлена у вигляді:

$$\sigma_r = -\frac{2t}{D-2t}\sigma_{s\theta}, \quad (1.35)$$

Кільцеві і осьові напруження в сталевий обоймі визначаються за формулами:

$$\sigma_{s\theta} = \alpha_u \sigma_{sy}, \quad \sigma_{sz} = \beta_{uc} \sigma_{sy}, \quad (1.36)$$

де α_u і β_{uc} – коефіцієнти, що визначаються на основі експериментальних результатів і залежать від властивостей матеріалу і розмірів колон.

Коефіцієнти α_u і β_{uc} визначаються шляхом розв'язання системи рівнянь:

$$\begin{aligned} \lambda = \frac{N_u - N_o}{N_{so}} &= \beta_{uc} - 1 - \frac{(D-2t)}{2(D-t)} k \alpha_u \\ \alpha_u^2 - \alpha_u \beta_{uc} + \beta_{uc}^2 &= 1, \end{aligned} \quad (1.37)$$

де λ – коефіцієнт зміцнення, який визначається на основі експериментальних результатів.

Значні теоретично-експериментальні дослідження роботи сталобетонних конструкцій з листовим армуванням та замкнутою обоймою проведені під керівництвом Е.Д. Чихладзе [163-180]. Була розроблена методика розрахунку сталобетонних елементів прямокутного поперечного перерізу на міцність при осьовому стисненні, заснована на розкритті контакту між обоймою і ядром, що працює в умовах об'ємного напруженого стану зі змінними по полю параметрами деформування. Доведено, що для оцінки несучої здатності можна враховувати контактну взаємодію між обоймою і ядром в кутах перерізу. Знайдено найбільш ефективні співвідношення розмірів перерізу ширини до довжини і товщини обойми, при яких бетон працює найбільш ефективно. Показано відповідність експериментальних і теоретичних даних. Відзначено, що армування бетону зовнішньою оболонкою підвищує його міцність, створює кращі умови для його роботи під навантаженням, покращує опір бетону дії агресивних середовищ, зменшує усадочні деформації і деформації повзучості.

Китайськими вченими Min Yu, Xiaoxiong Zha, Jianqiao Ye, Yuting Li запропонований «уніфікований китайський» метод, для розрахунку міцності і стійкості трубобетонних елементів з довільним поперечним перерізом (включаючи пустотілі труби) при осьовому навантаженні [207].

У цьому методі визначаються величини несучої здатності при стисненні трубобетонних елементів за міцністю N_0 (1.38) і стійкості N_{st} (1.39). Причому цей підхід можна застосувати не тільки до трубобетонних елементів круглого поперечного перерізу, але і до елементів з полігональним перерізом, в тому числі і прямокутним.

Відповідно до цього методу несуча здатність за міцністю при осьовому стиску визначається з виразу:

$$N_0 = (1 + \eta) \cdot (f_y A_s + f_c A_{ck}), \quad (1.38)$$

де η – коефіцієнт збільшення міцності за рахунок стиснення бетону в трубі, що залежить від кількості граней в трубі n , властивостей матеріалів, а також коефіцієнта суцільності ψ (для випадку не суцільних трубобетонних елементів). При використанні формули (1.38) для розрахунку круглих трубобетонних елементів коефіцієнт η приймається рівним 0.

В цьому випадку величини f_y і $f_c = f_{ck}$ розглядаються тільки для пружної стадії роботи відповідно сталі і бетону, як компонентів трубобетонних конструкцій. Однак залишається незрозумілим, чи можна використовувати вираз (1.38) для розрахунку за межами пружної стадії роботи, тобто коли в розрахунках необхідно використовувати тимчасовий опір f_u для сталі і для опору бетону стисненого сталевую оболонкою f_{cc} [208].

Ця методика експериментально перевірена при випробуванні квадратного і восьмигранного трубобетонних елементів [33].

Несуча здатність за стійкістю при дії осьового стиску визначається з виразу:

$$N_{st} = \varphi_{st} N_0, \quad (1.39)$$

де φ_{st} – коефіцієнт поздовжнього згину, величина якого залежить від кількості n граней сталеві оболонки трубобетонного елемента, характеристик використовуваних матеріалів, а також гнучкості λ_{sc} і згинальної жорсткості трубобетонних перерізу:

$$E_{sc}I_{sc} = E_cI_c + E_sI_s, \quad (1.40)$$

1.4. Порівняння методик розрахунку гнучкості сталобетонних елементів

Велика частина проведених досліджень напруженого стану сталобетонних стрижнів присвячена вивченню пружної роботи. Зовсім небагато робіт при дослідженні стійкості складових стрижнів розглядають пружно-пластичні властивості матеріалів.

Після аналізу експериментальних і теоретичних досліджень, проведених в області вивчення питань стійкості сталобетонних елементів [9, 16, 22, 34, 40, 60, 76, 116, 118, 130, 153-158,], були відзначені роботи, які найбільш наближено відповідають вивченню питання стійкості сталобетонних елементів з урахуванням залежності коефіцієнта поздовжнього згину від гнучкості елемента. Визначення коефіцієнта поздовжнього згину безпосередньо залежить від гнучкості елемента. Тому для побудови залежності $\varphi - \lambda$ точність розрахунку наведеної гнучкості має важливе значення.

Школою Санжаровського Р.С. [76] проводилися експерименти над позацентрово-стиснутими трубобетонними стрижнями з метою виявлення їх роботи від початкових стадій завантаження до моменту переходу в перший розрахунковий граничний стан за стійкістю другого роду і далі, в міру зростання навантаження, до руйнування. Досліди ставилися так, щоб імітація і характеристика явища відповідали б теорії їх розрахунку.

Величина наведеної гнучкості визначається за формулою:

$$\lambda_{\text{прив}} = \frac{R}{L} \frac{1}{\sqrt{0.5 - 0.25 \frac{1}{1 + \frac{\mu \cdot n}{k}}}} \quad (1.41)$$

де L – довжина стрижня; R – радіус бетонного ядра; μ , n , k – коефіцієнти, що враховують площі поперечного перерізу, нормативні опори і деформації текучості бетонного ядра і сталеві оболонки.

Величина коефіцієнта $\varphi_{\text{вн}}$ визначається як:

$$\varphi_{\text{вн}} = \frac{P'_{\text{кр}}}{\Phi_2} \quad (1.42)$$

де $P_{\text{кр}}$ – критична сила позacentрово-стиснутих трубобетонних стрижнів. Коефіцієнт $\varphi_{\text{вн}}$ є функцією $\lambda_{\text{прив}}$ і $m_{\text{прив}}$.

Значення наведеного ексцентриситету визначається за формулою:

$$m_{\text{прив}} = \frac{e}{R} \frac{1}{0.5 - 0.25 \frac{1}{1 + \frac{\mu \cdot n}{k}}} \quad (1.43)$$

де: e – ексцентриситет прикладання стискаючої сили.

Практично оцінка стійкості трубобетонного елемента зводиться до визначення коефіцієнта поздовжнього згину. Знайдені коефіцієнти поздовжнього згину трубобетонних стрижнів слід давати у вигляді ряду кривих $\varphi - \lambda$ в залежності від марок сталей і бетонів, що поєднуються в трубобетонних стрижнях.

Існує методика розрахунку стиснутих елементів за наведеним до сталі перерізом. Цей метод розрахунку є наближеним і використовується для орієнтовної оцінки несучої здатності сталобетонних елементів. Розрахунок проводиться за виконанням умов стійкості в площині дії моментів. Методика розрахунку розглядається на прикладі стиснутих елементів із сталевих двотаврів з заповненими бетоном боковими порожнинами. Значення коефіцієнтів і розрахункові формули беруться зі СНиП II-23-81* [135].

В існуючих інженерних методах розрахунку трубобетонних елементів [139] розрахунок гнучких позacentрово-стиснутих елементів виконується за формулами аналогічними, що пропонує Санжаровський Р.С.

На основі аналізу досліджень Б.М. Броуде і ЦНІПСа Н.Ф. Скворцов [134] побудував графік залежності величини коефіцієнта φ від гнучкості наведеного перерізу, яка визначається за формулою:

$$\lambda_1 = l / r_{прив} \quad (1.44)$$

Такий підхід збігається з методикою розрахунку за наведеним до сталі перерізом.

В роботі Б.М. Броуде [16] коефіцієнт поздовжнього згину для квадратних і круглих колон діаметром 16, 30, 40 і 60 см гнучкістю $\lambda = l / d \geq 10$ визначений в залежності від характерного числа λ' :

$$\lambda' = \frac{l}{\pi} \left(\frac{\sigma_c F_c + R_y F_\delta}{E_c I_c + E_\delta I_\delta} \right)^{\frac{1}{2}}, \quad (1.45)$$

де I_c, I_δ – моменти інерції сталевго профілю і бетонного ядра; E_c, E_δ – модулі пружності бетону та сталі.

Для вивчення впливу гнучкості на роботу стислих трубобетонних елементів школою Стороженка Л.І. [136-141] були проведені експериментальні дослідження над гнучкими, центрально-стиснутими трубобетонними і залізобетонними елементами при короткочасному і тривалому навантаженнях і розроблені рекомендації для визначення коефіцієнта поздовжнього згину. З метою виявлення впливу гнучкості на граничне значення зусилля були випробувані при короткочасному навантаженні трубобетонні зразки діаметром 50 мм з гнучкістю 5, 10, 15, 20, 25, 30, 35, 40 і 50.

Результати експерименту показали, що значення коефіцієнта поздовжнього згину при гнучкості в межах 10-40, які найчастіше зустрічаються в практичних розрахунках, розташовуються на прямій лінії. Якщо прийняти прямолінійну залежність коефіцієнта поздовжнього згину від гнучкості в ме-

жах $\lambda = 10-40$, то можна рекомендувати визначати коефіцієнт поздовжнього згину залежно від гнучкості за формулою:

$$\varphi = 1.209 - 0.0209 \cdot \lambda. \quad (1.46)$$

Також були проведені експерименти на стійкість при позацентровому сти-ску. Досліди проводилися над двома серіями позацентрово-стиснутих трубобе-тонних елементів з довжиною $5.6D$; $11.1D$; $21.3D$; $49D$ (D – діаметр елемента).

Коефіцієнт поздовжнього згину пропонується обчислювати за формулою:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{12CzR_bF_{np}} \left(\frac{l_0}{r_{н.нр}} \right)^2}, \quad (1.47)$$

де N – навантаження, R_b – призмova міцність бетону, F_{np} – приведена площа поперечного перерізу, l_0 – розрахункова довжина, C – характеристика жорсткості, z – коефіцієнт, який визначається за формулою:

$$z = \frac{r_m(a+b) - Nr_m}{r_m(a+b) - Nr_m - Ne_0}, \quad (1.48)$$

де r_m – зовнішній радіус труби, e_0 – початковий ексцентриситет.

$$a = R_b A_b \beta_{ен} \quad b = R_y A_s \alpha_{ен} \quad (1.49)$$

де R_b – призмova міцність бетону; R_y – опір сталевій труби; A_b – площа поперечного перерізу бетонного ядра; A_y – площа поперечного перерізу сталевій труби; $\beta_{ен}$, $\alpha_{ен}$ – коефіцієнти, які враховують спільну роботу бетону і сталевій труби.

Значення несучої здатності гнучкого позацентрово-стиснутого трубо-бетонного елемента рекомендується визначати за формулами:

$$\begin{aligned} \text{при } a \geq 0.5 \quad N &\leq \frac{r_m}{e_0 \eta + r_m} (R_b A_b \beta_{ен} + R_y A_s \alpha_{ен}) \\ \text{при } a < 0.5 \quad N &\leq \frac{1}{\pi e_0 \eta} \left(\frac{2}{3} R_b A_b r_b k^3 \beta_{ен} + 2 R_y A_s k \alpha_{ен} \right) \end{aligned} \quad (1.50)$$

де r_b – радіус бетонного ядра, α – половина центрального кута, який обмежує стиснуту зону.

$$a = \frac{R_s A_s + N}{2R_s A_s + R_b A_b} \quad k = \frac{a}{0.05 + 0.9 \cdot a} . \quad (1.51)$$

Експериментально-теоретична оцінка стійкості стиснутих гнучких трубобетонних колон була проведена Д.А. Єрмоленком [60-61]. Як свідчать численні експериментальні дослідження, для визначення граничного навантаження гнучких стислих трубобетонних елементів слід враховувати гнучкість вже при відносній довжині, більшій ніж 10. Несуча здатність таких елементів в порівнянні з короткими виявляється на 30–80 % менше. Основу цих розробок склали результати експериментальних досліджень [17, 76]. Тому такі методики мають частковий характер і не можуть бути розповсюджені на весь спектр розмаїття геометричних параметрів трубобетонних елементів і фізико-механічних характеристик застосованих матеріалів.

Д.А. Єрмоленко запропонував методику оцінки стійкості позacentрово-стиснутих трубобетонних стрижнів з урахуванням дійсної роботи матеріалів [60]. При вирішенні задачі стійкості позacentрово-стиснутого трубобетонного стрижня, з використанням розробленого методу, в основу розрахунку було покладено енергетичний метод, згідно з яким попередньо задається форма втрати стійкості стрижня і обчислюється для нього повна потенційна енергія. При цьому, прийняття форми втрати стійкості і обчислення енергії виконуються для окремого елемента, а потім остання додається до енергії всього стрижня.

Аналіз стійкості позacentрово-стиснутих трубобетонних стрижнів залежить від згинального і осьового деформування конструкції. Тому завдання стійкості за дискретною моделлю розрахункової схеми не може бути сформульоване незалежно від аналізу напружено-деформованого стану окремого елемента.

У дослідженнях Е.Д. Чихладзе [180] були визначені значення критичних напружень в залежності від співвідношення l/d і знайдені коефіцієнти поздовжнього згину. Величина критичного навантаження тонкостінного круглого стрижня, заповненого бетоном, визначається за формулою:

$$F_{кр} = \frac{\pi^2 TJ}{l^2}, \quad (1.52)$$

де l – довжина стрижня; TJ – змінна жорсткість трубобетонного стрижня.

$$TJ = E_{\delta} \int_{\omega_{\delta}} z^2 d\omega_{\delta} + E_1 \int_{\omega_1} z^2 d\omega_1 + E \int_{\omega_2} z^2 d\omega_2, \quad (1.53)$$

де ω_{δ} – площа перерізу стиснутої зони бетону з модулем E_{δ} ; ω_1 – площа перерізу стиснутої зони труби з модулем E_1 ; ω_2 – площа перерізу розтягнутої частини труби з модулем пружності E ; z – відстань від нейтральної вісі до центра ваги даної зони перерізу.

У пружній стадії модулі однакові на випуклій та ввігнутій стороні стрижня, а нейтральна вісь проходить через центр ваги перерізу. При роботі елемента в зоні пластичних деформацій нейтральна вісь буде зміщуватися відносно центра ваги перерізу, при цьому на увігнутій стороні модуль буде змінним, залежним від напруження в оболонці, а на випуклій – постійним, внаслідок розвантаження напружень.

Коефіцієнт поздовжнього згину визначається за формулою:

$$\varphi = F_{кр} / F_{нч}, \quad (1.54)$$

де $F_{кр}$ – критична сила центрально-стиснутого стрижня; $F_{нч}$ – сила, знайдена з умовної міцності центрально-стиснутого стрижня.

1.5. Аналіз методів та засобів визначення деформацій всередині бетону

З метою запобігання аварій промислових та житлових будівельних конструкцій потрібно контролювати діючі навантаження. Для цього використовують датчики для вимірювання деформацій і напружень, що розташовуються на поверхні та у товщі будівельних конструкцій, що дозволяють визначити момент наближення параметрів та стану конструкцій до небезпечних меж.

Для вимірювання деформацій всередині досліджуваного об'єкта, а також напружень в конструкціях з твердіючих матеріалів застосовуються гли-

бинні гідроізолювані датчики, в яких тензорешітка укладена в масивну оболонку з гідроізолюючого матеріалу (різні полімерні матеріали та компаунди). Відомі також конструкції глибинних датчиків, в яких тензорешітки наклеєні на чутливий пружний елемент, укладений в захисну металеву оболонку циліндричної форми. У всіх випадках для зменшення впливу поля деформацій і напружень від присутності датчика як чужорідного тіла необхідне дотримання ряду вимог до орієнтації, форми і відносної жорсткості датчика. При вимірах всередині елементів з анізотропних матеріалів (бетон) довжина для датчика деформацій та діаметр для датчиків напруження повинні в 2 рази перевищувати розмір крупного заповнювача.

Експериментальні методи визначення напружень в елементах конструкцій поділяють на методи, призначені для визначення: напружень в моделях, лабораторних зразках і натурних експериментальних конструкціях в дослідницьких цілях; рівня напруженого стану в конструкціях об'єктів з метою оцінки експлуатаційної надійності.

Метод тензометрії полягає у визначенні напруженого стану за рахунок виміру деформацій, постійних пружності і деформативності бетону з подальшим обчисленням напружень. Завдяки простоті, дешевизні і високій якості тензорезисторів, що випускаються промисловістю, цей метод знайшов широке застосування в практиці експериментальних досліджень будівельних конструкцій, в тому числі і комбінованих.

Техніці і технології тензометрії елементів будівельних конструкцій присвячено багато наукових праць, в числі яких більш пізні [18-20, 23, 42, 65, 85, 123, 128, 160, 186]. Виміряні деформації повинні з достатньою ймовірністю давати уяву про усереднені значення деформацій, що відповідають прийнятій моделі. Вимірюючи деформації на малих базах (база тензорезисторів приймається в межах від 5 мм до 100 мм, а для механічних тензометрів може бути збільшена до 1000 мм), отримуємо інформацію про деформації локальних зон. На цю обставину звертають увагу І.Н. Ахвердов, А.Е. Смольський, В.В. Скочеляс в монографії [1].

В роботі [160] автори роблять припущення, що результати випробування бетону в зразках традиційних розмірів не можна вважати достовірними для партії виробів через високу неоднорідність бетону, що ускладнює вивчення його деформацій тензометричним способом. У зв'язку з цим використання закономірностей механіки суцільного середовища, отриманих на підставі експериментального вивчення деформацій, для оцінки напруженого стану такого середовища, як бетон, може привести до сумнівних результатів. Вихід зі становища полягає у застосуванні методу фізичного моделювання бетону в поєднанні з математичним моделюванням виявлених експериментально закономірностей, тобто знаходженням аналітичної форми для їх вираження.

Інший шлях визначення напружень по виміряним деформаціям полягає в використанні апарату нелінійної теорії в'язкопружності і реального фізичного закону деформування бетону. Теоретичні основи такого шляху з різними підходами розроблені в працях С.В. Олександрівського, Н.Х. Арутюняна, В.М. Бондаренка, О.О. Гвоздева, П.І. Васильєва, І.Е. Прокоповича, І.І. Улицького та інших дослідників. Спроба проведення експериментального аналізу напруженого стану при пружно-пластичній деформації зроблена в роботах [18-20, 65, 85].

Щоб скористатися таким розрахунковим апаратом для визначення напружень, необхідно, крім вимірювання повної деформації, мати відомості про значення модуля деформації і коефіцієнта Пуассона бетону в момент завантаження і про закон зміни цих величин в часі під дією навантаження. Методи, регламентовані ДСТУ Б В.2.7-217:2009, дозволяють з певною похибкою знайти середнє значення модуля деформацій бетону, а для обчислення напружень в перерізах з довільною епюрою напружень треба знати значення модуля деформацій в окремих точках перерізу.

Стрімкий розвиток технологій у сфері вимірювальних приладів на сьогоднішній день дає змогу більш детально вивчити розвиток деформацій в будівельних конструкціях. Промисловість випускає тензорезисторні датчики для вимірювання напруження і деформацій не тільки на поверхні бетонних та

металевих конструкцій, але й в товщі бетонних конструкцій і гірських порід. Деякі різновиди тензорезисторних датчиків представлені на рис. 1.2.

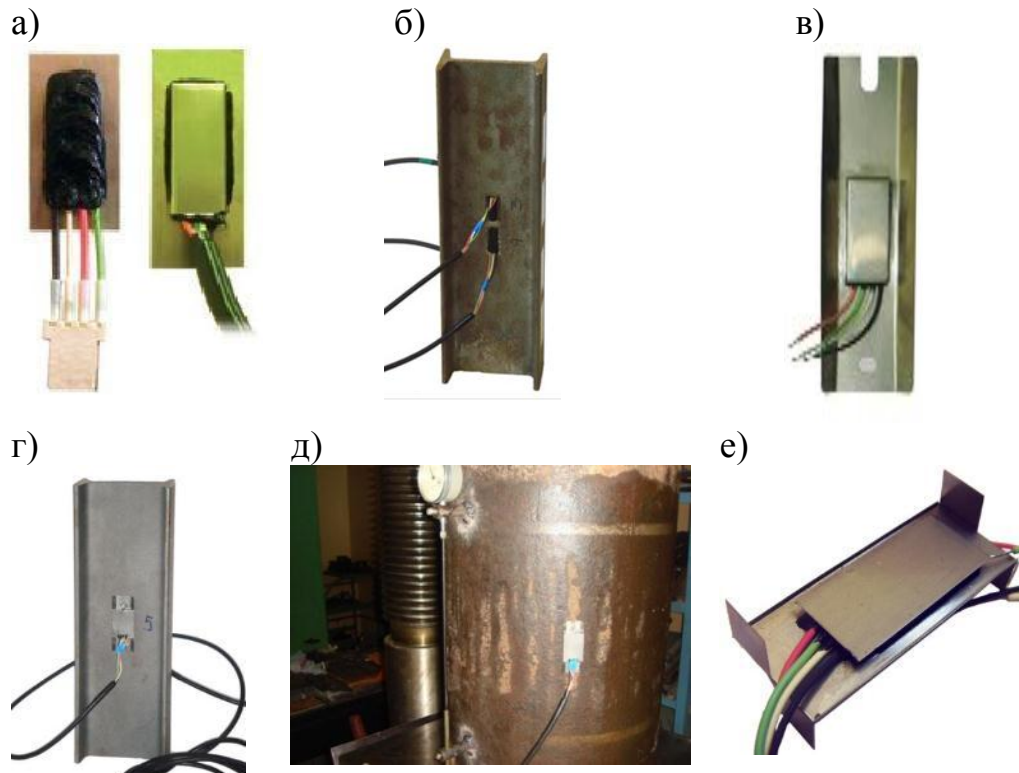


Рис. 1.2. Загальний вигляд датчиків деформацій: а - приварювальний датчик деформацій, б - установка приварювального датчика деформації на двотавр № 10, в - зйомний датчик деформації, г - установка зйомного датчика деформації на двотавр № 10, д - перевірка вимірювального каналу на реальній будівельній конструкції, е – закладний датчик деформації

На сьогоднішній день зарубіжні компанії пропонують сучасні закладні тензодатчики деформацій, які призначенні для виміру деформацій всередині бетону (рис. 1.3).



Рис. 1.3. Закладні тензодатчики деформацій: а – тензорезистори серії КМ-30-120-Н1, б – датчик деформацій в бетоні BS-25АТ/ВТ, в – датчик деформацій в бетоні BS-8FT (малогабаритний)

Представлені датчики призначені для установки в будівельний розчин або бетон для вимірювання деформації, що виникає всередині бетону з порівняно великою часткою заповнювачів. Поверхня тензорезисторів оброблена спеціальним чином для забезпечення зчеплення в розчині або схожих структурах. Вони також забезпечують вологозахищеність та модуль пружності відповідно до призначення. Так як дані датчики мають функцію вимірювання температури, з їх допомогою можна одночасно вимірювати температуру і деформацію.

Одним з різновидів датчиків деформацій є струнний закладний тензометр (рис. 1.4). Він є найбільш поширеним, надійним і довговічним датчиком для вимірювання деформацій і напружень в конструкціях. Тензометр призначений для установки всередині бетону. Основна сфера застосування закладних тензометрів – вимір деформації в бетонних і залізобетонних конструкціях будівель, інженерних і гідротехнічних споруд, мостів та вишок.

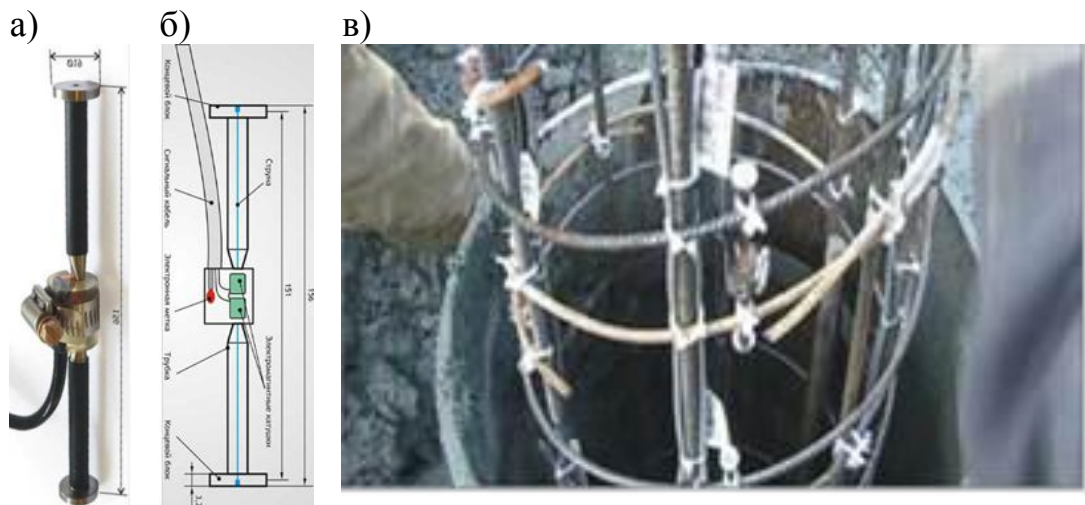


Рис 1.4. Закладний струнний тензометр: а – загальний вигляд, б – принципова схема, в – спосіб встановлення

1.6. Висновки за розділом 1 і завдання досліджень

Вивчення нових напрямків в області вдосконалення будівельних конструкцій показало, що одним з перспективних методів є використання зовнішнього листового армування, яке одночасно виконує силові, захисні, ізоляційні, технологічні функції. Практика застосування сталобетонних конструкцій го-

ворить про їх конкурентоспроможність в порівнянні з традиційними залізобетонними. Побудова методики розрахунку сталобетонних колон за несучою здатністю має базуватися на врахуванні особливостей деформування бетону і сталевий обійми та їх контактної взаємодії. Оцінку напружено-деформованого стану сталобетонних колон доцільно проводити з використанням методу скінченних різниць, який дозволяє з достатньою точністю і з найменшими витратами машинного часу проводити розрахунок задач такого класу.

Метою роботи є дослідження напружено-деформованого стану коротких та гнучких сталобетонних колон різного поперечного перерізу при позацентровому стиску, а також розробка математичної моделі для визначення їх несучої здатності, що враховує основні особливості напружено-деформованого стану бетонного ядра і сталевий оболонки, довжину елементів, геометрію поперечних перерізів, ексцентричність зовнішнього навантаження та фізико-механічні властивості матеріалів.

Огляд досліджень конструкцій із зовнішнім армуванням, міцності і деформативності бетону в умовах складного напруженого стану, дозволяє сформулювати завдання цієї роботи наступним чином:

- вивчити роботу коротких та гнучких сталобетонних колон різного поперечного перерізу при позацентровому стиску;
- обґрунтувати ефективність застосування запропонованої моделі глибинного датчика;
- за допомогою метода глибинної тензометрії провести експериментальні дослідження та встановити характер розвитку відносних деформацій всередині бетонного ядра в процесі завантаження зразків;
- розробити математичну модель для визначення несучої здатності сталобетонних колон різного поперечного перерізу, що враховує основні особливості їх напружено-деформованого стану;
- порівняти отримані результати з теоретичними і експериментальними даними вітчизняних і зарубіжних дослідників;
- впровадити результати досліджень у практику проектування та будівництва.

РОЗДІЛ 2

НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН СТАЛЕБЕТОННИХ КОЛОН

2.1. Основні теоретичні передумови

Виходячи з умов подальшого проведення експерименту були прийняті наступні передумови для визначення напружено-деформованого стану сталевих колон:

1. Зв'язок між напруженнями і деформаціями для всіх матеріалів записується в формі узагальненого закону Гука, але зі змінними величинами модулів деформації і коефіцієнтів поперечних деформацій.
2. При розгляді напружено-деформованого стану сталевих елементів напрямки їх геометричних вісей симетрії вважаються співпадаючими з напрямками нормалей головних площадок для всіх етапів завантаження, включаючи граничний стан.
3. При передачі осового стискаючого зусилля на бетон і сталеву оболонку передбачається спільна їх робота аж до настання граничного стану.
4. У граничному стані бетонне ядро і зовнішня оболонка знаходяться в об'ємно напруженому стані.
5. Після настання текучості значення величини інтенсивності напружень в сталевій оболонці вважаються постійними і рівними напруженням в момент настання пластичного стану. При цьому сталь оболонки підпорядковується умові початку пластичності Губера-Мізеса-Генки.

2.2. Оцінка напружено-деформованого стану сталевих колон

Вдалим прикладом застосування чисельних методів є методика оцінювання напружено-деформованого стану сталевих елементів, що розроблена Е.Д. Чихладзе [165]. Розглянуто короткий брус, що складається з бетонного ядра та металевої тонкостінної оболонки прямокутного поперечного перерізу. Зовнішнє поздовжнє навантаження прикладене до бетону і сталі одночасно й рівномірно. Ядро та обійма в поздовжньому напрямку працюють

спільно без відриву й прослизання. Для аналізу із бруса виділяється елемент одиничної довжини. Розрахункові схеми обойми і ядра виділеного елемента показані на рисунку 2.1.

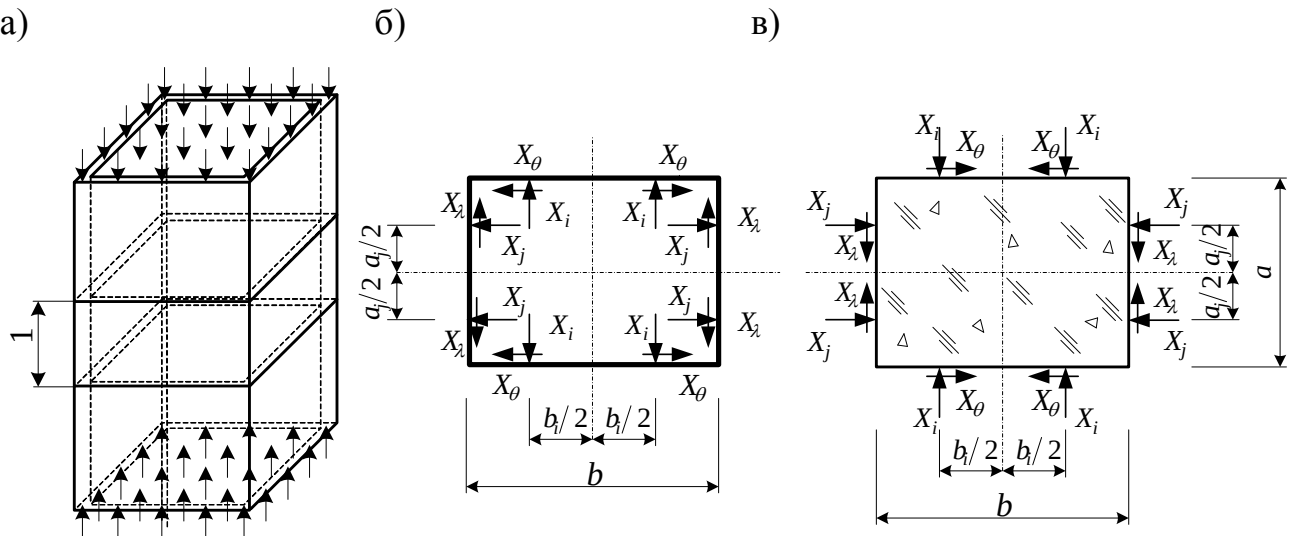


Рис. 2.1. Схема впливу на сталобетонний елемент при центральному стиску (а), розрахункові схеми обойми (б) та ядра (в)

За невідомі приймаються нормальні X_i , X_j і дотичні X_λ , X_θ контактні сили. Вважається, що матеріал обойми має властивості ідеальної пружнопластичності. Залежність між напруженнями та деформаціями в бетоні приймається у формі закону Гука. При цьому параметри деформування: січний модуль деформацій $\tilde{E}$ бетону при стиску (розтяганні) і коефіцієнт поперечних деформацій $\tilde{\nu}$ приймаються в наступному вигляді:

$$\tilde{E}(\sigma_0, S_I) = 9K(\sigma_0, S_I)G(S_I) / [G(S_I) + 3K(\sigma_0, S_I)]; \quad (2.1)$$

$$\tilde{\nu}(\sigma_0, S_I) = [3K(\sigma_0, S_I) - 2G(S_I)] / [2(G(S_I) + 3K(\sigma_0, S_I))]; \quad (2.2)$$

де σ_0 – середнє напруження, $\sigma_0 = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_2)$; K – січний модуль відносних об'ємних деформацій, G – січний модуль зсуву.

Сили взаємодії між ядром і обоймою знайдено з умови рівності переміщень на границі контакту із системи рівнянь:

$$A \cdot \vec{X} = -\vec{H}. \quad (2.3)$$

Елементи $(\delta_{ki} - \delta_{ki}^*)$, $(\delta_{kj} - \delta_{kj}^*)$, $(\delta_{k\theta} - \delta_{k\theta}^*)$, $(\delta_{k\lambda} - \delta_{k\lambda}^*)$ матриці A являють собою різниці поперечних переміщень точок k обойми і ядра від одиничних сил i, j, θ, λ ; елементи $(\Delta_{kp} - \Delta_{kp}^*)$ матриці стовпця H – відповідно різниці поперечних переміщень обойми і ядра від зовнішніх поздовжніх зусиль. Прикладаючи по черзі одиничні сили, будуються епюри моментів і поздовжніх сил та знаходяться переміщення кожної точки обойми з урахуванням жорсткості [15, 62, 75].

Поперечні переміщення δ_{ki} , δ_{kj} , $\delta_{k\theta}$, $\delta_{k\lambda}$ визначаються для обойми одиничної довжини в замкнутому вигляді. Для знаходження поперечних переміщень δ_{ki}^* , δ_{kj}^* , $\delta_{k\theta}^*$, $\delta_{k\lambda}^*$ у бетонному ядрі від одиничних сил X_i , X_j , X_λ , X_θ вирішується в різницевій формі диференціальне рівняння плоскої задачі теорії пружності зі змінними по полю параметрами деформування $\tilde{E}$ й $\tilde{\nu}$. Виділений з бетонного ядра елемент одиничної довжини працює в умовах плоскої деформації. Складається диференціальне рівняння плоскої задачі теорії пружності зі змінними по полю параметрами:

$$\begin{aligned} & \frac{\partial^2}{\partial y^2} \left[\frac{(1 - \tilde{\nu}^2)}{\tilde{E}} \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} - \frac{\tilde{\nu}(1 + \tilde{\nu})}{\tilde{E}} \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} \right] + \\ & + \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left[\frac{(1 - \tilde{\nu}^2)}{\tilde{E}} \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} - \frac{\tilde{\nu}(1 + \tilde{\nu})}{\tilde{E}} \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} \right] + \frac{\partial^2}{\partial x \partial y} \left[\frac{2(1 - \tilde{\nu})}{\tilde{E}} \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x \partial y} \right] = 0. \end{aligned} \quad (2.4)$$

Як чисельний метод рішення використовується метод скінченних різниць (МСР) [79]. Запропоноване рішення реалізують чисельно при кроковому навантаженні сталобетонного елемента. Лінеаризацію здійснюють у процесі послідовних наближень, змінними параметрами якого є січний модуль деформації бетону $\tilde{E}_{II}$ (2.1) і коефіцієнт поперечної деформації $\tilde{\nu}_{II}$ (2.2) у кожній точці скінченно-різницевої сітки. Процес послідовних наближень продовжують до досягнення задовільного збігу контактних сил X_i , X_j , X_λ , X_θ .

Граничні поздовжні напруження $\bar{\sigma}_{c1}$ в бетонному ядрі обчислюються з використанням критерію міцності О.В. Яшина, а в сталевому листі $\bar{\sigma}_{s1}$ – енергетичного критерію пластичності Мізеса:

$$\bar{\sigma}_1 = \bar{\sigma}_1 + f_{cd} \frac{I}{10^{(I-1)}}; \quad \bar{\sigma}_{s1} = \frac{f_y}{\sqrt{1 + \eta_s^2 - \eta_s}}, \quad (2.5)$$

де η_s – відношення поперечного напруження σ_{s2} до поздовжнього σ_{s1} .

Несуча здатність центрально-стиснутого сталобетонного елемента:

$$N = \sum_{n=1}^{\beta} \bar{\sigma}_{c1n} A_{cn} + \sum_{m=1}^{\gamma} \bar{\sigma}_{s1m} A_{sm}, \quad (2.6)$$

де β – число елементів бетонного ядра; γ – число елементів обойми.

У випадку позacentрового стиску [165] елемент зазнає змушену деформацію $\varepsilon_z = k \cdot x$ (рис. 2.2), де k – кривизна нейтрального шару; x – відстань від нейтрального шару до розглянутого волокна. У розтягнутій зоні можливе виникнення тріщин, нормальних до поздовжньої осі елемента. Критерієм утворення тріщин для конкретного виду напруженого стану є досягнення у волокнах бетону граничних напружень. Після утворення тріщин у напрямку дії максимальних розтягуючих напружень у перпендикулярних напрямках смуги бетону працюють без тріщин.

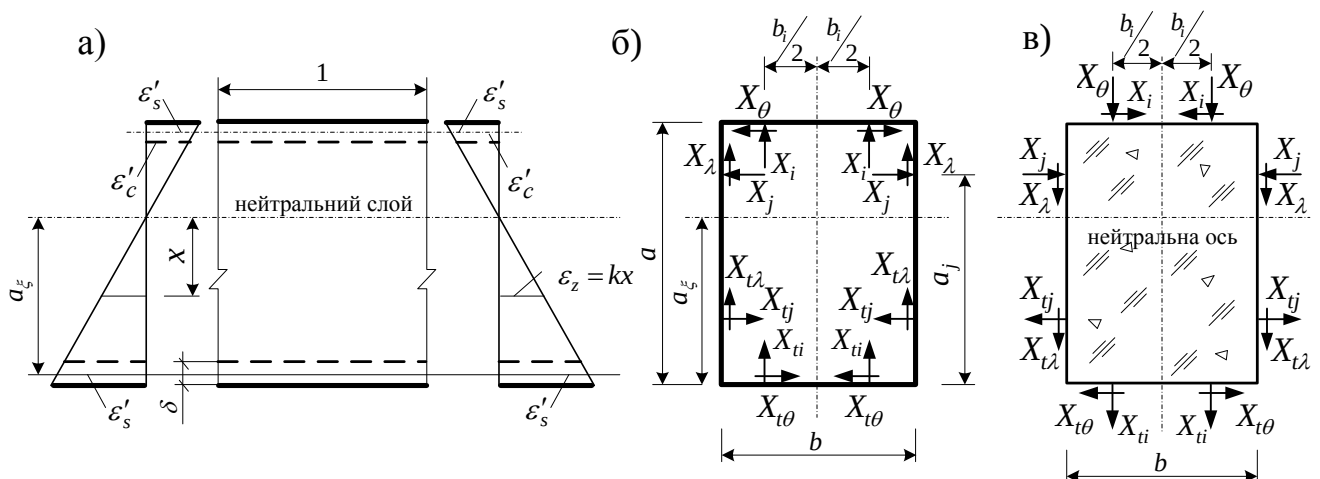


Рис. 2.2. Схема впливу на сталобетонний елемент при позacentровому стиску (а), розрахункові схеми обойми (б) і ядра (в)

За невідомі приймаються нормальні X_i, X_j, X_{ti}, X_{tj} і дотичні $X_\lambda, X_\theta, X_{t\lambda}, X_{t\theta}$ контактні сили в стиснутій і розтягнутій зонах перерізу. Вважається, що матеріал обойми має властивості ідеальної пружнопластичності. Для опису процесу деформування бетону в умовах тривісного напруженого стану використовується підхід, викладений в [122], де бетон приводиться до ізотропного матеріалу зі змінними параметрами деформування $\tilde{E}$ та $\tilde{\nu}$ (2.1) і (2.2).

Сили взаємодії між ядром і обоймою знаходяться, як і раніше, див. (2.3), з умови рівності переміщень на межі контакту із системи рівнянь:

$$A \cdot \vec{X} = -\vec{H}.$$

Для знаходження поперечних переміщень у бетонному ядрі від одиничних сил $X_i, X_j, X_{ti}, X_{tj}, X_\lambda, X_\theta, X_{t\lambda}, X_{t\theta}$ використовується диференціальне рівняння (2.4).

При позацентровому стиску поперечні переміщення обойми $\Delta_{kc}^x, \Delta_{kc}^y$ від заданих поздовжніх зсувів визначаються за формулою:

$$\Delta_{kc}^x = \frac{\nu_s x^2}{2} k; \quad \Delta_{kc}^y = \frac{\nu_s xy}{2} k. \quad (2.7)$$

Поперечні переміщення в ядрі від заданих деформацій $\varepsilon_z = k \cdot x$ знаходять в результаті наближеного рішення просторової задачі теорії пружності для призматичного тіла одиничної довжини. Цій задачі відповідає наступна система напружень: $\sigma_z = x \cdot k \cdot \tilde{E}, \sigma_x = \sigma_y = \tau_{zx} = \tau_{xy} = \tau_{yz} = 0$. Підставивши ці значення в закон Гука, виразимо деформації через рівняння Коші. Проінтегрувавши отримані диференціальні залежності, одержимо наступні формули для визначення поперечних переміщень у ядрі:

$$u = \Delta_{kc}^{*x} = \int_0^{l_1} \tilde{\nu} \cdot x \cdot k \cdot dx, \quad v = \Delta_{kc}^{*y} = \int_0^{l_2} \tilde{\nu} \cdot x \cdot k \cdot dx, \quad (2.8)$$

де l_1, l_2 – ордината й абсциса точки, у якій визначається переміщення.

Лінеаризація нелінійної сторони задачі здійснюється в процесі послідовних наближень, змінними параметрами якого є січний модуль деформації бетону $\tilde{E}_{IJ}$ (2.1) і коефіцієнт поперечної деформації $\tilde{\nu}_{IJ}$ (2.2) у кожній точці скінченно-різницевої сітки. При рішенні системи (2.3) передбачена процедура виключення контактних сил, що перевищують сили зчеплення між бетоном і обоймою. Граничні сили зчеплення визначаються експериментально при видавлюванні бетонного ядра з металевої обойми [166]. Процес послідовних наближень на кожному кроці триває до досягнення задовільної збіжності по величинах модулів деформації. Знаючи контактні сили, знаходимо положення головних площадок, головні напруження в бетоні й сталі.

Згинальний момент у перерізі:

$$M = \sum_{n=1}^{\beta} \sigma_{c1n} A_{cn} x_n + \sum_{m=1}^{\gamma} \sigma_{ct1m} A_{cm} x_m + \sum_{f=1}^h \sigma_{s1f} A_{sf} x_f + \sum_{p=1}^r \sigma_{s1p} A_{sp} x_p, \quad (2.9)$$

де $\sigma_{c1} = \varepsilon_{c1} E_c + \nu_c (\sigma_{c2} + \sigma_{c3})$; $\sigma_{s1} = \varepsilon_{s1} E_s + \nu_s \sigma_{s2}$; β , h – кількість в позовжньому напрямку елементів відповідно бетонного ядра й обойми; γ , r – кількість розтягнутих у позовжньому напрямку елементів ядра й обойми; A_c , A_s – площа елементів бетонного ядра й обойми; x_n , x_m , x_f , x_p – відстань від елементів бетонного ядра й обойми до осі, яка проходить через центр ваги перерізу елемента.

Положення нейтральної лінії визначається в процесі послідовних наближень для кожного деформованого стану з умови рівноваги по формулі:

$$N = \sum_{n=1}^{\beta} \sigma_{c1n} A_{cn} + \sum_{m=1}^{\gamma} \sigma_{ct1m} A_{cm} + \sum_{f=1}^h \sigma_{s1f} A_{sf} + \sum_{p=1}^r \sigma_{s1p} A_{sp}. \quad (2.9)$$

Залежно від величини позовжньої сили нейтральна лінія може бути розташована як у межах перерізу, так і за його межами. Критерієм граничного стану є досягнення в розтягнутій зоні металом обойми стану текучості.

В роботі [163] під керівництвом Е.Д. Чихладзе розроблено методику оцінювання напружено-деформованого стану циліндричної колони, що знає дії рівномірно розподіленого навантаження інтенсивністю q і власної ваги (рис. 2.3, а). Для розв'язання поставленої задачі розкривається контакт між бетонним ядром і сталеву обіймою. В якості невідомих приймаються сили контактної взаємодії в радіальному напрямку X_i та у вертикальному напрямку Y_i . Для їх визначення в кожному перерізі використовується умова рівності переміщень на границі контакту:

$$\begin{aligned} X_i(\delta_c - \delta_s) - (u_{r,c} - u_{r,s}) &= 0 \\ Y_i(\delta_c^v - \delta_s^v) - (u_{z,c} - u_{z,s}) &= 0, \end{aligned} \quad (2.10)$$

де $u_{r,c}, u_{r,s}$ - радіальні переміщення на границі контакту від вертикального навантаження відповідно в бетонному ядрі та сталевій обіймі; $u_{z,c}, u_{z,s}$ - вертикальні переміщення на границі контакту від вертикального навантаження, відповідно, в бетонному ядрі та сталевій обіймі; $(\delta_c - \delta_s)$ - різниця переміщень у радіальному напрямку точок ядра і обійми на границі контакту від одиничної сили $\bar{X}_i = 1$; $(\delta_c^v - \delta_s^v)$ - різниця переміщень у вертикальному напрямку точок ядра і обійми на границі контакту від одиничної сили $\bar{Y}_i = 1$.

Для визначення коефіцієнтів і вільних членів рівнянь (2.10) розв'язуються окремо задачі визначення НДС для бетонного ядра (рис. 2.3, б) і сталеві обійми (рис. 2.3, в).

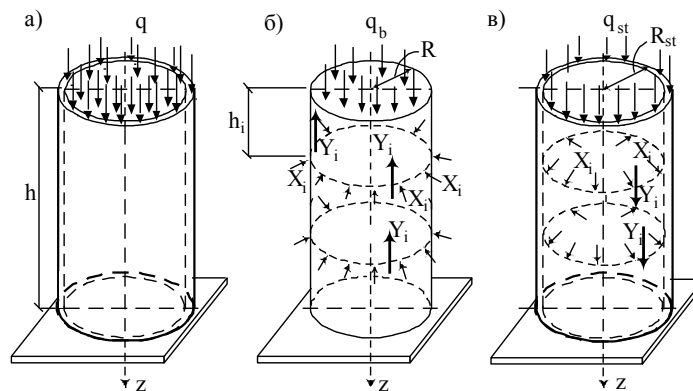


Рис. 2.3. Розрахункова схема консольної сталобетонної колони: а – колона; б – бетонне ядро радіуса R_c ; в – сталеві обійми зовнішнього радіуса R_s

Для розв'язання даної задачі вводиться різницева сітка на прямокутній області $0 \leq r \leq R_c$, $0 \leq z \leq h$. Переміщення у вузлах сітки $u_r(i, j)$ та $u_z(i, j)$, $i = 1, nz$; $j = 1, nr$ є невідомими. Таким чином, отримано систему лінійних алгебраїчних рівнянь розмірності $2 \times nz \times nr$.

При дії одиничної радіальної сили рівняння рівноваги для бетонного ядра та сталевий обійми мають наступний вигляд:

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0, \quad \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = 0. \quad (2.11)$$

Переміщення від одиничного навантаження визначаються аналітично:

$$\delta_c = \frac{(1-\nu)}{E} R_c, \quad \delta_s = \left(\frac{R_c^2}{R_s^2 - R_c^2} \right) E \left[(1-\nu) R_c + (1+\nu) \frac{R_s^2}{R_c} \right]. \quad (2.12)$$

Знаючи переміщення у вузлах, обчислюються напруження $\sigma_r(i, j)$, $\sigma_\theta(i, j)$, $\sigma_z(i, j)$ і $\tau_{rz}(i, j)$. До отриманого значення радіального напруження $\sigma_r(i, j)$ додається контактна сила X_i , отримана згідно з (2.10), до напруження $\sigma_z(i, j)$ додається контактна сила Y_i . Таким чином, отримано значення переміщень і напружень при деяких значеннях модуля пружності E і коефіцієнта Пуассона ν бетону, які на початковому кроці приймаються заданими.

Знаючи співвідношення напружень $\sigma_r(i, j)$, $\sigma_\theta(i, j)$, $\sigma_z(i, j)$, можна визначити E, ν і граничні напруження $\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2, \bar{\sigma}_3$, що відповідають даному рівню напруженого стану. Отримані значення порівнюються з результатами на попередній ітерації, і процес повторюється доти, доки не отримують збіжності із заданим ступенем точності.

Таким чином, авторам вдалося розв'язати просторову задачу пружності зі змінними параметрами модуля пружності та коефіцієнта Пуассона. При цьому одержано аналітичне розв'язання, яке дозволяє використовувати ПЕОМ. Алгоритм програми розрахунку сталобетонних елементів наведено у додатку Ж.

2.3. Розрахунок сталобетонних елементів за місцевою стійкістю стінки колони

Внаслідок різниці коефіцієнтів Пуассона металевої обойми і бетонного ядра, на початкових етапах навантаження, металева обойма, відшаровуючись від бетонного ядра, може втратити місцеву стійкість. Настання даного граничного стану можливо тільки до моменту контакту бетонного ядра з металевою обоймою. Після настання контакту втрата місцевої стійкості не можлива.

Контакт між металевою обоймою і бетонним ядром відбувається через вирівнювання, а згодом і перевищення, коефіцієнта Пуассона бетону над коефіцієнтом Пуассона сталі, внаслідок розвитку процесів мікротріщиноутворення в бетонному ядрі при зростаючому рівні напруженого стану [8, 21, 100].

Виділимо зі сталобетонної конструкції характерний елемент довжиною l . Розглянемо розрахункову схему, наведену на рис. 2.4.

Так як навантаження передається одночасно на сталеву обойму і бетон (рис. 2.9), то умова рівноваги матиме вигляд:

$$N_s + N_c = F. \quad (2.13)$$

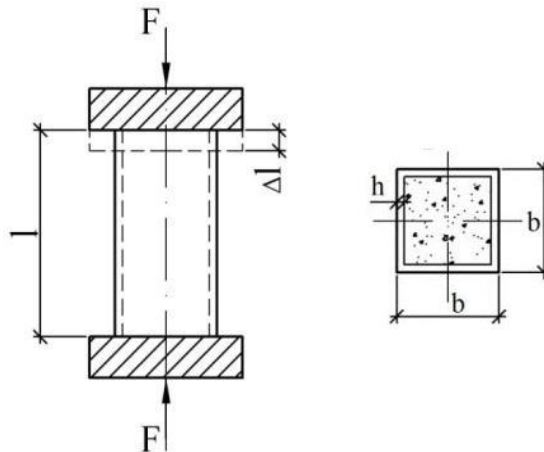


Рис. 2.4. Розрахункова схема конструкції при розрахунку на наступ першого граничного стану

Згідно рис. 2.4, умова спільності деформацій матиме вигляд:

$$\Delta l_s = \Delta l_c, \quad \frac{N_s l}{E_s A_s} = \frac{N_c l}{E_c A_c} \quad (2.14)$$

Площа перерізу металевої обойми (2.15) і бетонного ядра (2.16) дорівнюють:

$$A_s = 2bh + 2(b - 2h)h = 4h(b - 2h), \quad (2.15)$$

$$A_c = (b - 2h)^2. \quad (2.16)$$

Підставивши (2.15) і (2.16) у (2.14) отримаємо:

$$N_c = N_s \frac{E_c(b - 2h)}{4hE_s}. \quad (2.17)$$

Зміна розмірів при поперечній деформації становить: $\varepsilon'_c = \nu_c \varepsilon_c$, $\varepsilon'_s = \nu_s \varepsilon_s$. Оскільки $\varepsilon_c = \varepsilon_s$, а $\nu_c < \nu_s$, то $\varepsilon'_c < \varepsilon'_s$, то розмір поперечного перерізу бетону після деформації (рис. 2.5):

$$b'_c = b_c \cdot \varepsilon'_c = b_c \nu_c \varepsilon_c = b_c \nu_c \frac{N_c}{E_c A_c} = \frac{\nu_c N_c}{E_c} \cdot \frac{b_c}{A_c} = \frac{\nu_c N_c}{E_c} \cdot \frac{1}{b - 2h}. \quad (2.18)$$

Внутрішній розмір поперечного перерізу обойми:

$$b'_s = b_s \cdot \varepsilon'_s = b_s \nu_s \varepsilon_c = b_s \nu_s \frac{N_c}{E_c A_c} = \frac{\nu_s N_c}{E_c} \cdot \frac{1}{4h}. \quad (2.19)$$

Величина відділення бетону від сталевий обойми:

$$\frac{b'_s - b'_c}{2} = \frac{\frac{\nu_s N_s}{E_s} \cdot \frac{1}{4h} - \frac{\nu_c N_c}{E_c} \cdot \frac{1}{b - 2h}}{2} = \frac{\nu_s N_s}{E_s} \cdot \frac{1}{8h} - \frac{\nu_c N_c}{E_c} \cdot \frac{1}{2(b - 2h)}. \quad (2.20)$$

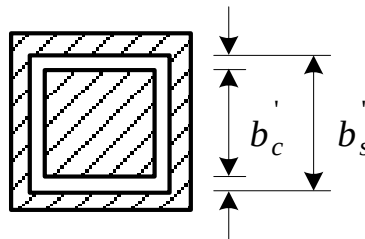


Рис. 2.5. Поперечний переріз бетону після деформації

Пластини, що складають обойму, можуть втратити стійкість. При відсутності бетонного ядра, коли стискаючі напруження ставали рівними своєму

критичному значенню, починалося б випинання, і поперечний переріз обойми викривлявся, як показано на рис. 2.6.

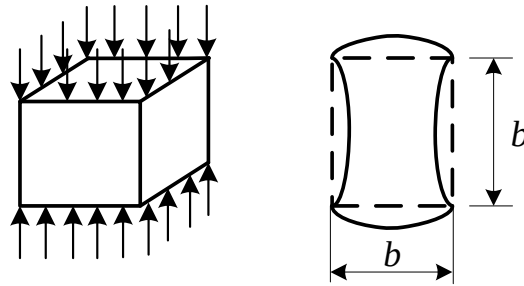


Рис. 2.6. Випинання поперечного перерізу обойми при відсутності бетонного ядра

Тоді вздовж кутів між стінками випуклої обойми не виникатиме згинальних моментів, і кожна стінка знаходитиметься в умовах стислої прямокутної пластини з вільно обпертими краями [156]. При наявності бетонного ядра деформація при випинанні буде відповідати рис. 2.7.

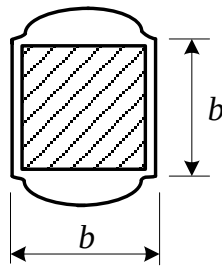


Рис. 2.7. Деформація при випинанні стінок металевої обойми

Згідно рис. 2.7, стінку обойми необхідно розглядати як стислу пластину з поздовжніми затисненими краями і шарнірними - поперечними (рис. 2.8).

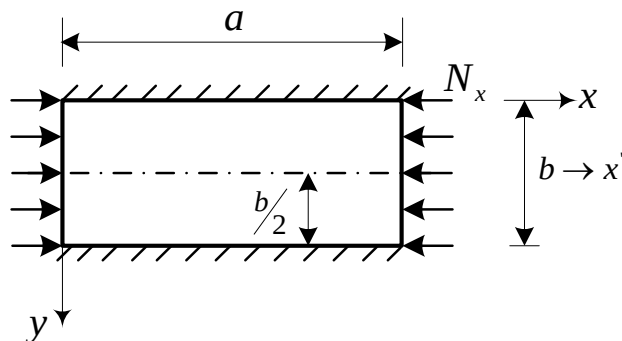


Рис. 2.8. Розрахункова схема пластини

Диференційне рівняння вигнутої поверхні пластини запишемо у вигляді:

$$\frac{\partial^4 \omega}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \omega}{\partial y^4} = -\frac{N_x}{D} \cdot \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2}. \quad (2.21)$$

Рішення рівняння знаходиться у вигляді:

$$\omega = f(y) \sin \frac{m\pi x}{a}, \quad (2.22)$$

яке задовольняє граничним умовам: $\omega = 0$ і $M_x = \left(\frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} + M \frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} \right) = 0$ при $x=0$ і $x=a$.

Підставляючи (2.22) в (2.21) і скорочуючи на $\sin (m\pi x/a)$, отримаємо:

$$\frac{\partial^4 f}{\partial y^4} - 2 \left(\frac{m\pi}{a} \right)^2 \frac{\partial^2 f}{\partial y^2} + \left[\left(\frac{m\pi}{a} \right)^2 - \frac{\sigma_x h}{D} \right] \left(\frac{m\pi}{a} \right)^2 f = 0. \quad (2.23)$$

Від рівняння (2.21) в частинних похідних переходимо до звичайного диференціального рівняння.

Введемо позначення:

$$\frac{m\pi}{a} = \lambda. \quad (2.24)$$

Складемо характеристичне рівняння:

$$K^4 - 2\lambda^2 K^2 + \left(\lambda^2 - \frac{\sigma_x h}{D} \right) \lambda^2 = 0. \quad (2.25)$$

Корені його будуть:

$$K_{1,2} = \sqrt{\lambda \left(\lambda + \sqrt{\frac{\sigma_x h}{D}} \right)}; \quad K_{3,4} = \sqrt{\lambda \left(\lambda - \sqrt{\frac{\sigma_x h}{D}} \right)}. \quad (2.26)$$

Тут має виконуватися умова:

$$\sigma_x > \lambda^2 D/h. \quad (2.27)$$

Отже, корені $K_{3,4}$ є уявними.

Вважаючи,

$$\alpha = \sqrt{\lambda \left(\lambda + \sqrt{\frac{\sigma_x h}{D}} \right)}, \quad \beta = \sqrt{\lambda \left(\sqrt{\frac{\sigma_x h}{D}} - \lambda \right)}, \quad (2.28)$$

отримаємо інтеграл рівняння (2.23) у вигляді:

$$f(y) = C_1 ch \alpha y + C_2 sh \alpha y + C_3 \cos \beta y + C_4 \sin \beta y. \quad (2.29)$$

Граничні умови мають вигляд:

$$\frac{df}{dy} = 0; \text{ при } y = 0; y = b. \quad (2.30)$$

Використовуючи ці умови, знаходимо:

$$C_1 + C_3 = 0, \alpha C_2 + \beta C_4 = 0. \quad (2.31)$$

Далі отримаємо:

$$C_1(ch(\alpha \cdot b) - \cos(\beta \cdot b) + C_2\left(sh(\alpha \cdot b) - \frac{\alpha}{\beta} \sin(\beta b)\right)) = 0, \quad (2.32)$$

$$C_1\left(sh(\alpha b) + \frac{\beta}{\alpha} \sin(\beta b)\right) + C_2(ch(\alpha b) - \cos(\beta b)) = 0. \quad (2.33)$$

Дана система має рішення за умови рівності нулю визначника системи:

$$(ch \alpha b - \cos \beta b)^2 - \left(sh \alpha b + \frac{\beta}{\alpha} \sin \beta b\right) \left(sh \alpha b - \frac{\alpha}{\beta} \sin \beta b\right) = 0. \quad (2.34)$$

З (2.28) отримаємо:

$$\alpha^2 + \beta^2 = 2\lambda \sqrt{\frac{\sigma_x h}{D}}; \quad \alpha^2 - \beta^2 = 2\lambda^2. \quad (2.35)$$

Виразивши α через β , отримаємо:

$$\beta = \alpha - \sqrt{2} \cdot \lambda. \quad (2.36)$$

Підставивши (2.36) в (2.34), отримаємо:

$$\begin{aligned} & \left(ch \alpha b - \cos((\alpha - \sqrt{2} \cdot \lambda) \cdot b)\right)^2 - \left(sh \alpha b + \frac{\alpha - \sqrt{2} \cdot \lambda}{\alpha} \sin((\alpha - \sqrt{2} \cdot \lambda)b)\right) \times \\ & \times \left(sh \alpha b - \frac{\alpha}{\alpha - \sqrt{2} \cdot \lambda} \sin(\alpha - \sqrt{2} \cdot \lambda)b\right) = 0. \end{aligned} \quad (2.37)$$

Вирішивши рівняння (2.37) щодо α і підставивши його в (2.36), отримаємо всі необхідні величини для визначення σ_x з рівняння (2.35).

Можна спростити завдання, з огляду на симетрично пружну поверхню пластини щодо осі x' (рис. 2.8).

Вираз (2.29) перепишемо у вигляді:

$$f(y) = Ach\alpha y + C \cos \beta y. \quad (2.38)$$

Граничні умови приймають вигляд:

$$f = 0; \quad \frac{df}{dy} = 0 \quad \text{при } y = \frac{b}{2}. \quad (2.39)$$

Замість рівнянь (2.32) і (2.33) отримуємо наступні:

$$\left. \begin{aligned} Ach \frac{\alpha b}{2} + C \cos \frac{\beta b}{2} &= 0 \\ A\alpha sh \frac{\alpha b}{2} - C\beta \sin \frac{\beta b}{2} &= 0 \end{aligned} \right\}. \quad (2.40)$$

Прирівнюючи нулю визначник системи (2.40), отримаємо:

$$\alpha th \frac{\alpha b}{b} + \beta tg \frac{\beta b}{2} = 0. \quad (2.41)$$

Дотримуючись Ф. Гартманна [34], введемо позначення:

$$\xi = \frac{\alpha b}{2}; \quad \eta = \frac{\beta b}{2}, \quad (2.42)$$

Тоді рівняння (2.35) приймають вигляд:

$$\sigma_x = \frac{D}{h} \frac{4}{\pi^2 b^2} \left(\frac{a}{mb} \right)^2 (\xi^2 + \eta^2)^2, \quad (2.43)$$

$$\xi^2 - \eta^2 = \frac{1}{2} \left(\frac{mb\pi}{a} \right)^2 \rightarrow \xi = \sqrt{\eta^2 + \frac{\pi^2}{2} \left(\frac{mb}{a} \right)^2}. \quad (2.44)$$

Визначаємо величини ξ та η з рівнянь (2.42) і (2.44) і за (2.43) знаходимо критичне значення σ_x .

Представимо критичне напруження, як:

$$\sigma_{ul} = K \frac{\pi^2 D}{b^2 h}, \quad (2.45)$$

де

$$K = \frac{4}{\pi^4} \left(\frac{a}{mb} \right)^2 (\xi^2 + \eta^2)^2. \quad (2.46)$$

2.4. Побудова математичної моделі на основі регресійного аналізу

З огляду на поширення сталебетонних колон в сучасному будівництві, питання дослідження їх несучої здатності та оцінки напружено-деформованого стану залишаються актуальними і сьогодні. Значні експериментальні дослідження сталебетонних елементів на стиск були проведені за кордоном Т. Yamamoto, J. Kawaguchi, S. Morino [218], С. Tang, В. Zhao, Н. Zhu, Х. Shen [214], І. Nishiyama, S. Morino, К. Sakino, Н. Nakahara [208], S.P. Schneider [212], Q.Q. Liang [203]. Експериментальними дослідженнями сталебетонних колон також займалися вітчизняні науковці Л.К. Лукша [98], Р.С. Санжаровський [76], Л.І. Стороженко [141], Д.А. Єрмоленко [60, 61], А.Л. Кришан [87-89].

Великий масив експериментальних даних щодо несучої здатності колон при різних умовах навантаження, проведених за останні десятиліття вченими різних країн, дав можливість дослідити поведінку колон методами математичної статистики. Для цього був використаний один з широко поширених статистичних методів, а саме кореляційно-регресійний аналіз [26, 67, 80]. Регресійний аналіз - один з найбільш поширених статистичних методів, що використовується для побудови математичної залежності на основі експериментальних даних. Математичні моделі представляють собою певні математичні відношення між характеристиками дослідного об'єкта та величинами, що їх обумовлюють.

В результаті аналізу експериментальних даних побудовані математичні моделі для визначення максимальної несучої здатності композитних колон різного поперечного перерізу при позацентровому стиску з випадковим ексцентриситетом. Математична модель враховує спільний вплив фізичних і геометричних характеристик колон, а саме: довжину, площу поперечного перерізу, товщину обойми, призову міцність бетону, межу текучості сталі, модулі пружності сталі і бетону. Відповідність отриманої моделі експериментальним даним, а також значимість параметрів регресії, підтверджуються критеріями Фішера і Стюдента. Математична модель дозволяє істотно скороти-

ти час на розрахунок величини несучої здатності в залежності від характеристик колон.

2.4.1. Побудова математичної моделі для сталобетонних колон круглого поперечного перерізу.

При розгляданні композитних колон круглого поперечного перерізу передбачалася побудова двох моделей: для коротких ($L/D < 4$) і довгих ($L/D \geq 4$) колон, де L , D – довжина і зовнішній діаметр колони відповідно. Однак, аналіз отриманих результатів показав, що в разі довгих колон краще окремо розглядати зразки з товщиною обойми $t < 2.5$ мм і $t \geq 2.5$ мм.

У першому випадку розглядалися тонкостінні сталобетонні колони круглого поперечного перерізу, у яких $t < 2.5$ мм, співвідношення $L/D \geq 4$, діаметр колони варіювався в межах $76 \leq D \leq 210$ мм, довжина $500 \leq L \leq 2750$ мм, межа текучості сталі $186 \leq \sigma_y \leq 490$ МПа, модуль пружності сталі $1.68 \times 10^5 \leq E_s \leq 2.17 \times 10^5$ МПа, призмova міцність бетону $10 \leq f_{c,prizm} \leq 50$ МПа, модуль пружності бетону $2.0 \times 10^4 \leq E_c \leq 3.6 \times 10^4$ МПа. За вибіркою обсягом $n = 140$ спостережень отримана модель I факторної регресії наступного вигляду:

$$\begin{aligned} \bar{N} = a_0 + a_1 \frac{D^2 E_s}{\sigma_y} + a_2 \frac{DL}{t} + a_3 D f_{c,prizm} + a_4 \left(\frac{D}{t} \right)^2 \frac{1}{E_c} = \\ 163.3128 + 0.0309 \cdot \frac{D^2 E_s}{\sigma_y} + 0.0021 \cdot \frac{DL}{t} + 0.0526 \cdot D f_{c,prizm} + 0.381 \cdot \left(\frac{D}{t} \right)^2 \frac{1}{E_c} \end{aligned} \quad (2.47)$$

У другому випадку розглядалися сталобетонні колони круглого поперечного перерізу, у яких $t \geq 2.5$ мм, співвідношення $L/D \geq 4$, діаметр колони варіювався в межах $88 \leq D \leq 267$ мм, довжина $485 \leq L \leq 4956$ мм, межа текучості сталі $200 \leq \sigma_y \leq 490$ МПа, модуль пружності сталі $1.68 \times 10^5 \leq E_s \leq 2.17 \times 10^5$ МПа, призмova міцність бетону $18,2 \leq f_{c,prizm} \leq 50$ МПа, модуль пружності бетону $2.0 \times 10^4 \leq E_c \leq 3.6 \times 10^4$ МПа. Регресійна модель II, побудована на підставі $n = 224$ спостережень, має вигляд:

$$\begin{aligned}\bar{N} &= a_0 + a_1 D E_s + a_2 (D - 2t) L \sigma_y + a_3 D^2 f_{c,prism} + a_4 \frac{(D - 2t)^2 t}{E_c} + a_5 \frac{(D - 2t)t}{\sigma_y} = \\ &= 213.5814 + 0.0291 \cdot D E_s - 4.5 \cdot 10^{-6} (D - 2t) L \sigma_y + 0.0007 \cdot D^2 f_{c,prism} + \\ &\quad + 0.2322 \cdot \frac{(D - 2t)^2 t}{E_c} - 1518.73 \cdot \frac{(D - 2t)t}{\sigma_y}\end{aligned}\quad (2.48)$$

У третьому випадку розглядалися короткі сталебетонні колони зі співвідношенням $L/D < 4$, у яких діаметр колони варіювався в межах $86 \leq D \leq 820$ мм, довжина $200 \leq L \leq 2460$ мм, межа текучості сталі $226 \leq \sigma_y \leq 490$ МПа, модуль пружності сталі $1.68 \times 10^5 \leq E_s \leq 2.17 \times 10^5$ МПа, призмova міцність бетону $18 \leq f_{c,prism} \leq 50$ МПа, модуль пружності бетону $2.0 \times 10^4 \leq E_c \leq 3.6 \times 10^4$ МПа. На основі аналізу результатів 156 експериментів рівняння регресії III приймає вигляд:

$$\begin{aligned}\bar{N} &= a_0 + a_1 D t + a_2 D^2 f_{c,prism} + a_3 L \sigma_y^2 + a_4 t^2 \sigma_y L = \\ &= -81.3206 + 0.9297 \cdot D t + 7.53 \cdot 10^{-4} D^2 f_{c,prism} + \\ &\quad + 7.75 \cdot 10^{-6} L \sigma_y^2 + 8.94 \cdot 10^{-8} t^2 \sigma_y L.\end{aligned}\quad (2.49)$$

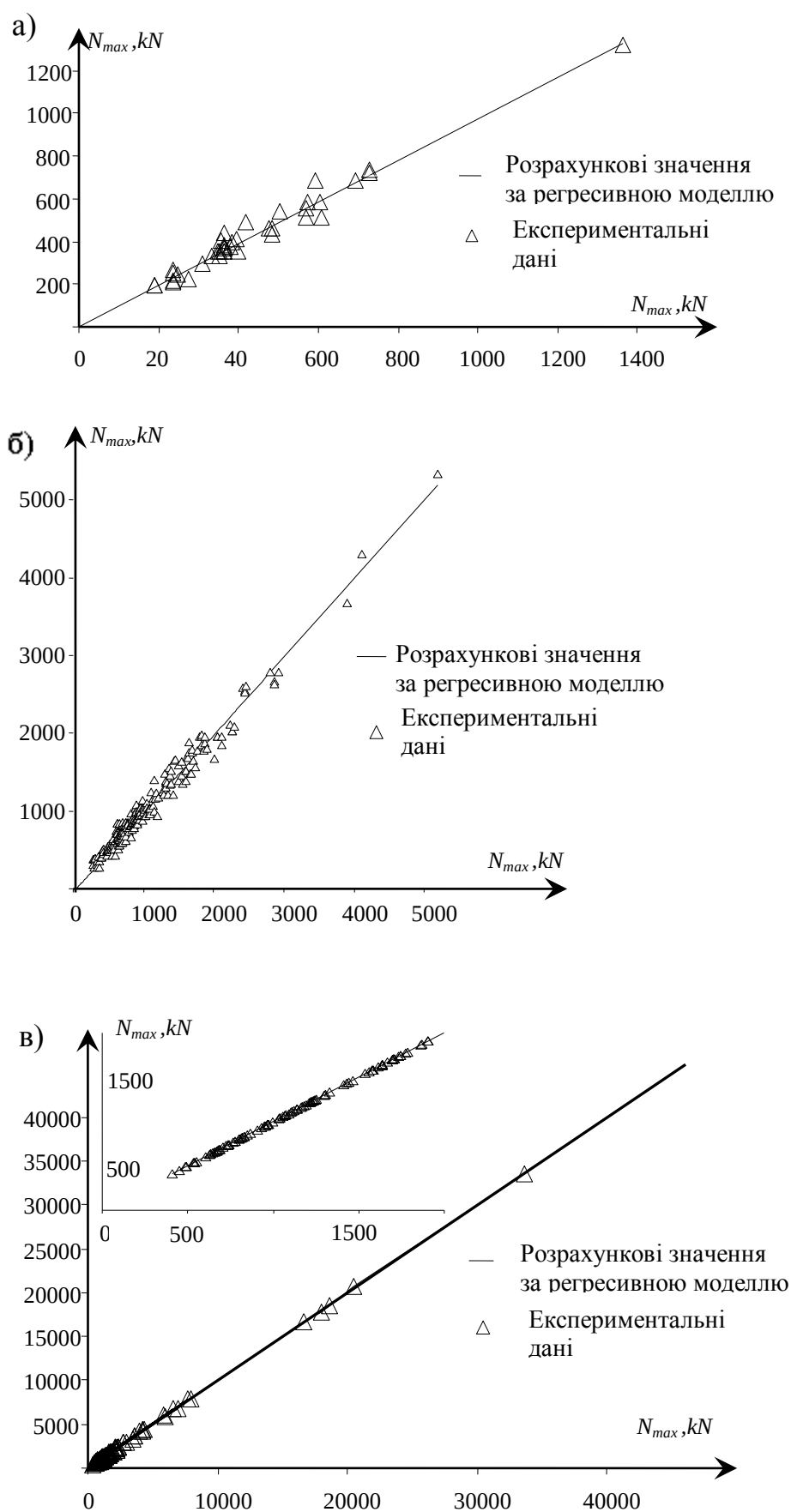
Довірчі інтервали для параметрів рівнянь регресії з імовірністю $P = 0.95$ представлені в табл. 2.1.

Довірчі інтервали

Таблиця 2.1.

Модель I	Модель II	Модель III
$108.13 \leq a_0 \leq 218.5;$ $0.029 \leq a_1 \leq 0.033;$ $-0.0025 \leq a_2 \leq -0.0017;$ $0.039 \leq a_3 \leq 0.067;$ $0.113 \leq a_4 \leq 0.649.$	$119.173 \leq a_0 \leq 307.99;$ $0.0219 \leq a_1 \leq 0.0364;$ $-4.8 \cdot 10^{-6} \leq a_2 \leq -4.2 \cdot 10^{-6};$ $6.5 \cdot 10^{-4} \leq a_3 \leq 7.8 \cdot 10^{-4};$ $0.2131 \leq a_4 \leq 0.2506;$ $-1722.28 \leq a_5 \leq -1315.17.$	$-134.305 \leq a_0 \leq -28.3359;$ $-0.848 \leq a_1 \leq -1.012;$ $7.39 \cdot 10^{-4} \leq a_2 \leq 7.67 \cdot 10^{-4};$ $6.75 \cdot 10^{-6} \leq a_3 \leq 8.74 \cdot 10^{-6};$ $6.66 \cdot 10^{-8} \leq a_4 \leq 11.2 \cdot 10^{-8}$

Порівняльний аналіз експериментальних і теоретичних значень несучої здатності сталебетонних колон для всіх описаних вище регресійних моделей показаний на рис. 2.9. Залежність абсолютної похибки $\Delta_{\max} = |(N_{reg} - N_{exp}) / N_{exp}|$ від геометричних параметрів колони і їх співвідношень, представлені на рис. 2.10 ÷ 2.12 для моделей (I) ÷ (III) відповідно.



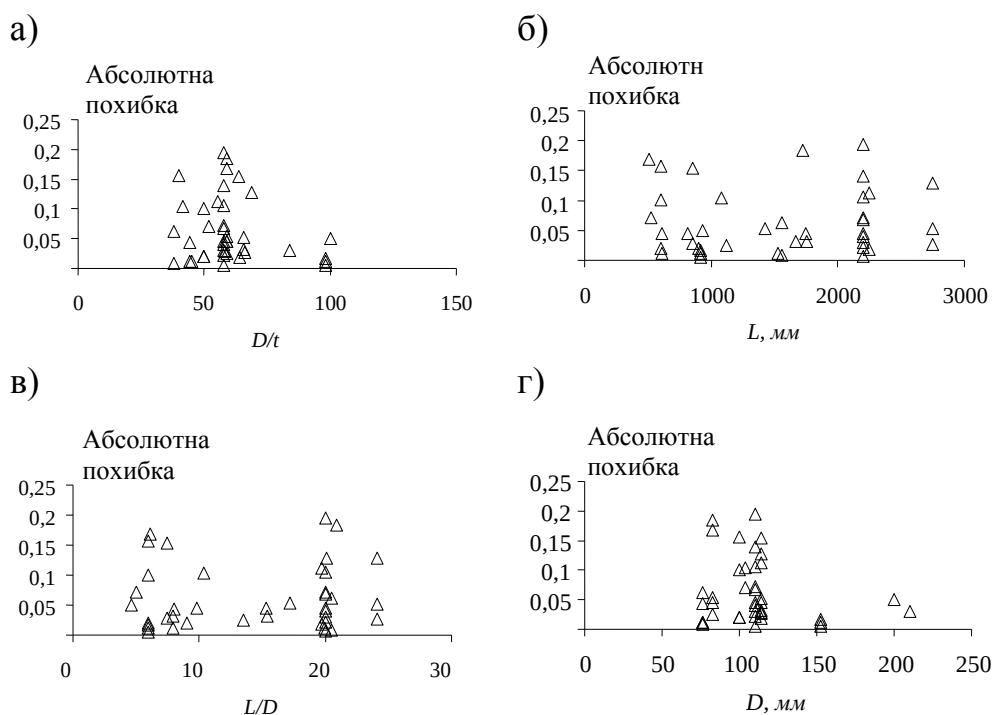


Рис. 2.10. Залежність абсолютної похибки регресійної моделі I: а - від величини D/t ; б - від довжини колони L ; в - від величини L/D , г - від зовнішнього діаметра D

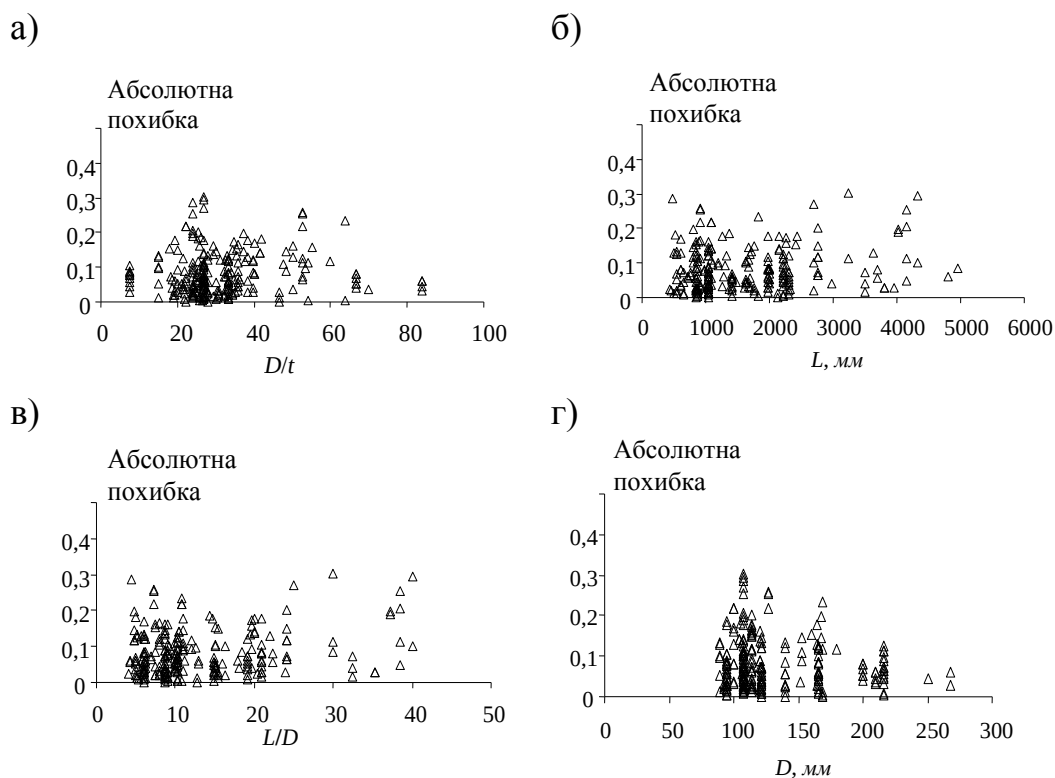


Рис. 2.11. Залежність абсолютної похибки регресійної моделі II: а - від величини D/t ; б - від довжини колони L ; в - від величини L/D , г - від зовнішнього діаметра D

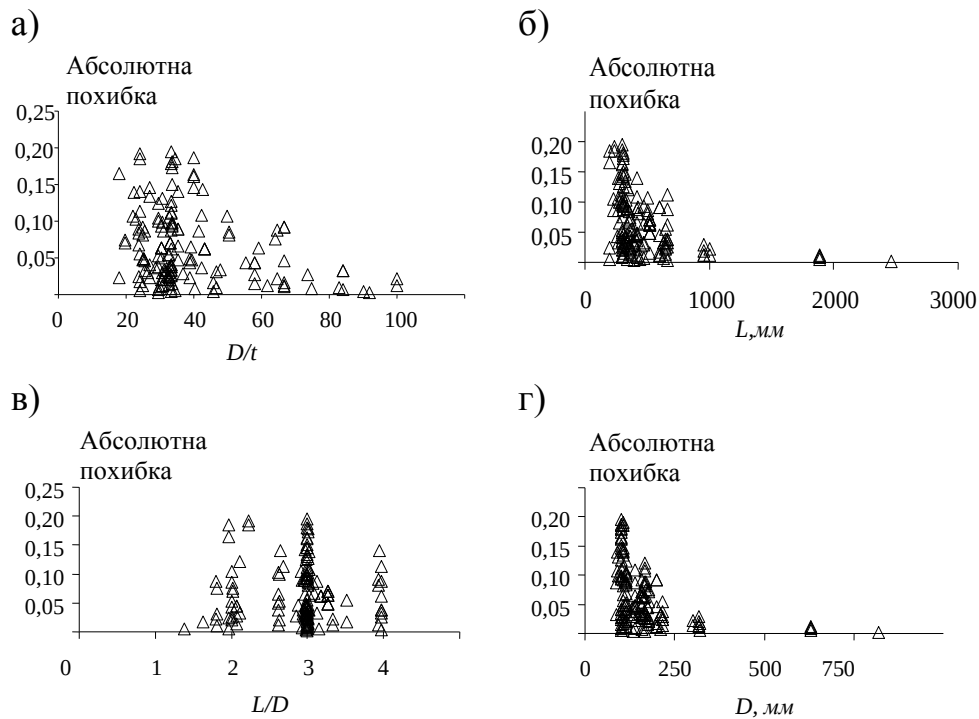


Рис. 2.12. Залежність абсолютної похибки регресійної моделі III: а - від величини D/t ; б - від довжини колони L ; в - від величини L/D , г - від зовнішнього діаметра D

У таблиці 2.2 наведені показники якості побудованих моделей: коефіцієнт детермінації R^2 та середня помилка апроксимації:

$$\Delta = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{|N_{\text{exp}} - N_{\text{reg}}|}{N_{\text{exp}}} \cdot 100\%.$$

Показники якості моделей

Таблиця 2.2.

	Модель I	Модель II	Модель III
Коефіцієнт детермінації R^2	0.989	0.988	0.99
Середня помилка апроксимації	6.30%	7.68%	6.41%

Дослідження залишків ($N_{\text{exp}} - N_{\text{reg}}$) для моделей (I) ÷ (III) показує, що вони розподілені за нормальним законом з нульовим математичним очікуванням і лежать в інтервалі $[-3S; 3S]$, де S - виправлене середнє квадратичне відхилення, яке становить 47.94 ($t < 2.5$ мм, $L/D \geq 4$), 97.55 ($t \geq 2.5$ мм, $L/D \geq 4$), 104.74 ($L/D < 4$). При цьому у всіх випадках близько 71 % залишків потрапляють в інтервал $[-S; S]$, 98 %, 94 % і 96 % відповідно - в інтервал $[-2S; 2S]$.

Статистична значимість рівнянь регресії в цілому підтверджується критерієм Фішера, а статистична значимість параметрів рівнянь - критерієм Стьюдента.

Проведений математичний аналіз отриманих моделей, а також порівняння результатів з величиною несучої здатності композитних колон круглого поперечного перерізу, розрахованої за методиками *Eurocode 4* і *Architecture Institute of Japan (AIJ)*, дозволяє зробити висновок про досить високу ступінь достовірності рівнянь регресії (I) ÷ (III). Результати співставлення даних наведені у додатку Е.

2.4.2. Побудова математичної моделі для сталобетонних колон прямокутного поперечного перерізу

Побудова математичної моделі для сталобетонних колон прямокутного поперечного перерізу базувалася на регресійно-кореляційному аналізі для вибірки обсягом 106 спостережень. Залежність будувалася за експериментальними даними, отриманими в лабораторіях провідних країн світу. У розгляді брали участь зразки, у яких: товщина обойми $t \geq 2.0$ мм; $76 \leq b \leq 360$ мм; співвідношення $L/b \geq 4$, при $500 \leq L \leq 4000$ мм; межа текучості сталі $200 \leq \sigma_y \leq 490$ МПа; модуль пружності сталі $1.68 \times 10^5 \leq E_s \leq 2.17 \times 10^5$ МПа, призмове міцність бетону $10 \leq f_{c,prism} \leq 95$ МПа, модуль пружності бетону $2.0 \times 10^4 \leq E_c \leq 4.4 \times 10^4$ МПа.

На підставі даних експериментів, проведених дослідниками США і Японії, було отримано рівняння регресії наступного вигляду:

$$\begin{aligned} \bar{N} &= a_0 + a_1 b h f_{c,prism} + a_2 \frac{L f_{c,prism}}{(b-2t)(h-2t)} + a_3 \frac{t \sigma_y}{E_s} + a_4 (b-2t)(h-2t)t = \\ &= 71.481 + 8.64 \cdot 10^{-4} b h f_{c,prism} - 42.534 \cdot \frac{L f_{c,prism}}{(b-2t)(h-2t)} + \\ &\quad + 78.996 \cdot \frac{t \sigma_y}{E_s} + 2.43 \cdot 10^{-2} (b-2t)(h-2t)t. \end{aligned} \quad (2.50)$$

Коефіцієнт детермінації R^2 для моделі становить 0.997, середня помилка

ка апроксимації:
$$\Delta = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{|N_{\text{exp}} - N_{\text{reg}}|}{N_{\text{exp}}} \cdot 100\% \approx 5.92\%$$

Для відповіді на питання про те, наскільки отримані коефіцієнти регресії можуть відрізнятися від точних значень, були знайдені з ймовірністю $P = 0.95$ довірчі інтервали для кожного коефіцієнта:

$$34.745 \leq a_0 \leq 108.217;$$

$$8.3 \times 10^{-4} \leq a_1 \leq 8.9 \times 10^{-4};$$

$$-47.743 \leq a_2 \leq -37.324;$$

$$73.682 \leq a_3 \leq 84.309;$$

$$1.9 \times 10^{-3} \leq a_4 \leq 2.9 \times 10^{-3}.$$

Відповідність отриманої моделі експериментальним даним, а також значимість параметрів регресії, підтверджуються критеріями Фішера і Стьюдента відповідно.

На рис. 2.13 представлена гістограма залишків ($N_{\text{exp}} - N_{\text{reg}}$). Згідно з критерієм Пірсона, отримана вибірка при рівні значимості $\alpha = 0.05$ відповідає нормальному закону розподілу з нульовим математичним очікуванням, причому всі значення потрапляють в інтервал $[-3S; 3S]$, де $S = 85.16$ - виправлене середнє квадратичне відхилення залишків. При цьому 77 % залишків потрапляють в інтервал $[-S; S]$, 95 % - в інтервал $[-2S; 2S]$.

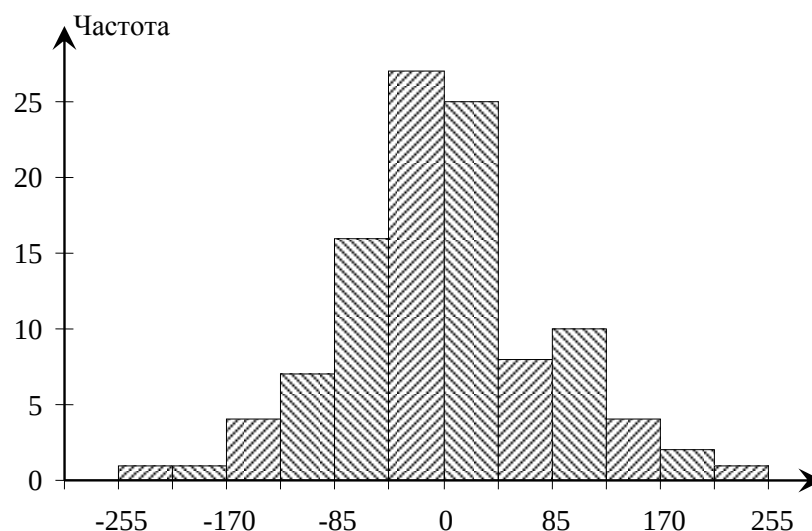


Рис. 2.13. Гістограма залишків

На рис. 2.14 представлені експериментальні та розрахункові дані значень несучої здатності колон.

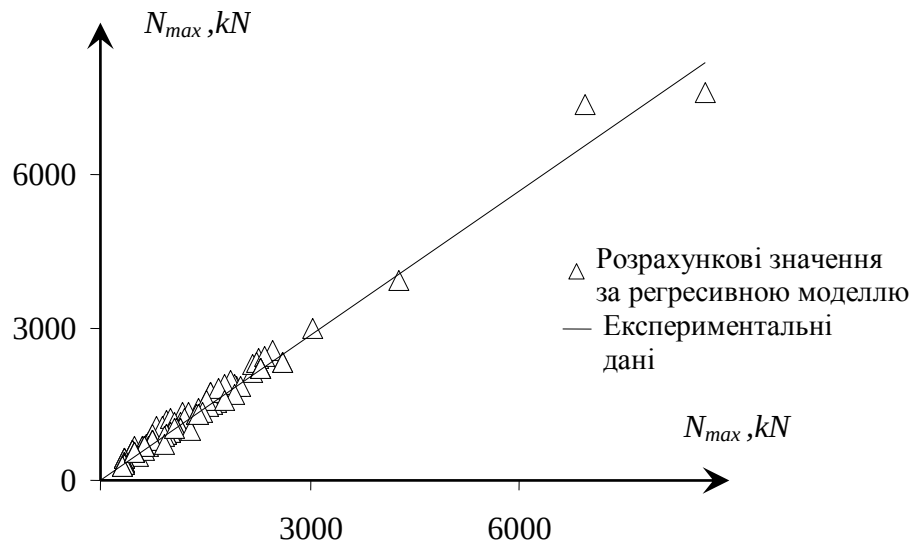


Рис. 2.14. Несуча здатність колон прямокутного поперечного перерізу

Залежність абсолютної похибки $\Delta_{\max} = |(N_{\text{reg}} - N_{\text{exp}})/N_{\text{exp}}|$ від деяких параметрів представлена на рис. 2.15.

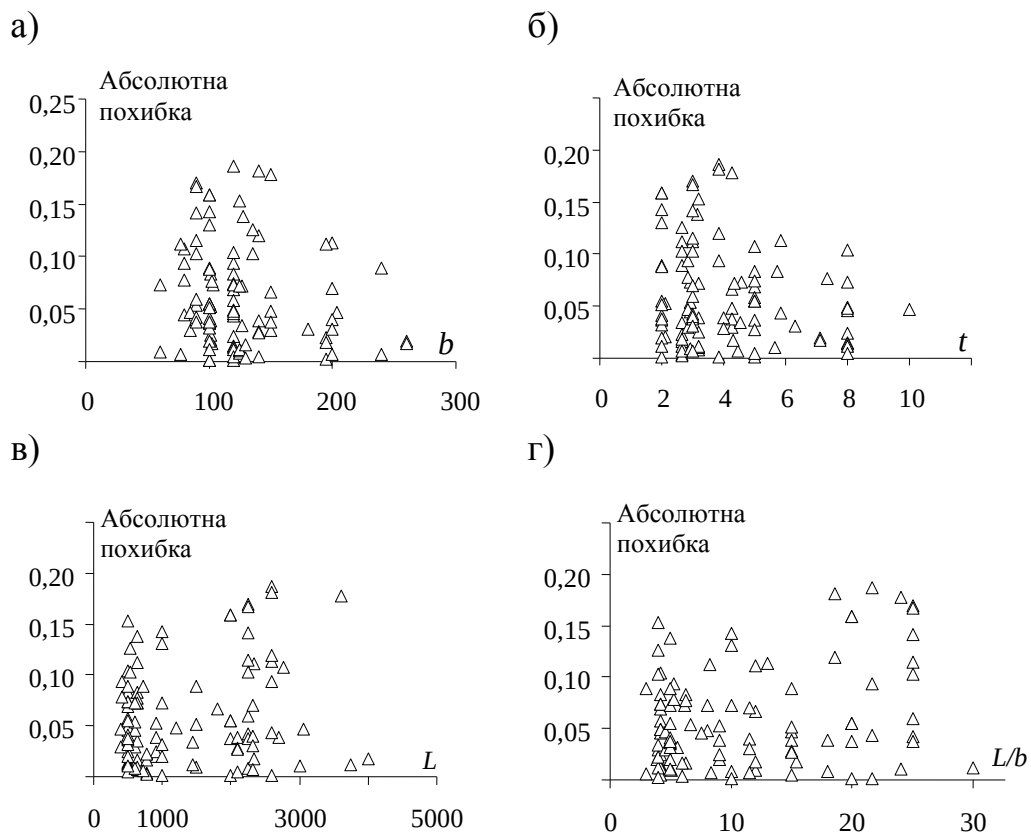


Рис. 2.15. Залежність абсолютної похибки регресійної моделі: а - від b ; б - від товщини обійми t ; в - від довжини колони L , г - від величини L/b .

Аналіз факторів регресійної моделі показує, що основний внесок в величину несучої здатності композитних колон дає перша складова $bhf_{c,prizm}$ (рис. 2.16).

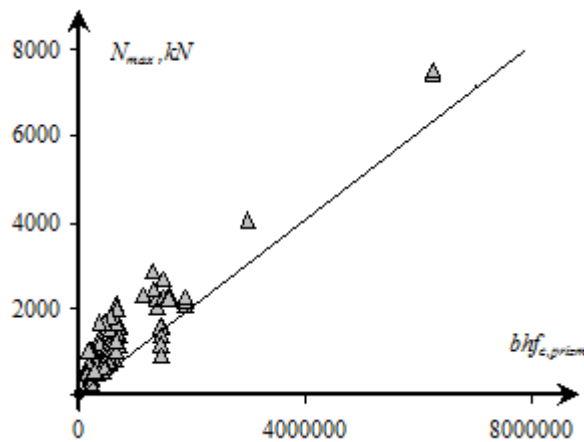


Рис. 2.16. Залежність між величиною максимальної несучої здатності і величиною $b \cdot h \cdot f_{c,prizm}$.

Така залежність добре апроксимується лінійною функцією $y = 0.0011x + 442.73$ і дає коефіцієнт детермінації $R^2 = 0.886$. Таким чином, можна стверджувати, що 89 % зміни несучої здатності обумовлено спільним впливом розміру площі поперечного перерізу і величини призмової міцності бетону, однак цього недостатньо для отримання більш точної картини поведінки колон, що призводить до необхідності врахування інших характеристик (довжини, межі текучості сталі, модуля пружності сталі і бетону) і їх спільного впливу.

Побудована модель дає можливість оцінити ступінь впливу параметрів композитних колон прямокутного поперечного перерізу на величину несучої здатності. Так, при збільшенні товщини обойми на 10 % збільшення максимальної несучої здатності становить в середньому 5.7 %, а при збільшенні площі поперечного перерізу колони на 10 % - 7.59 %.

Нижче, на рис 2.17 представлена залежність збільшення величини несучої здатності (%) при збільшенні товщини обойми на 10 % для різних характеристик колон.

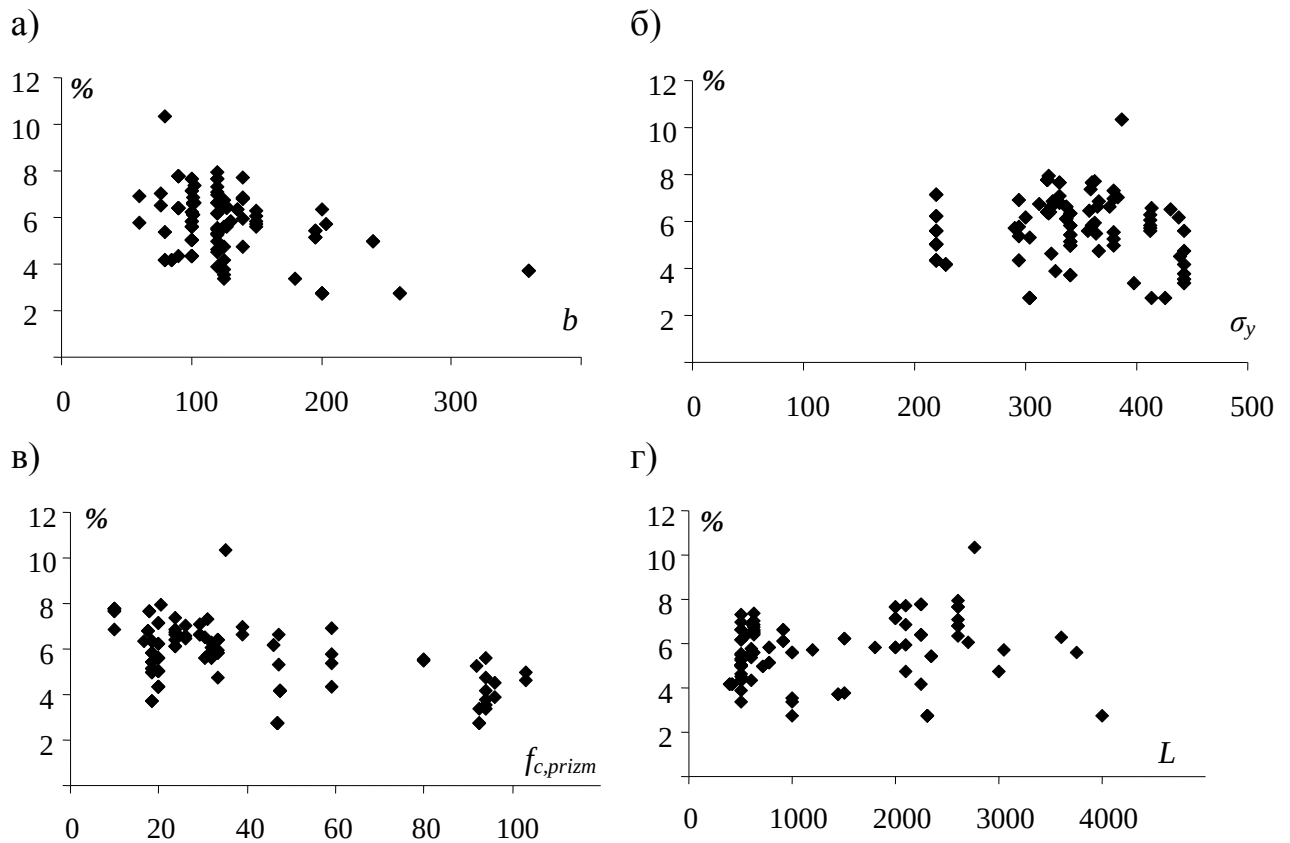


Рис. 2.17. Зміна величини несучої здатності (%) при збільшенні товщини обойми на 10 %

Рис. 2.17 ілюструє, що збільшення товщини обойми на 10 % в деяких випадках може дати збільшення несучої здатності колони до 10.5 %.

У додатку Е подано порівняльний аналіз отриманих експериментальних N_{exp} і теоретичних N_{reg} результатів.

Таким чином, встановлено аналітичну залежність величини максимальної несучої здатності композитних колон прямокутного поперечного перерізу при центральному стиску, що дає можливість оцінювати вплив на величину несучої здатності геометричних і фізичних характеристик колони. Порівняльний аналіз теоретичних і експериментальних результатів підтверджує досить високу достовірність отриманої моделі.

2.5. Чисельне моделювання сталобетонних колон

Для розрахунку сталобетонних елементів чисельним методом був прийнятий програмний комплекс ЛІРА-САПР, заснований на методі скінченних елементів.

Розрахунок міцності трубобетонних елементів пропонується проводити на основі нелінійної деформаційної моделі залізобетону з урахуванням особливостей деформування бетонного ядра і сталеві обойми в умовах неоднорідного напруженого стану. Відомо, що вихідними даними для розрахунків за нелінійною деформаційною моделлю є діаграми деформування для одновісного стиску ($\sigma_c - \varepsilon_c$). Основна складність при розрахунку сталобетону, що працює в умовах об'ємного напруженого стану, полягає у відсутності діаграм для бетонного ядра ($\sigma_{c3} - \varepsilon_c$), зовнішній вигляд яких буде визначатися заздалегідь невідомою величиною бічного тиску сталеві обойми на бетон. В результаті, розрахунок необхідно виконувати кроково-ітераційним методом, що включає наступні етапи (рис. 2.18):

1. Визначення постійних величин – конструктивного коефіцієнта трубобетону ρ і коефіцієнта бічного тиску k .

Коефіцієнт бічного тиску k визначається за аналітичною залежністю, отриманою на підставі статистичної обробки дослідних значень для трубобетонних зразків [24-25, 73-74, 87-89, 105-107, 109-110, 161-162, 193, 211-2015]:

$$k = 7 - 1.2\rho; \quad \rho = \frac{f_{yd}A_s}{f_{cc}A_c}, \quad (2.51)$$

де f_{yd} – розрахунковий опір сталі за межею текучості; A_s і A_c – площі поперечного перерізу сталеві обойми та бетонного ядра.

Розрахунковий опір бетонного циліндра f_{cc} осьовому стиску визначається аналітичною залежністю:

$$f_{cc} = 0.5\gamma_c \sqrt{\pi} f_{c,prism}, \quad (2.52)$$

де $f_{c,prism}$ – призмове міцність бетону.

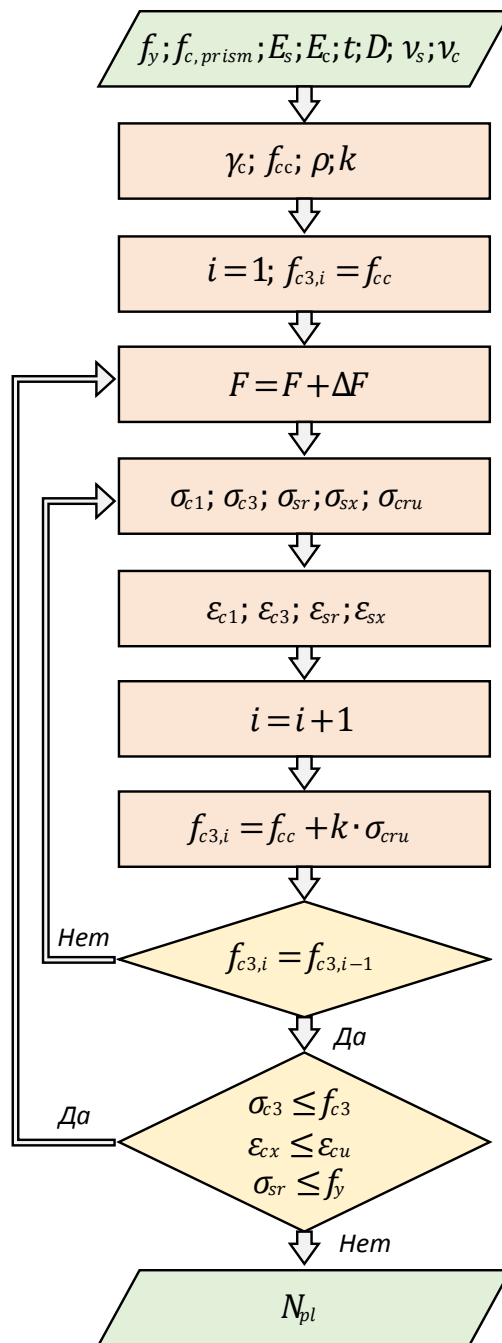


Рис. 2.18. Алгоритм розрахунку трубобетонного елемента

Коефіцієнт γ_c , що враховує масштабний фактор, обчислюється за формулою, отриманою в роботі [89]:

$$\gamma_c = \left(0.35 + 0.65 \frac{d_0}{d_c} \right)^{0.25} \geq 0.8, \quad (2.53)$$

де d_0 – діаметр еталонного циліндра, прийнятий рівним 0.15 м; d_c – діаметр заданого бетонного ядра.

2. На другому етапі виконується розрахунок трубобетонного елемента на першому кроці навантаження, що становить 10 % від орієнтовної несучої здатності. На першому і кожному наступному кроці навантаження здійснюється ітераційний процес визначення справжнього значення міцності бетонного ядра f_{c3} , для визначення якої прийнято критерій міцності Н.І. Карпенка [68, 69]. В окремому випадку, при всебічному стиску елемента, характерна функція міцності бетону набуває наступного вигляду:

$$f_{c3} = f_{cc} + k\sigma_{cru}, \quad (2.54)$$

На першій ітерації першого кроку навантаження $\sigma_{cru} = 0$ і міцність бетонного ядра визначається міцністю циліндра при осьовому стиску f_{cc} . На другій ітерації бічний тиск стає відомим в першому наближенні, і міцність бетонного ядра, відповідно, уточнюється. Далі ітераційний процес триває до задовільної збіжності f_{c3} .

Остання ітерація буде визначати істинні компоненти напружено-деформованого стану першого кроку навантаження: головні стискаючі напруження в бетоні σ_{c3} (далі – поздовжні напруження в ядрі), головні напруження в бетоні σ_{c1} (поперечні напруження в ядрі), головні стискаючі напруження в обоймі σ_{sx} (поздовжні напруження в обоймі), головні напруження в обоймі σ_{sr} (поперечні напруження в обоймі), а також відносні деформації – ε_{c3} , ε_{c1} , ε_{sx} , ε_{sr} .

3. На третьому етапі виконується розрахунок трубобетонного елемента на другий і наступні кроки навантаження аж до настання граничного стану.

Прийнято, що граничний стан, для випадку стиску з малими ексцентриситетами, настає при виконанні однієї з наступних умов:

– досягнення поздовжніми напруженнями в бетонному ядрі значення міцності бетону при тривісному стиску $\sigma_{c3} = f_{c3}$;

– досягнення поздовжніми відносними деформаціями значень відносних граничних деформацій стиску $\varepsilon_{c3} = \varepsilon_{cu}$;

– досягнення поперечними напруженнями в обоймі значення міцності сталі за межею текучості $\sigma_{sr} = f_y$.

На основі наукових даних поздовжні граничні напруження в бетонному ядрі сталобетонного елемента σ_{lim} можна визначити за формулою:

$$\sigma_{lim} = \frac{N_{sc} - f_y \cdot A_s}{A_c} \quad (2.55)$$

Для оцінки роботи сталобетонних елементів на осьовий стиск необхідно враховувати об'ємний напружений стан на всіх стадіях роботи елементів. Тому було вирішено, що ефективність роботи сталобетонних елементів під навантаженням можна характеризувати двома коефіцієнтами ефективності. Перший коефіцієнт m - це коефіцієнт ефективності сталобетону, який враховує роботу всього сталобетонного елемента в цілому і визначається за формулою:

$$m = \frac{N_{sc}}{f_y \cdot A_s + f_{c,prism} \cdot A_c} \quad (2.56)$$

Другий коефіцієнт η - це коефіцієнт, який враховує ефективність роботи звичайного бетону в сталобетонному елементі:

$$\eta = \frac{\sigma_{lim}}{f_{c,prism}} \quad (2.93)$$

Наявність коефіцієнтів ефективності доводить, що при сумісній роботі бетонного ядра і сталевих обойми в умовах об'ємного напруженого стану несуча здатність стиснутих сталобетонних елементів набагато перевищує несучу здатність труби і бетонного ядра, які чинять опір навантаженню окремо один від одного.

Розрахункові схеми (рис. 2.19) враховують нелінійність деформування матеріалів і геометричну змінність металевої обойми, передбачають врахування конструктивної нелінійності роботи по контакту взаємодії труби і бетонного ядра. Конструктивна нелінійність визначається здатністю конструкції до зміни розрахункової схеми по мірі деформування. Моделювання конструктивної нелінійності забезпечується наявністю спеціальних скінченних елементів (СЕ) односторонніх зв'язків.

Складаються розрахункові схеми з двох блоків, об'єднаних у спільну роботу за допомогою односторонніх зв'язків (сприймають стиск і зсув). Перший блок – металева обойма, другий – бетонне ядро. Металева обойма моделюється скінченними елементами з урахуванням фізичної і геометричної нелінійності, що допускають виникнення мембранної групи зусиль (тільки розтягнення або стиск). Фізична нелінійність задається експоненціальним законом деформування з умовною площадкою текучості і тимчасовим опором сталі.

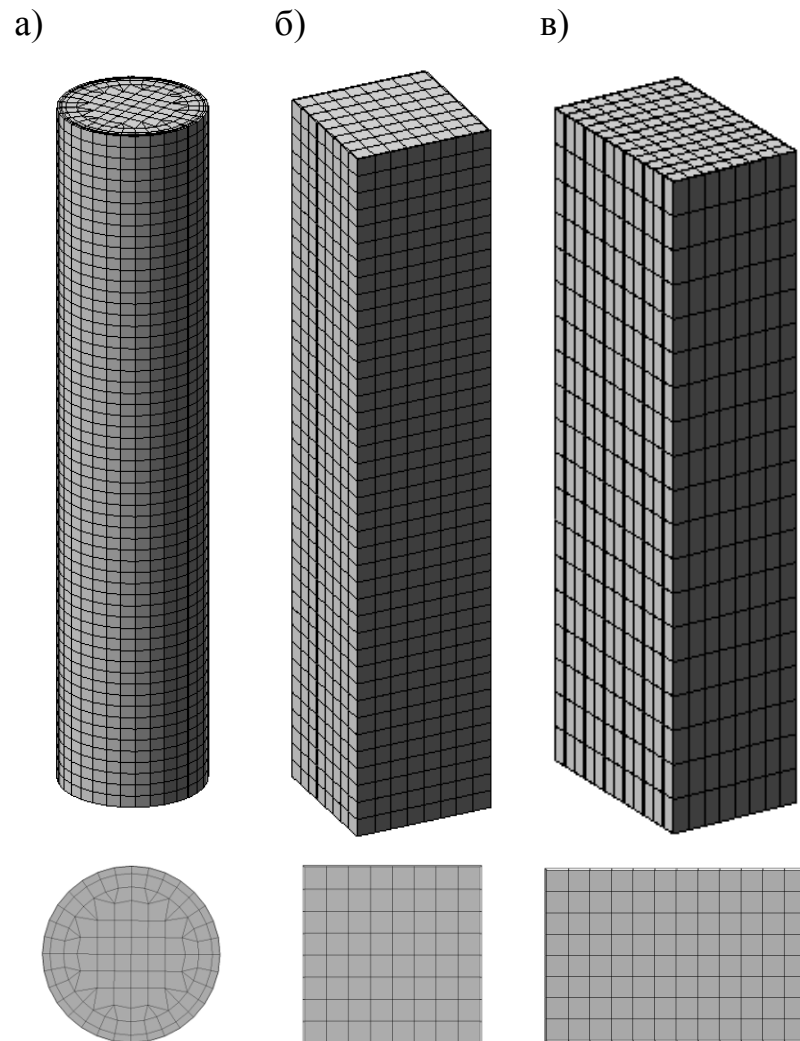


Рис. 2.19. Загальний вигляд розрахункових схем сталобетонних елементів круглого (а), квадратного (б) та прямокутного (в) поперечного перерізу

Розрахунок бетонного ядра виконується в фізично-нелінійній постановці, з використанням нелінійного процесора і крокового методу навантаження. Фізична нелінійність визначається нелінійними властивостями матеріалів і задається законами деформування бетону і сталі з початковим значенням

модулів пружності матеріалів і міцністю при розтягуванні і стиску. При цьому реалізовано механізм збільшення міцності бетону при стиску в залежності від ступеня його обтиску обоймою (рис. 2.18). Прийнята постановка задачі дозволяє встановити точний напружено-деформований стан, врахувати пластичні деформації бетону, утворення тріщин або руйнування, геометричну нелінійність обойми.

Основа в розрахунковій схемі фізично не моделюється, обпирання елементів виконано жорстко по нижній площині. Навантаження в даних розрахунках прийняті відповідно до експерименту – симетричними (осьовими), які фізично передаються на бетон і обойму одночасно. У розрахункових схемах також передбачена можливість несиметричного завантаження для подальших досліджень в умовах позацентрового стиску.

Розрахунок проводиться кроково-ітераційним методом. Для кожного випадку індивідуально визначалися оптимальні параметри крокового процесора. В результаті, з умови мінімізації часу розрахунку і похибки, отримано необхідну кількість кроків навантаження і кількість ітерацій.

Розробка скінченно-елементної моделі дозволила в повній мірі оцінити напружено деформований стан сталобетонної конструкції, виконати аналіз можливості втрати місцевої стійкості стінкою колони.

Розрахункові моделі для зразків створені відповідно до геометричних характеристик, наведених в розділі 3.

Скінченно-елементна модель для визначення напружено-деформованого стану виконувалася з урахуванням загальних принципів і передумов:

- створення геометрії моделі, вибір скінченних елементів. Металева обойма сталобетонного елемента моделювалася за допомогою SE 444. Даний SE дозволяє враховувати одночасно фізичну і геометричну нелінійність при розрахунку оболонок. Жорсткісні характеристики задаються як для фізично нелінійного елемента. Розрахунок проводиться кроковим методом. На кожному кроці матриця жорсткості формується в системі координат «нового положення» з урахуванням зміни дотичного модуля деформації. Об'ємна модель бе-

тону створювалася переміщенням утворюючої (пластинчастих елементів) на необхідну висоту. Для моделювання бетонного ядра був прийнятий СЕ 236. Даний СЕ призначений для розрахунку на міцність континуальних об'єктів і масивних просторових конструкцій з урахуванням фізичної нелінійності матеріалу. Зв'язки між металевою оболонкою і бетонним ядром забезпечувалися за допомогою СЕ 55. Даний двовузловий СЕ застосовується для моделювання односторонніх зв'язків між двома вузлами. СЕ 55 дозволяє врахувати нерівні граничні (прямі і протилежні) зусилля в зв'язках;

- введення властивостей матеріалів. Матеріали моделі (сталь і бетон) задавалися окремо як ізотропні. Всі властивості матеріалів задавалися у вигляді скалярних величин. Значення фізико-механічних характеристик сталі (модуль пружності Юнга E і коефіцієнт поперечних деформацій ν) бралися з результатів випробування матеріалів (розділ 3). Для задання властивостей бетонного ядра застосовувався 11 експоненціальний закон деформування. Чисельне значення жорсткості R_x та R_y для СЕ 55 приймали рівним 10^4 кН/м, $R_z=5$ кН/м;
- аналіз отриманих результатів та представлення їх практичного значення. В результаті проведення розрахунків методом скінченних елементів за допомогою ПК ЛІРА-САПР були отримані ізополя напружень, деформацій та значення величин руйнівного навантаження. Основні характеристики напружено-деформованого стану сталобетонних елементів та ізополя напружень, які були отримані в результаті розрахунку, наведені у додатку Д. За допомогою даного програмного комплексу вдалося провести розрахунок лише коротких сталобетонних елементів, оскільки існує велика складність врахування гнучкості при розрахунок на стійкість.

2.6. Висновки за розділом 2

Розглянуті в даному розділі теоретичні дослідження дозволяють зробити ряд узагальнюючих висновків.

Розглянута інженерна методика оцінювання напружено-деформованого стану стиснутих сталобетонних конструкцій, яка дозволяє зберегти якісний і

кількісний вплив особливостей деформування бетонного ядра в умовах об'ємного напруженого стану на жорсткісні властивості елементів конструкції; отримати точну оцінку деформативних властивостей перерізу з урахуванням неоднорідного напруженого стану; виразити жорсткісні характеристики через безперервні функції деформованого стану перерізу.

В результаті проведених теоретичних досліджень сталобетонних елементів запропонована розрахункова математична модель. Проведений математичний аналіз отриманих моделей, а також порівняння результатів з величиною несучої здатності композитних колон різного поперечного перерізу, дозволяє зробити висновок про досить високу ступінь достовірності рівнянь регресії.

В результаті виконаних досліджень розроблено скінченно-елементні моделі та, на їх основі, запропонована методика опису напружено-деформованого стану та розрахунку несучої здатності сталобетонних елементів з урахуванням фізичної нелінійності матеріалів, геометричної нелінійності обойми, спільної роботи бетону і оболонки, збільшенням міцності бетонного ядра за рахунок ефекту обтиску бетону. Перевірка адекватності скінченно-елементної моделі виконана зіставленням експериментальних і теоретичних результатів.

РОЗДІЛ 3

ОПИС ТА ПРОЦЕС ВИГОТОВЛЕННЯ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ЗРАЗКІВ

3.1. Технологія виготовлення тривимірної розетки глибинного датчика

Довговічність будівельних конструкцій міських інженерних споруд безпосередньо залежить від силових впливів і впливу середовища під час експлуатації. У теперішній час поряд з новим будівництвом широко застосовуються реконструкції та реновації інженерних споруд міської інфраструктури. Очевидно, що стабільний і безаварійний розвиток міських агломерацій неможливий без налагодженої системи моніторингу. Одним зі складових системи моніторингу може бути аналіз розвитку деформацій і утворення тріщин в конструкціях і спорудах. В даний час розробка нових ефективних приладів та обладнання сприяє розвитку експериментальних методів визначення напружено-деформованого стану будівельних конструкцій. В процесі експлуатації об'єктів і при підготовці їх до реконструкції виникає необхідність у визначенні фактичного напруженого стану будівельних конструкцій для призначення найбільш ефективних заходів по їх відновленню.

Судити про напружений стан можна за деформацією тіла, що з'явилася як результат спільної дії зовнішніх сил і внутрішніх сил опору. Такий підхід виявляється можливим лише для ідеально пружного тіла. Пружно-пластичне тіло, перебуваючи під постійним навантаженням, продовжує деформуватися з часом, і, отже, в різні моменти часу одним і тим же значенням напружень відповідають різні значення деформацій.

Механізм руйнування бетону, як відомо, пов'язаний з утворенням і розвитком мікро- і макротріщин при дії навантаження. Причиною появи перших мікротріщин є концентрація напружень поблизу дефектів структури: пор, включень, дислокацій. Руйнування бетону починається з розвитку тріщин в контактній зоні (матриця-заповнювач) з їх подальшим виходом в матрицю.

Контактні тріщини розвиваються під дією зсувних сил, а тріщини в матриці – під дією напружень, що розтягують.

Використання сучасних тензорезисторів дає можливість забезпечувати постійний моніторинг будівельних конструкцій. Метод тензометрії полягає у визначенні напруженого стану шляхом вимірювання деформацій, постійних пружності і деформативності бетону з подальшим обчисленням напружень. Цей метод знайшов широке застосування в практиці експериментальних досліджень будівельних конструкцій.

Використання тензорезисторів дає можливість стежити за розвитком деформацій в конструкціях на всіх стадіях їх роботи. Виміряні деформації повинні з достатньою ймовірністю представляти усереднені значення деформацій, відповідно прийнятій моделі. Вимірюючи деформації на малих базах, отримуємо інформацію про деформації локальних зон. Це питання докладно розглядалося у розділі 1. Бетон є матеріалом грубонеоднорідним, тому при найпростіших навантаженнях в ньому не виникають ні рівномірні, ні одновісні напруження [121, 133]. Для більш докладного вивчення розвитку деформацій в бетоні необхідно провести дослідження з застосуванням глибинних датчиків. Для вимірювання деформацій широко застосовуються резистивні тензодатчики, фотографічний метод, поляризаційно-оптичний метод дослідження напруження, рентгеноструктурний аналіз.

Одним із вдалих прикладів застосування глибинних датчиків можна вважати дослідження Р.О. Красновського [85], що були проведені у НДІЗБ. Використання у дослідженнях глибинних датчиків, що розташовувались всередині залізобетонної балки в перерізі за поздовжньою віссю та по висоті, дозволили експериментально вирішити задачу про зміну статичної схеми балки в граничному стані в залежності від величини поперечного армування. Під час експерименту було встановлено, що локальні тріщини захисного шару бетону не впливають на показання датчиків.

Під час власних експериментів [18-21] для більш детального вивчення розвитку поздовжніх і поперечних деформацій в бетонному ядрі, механізму

руйнування бетону, а також урахування ефекту обтиску за рахунок роботи сталої оболонки всередині зразків встановлювалася тривимірна розетка глибинного датчика. Глибинний датчик розміщували в об'єкті під час бетонування.

Глибинні тензодатчики були виготовлені за наступною технологією [112]. У збірно-розбірну металеву форму (рис. 3.1, а), у якій комірка для виготовлення кожного датчика має розмір $50 \times 10 \times 4$ мм, змащену солідолом, укладався шар мастики товщиною 2 мм. Мастика складалася із суміші клею БФ-2 з цементом у співвідношенні 1:2. Після її висихання (протягом 24 годин) на неї наклеювалися тензорезистори серії ВХ120-20АА-Х (рис. 3.1, б), на які в свою чергу наносився другий шар мастики. Вільними залишалися тільки ділянки головки датчика з виводами проводів. Після того, як до виводів були підпаяні дроти, здійснювалося ізолювання і цієї частини датчика. Після повного висихання мастики протягом 24 годин датчики витягали з форми (рис. 3.1, в). Далі виготовлялася тривимірна розетка глибинного датчика (рис. 3.1, г). Для цього за допомогою трафарету склеювали окремі тензодатчики таким чином, щоб між ними зберігалась взаємна перпендикулярність. Послідовність виготовлення глибинного датчика представлена на рис. 3.1.

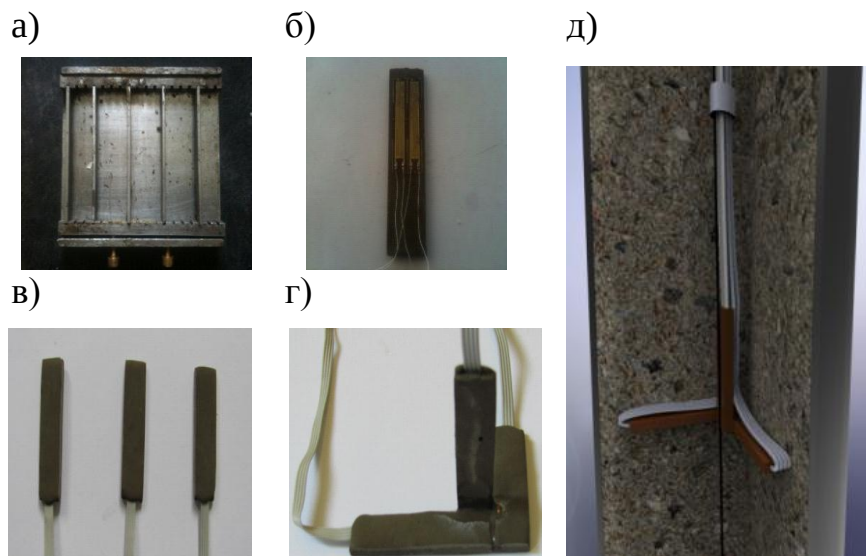


Рис. 3.1. Послідовність виготовлення глибинного датчика:

а – форма для датчиків, б – тензорезистори, в – глибинний датчик,
г – розетка глибинних датчиків, д – модель колони з глибинним датчиком

3.2. Тарування та визначення точності показань глибинного датчика

Для підтвердження правильності роботи і точності показань глибинних датчиків виконувалося їх тарування на балці рівного опору. Для цього на балку рівного опору були наклеєні тензорезистори типу VX120-20AA-X і глибинні датчики, виготовлені за запропонованою технологією. Результати випробувань тензорезисторів на балці рівного опору наведено в табл. 3.1 та на рис. 3.2.

Коефіцієнт приведення « K » вимірювальної системи ВНП-8 приймаємо рівним 1×10^{-6} . За отриманими даними можна говорити про хорошу збіжність експериментальних результатів.

Таблиця 3.1

Результати випробувань

σ , МПа	показання ВНП-8		$\varepsilon_{\text{теор}}$ $\times 10^{-6}$	« K » = $\varepsilon_{\text{теор}} / \sum \text{бази} (10^{-6})$	
	VX120-20AA-X	Глибинний датчик		VX120-20AA-X	Глибинний датчик
0	0	0	0.00	1.00	1.00
10	45	51	50.65	1.12	0.99
20	96	102	101.31	1.06	0.99
30	143	153	151.96	1.06	0.99
40	194	208	202.62	1.04	0.97
50	245	263	253.27	1.03	0.96
60	298	320	303.92	1.02	0.95
70	349	370	354.58	1.02	0.96
80	401	422	405.23	1.01	0.96
90	452	475	455.88	1.01	0.96
100	504	525	506.54	1.00	0.96

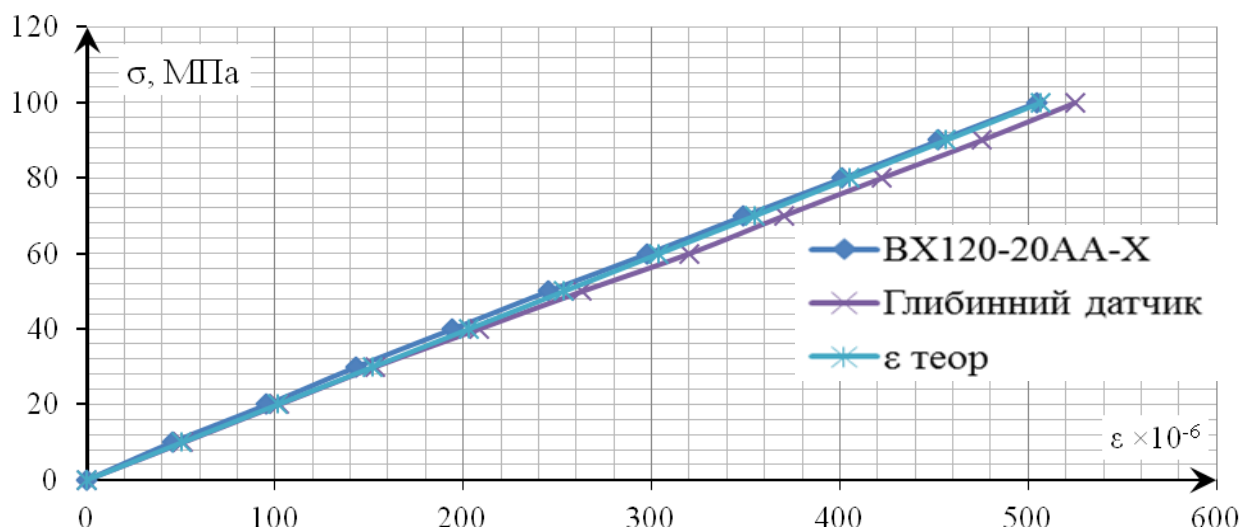


Рис. 3.2. Графік відносних поздовжніх деформацій на балці рівного опору

За результатами тарування можна зробити висновок, що глибинні датчики працюють з достатньою точністю і можуть бути використані на бетонних кубиках для визначення деформацій. Для проведення експериментальних досліджень було виготовлено шість дослідних зразків. Випробування кубів з розмірами ребер $100 \times 100 \times 100$ мм проводилися на 30 день після бетонування. Виготовлення та випробування кубів проводилося відповідно до [43, 54-57].

Бетонні кубики (клас бетону С16/20) випробовувалися на гідравлічному пресі ИП-2000 в лабораторії кафедри будівельної механіки та гідравліки Українського державного університету залізничного транспорту. До зразків прикладалося осьове навантаження. У процесі випробування вимірювалися поздовжні деформації. Для цього на грані кубиків в поздовжньому напрямку наклеювалися тензорезистори і глибинні датчики (рис. 3.3).

Показання тензодатчиків знімали за допомогою тензометричної станції ВНП-8. Навантаження прикладали по 20 кН в інтервалі від 0 до $0.9N_u$. Відліки за приладами знімалися на кожному ступені навантаження. Всі зразки доводилися до руйнування.

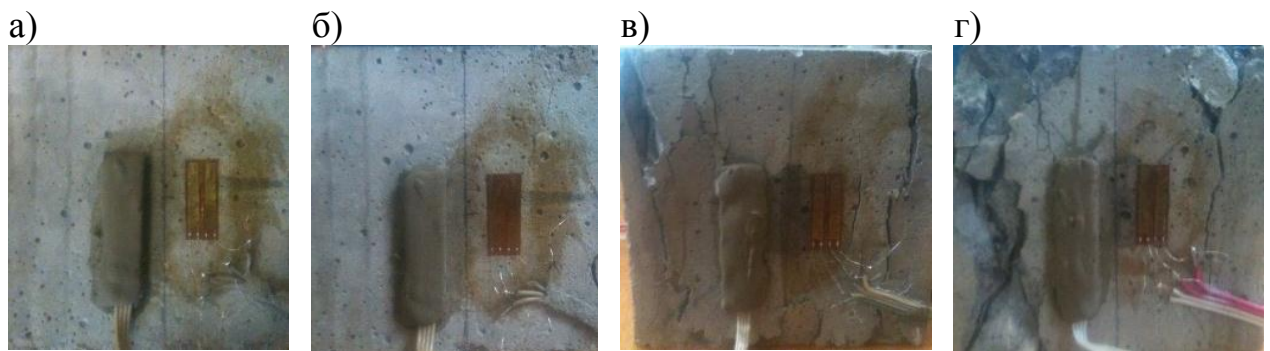


Рис. 3.3. Зовнішній вигляд бетонних кубиків перед випробуванням (а), (б) та після випробування (в), (г)

Для встановлення зв'язку між напруженнями і деформаціями вводимо величини: E_{cm} - середнє значення початкового модуля пружності бетону; E_{cd} - розрахункове значення модуля пружності. Відповідно до [124] E_{cd} і ε_c дорівнюватиме:

$$E_{cd} = E_{cm} \cdot \left(1 - \frac{\sigma}{1.1 \cdot f_{cm}}\right) \quad , \quad (3.1)$$

$$\varepsilon_c = \frac{1.1 \cdot f_{cm}}{E_{cm}} \ln\left(1 - \frac{\sigma}{1.1 \cdot f_{cm}}\right) \quad (3.2)$$

Значення початкових модулів пружності при стисненні бетону $E_{cm} = E_c$ дорівнюють відношенню нормального напруження σ до відносної деформації ε при величині $\sigma < 0.3f_{cm}$. Зі збільшенням напруження в бетоні величина модуля деформації зменшується. При напруженнях $\sigma < 0.5f_{cm}$ пружна деформація становить зазвичай більш 80 % від повної деформації. В [100, 133] показано, що залежність «деформації - напруження» при короткочасному центральному стиску бетону з великою вірогідністю описується лінійною залежністю. У наших експериментальних дослідженнях приймаємо, що в межах від 0 до $\sigma < 0.3f_{cm}$ залежність між деформаціями і напруженнями лінійна. Результати випробування бетонних кубиків наведені на рис. 3.4.

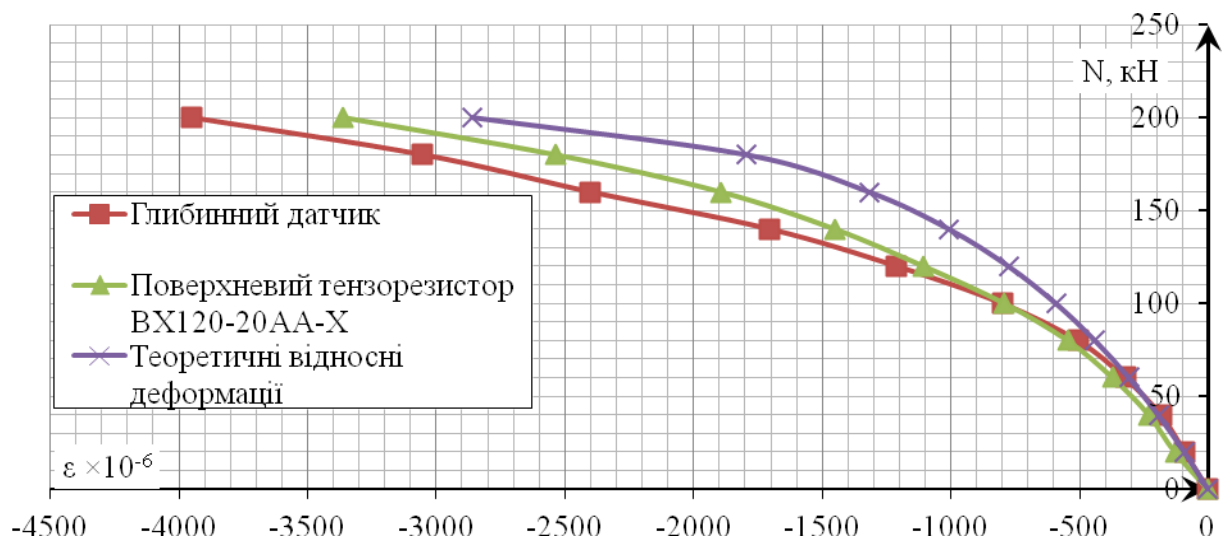


Рис. 3.4. Графік відносних поздовжніх деформацій на поверхні бетонних кубиків

З огляду на клас бетону для дослідних зразків при $\sigma < 0.3f_{cm} \leq 8$ МПа спостерігається лінійна залежність відносних деформацій від навантаження.

Проведені експериментальні дослідження дозволяють використовувати отриману конструкцію глибинного датчика для виявлення закономірностей деформування сталобетонних конструкцій на всіх стадіях завантаження. Для забезпечення несучої здатності комбінованих конструкцій важливо знати розподіл деформацій в бетонному ядрі, яке обтиснуте сталевую обіймою.

3.3. Фізико-механічні властивості використовуваних матеріалів

Для вирішення поставлених завдань було виготовлено 9 серій дослідних зразків сталобетонних колон різного поперечного перерізу загальною кількістю 63 колони. Основу кожної серії становили 6 зразків-близнюків для гнучких колон та 9 зразків-близнюків для коротких колон. Сталева оболонка для експериментальних зразків прямокутного поперечного перерізу виготовлялася з двох сталевих холоднокатаних листів товщиною 2 мм, зігнутих у вигляді швелерів і зварених по всій довжині напівавтоматичним зварюванням. Для виготовлення обойми використовувалася сталь марки 08кп з межею текучості $\sigma_y = 220$ Мпа. Відносні розміри поперечного перерізу $b/a = 1; 1.5$ відповідно для квадратного та прямокутного перерізів. Оболонка трубобетонних колон круглого поперечного перерізу виготовлялася з електрозварної круглої труби марки сталі Ст1пс діаметром 102 мм та товщиною стінки 3 мм, з межею текучості $\sigma_y = 330$ МПа. Довжини зразків були рівні 500, 1000, 1500, 2000 мм.

Для виготовлення бетонного ядра використовувався дрібнозернистий бетон з водо-цементним відношенням 0,61. При приготуванні бетонної суміші застосовувався портландцемент марки М 400 Балаклійського цементного заводу ВАТ «Балцем», пісок Безлюдівського піщаного кар'єру і щебінь фракції 5-20 мм. Перед приготуванням бетонної суміші щебінь був ретельно очищений від пилюватих частинок. Склад бетону для сталобетонних колон: проектний клас бетону - С16/20; В/Ц = 0,61; вода = 190 кг; цемент (М 400) = 311 кг; пісок (сіяний) = 662 кг; щебінь (5-20) = 1209 кг.

Після виготовлення металевих обойм здійснювалося їх заповнення бетонною сумішшю в вертикальному положенні з пошаровим ущільненням на віброплощадці. Після закінчення ущільнення відкрита поверхня бетону ретельно вирівнювалась. Перші 28 діб відкриті поверхні бетону зволожувалися і покривалися плівкою для збереження вологи. Зразки для випробування зберігалися в приміщенні лабораторії при температурі +18 - +24 °С і відносній вологості повітря 75 %. Після набору бетоном проектної міцності (через 28 діб)

поверхня бетону шліфувалася врівень з металевою обоймою для забезпечення повного контакту з плитою преса.

При проведенні експерименту прийняте наступне маркування дослідних зразків:

- СБК-1,2,3,4; СБК-1.0-1,2,3; СБК-1.5-1,2; СБК-2.0-1,2 - сталобетонні колони квадратного поперечного перерізу 100×100 мм, які випробовувалися на позацентровий стиск з випадковим ексцентриситетом;
- СБК-5в, 6в, 7в, 8в; СБК-1.0-4в, 5в, 6в; СБК-1.5-3в, 4в, 5в, 6в; СБК-2.0-3в, 4в, 5в, 6в - сталобетонні колони квадратного поперечного перерізу 100×100 мм, які випробовувалися на позацентровий стиск;
- СБП-1,2,3,4 - сталобетонні колони прямокутного поперечного перерізу 150×100 мм, які випробовувалися на позацентровий стиск з випадковим ексцентриситетом;
- СБП-5в, 6в, 7в, 8в - сталобетонні колони прямокутного поперечного перерізу 150×100 мм, які випробовувалися на позацентровий стиск;
- ТБ-1,2,3,4; ТБ-1.0-1,2,3; ТБ-1.5-1,2; ТБ-2.0-1,2 - сталобетонні колони круглого поперечного перерізу $D=102$ мм, які випробовувалися на позацентровий стиск з випадковим ексцентриситетом;
- СБК-5в, 6в, 7в, 8в; СБК-1.0-4в, 5в, 6в; СБК-1.5-3в, 4в, 5в, 6в; СБК-2.0-3в, 4в, 5в, 6в - сталобетонні колони круглого поперечного перерізу $D=102$ мм, які випробовувалися на позацентровий стиск.

У маркуванні серій прийняті наступні умовні позначення: зразки 1,2 – позацентровий стиск з випадковим ексцентриситетом; 3в, 4в – зразки на позацентровий стиск з відносним ексцентриситетом 25 мм; 5в, 6в – зразки на позацентровий стиск з відносним ексцентриситетом 50 мм; для зразків серії СБП величина відносного ексцентриситету становила 50 та 75 мм відповідно. До I серії увійшли короткі зразки СБП висотою 0.5 м; II серія – короткі зразки СБК висотою 0.5 м; III серія – короткі зразки ТБ висотою 0.5 м; IV серія – зразки СБК висотою 1 м; V серія – зразки ТБ висотою 1 м; VI серія – зразки

СБК висотою 1.5 м; VII серія – зразки ТБ висотою 1.5 м; VIII серія – зразки СБК висотою 2 м; IX серія – зразки ТБ висотою 2 м.

Перед проведенням експерименту для випробуваних зразків були визначені геометричні характеристики. Для колон круглого поперечного перерізу наведений осьовий момент інерції $I_{red} = 146 \text{ см}^4$, наведена площа поперечного перерізу $A_{red} = 14.81 \text{ см}^2$, наведена гнучкість $\lambda_{red} = 16, 32, 48, 64$. Для колон квадратного поперечного перерізу $I_{red} = 214 \text{ см}^4$, $A_{red} = 19.36 \text{ см}^2$, $\lambda_{red} = 16, 30, 45, 60$. Відповідно для колон прямокутного поперечного перерізу $I_{red} = 634 \text{ см}^4$, $A_{red} = 27.36 \text{ см}^2$, $\lambda_{red} = 11$.

Міцність бетону визначалася відповідно до [57] шляхом випробування на стиск шести стандартних бетонних кубів і шести бетонних призм для кожного замісу. Зразки виготовлялися в металевих формах, які відповідають вимогам [43]. Перед використанням стаціонарних форм їх внутрішня поверхня була змащена мастилом.

Випробування бетонних кубів проводилося на гідравлічному пресі ИП 2000 в лабораторії кафедри будівельної механіки та гідравліки УкрДУЗТ. Опорні грані зразків підбиралися таким чином, щоб стискаюче зусилля при випробуванні було направлене паралельно шарам укладання бетонної суміші в форми. Руйнівним навантаженням було максимальне зусилля, яке було досягнуто в процесі випробування. Міцність бетону при випробуванні на стиск визначалася з точністю до 0.1 МПа для кожного зразка згідно [57].

$$f_{ck,cube} = (\alpha \cdot N \cdot k_w) / A, \quad (3.3)$$

де α - масштабний коефіцієнт для приведення міцності бетону до міцності бетону в зразках базових розмірів і форми; N - руйнівне навантаження; k_w - поправочний коефіцієнт для пористих бетонів, який враховує вологість зразків в момент випробування; A - площа робочого перерізу зразка.

Середня кубикова міцність бетону в серії з шести зразків визначалася як середнє арифметичне значення по чотирьох значеннях, відкидаючи найменше та найбільше значення міцності зразків. Результати розрахунків занесені в табл. 3.2.

Фізико-механічні характеристики бетону

Клас бетону	Середнє значення кубикової міцності $f_{cm, cube}$, МПа	Нормативна призмova міцність $f_{ck, prism}$, МПа	Початковий модуль пружності $E_c \cdot 10^3$, МПа	Коефіцієнт Пуассона, ν_c
I серія зразків				
C16/20	30.43	17.3	28.1	0.20
II серія зразків				
C16/20	29.8	16.9	27.8	0.20
III серія зразків				
C16/20	29.5	15.8	27.1	0.19
IV серія зразків				
C16/20	28.6	16.3	26.3	0.18
V серія зразків				
C16/20	26.4	15.7	26.1	0.18
VI серія зразків				
C16/20	27.7	16.1	25.9	0.19
VII серія зразків				
C16/20	24.8	14.8	25.1	0.18
VIII серія зразків				
C16/20	28.1	15.5	26.6	0.19
IX серія зразків				
C16/20	25.3	16.7	25.4	0.18

У процесі випробування бетонних кубів вимірювалися поздовжні і поперечні деформації за допомогою тензодатчиків, розташованих по чотирьох гранях. Для дублювання вимірювань поздовжніх деформацій були встановлені індикатори годинникового типу ІЧ-10. За величинами деформацій були визначені при навантаженні, яке дорівнювало 30 % від руйнуючого, - початковий модуль деформації бетону і коефіцієнт поперечних деформацій. Результати розрахунків наведено в табл. 3.2. Побудовано залежності поздовжніх і поперечних деформацій від напружень (рис. 3.5).

Для визначення фізико-механічних характеристик міцності і деформативності сталі з металевих обойм були вирізані і оброблені відповідно до [103] сталеві смуги.

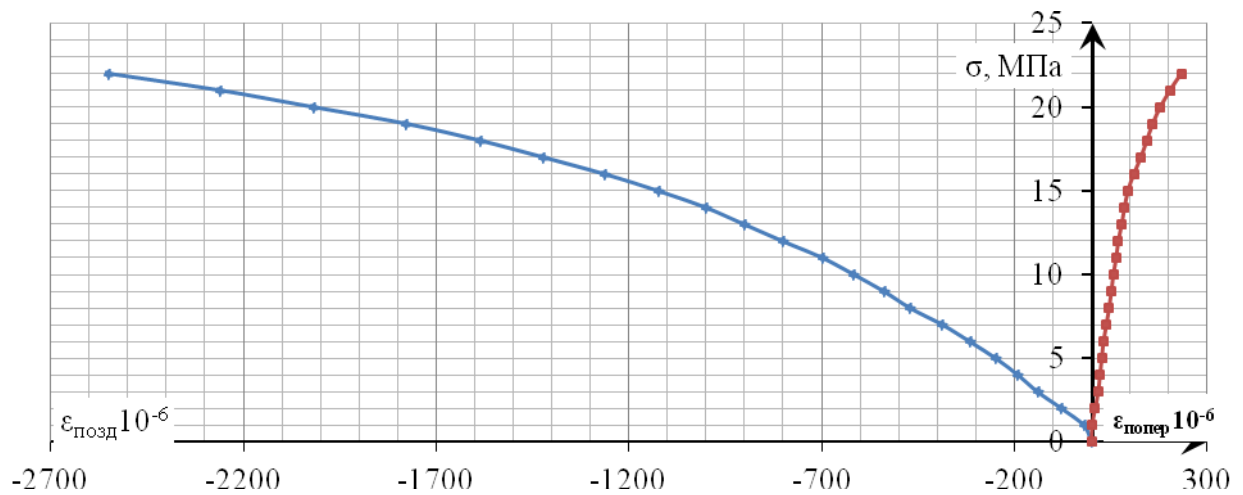


Рис. 3.5. Залежності поздовжніх і поперечних деформацій від напружень

Відповідно до цих вимог, товщина пропорційних плоских зразків в робочій частині становила $a_0 = 2$ мм, а ширина - 30 мм, та початкова розрахункова довжина:

$$l_0 = 11.3 \cdot \sqrt{A_{so}}, \quad (3.4)$$

де A_{so} – початкова площа поперечного перерізу, $l_0 = 11.3 \cdot \sqrt{2 \cdot 30} = 90$ мм.

Робоча довжина зразків розраховується за формулою:

$$l = l_0 + 2 \cdot \sqrt{A_{so}}. \quad (3.5)$$

Загальна довжина зразка склала:

$$L = l + 2 \cdot h_1, \quad (3.6)$$

де h_1 – довжина зразка, необхідна для захвату в розривній машині.

В результаті отримаємо:

$$l = 90 + 2 \cdot \sqrt{2 \cdot 30} = 110 \text{ мм}, \quad L = 110 + 2 \cdot 50 = 210 \text{ мм}.$$

Випробування прокатної сталі на розтяг проводилося східчасто наростаючим навантаженням на розривній машині Р-5 кафедри будівельної механіки та гідравліки УкрДУЗТ. Деформації при випробуванні визначалися тензодатчиками. Зразки були пронумеровані поза робочої довжини. Для перерахунку відносного подовження після розриву, по всій робочій довжині зразка були нанесені риси через кожні 10 мм.

Внаслідок проведення випробувань металевих зразків була визначена межа текучості, тимчасовий опір сталі на розтяг, відносне подовження зразка після розриву, модуль пружності та коефіцієнт Пуассона сталі. Округлення підрахованих результатів випробувань проводилося згідно [103]. Результати випробувань наведені в табл. 3.3. За навантаженнями в характерних точках роботи сталі визначені відносні деформації та напруження текучості.

Таблиця 3.3

Фізико-механічні характеристики сталі

Серія зразків	f_{yk} , МПа	f_{ut} , МПа	E_s , МПа	ν_s
лист холоднокатаний	218.1	340.2	$1.95 \cdot 10^5$	0.29
труба електрозварна	332.5	424.7	$2.02 \cdot 10^5$	0.30

Для оцінки однорідності бетонної суміші і її міцності по висоті перерізу були виготовлені бетонні циліндри (рис. 3.6). Оцінка міцності виконувалась як руйнівним, так і неруйнівним методом контролю. Методом неруйнівного контролю за допомогою приладу ОНІКС-2.5, ультразвукового приладу БЕТОН-22, молотка Шмідта – МШ-225 були визначені міцності бетону по висоті.



Рис. 3.6. Бетонні циліндри для дослідження однорідності бетонної суміші

При руйнівному методі, бетонні циліндри були розрізані на 4 частини з наступним шліфуванням торців і випробуванні на гідравлічному пресі. Результати показали незначні розбіжності у показаннях міцності бетону по висоті. Однак, структура бетону явно відрізняється за зовнішнім виглядом (рис. 3.7).

Так, нижня частина в своїй структурі мала більше зерен щебеню і часток цементу, в той час, як верхня частина мала більш піщану структуру. Це пов'язано з масою частинок і їх швидкістю осідання при тривалому вібруванні. Для забезпечення однорідності бетонної суміші, мінімізації її розшарування і зміни структури при укладанні і вібруванні, був підібраний бетон оптимального складу за методикою УкрДУЗТ [119]. Отримані результати добре узгоджуються з результатами роботи О.М. Гукасян [44].



Рис. 3.7. Бетонні циліндри після випробування

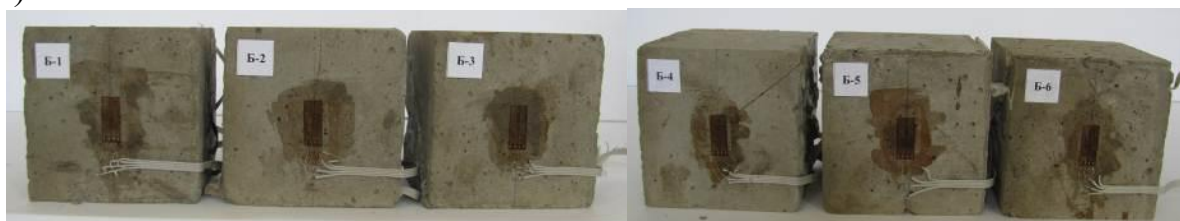
В роботі [44] О.М. Гакусян досліджено вплив технологічних факторів бетонування (марки бетонної суміші за легкоукладальністю, час ущільнення, висота труобетонного зразка) на однорідність міцності бетонного ядра по висоті труобетонних елементів. Проведені експериментальні дослідження, з метою виявлення впливу дефектів ядра (порожнин, локальні ослаблення, раковини та ін.) на його міцність. Розроблені пропозиції щодо раціональної технології заповнення бетоном труби-оболонки та способів бетонування труобетонних елементів на будівельному майданчику у проектному (вертикальному) положенні.

Для визначення деформацій в бетоні при різних умовах твердіння пропонується використовувати метод тензометрії. Застосування в експериментальних дослідженнях тензорезисторів дозволяє стежити за розвитком деформацій, а також зробити висновки про їх лінійну або нелінійну залежність.

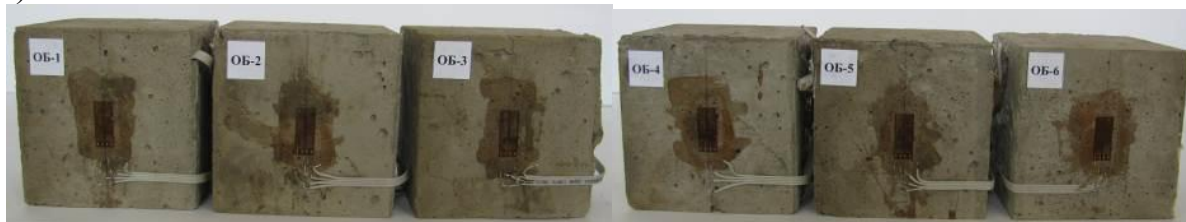
Для проведення експериментальних досліджень було виготовлено 3 серії дослідних зразків, по 6 кубиків в кожній (рис. 3.8.): твердіння бетону в звичайних умовах (Б); в умовах всебічного обтиску (ОБ); з подальшим вийманням кубиків з форм, бетонні кубики в сталевий обоймі (СБ). Глибинні датчики встановлювалися в зразках під час бетонування.

Бетонні кубики (клас бетону С16/20) випробовувалися на гідравлічному пресі ИП-2000. До зразків прикладалося осьове навантаження. У процесі випробування вимірювалися поздовжні деформації. Для цього на грані кубиків в поздовжньому напрямку наклеювалися тензорезистори серії ВХ120-20АА-Х. Глибинний тензодатчик розміщувався також в поздовжньому напрямку всередині кубика. При цьому до зразків СБ-4 та СБ-5 навантаження прикладалося тільки на бетон. Показання тензодатчиків знімали за допомогою тензометричної станції ВНП-8. Відліки за приладами знімалися на кожному ступені навантаження. Всі зразки доводилися до руйнування.

а)



б)



в)



Рис. 3.8. Зовнішній вигляд зразків перед проведенням випробувань: бетонні кубики 1 серії (а), бетонні кубики 2 серії (б), сталобетонні кубики 3 серії (в)

Зовнішній вигляд зразків після випробування представлено на рис. 3.9. Бетонні кубики 1 і 2 серії руйнувалися за стандартною схемою з появою тріщин в кутових зонах.

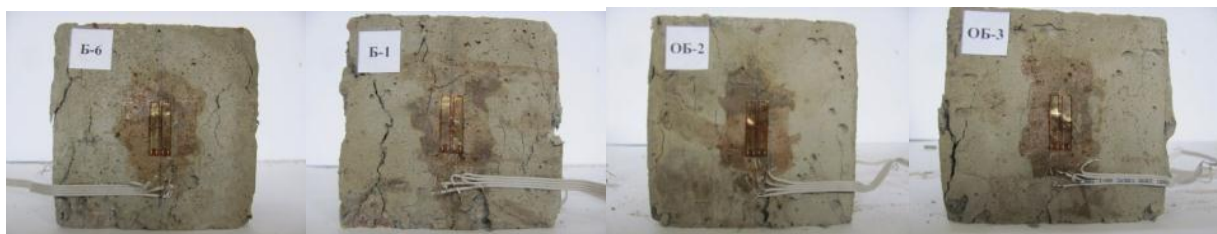


Рис. 3.9. Зовнішній вигляд бетонних кубиків 1 та 2 серії після випробувань

Після демонтажу обойми сталобетонних кубиків був проведений аналіз характеру руйнування бетонного ядра. На рис. 3.10 видно, що в місцях повного руйнування бетонного ядра сталева оболонка втрачає стійкість і з'являються поперечні гофри. Характер руйнування зразків, до яких прикладалося навантаження тільки на бетон, представлений на рис. 3.10.

а)



б)



Рис. 3.10. Зовнішній вигляд сталобетонних кубиків після демонтажу обойми: навантаження на комплексний переріз (а) та навантаження на бетон (б)

Руйнування бетонного ядра по всьому перерізу призводить до всебічного випучування сталеві оболонки. Це говорить про те, що оболонка в даному випадку працює як стримуючий фактор від появи макротріщин в бето-

ні, створюючи тим самим об'ємно-напружений стан бетонного ядра. Поздовжні деформації бетонного ядра розвиваються практично так само, як і в разі прикладання навантаження на комплексний переріз. Але в такому випадку сталева оболонка не сприймає практично ніякого навантаження. Тільки в момент повного руйнування бетонного ядра відбувається перерозподіл зусиль, що призводить до всебічного випинання сталеві оболонки.

За результатами випробувань трьох серій зразків були побудовані графіки залежностей поздовжніх деформацій від діючого навантаження (рис. 3.11-3.13). Аналізуючи отримані графіки, можна зробити висновок, що поздовжні деформації всередині бетонного кубика більші ніж на його поверхні, незалежно від умов твердіння бетону. При твердінні в умовах всебічного обтиску міцність бетону збільшилася на 10 %, а сталева оболонка підвищила міцність бетонного куба на 35 % в порівнянні з міцністю стандартних бетонних кубиків.

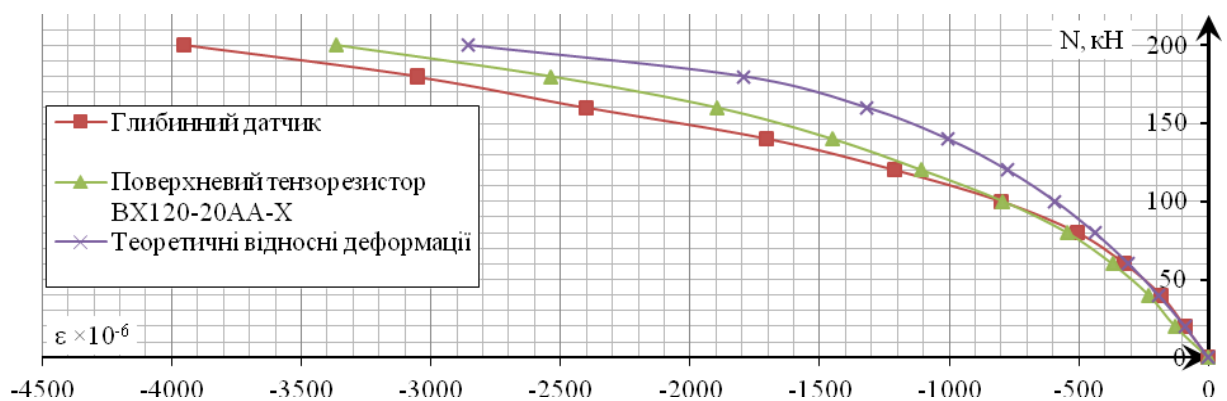


Рис. 3.11. Усереднений графік зміни поздовжніх деформацій в бетонних кубиках 1 і 2 серії

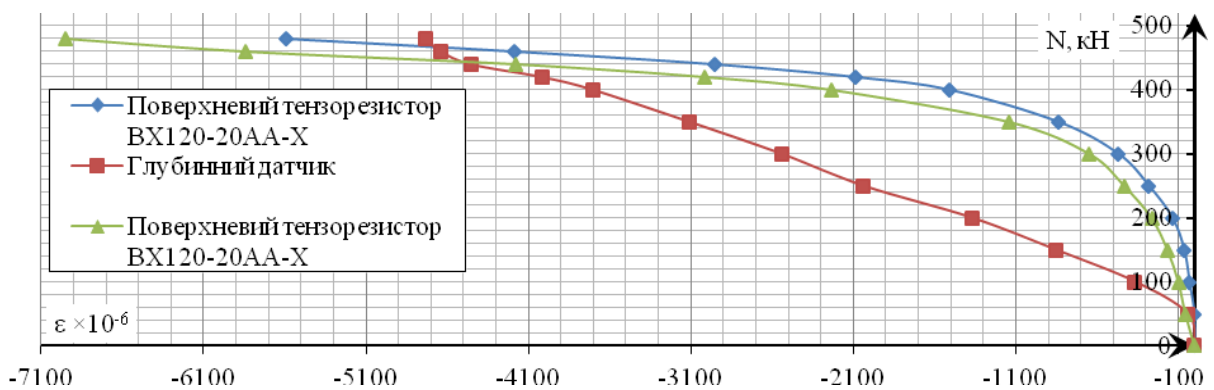


Рис. 3.12. Усереднений графік зміни поздовжніх деформацій в сталобетонних кубиках 3 серії (навантаження на комплексний переріз)

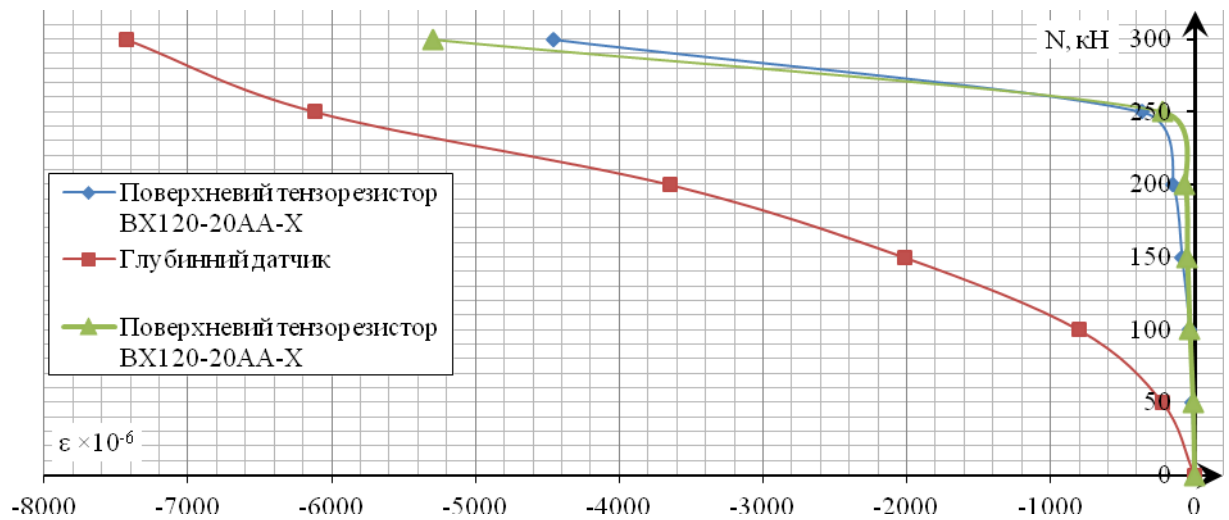


Рис. 3.13. Усереднений графік зміни поздовжніх деформацій в сталобетонних кубиках 3 серії (навантаження на бетон)

З метою більш докладного вивчення поведінки деформацій в бетоні та беручи до уваги результати досліджень [19-21, 104, 108, 120, 195-196, 201, 205] були проведені експериментальні дослідження на бетонних призмах із застосуванням глибоких датчиків.

Для проведення експериментальних досліджень було виготовлено 2 серії дослідних зразків (рис. 3.14, а, б). При цьому зразки I серії тверднули в звичайних умовах, а зразки II серії тверднули в умовах всебічного обтиску. Випробування призм з розмірами ребер 150×150×600 мм проводилися на 30 день після бетонування. Виготовлення та випробування бетонних призм проводилося відповідно до нормативних вимог [54-57].

Бетонні призми (клас бетону С20/25) випробовувалися на гідравлічному пресі ИП-2000 в лабораторії кафедри будівельної механіки та гідравліки Українського державного університету залізничного транспорту. До зразків прикладалося осьове навантаження. На гранях із зовнішньої сторони наклеювалися тензорезистори. У процесі випробування вимірювалися поздовжні і поперечні деформації. Глибокі датчики у вигляді тривимірної розетки встановлювалися в зразках під час бетонування. Показання тензодатчиків знімали за допомогою тензометричної станції ВНП-8. Навантаження прикладали ступенями по 20 кН. Відліки за приладами знімалися на кожному ступені навантаження. Всі зразки доводилися до руйнування (рис. 3.14, в, г).

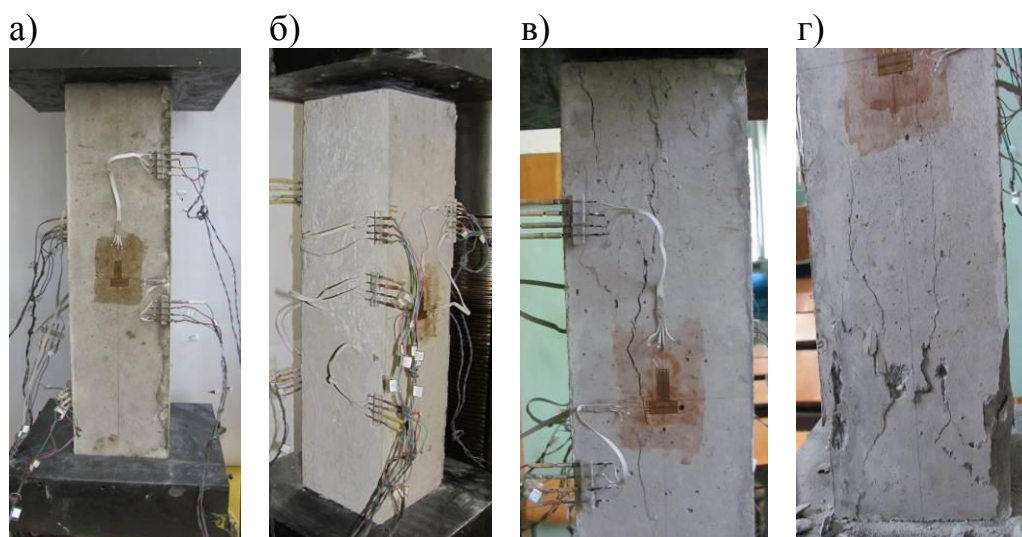


Рис. 3.14. Зовнішній вигляд бетонних призм до (а), (б) та після випробувань (в), (г)

За результатами випробувань двох серій зразків були побудовані графіки залежностей відносних деформацій від діючого навантаження рис. 3.15 – 3.16.

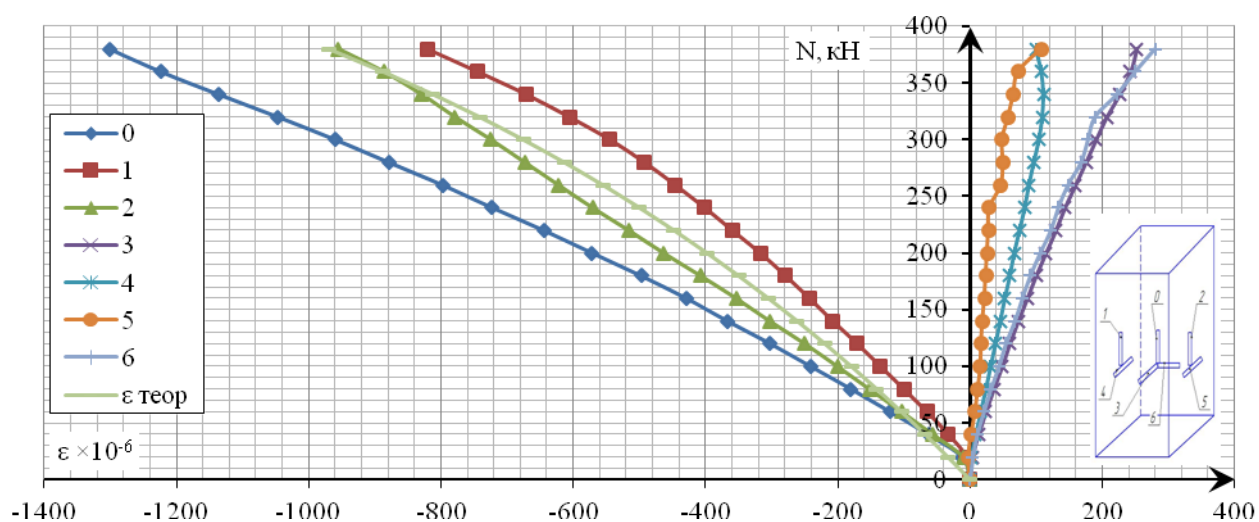


Рис. 3.15. Залежність відносних деформацій від навантаження для призм І серії

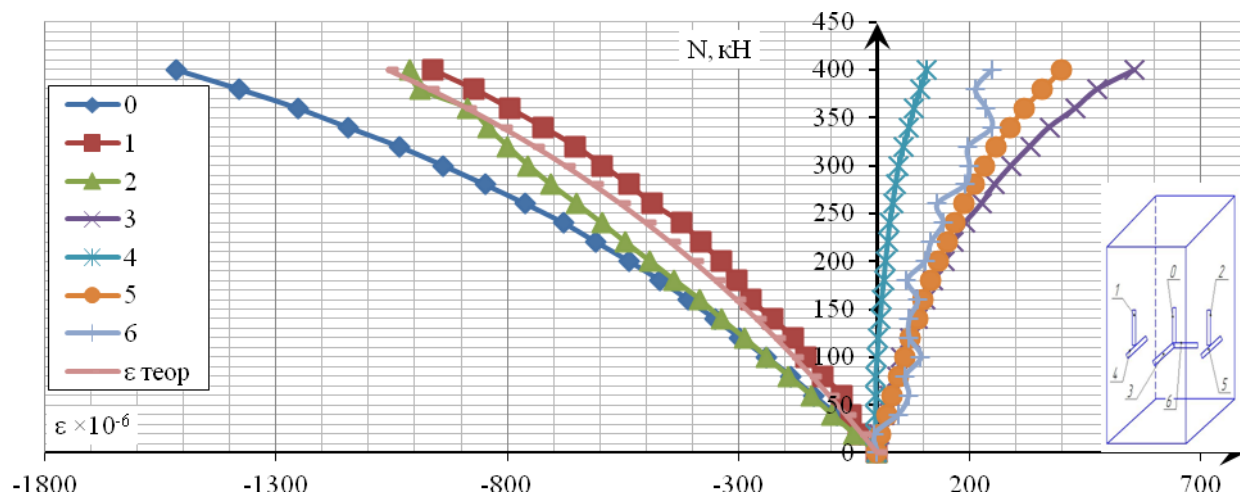


Рис. 3.16. Залежність відносних деформацій від навантаження для призм ІІ серії

Аналізуючи отримані графіки, можна зробити висновок, що відносні деформації всередині бетонних призм більші ніж на поверхні, незалежно від умов твердіння бетону. При переході до аналізу опору бетону при стиску методично важливе питання про пуассонове розширення. Щоб усвідомити його роль при встановленні деформаційних критеріїв руйнування, необхідно враховувати несплошність бетону, його псевдозернисту структуру. При прикладанні до зразка стискаючого навантаження відбувається руйнування зерен. Поперечні зв'язки, що визначають міцність зразка, при цьому розтягуються, їх деформації з пуассоновим розширенням ніяк не пов'язані, тому руйнування поперечних зв'язків відбувається при досягненні деформацій граничного значення. Встановлено, що граничні осьові деформації всередині бетону значно більші за величиною, ніж крайові критичні деформації на поверхні, при яких досягає максимуму несуча здатність стиснутої зони перерізу. Для отримання розрахункових залежностей зміни коефіцієнта поперечних деформацій пропонується використовувати дані статичних випробувань. Зміна міцності бетону практично не впливає на характер залежності коефіцієнта ν від рівня поперечної деформації. При цьому отримані залежності можна розбити на дві характерні ділянки. На першій ділянці, яка характеризується пружною роботою бетону, коефіцієнт поперечної деформації практично постійний і дорівнює 0.18. Після досягнення поперечними деформаціями значень рівних 15 % їх граничного значення для одновісного навантаження, що відповідає межі утворення мікротріщин, спостерігається монотонне збільшення коефіцієнта ν за законом, дуже близьким до лінійного, до значення 0.45 у момент руйнування зразка. Як відомо бетон на цій ділянці можна розглядати як суцільний псевдопластичний матеріал. Отримані дані добре узгоджуються з результатами [6-8].

Отримані результати дозволяють перейти до експериментальних досліджень сталобетонних конструкцій різної довжини і форми поперечного перерізу з використанням не тільки зовнішніх датчиків, а й глибинних для оцінки напружено-деформованого стану конструкцій, що необхідно для подальшої оптимізації поперечних перерізів комбінованих конструкцій.

В результаті випробування бетонних призм були отримані дані про характер розвитку відносних деформацій на поверхні і всередині бетону на різних етапах навантаження. В експериментальних зразках другої серії, які тверднули в умовах всебічного обтиску, спостерігалось збільшення міцності бетону на 10 % в порівнянні зі стандартними призмами. Таке явище має позитивний ефект при застосуванні сталобетонних конструкцій, в яких бетонне ядро набирає міцність в умовах всебічного обтиску. В ході експерименту велось спостереження за характером розвитку деформацій і тріщиноутворенням кожної серії зразків. На зразках першої серії поява тріщин спостерігалась при навантаженні рівному $0.5N_u$. Поява тріщин на зразках другої серії спостерігалась при досягненні навантаженням величини $0.8N_u$. Після чого слідував різкий розвиток тріщин по всьому зразку, і як наслідок, швидке руйнування бетону.

Відношення поперечних деформацій до поздовжніх, розраховані за показниками глибинних датчиків, змінювалися в межах від 0.18 до 0.45. Це свідчить про те, що при механічному навантаженні тріщини в першу чергу утворюються на поверхні. Утворенню тріщин в матеріалі передують розрив і поява порушень суцільності структури матеріалу внаслідок зростання деформацій на площадках або за об'ємами. Це говорить про те, що місця появи мікротріщин є концентраторами напружень.

3.4. Методика проведення випробувань

Вивчення напружено-деформованого стану випробовуваних зразків проводилося в основному тензометричним методом. Серед переваг даного методу слід відмітити: високу чутливість при вимірюванні деформацій; мінімально можлива база вимірювання, що дозволяє отримувати найменші похибки; дистанційність та можливість реєстрації показань великої кількості тензорезисторів, що дозволяє застосовувати даний метод при випробуванні натурних конструкцій. Виготовлення зразків та проведення випробувань відбувалося з дотриманням рекомендацій нормативних документів [3, 45-47, 53-55].

Вимірювання виконувалися електротензорезисторами серії ВХ-120-20-АА-Х з базою 20 мм, які об'єднувалися в двокомпонентні прямокутні тензорозетки, що дозволили визначити деформації за основними напрямками. Показання тензорезисторів реєструвалися тензометричною базою ВПП-8.

Схема наклеювання електротензорезисторів на поверхню оболонки та схема розташування механічних приладів наведена на рис. 3.17.

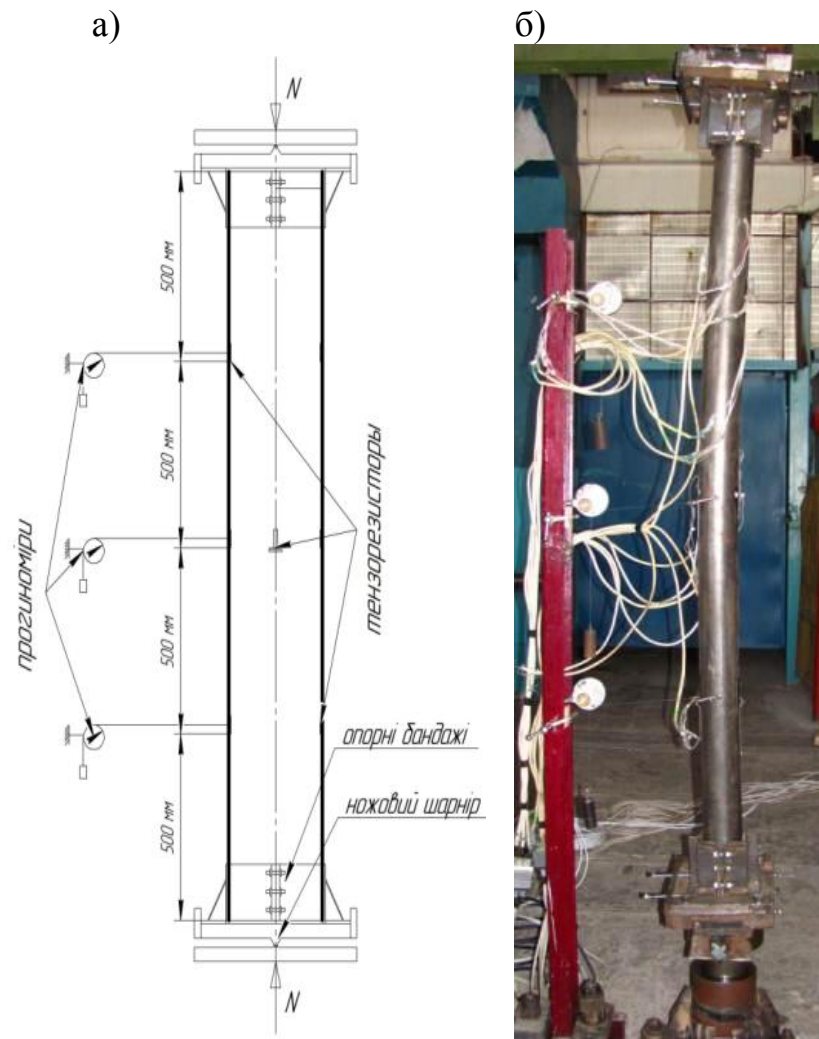


Рис. 3.17. Схема наклеювання електротензорезисторів на поверхню оболонки (а) та схема розташування прогиномірів (б)

Всі дослідники трубобетонних конструкцій стикалися зі складністю вимірювань деформацій бетонного ядра через його важкодоступність. Для вирішення цієї проблеми була розроблена методика вимірювання поздовжніх деформацій бетонного ядра за допомогою глибинної розетки датчиків.

Датчики встановлюються всередині ядра при виготовленні елементів конструкцій (рис. 3.18). Місце розташування, кількість і орієнтація датчиків визначаються при плануванні експерименту і залежать від характеру завдань, що стоять перед дослідником. Датчики повинні бути закріплені настільки надійно, щоб їх місце і орієнтація не змінилися при виконанні технологічних операцій по виготовленню конструкції: укладанні суміші, її ущільненні та ін. Однак засоби для кріплення не повинні впливати на фізико-механічні властивості середовища: надавати, наприклад, армуючу дію, перешкоджаючи вільному деформуванню.

В роботі [113] описаний спосіб кріплення глибинного датчика в бетоні за допомогою тонкої сталевий струни. Використовують також нитки з полімерної смоли або нейлону діаметром 0.6-0.8 мм (рибальська волосінь). Необхідне закріплення датчика забезпечується при натягу нитки зусиллям 20-30 Н. Відзначається, що при зволоженні (наприклад, в бетоні) волосінь втрачає пружні властивості і тому не впливає на результати вимірювань.

Відстань між сусідніми датчиками повинна бути достатньою, щоб виключити їх взаємний вплив. Відомо, що вплив силового поля тензорезисторів зі збільшенням відстані швидко згасає, і на відстані приблизно трьох діаметрів від центру датчика буде дуже незначним. Тому взаємний вплив можна не враховувати, якщо датчики розміщені на відстані більше трьох діаметрів.

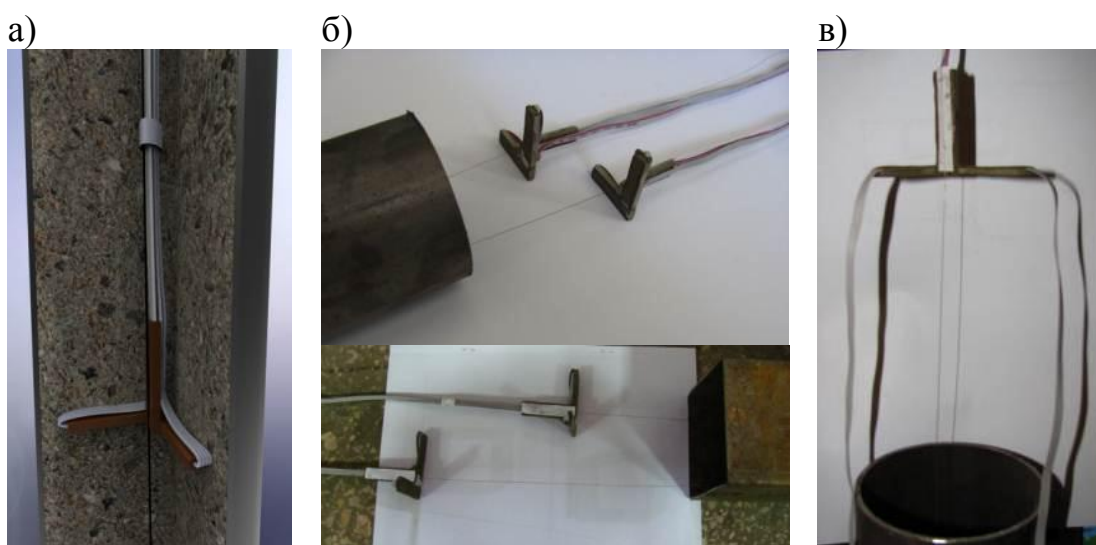


Рис. 3.18. Модель глибинного датчика всередині сталобетонної колони (а) та процес встановлення глибинного датчика (б), (в)

При установці датчиків необхідно стежити за розташуванням з'єднувальних проводів. З метою зменшення впливу силового поля в зоні розміщення слід уникати скупчення з'єднувальних проводів в безпосередній близькості від датчиків. Їх розташування повинне бути ретельно продумано на стадії проектування. Під час установки необхідно стежити за чистотою поверхонь з метою забезпечення гарного зчеплення (склеювання) всієї поверхні датчика з середовищем. Порушення зчеплення викликає додаткову похибку вимірювання, яка може виявитися чималою.

Велике значення має ретельне укладання і ущільнення матеріалу навколо датчиків при виготовленні елементів конструкцій. При бетонуванні конструкцій краще використовувати жорстку бетонну суміш, ретельно ущільнюючи її поблизу датчика. Пластична суміш, яка містить велику кількість води, має підвищену усадку, тому в ній найімовірніше утворення повітряної порожнини біля поверхні датчика.

Провід від датчиків виводився через верх колони або через наскрізні отвори на гранях колон, виконаних на відстані $\frac{1}{4}$ від висоти. Круглі отвори мали діаметр 4 мм, прямокутні поперечні отвори мали розмір 1.5 мм $\times$ 5 мм, загальний вид отворів представлений на рис. 3.19. Наявність отворів не вплинуло істотно на несучу здатність сталобетонних колон. Випробування трубобетонних колон з отворами показали наступні результати. Так, в трубобетонних колонах з поперечними прорізами на останніх стадіях завантаження спостеріглося видавлювання бетону з прорізів і подальше їх зминання в сліпий стик. Це призводило до пошкодження проводу та унеможливлювало подальше зняття показань з датчиків, у той час, як в трубобетонних колонах з круглими отворами виводи проводів залишалися неушкодженими. Навіть при максимальному навантаженні круглі отвори приймали тільки овальну форму, що не впливало на процес вимірювання. Показання відносних поздовжніх деформацій в зоні отворів були значно менше, ніж в середній частині зразків. Вибір форми, розмірів і розташування отворів по висоті сталобетонних колон ґрунтувався на проведених дослідженнях, представлених в роботах [29-32].

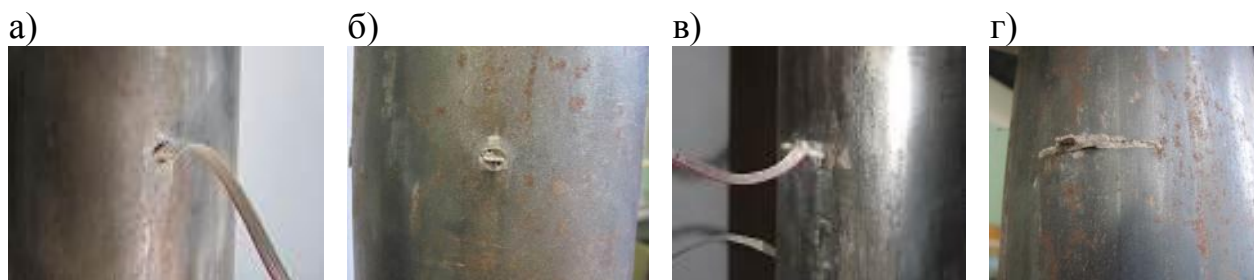


Рис. 3.19. Загальний вигляд круглих отворів до (а) та після (б) випробувань і поперечних прорізів (в), (г) аналогічно

За результатами виконаних раніше досліджень були розглянуті кілька можливих варіантів завантаження зразків (рис. 3.10):

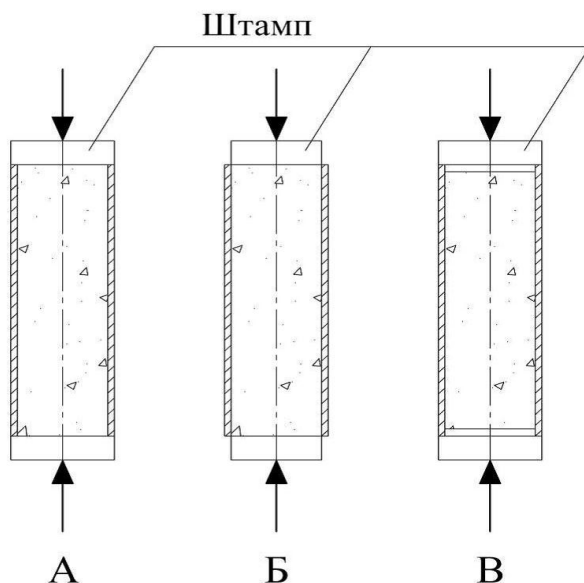


Рис. 3.20. Схеми прикладання навантаження на переріз сталобетонного зразка: А - завантаженість всього поперечного перерізу; Б - завантаженість тільки торця ядра; В - завантаженість тільки торця оболонки

Як зазначається в [39, 52, 102-103, 106-108, 131, 142,], «передача навантаження за схемами «А» або «Б» суттєво не відрізняється і характеризується тим, що зусилля з перших ступенів сприймається всім перерізом за рахунок значних сил тертя між оболонкою і бетонним ядром. При передачі зусилля тільки на метал (схема «В») несуча здатність трубобетонних елементів помітно падає, наближаючись до несучої здатності порожнистих сталевих труб [142]. Дана схема є неприйнятною для практичного застосування». Таким чином, для експериментальних досліджень була обрана схема навантаження «А», як одна з найбільш ефективних і простих в практичному виконанні.

При досягненні кожного ступеня навантаження з усіх приладів знімалися відліки. Відліки знімалися двічі: одразу після прикладання навантаження і після витримки під навантаженням.

Прогини позацентрово-стиснутих зразків в площині дії згинального моменту фіксувалися трьома прогиномірами 6ПАО, які закріплювалися на статичному штативі у трьох перерізах по висоті зразка.

Випробування проводилися на гідравлічному пресі у вертикальній орієнтації. Ножові шарніри забезпечували шарнірне спирання стиснутих елементів. Вертикальність зразків перевірялася спочатку за геометричною віссю за допомогою будівельного рівня. Потім центрування здійснювалося за геометричними вісями нижньої плити преса, і, нарешті, по фізичній осі елемента. З цією метою 2 - 3 рази зразок завантажували до рівня 20 % від очікуваної величини руйнівного навантаження і перевіряли показання тензорезисторів.

Для завдання ексцентриситету поздовжньої стискаючої сили застосовувалися ножові шарніри. За допомогою регулюючих гвинтів встановлювалась необхідна величина ексцентриситету рис. 3.21. Принципові схеми випробувань на позацентровий стиск коротких та гнучких зразків показані на рис 3.22.



Рис. 3.21. Загальний вигляд ножового шарніра з опорним бандажем

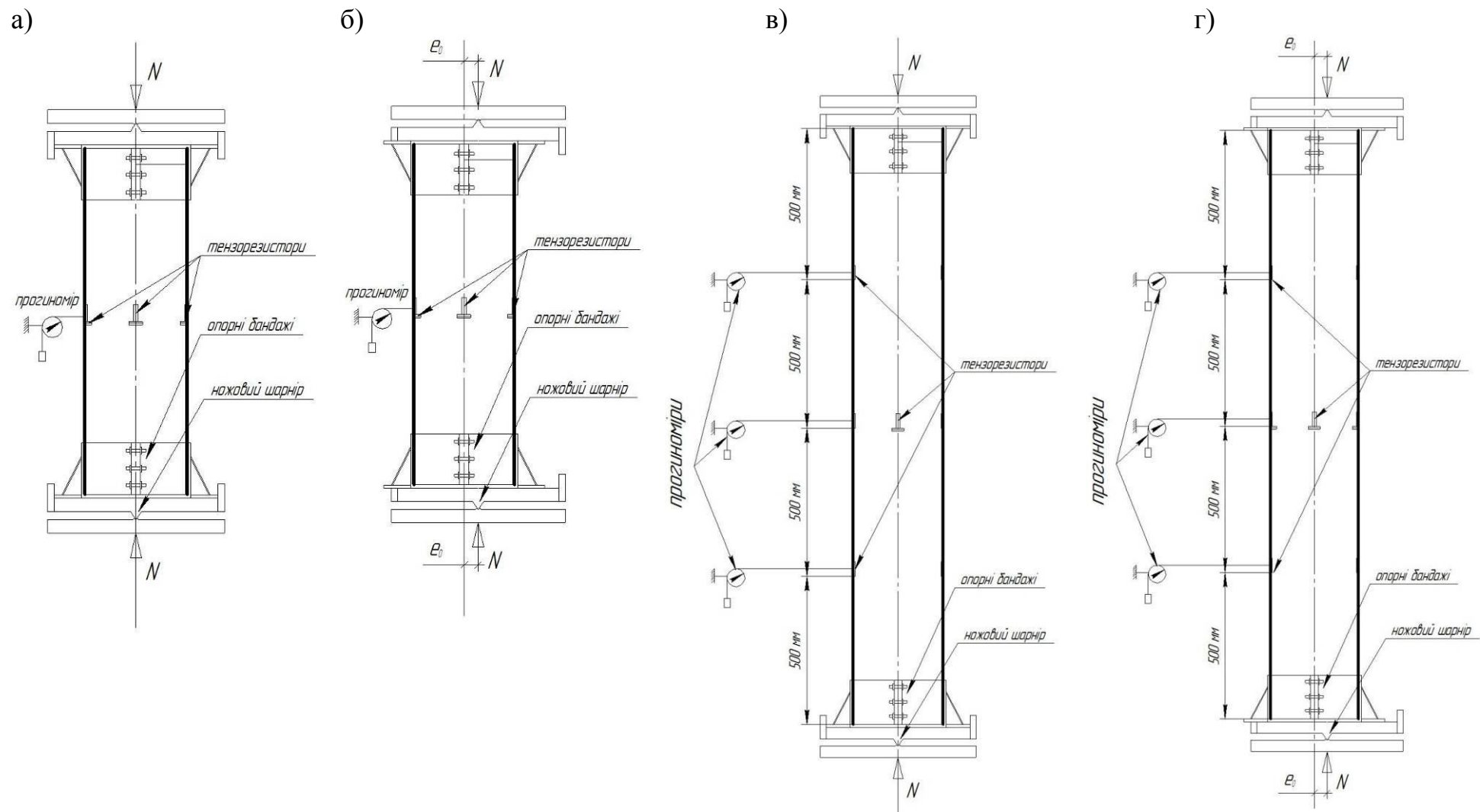


Рис 3.22. Принципові схеми випробувань на центральний (а) і позацентричний (б) стиск коротких та гнучких зразків (в), (г)

3.5. Висновки за розділом 3

1. Проведено планування експерименту, запропоновано принципово нову модель тривимірної розетки глибинного датчика та технологію її виготовлення, розглянуто технологію виготовлення експериментальних зразків, розроблено методику проведення експерименту.
2. При визначенні фізико-механічних властивостей матеріалів використовувалися стандартні вимірювальні прилади і методики випробувань.
3. Розроблено нову конструкцію глибинного датчика, використання якого дозволяє виявити закономірності деформування бетонного ядра в сталобетонних конструкціях на всіх стадіях завантаження.

РОЗДІЛ 4

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ СТАЛЕБЕТОННИХ КОЛОН

4.1. Мета та задачі досліджень

Для проведення експериментальних досліджень були обрані зразки сталевобетонних колон круглого, квадратного і прямокутного поперечного перерізів, що сприймають короткочасне стискаюче навантаження.

Метою експериментального дослідження було вивчення міцності зразків коротких та гнучких сталевобетонних колон при позацентровому стиску.

На підставі проведеного раніше аналізу теоретичних і експериментальних досліджень, викладених у роботах [4-8, 18, 58, 59, 66, 72, 84, 95, 97, 99, 109, 114-118, 121, 125-127, 129-133, 162, 199, 216] слід зазначити, що застосування сталевобетону ефективно в конструкціях, які працюють на центральний стиск, а також в зігнутих і позацентрово-стиснутих елементах. Ефективність досягається збільшенням міцності бетонного ядра, яке знаходиться в тривісному напружено-деформованому стані за рахунок ефекту обойми, а наявність заповнювача всередині оболонки збільшує її місцеву стійкість. При цьому в порівнянні з залізобетонними сталевобетонні конструкції мають підвищену несучу здатність, жорсткість, тріщиностійкість та меншу вагу конструкції.

На даний час накопичений великий експериментальний і теоретичний досвід щодо дослідження гнучких стиснених сталевобетонних елементів. Проте результати розрахунку за несучою здатністю гнучких стиснених сталевобетонних елементів отримують різні. Причому чим більша гнучкість та чим більший початковий ексцентриситет прикладання навантаження, тим більше різниця отриманих результатів. Основною причиною, що призвела до появи багаточисельних методик розрахунку сталевобетонних елементів є те, що важко зафіксувати момент руйнування сталевобетонного зразка під дією навантаження. Для визначення впливу гнучкості використовуються не лише розрахункові довжини елемента та геометричні характеристики, а й коефіцієнти, що враховують особливості сумісної роботи тривісного напружено-

деформованого бетонного осердя. Аналізуючи способи розрахунків науковців, що займалися проблемою визначення несучої здатності сталобетонних елементів, як в нашій країні так і за кордоном, можна виділити певну консолідацію дослідників в методі врахування несучої здатності - зменшення несучої здатності елементу шляхом множення його значення на коефіцієнт менший за одиницю, що враховує гнучкість і визначається в залежності від висоти елементу і ексцентриситету прикладання навантаження. При розробці програми експериментальних досліджень була поставлена задача дослідити вплив на роботу стиснених сталобетонних елементів гнучкості зразка, величини ексцентриситету навантаження, фізико-механічних властивостей вихідних матеріалів та конструктивного рішення виконання оболонки.

Товщина стінки труби-оболонки вибиралася, виходячи з рекомендацій Європейських норм [197-198], в яких відносну товщину стінки оболонки сталобетонних колон (b/δ) рекомендується приймати в межах $25 \div 50$ з умови недопущення втрати оболонкою місцевої стійкості, причому вибір меншого значення кращий.

Відношення висоти зразка до сторони поперечного перерізу (h/b) для коротких сталобетонних колон становило 5:1, для гнучких – 10:1, 15:1, 20:1. Відносний ексцентриситет прикладання зовнішнього навантаження дорівнював 0; 0.25; 0.5.

4.2. Випробування коротких сталобетонних колон на позацентровий стиск

Експериментальні дослідження були виконані для вивчення впливу на несучу здатність і деформативність сталобетонних колон їх геометричних розмірів, довжини і гнучкості, фізико-механічних характеристик застосовуваних матеріалів, величини прикладеного ексцентриситету. Випробування коротких сталобетонних колон проводилися для перевірки працездатності глибинного датчика та порівняння отриманих результатів з існуючими даними.

Використовувана методика випробувань, прийняті вимірювальні прилади і схеми їх розміщення дозволили отримати необхідні об'єктивні експериментальні дані про несучу здатність, розвиток деформацій і характер руйнування зразків. Прийняті для виготовлення зразків матеріали (сталь і бетон) мають фізико-механічні властивості, які характерні для матеріалів, що широко застосовуються при проектуванні реальних будівельних конструкцій.

Для більш детального вивчення розвитку поздовжніх і поперечних деформацій в бетонному ядрі, механізму руйнування бетону, а також урахування ефекту обтиску за рахунок роботи сталеві оболонки, всередині зразків встановлювалася тривимірна розетка глибинного датчика. Глибинний датчик поміщали в обойму під час бетонування (рис. 4.1). Детальний опис процесу виготовлення та встановлення глибинного датчика наведено у розділі 3.

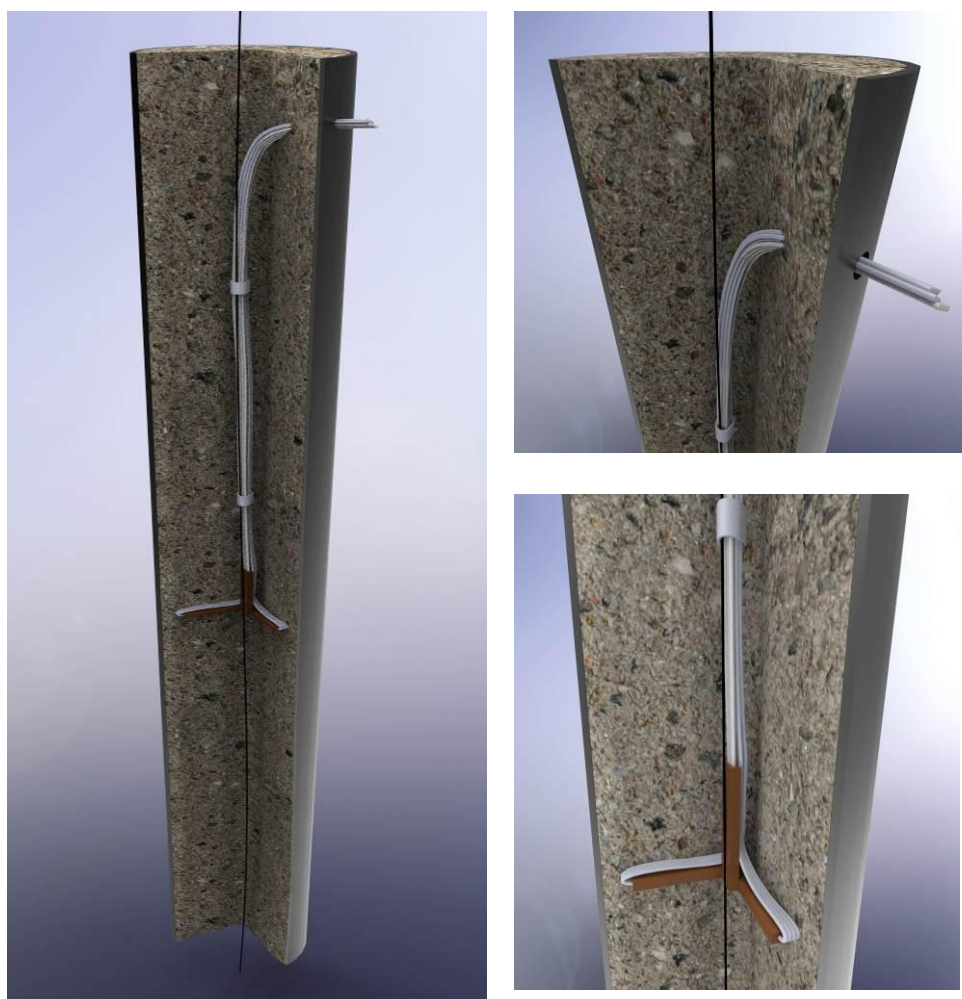


Рис. 4.1. Модель сталебетонної колони з глибинним датчиком

Бетонування і випробування всіх зразків проводилося відповідно до нормативних документів. Технологія виготовлення сталеві оболонки та бетонного ядра, а також методика проведення експерименту розглянуті у розділі 3.

Короткі сталобетонні колони випробовувалися на позacentровий стиск з випадковим ексцентриситетом на гідравлічному пресі ІП-2000 в лабораторії кафедри «Будівельна механіка та гідравліка» Українського державного університету залізничного транспорту.

До зразків прикладалося навантаження на комплексний переріз. У процесі випробування вимірювалися поздовжні і поперечні деформації. Для цього на грані колон в поздовжньому і поперечному напрямках наклеювалися тензорезистори серії ВХ120-10АА-Х. Показання тензодатчиків знімали за допомогою тензометричної станції ВНП-8. Навантаження прикладали по 20 кН в інтервалі від 0 до $0.9N_u$, при цьому кожна ступінь навантаження витримувався не менше 5 хв. Відліки за приладами знімалися на кожному ступені навантаження. Всі зразки доводилися до руйнування. Зовнішній вигляд сталобетонних колон до проведення випробувань показано на рис. 4.2 – 4.4.

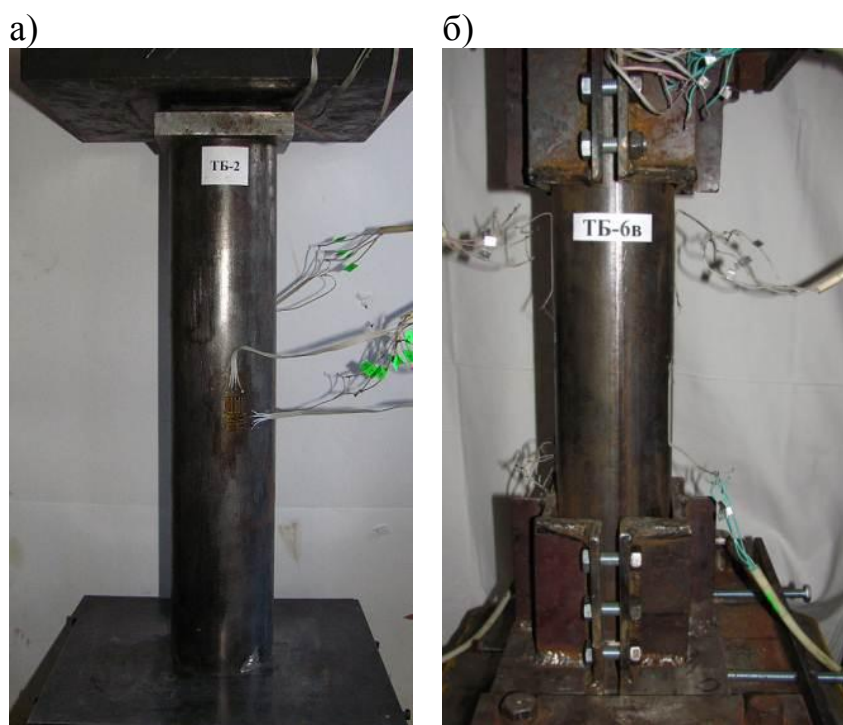


Рис. 4.2. Зовнішній вигляд сталобетонних колон серії ТБ до проведення випробувань: а – центральний стиск, б – позacentровий стиск

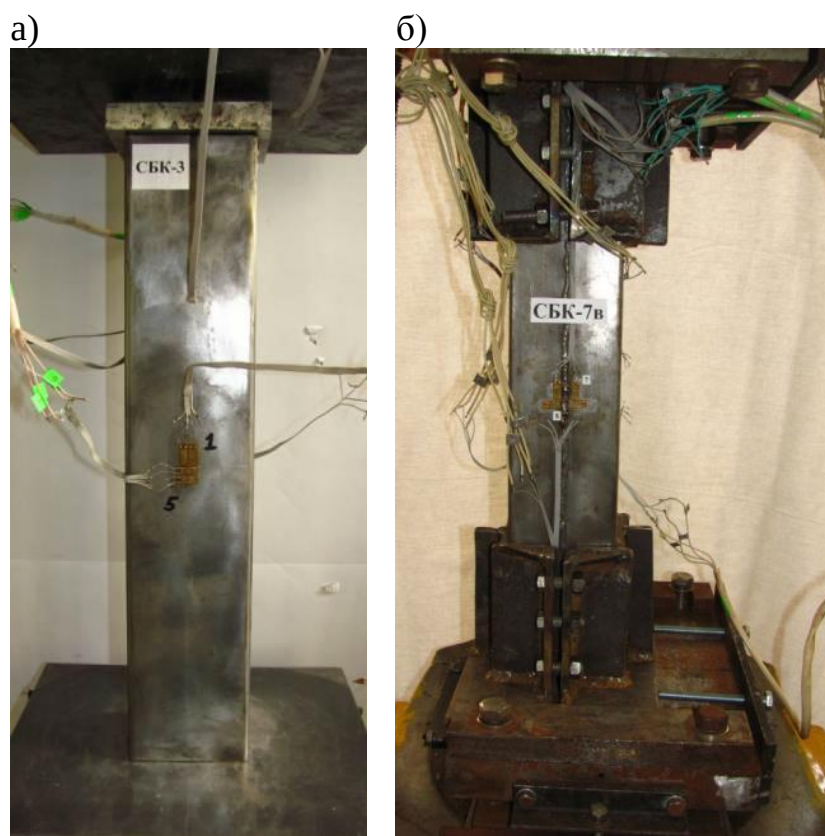


Рис. 4.3. Зовнішній вигляд сталобетонних колон серії СБК до проведення випробувань: а – центральний стиск, б – позacentровий стиск

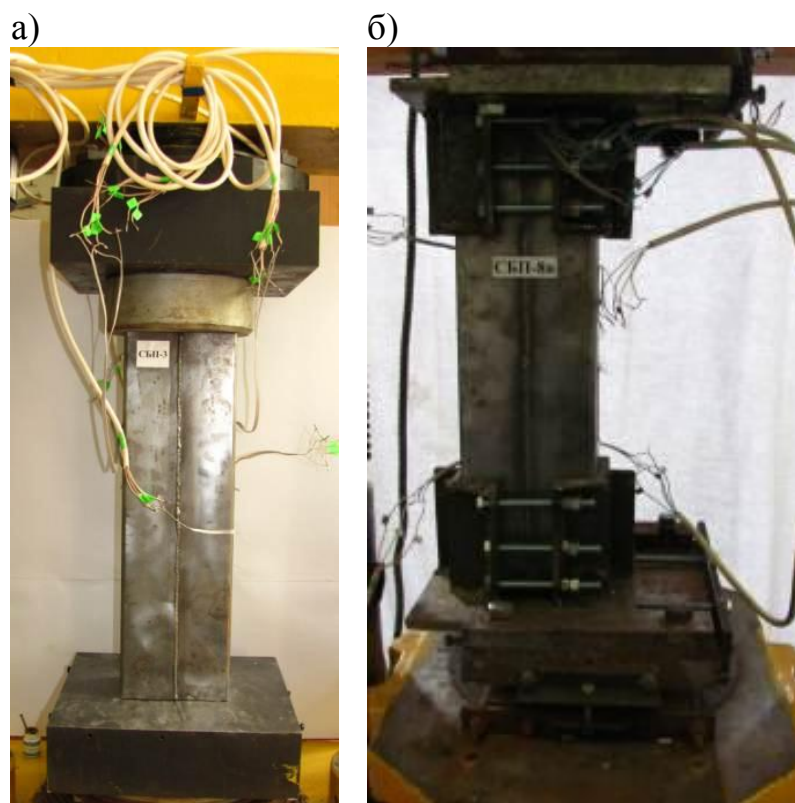


Рис. 4.4. Зовнішній вигляд сталобетонних колон серії СБП до проведення випробувань: а – центральний стиск, б – позacentровий стиск

Результати випробувань коротких сталебетонних колон наведено в табл. 4.1.

Таблиця 4.1

Результати випробувань коротких сталебетонних колон

№ образца	a , мм	b , мм	d , мм	t , мм	L , мм	e_0 , мм	σ_y , МПа	N_y , кН	N_u , кН	ψ
ТБ-1			102	3	50	0	330	310	657	0.47
ТБ-2			102	3	50	0	330	390	662	0.59
ТБ-3			102	3	50	0	330	360	670	0.54
ТБ-4			102	3	50	0	330	350	695	0.50
ТБ-5в			102	3	50	25	330	225	362	0.62
ТБ-6в			102	3	50	25	330	215	348	0.62
ТБ-7в			102	3	50	25	330	220	368	0.60
ТБ-8в			102	3	50	50	330	130	208	0.63
ТБ-9в			102	3	50	50	330	125	217	0.58
СБК-1	100	100		2	50	0	220	211	400	0.53
СБК-2	100	100		2	50	0	220	257	395	0.65
СБК-3	100	100		2	50	0	220	318	425	0.75
СБК-4	100	100		2	50	0	220	307	402	0.76
СБК-5в	100	100		2	50	25	220	158	235	0.67
СБК-6в	100	100		2	50	25	220	145	280	0.52
СБК-7в	100	100		2	50	50	220	82	195	0.42
СБК-8в	100	100		2	50	50	220	91	185	0.49
СБП-1	100	150		2	50	0	220	354	498	0.71
СБП-2	100	150		2	50	0	220	366	548	0.67
СБП-3	100	150		2	50	0	220	428	560	0.76
СБП-4	100	150		2	50	0	220	435	563	0.77
СБП-5в	100	150		2	50	50	220	200	306	0.65
СБП-6в	100	150		2	50	50	220	211	335	0.63
СБП-7в	100	150		2	50	75	220	155	245	0.63
СБП-8в	100	150		2	50	75	220	186	241	0.77

Під час проведення експерименту було зафіксовано два зусилля, які відповідають різним критеріям втрати несучої здатності. Перше зусилля відповідало досягненню значень відносних деформацій межі текучості сталеві обійми (N_y), яке визначалося за показниками тензорезисторів в максимально стислій зоні, а друге зусилля - максимальна величина навантаження, яку здатний витримати зразок (N_u). Друге зусилля характеризувалося постійним навантаженням на шкалі силовимірювача і великими поздовжніми деформаціями в колонах. При аналізі отриманих результатів був введений коефіцієнт

умовної надійності сталобетонного елемента ψ , який дорівнює відношенню N_y/N_u . Тобто коефіцієнт ψ характеризує частку від повної несучої здатності сталобетонного зразка, при якій у найбільш стиснутій зоні металевої оболонки досягається межа текучості.

Досвід попередніх досліджень показує, що в процесі навантаження в сталобетонному елементі виникає складний взаємозв'язок між сталеву оболонку і бетонним ядром. Завдяки використанню тривимірної розетки глибинного датчика з'явилася можливість зіставити величини і характер розвитку деформацій всередині бетонного ядра і зовні сталеву оболонку. Як показують експериментальні дані різниця в деформаціях всередині і зовні сталобетонних колон на початкових етапах завантаження незначна. Залежності поздовжніх і поперечних деформацій від навантаження практично лінійні або близькі до них. Тому можна зробити висновок про спільну роботу сталеву оболонку та бетонного ядра. Далі, при навантаженні $(0.4-0.5) \times N_u$, лінійність порушується. Настає проміжна стадія роботи сталобетонного елемента, в якій спільна робота двох компонентів забезпечується однаковими поздовжніми деформаціями. При навантаженні $(0.7-0.8) \times N_u$ відбувається інтенсивне зростання поздовжніх і поперечних деформацій як всередині, так і зовні сталобетонних колон. У цій стадії починається більш інтенсивне поперечне розширення бетонного ядра. У пластичній стадії роботи сталобетонних зразків велика частина електротензорезисторів виходила з ладу внаслідок надмірно великих деформацій бетону і сталі. Розширюючись, ядро починає тиснути на стінки оболонки, в результаті чого робота компонентів сталобетонного елемента істотно змінюється. Оскільки сталева оболонка перешкоджає надмірному розширенню бетону, виникає ефект оболонки. Бетонне ядро знаходиться в умовах тривісного стиску, в результаті чого може сприймати підвищені навантаження.

Для всіх коротких зразків руйнування супроводжувалося утворенням гофр по периметру оболонки і роздробленням бетону в прилеглих до них зонах. Характерною ознакою початку текучості матеріалу оболонки була поява ліній Людерса-Чернова. При цьому поява характерних ліній текучості спо-

стерігалася тільки для сталебетонних колон круглого поперечного перерізу. В стадії перед безпосереднім руйнуванням спостерігалися істотні деформації укорочення. При зусиллі $N = N_u$ оболонка в центральній частині зразка вигиналася, прагнучи прийняти бочкоподібну форму, і далі на шкалі випробувального пресу спостерігалася зниження навантаження. На рис. 4.5-4.7 представлені сталебетонні колони після випробування.



Рис. 4.5. Характер руйнування сталебетонних колон серії ТБ після проведення випробувань на позацентровий стиск з випадковим ексцентриситетом

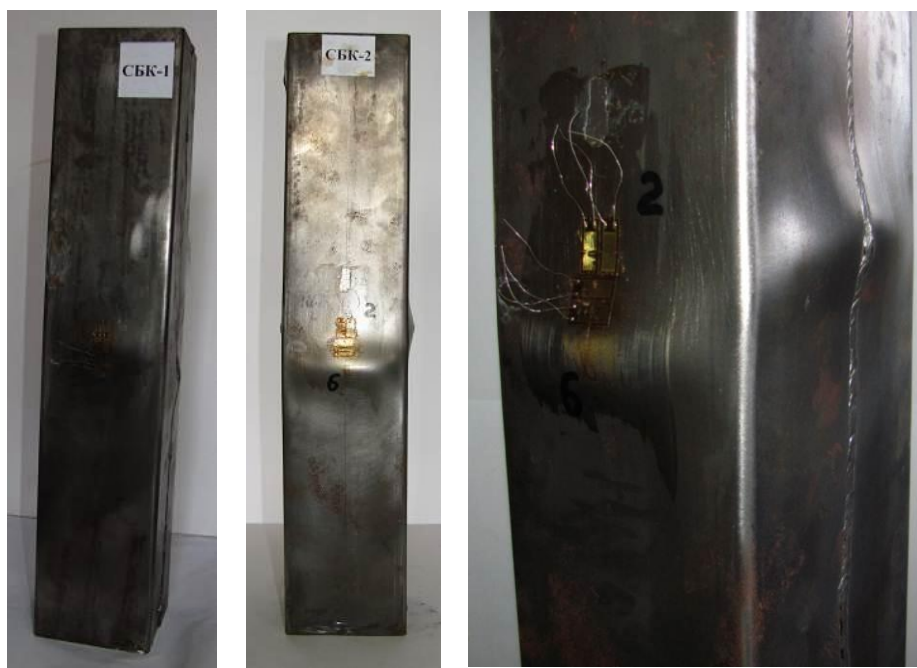


Рис. 4.6. Характер руйнування сталебетонних колон серії СБК після проведення випробувань на позацентровий стиск з випадковим ексцентриситетом



Рис. 4.7. Характер руйнування сталобетонних колон серії СБП після проведення випробувань на позacentровий стиск з випадковим ексцентриситетом

Слід зазначити, що дослідні зразки не втрачали несучу здатність миттєво, як це властиво залізобетонним конструкціям. Отримуючи значні деформації, вони ще тривалий час витримували значне навантаження. Поява гофр в середньому перерізі колон свідчить про часткове (локальне) руйнування бетонного ядра і, як наслідок, місцева втрата стійкості оболонки.

Після демонтажу обойми сталобетонних колон був проведений аналіз характеру руйнування бетонного ядра. Зовнішній вигляд бетонного ядра і сталеві оболонки після демонтажу колон представлено на рис. 4.8. З рисунку видно, що в місцях часткового (локального) руйнування бетонного ядра відбувається відшарування бетону від обойми, в цей момент йде різкий перерозподіл напружень між компонентами сталобетонного елемента, в результаті чого сталева оболонка втрачає місцеву стійкість і з'являються поперечні гофри. В місцях локального випирання сталеві оболонки бетонне ядро було повністю зруйноване та розсипалося при демонтажі обойми.



Рис. 4.8. Зовнішній вигляд бетонного ядра і сталеві оболонки після демон-
тажу колон

Характер і вид руйнування позacentрово-стиснутих зразків із заданими ексцентриситетами (рис. 4.9-4.10.), в загальному, були схожі з руйнуванням центрально-стиснутих сталобетонних елементів. Відмінність полягала в тому, що при позacentровому прикладанні навантаження складки на поверхні сталеві оболонки утворювалися тільки в зоні найбільшого стиснення. На поверхні бетонного ядра досліджуваних зразків були виявлені тріщини, які чітко спостерігалися в зонах утворення складок. Самі складки, що утворилися на сталевій трубі в результаті втрати місцевої стійкості, були заповнені роздробленим бетоном.



Рис. 4.9. Зовнішній вигляд позacentрово-стиснутих зразків серії ТБ

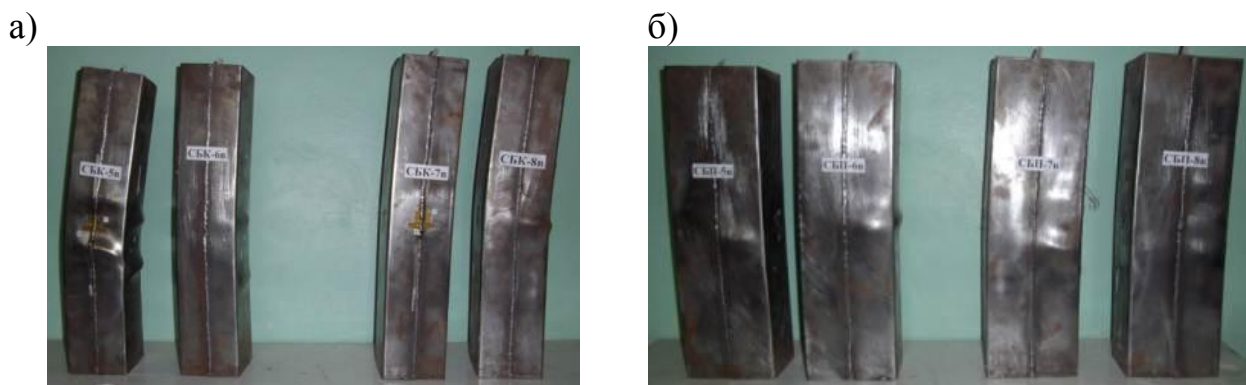


Рис. 4.10. Зовнішній вигляд позацентрово-стиснутих зразків серії СБК (а) та зразків серії СБП (б)

На першій стадії відзначалася пружна робота бетонного ядра і сталевій оболонки. Приріст прогинів і деформацій середнього по висоті перерізу був практично пропорційний зростанню навантаження.

На другій (пружно-пластичній) стадії спостерігалася текучість металу оболонки в стислій зоні. Залежності деформацій і прогинів від навантаження приймали нелінійний характер. При досягненні поздовжніми деформаціями в сталевій обоймі величин порядку $(1000 \div 1200) \times 10^{-6}$ пружно-пластична стадія роботи зразків закінчувалася.

На третій стадії (пластичній) деформації елемента в поздовжньому і поперечному напрямках різко наростали. У пластичній стадії роботи сталобетонних зразків велика частина електротензорезисторів, які перебували в стислій зоні, виходила з ладу внаслідок надмірно великих деформацій бетону і сталі.

Четверта стадія роботи - руйнування позацентрово-стиснутих сталобетонних елементів, починалося з появи гофр в зоні максимального стиснення в поздовжньому напрямку, і закінчувалося різким наростанням кривизни елемента в площині дії згинального моменту від навантаження.

Після закінчення випробувань зі зразків всіх серій зрізалась сталева оболонка в поздовжньому напрямку (рис. 4.11). При огляді торців бетонного ядра видимих тріщин виявлено не було. Після розрізання оболонки бетонне ядро витягувалося досить важко, що може свідчити про збереження сил зчеплення між бетоном і оболонкою. Поперечні тріщини знаходилися в центральному перерізі по висоті у розтягнутій зоні.

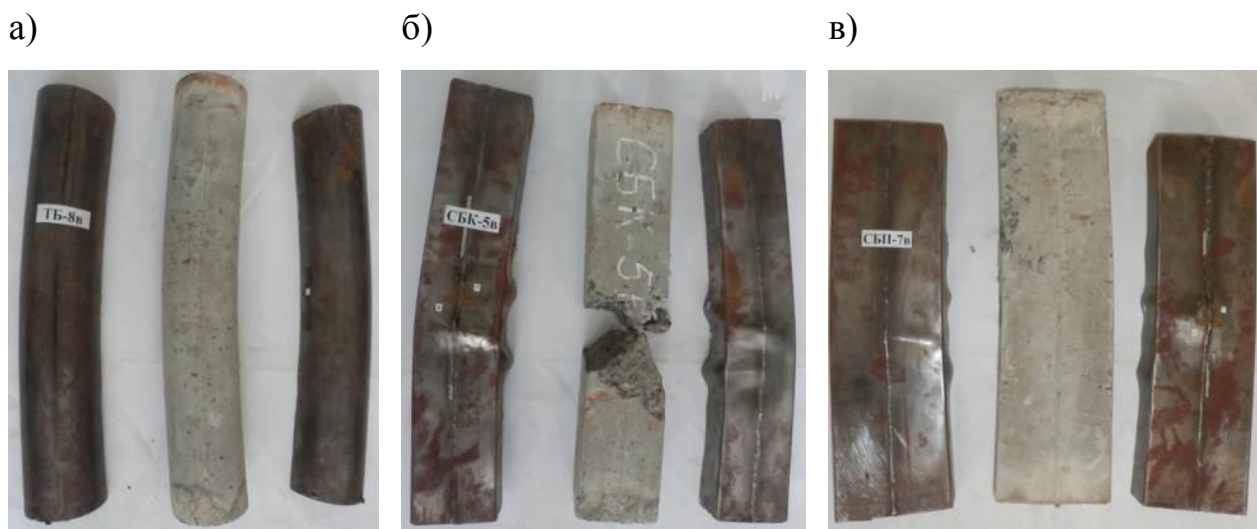


Рис. 4.11. Зовнішній вигляд бетонного ядра і сталеві оболонки після демонтажу колон: кругла колона (а), квадратна колона (б), прямокутна колона (в)

В результаті випробувань сталобетонних колон були отримані дані про характер розвитку поздовжніх і поперечних деформацій на поверхні сталеві оболонки і всередині бетонного ядра на різних етапах навантаження. Експериментальні дослідження виявили вплив на несучу здатність і деформативність сталобетонних колон їх геометричних розмірів і фізико-механічних характеристик застосовуваних матеріалів. За результатами виміру деформацій на поверхні сталеві оболонки та в бетонному ядрі побудовані залежності « $\epsilon - N$ ». Найбільш характерні графіки залежності відносних деформацій від діючого навантаження для різних серій наведені у додатку А.

Аналіз залежностей відносних деформацій по перерізах від рівнів навантаження (додаток А) свідчить про те, що для розрахунків з деяким наближенням може використовуватися гіпотеза плоских перерізів. Викривлення поперечних перерізів зразків при високих рівнях завантаження в зоні найбільшого стиснення було викликане процесом появи гофр та складок, який розпочався.

4.3. Випробування на стійкість гнучких сталобетонних колон при центральному та позацентровому стиску

Сьогодні застосування високоміцних бетонів і арматурних сталей підвищеної міцності дозволяє зменшити площі поперечних перерізів стрижнів, тим самим підвищити їх гнучкість. Це в свою чергу призводить до того, що стійкість самих елементів є вирішальною при визначенні їх несучої здатності. Дослідження питання стійкості в гнучких сталобетонних конструкціях при визначенні несучої здатності викликає особливий інтерес, оскільки руйнування гнучких сталобетонних конструкцій найчастіше пов'язано із загальною втратою стійкості або місцевою втратою стійкості їх окремих конструктивних елементів. Принцип дослідження напружено-деформованого стану гнучких сталобетонних колон базується на методиці визначення понижуючого коефіцієнта несучої здатності при проведенні експерименту.

Для вивчення питання стійкості та поведінки гнучких сталобетонних колон круглого та квадратного поперечних перерізів під навантаженням були проведені експериментальні дослідження 36 зразків. Експериментальні зразки довжиною 1 м, 1.5 м, 2 м випробовувалися в лабораторії кам'яних і залізобетонних конструкцій Харківського національного університету будівництва та архітектури на випробувальних пресах ПСУ-500 і ГРМ-2А, а також в спеціальній установці за допомогою 50-ти тонного домкрата у віці 60 діб (рис. 4.12-4.13). Шарнірне обпирання забезпечувалося за допомогою ножових шарнірів.

Методика проведення випробувань проводилася за аналогією з випробуваннями коротких сталобетонних колон. Для визначення прогинів додатково були встановлені прогиноміри у трьох перерізах по висоті колон. Результати випробувань гнучких сталобетонних колон при позацентровому стиску наведені в табл. 4.2.

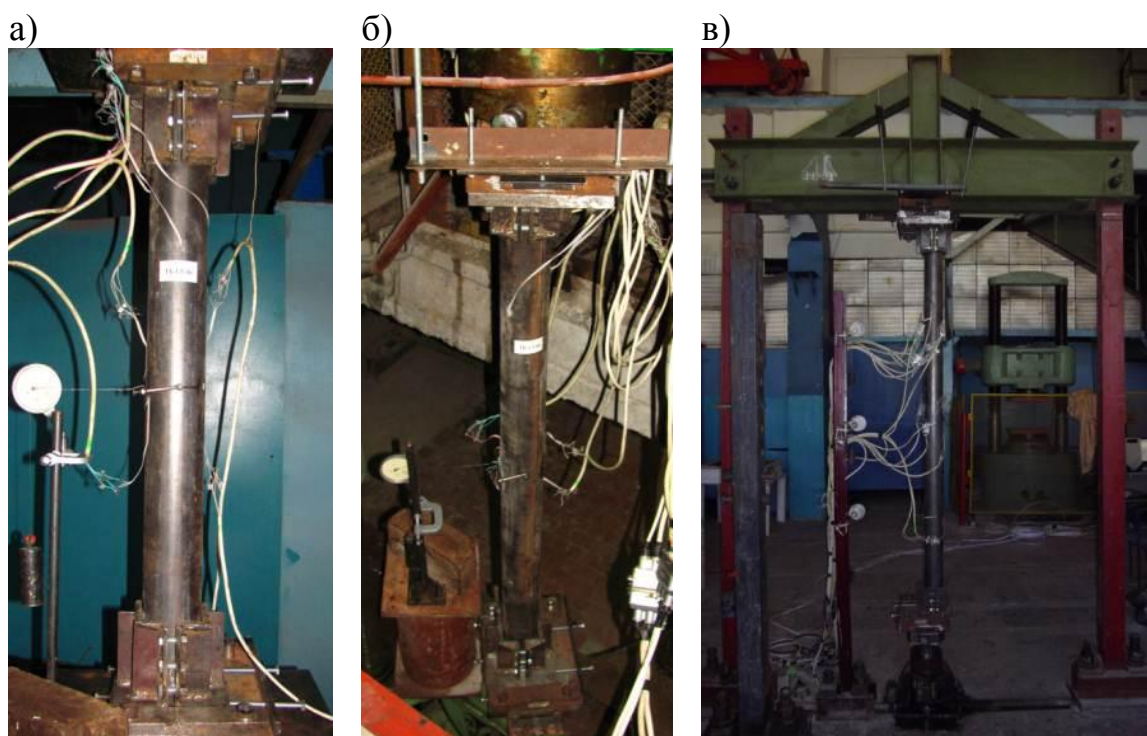


Рис. 4.12. Зовнішній вигляд сталобетонних колон круглого поперечного перерізу до проведення випробувань: а - колони серії ТБ-1.0-1, б - колони серії ТБ-1.5-1, в - колони серії ТБ-2.0-1.

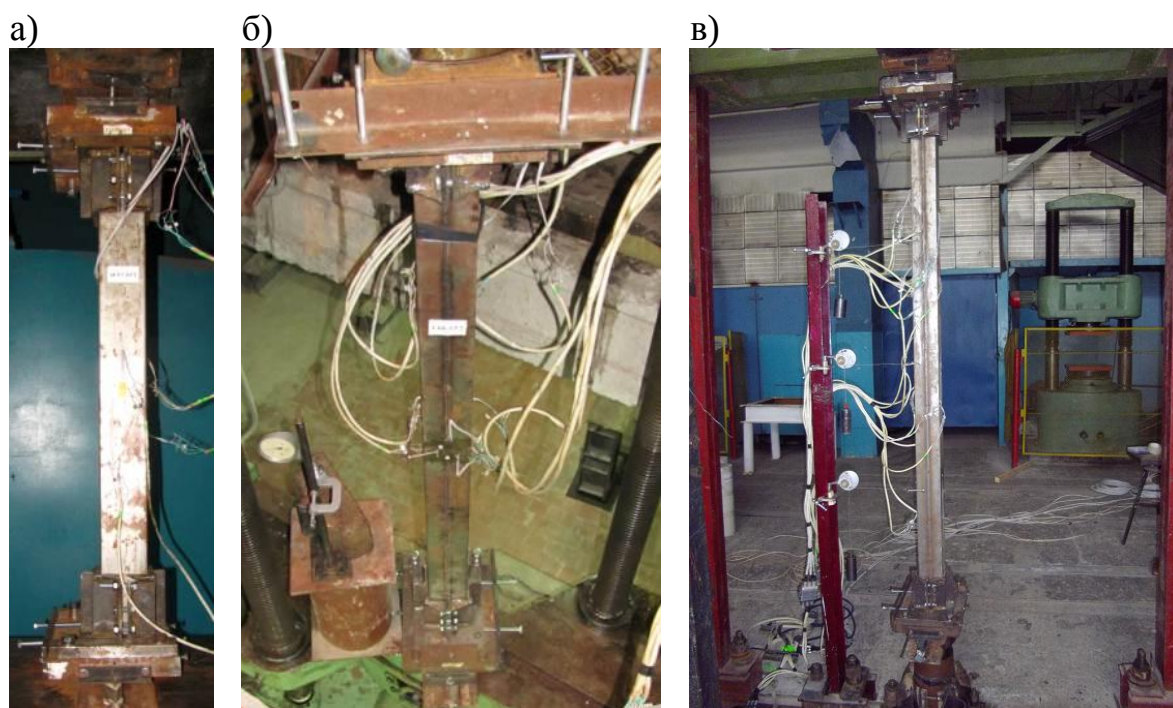


Рис. 4.13. Зовнішній вигляд сталобетонних колон квадратного поперечного перерізу до проведення випробувань: а - колони серії СБК-1.0-1, б - колони серії СБК-1.5-1, в - колони серії СБК-2.0-1.

Під час проведення експерименту фіксували три зусилля, які відповідають різним критеріям втрати несучої здатності. Перше зусилля відповідало досягненню межі текучості сталевих об'єктів (N_y), яке визначалося за показниками тензорезисторів в максимально стислій зоні; друге зусилля відповідало викривленню поздовжньої осі елемента і появі перших ознак загальної втрати стійкості (N_{stabil}); третє зусилля - максимальна величина навантаження, яку здатний витримати зразок (N_u). Друге зусилля характеризувалося постійним навантаженням на шкалі силовимірника і інтенсивним зростанням прогинів (стрілка прогиноміра, не зупиняючись, повільно пливе).

Характер руйнування коротких і гнучких зразків різко відрізняється. Так, короткі зразки руйнувалися внаслідок втрати оболонкою місцевої стійкості і появи поперечних гофр. Руйнування гнучких зразків відбувалося внаслідок втрати загальної стійкості (рис. 4.14 - 4.15). При цьому спостерігалося явно виражене викривлення поздовжньої осі дослідного зразка. Прилади в цей момент показували лавиноподібний приріст деформацій. Дослідні зразки вигиналися, після зняття навантаження в зразках спостерігалися явно виражені залишкові деформації, поздовжня вісь зразків залишалася викривленою. Однак більшість сталобетонних колон круглого поперечного перерізу довжиною 1.5 м та 2 м після зняття навантаження прагнули прийняти більш прямолінійну вісь, ніж під навантаженням. Це свідчить про те, що в даних елементах залишалися пружно-пластичні деформації. Така властивість пояснюється геометричною формою поперечного перерізу та наявністю в ньому радіальних та кільцевих напружень.

Слід зазначити, що в гнучких позацентрово-стиснутих сталобетонних зразках деформації оболонки розтягнутої зони за абсолютною величиною значно менше деформацій стиснутої зони, їх значення не досягають межі текучості навіть при руйнуванні зразків. Таким чином, для характеристики напружено-деформованого стану гнучких позацентрово-стиснутих сталобетонних елементів вирішальне значення має стисла зона.

Таблиця 4.2

Результати випробувань гнучких сталобетонних колон при центральному та позакцентровому стиску

№ образца	L , см	e_0 , см	N_y , кН	N_{stabil} , кН	N_u , кН	ψ	φ_{exp}	№ образца	L , см	e_0 , см	N_y , кН	N_{stabil} , кН	N_u , кН	ψ	φ_{exp}
СБК-1.0-1	100	0	325	355	406	0.80	0.97	ТБ-1.0-1	100	0	375	455	550	0.68	0.89
СБК-1.0-2	100	0	330	360	402	0.82	0.96	ТБ-1.0-2	100	0	350	476	568	0.62	0.92
СБК-1.0-3В	100	2.5	280	310	370	0.76	0.88	ТБ-1.0-3	100	0	320	468	525	0.61	0.85
СБК-1.0-4В	100	2.5	191	180	258	0.84	0.62	ТБ-1.0-4В	100	2.5	171	246	288	0.59	0.47
СБК-1.0-5В	100	5.0	148	125	218	0.68	0.52	ТБ-1.0-5В	100	2.5	168	228	279	0.60	0.45
СБК-1.0-6В	100	5.0	79	100	134	0.59	0.32	ТБ-1.0-6В	100	5.0	100	148	164	0.61	0.26
СБК-1.5-1	150	0	263	300	356	0.74	0.85	ТБ-1.5-1	150	0	340	416	484	0.70	0.78
СБК-1.5-2	150	0	278	290	342	0.81	0.81	ТБ-1.5-2	150	0	295	338	389	0.78	0.61
СБК-1.5-3В	150	2.5	135	120	168	0.80	0.40	ТБ-1.5-3В	150	2.5	170	226	254	0.67	0.41
СБК-1.5-4В	150	2.5	128	120	172	0.74	0.41	ТБ-1.5-4В	150	2.5	185	234	251	0.74	0.41
СБК-1.5-5В	150	5.0	93	110	145	0.64	0.35	ТБ-1.5-5В	150	5.0	115	138	158	0.73	0.26
СБК-1.5-6В	150	5.0	89	110	138	0.64	0.33	ТБ-1.5-6В	150	5.0	120	146	163	0.74	0.26
СБК-2.0-1	200	0	192	190	239	0.80	0.57	ТБ-2.0-1	200	0	275	288	325	0.85	0.53
СБК-2.0-2	200	0	175	200	241	0.73	0.57	ТБ-2.0-2	200	0	300	348	370	0.79	0.61
СБК-2.0-3В	200	2.5	147	120	175	0.84	0.42	ТБ-2.0-3В	200	2.5	136	166	195	0.70	0.32
СБК-2.0-4В	200	2.5	88	120	162	0.54	0.39	ТБ-2.0-4В	200	2.5	132	148	178	0.74	0.29
СБК-2.0-5В	200	5.0	56	75	95	0.59	0.23	ТБ-2.0-5В	200	5.0	68	82	120	0.57	0.19
СБК-2.0-6В	200	5.0	65	80	105	0.62	0.25	ТБ-2.0-6В	200	5.0	70	86	125	0.56	0.20

Процес перерозподілу напружень між трубою і бетоном при випробуванні сталобетонних зразків короточасним діючим навантаженням в значній мірі залежить від відносної довжини елементів, ексцентриситету прикладання зовнішнього навантаження, а також і від величини зовнішнього навантаження.

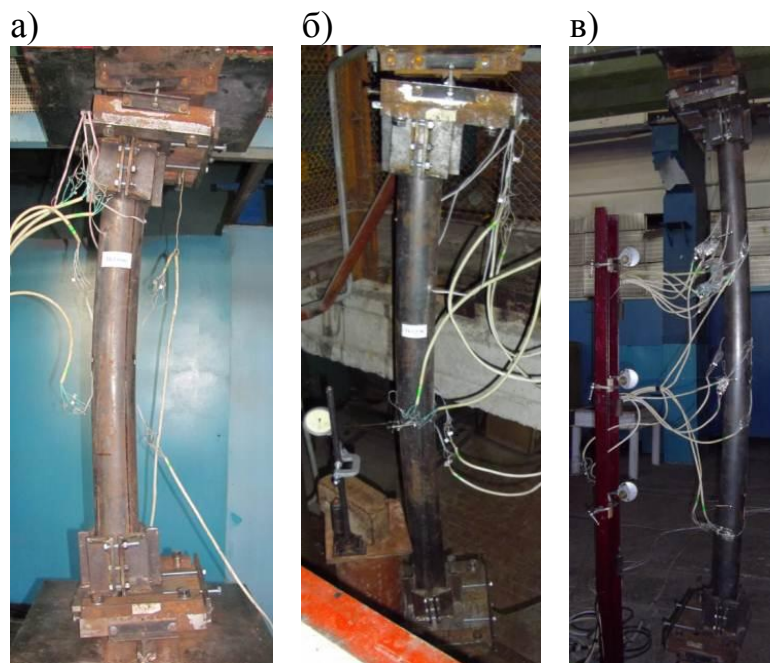


Рис. 4.14. Зовнішній вигляд сталобетонних колон круглого поперечного перерізу під час проведення випробувань: а - колона серії ТБ-1.0-1, б - колона серії ТБ-1.5-1, в - колона серії ТБ-2.0-1.

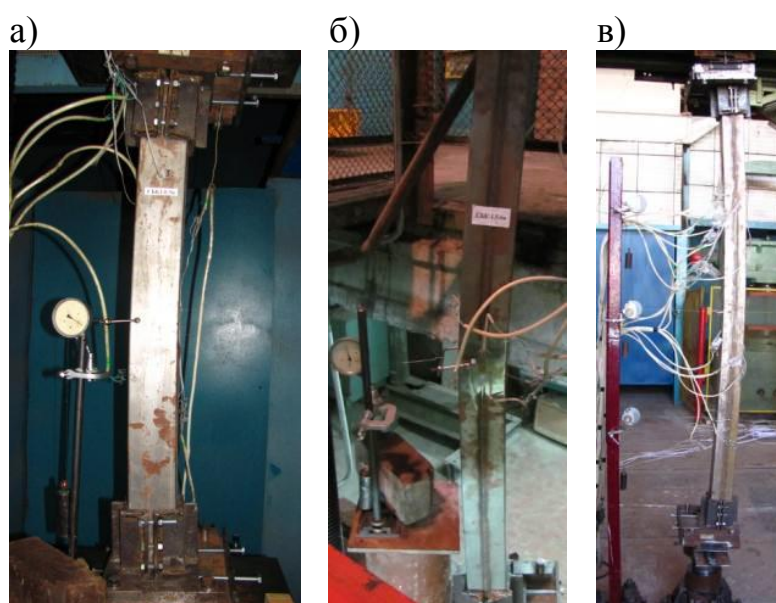


Рис. 4.15. Зовнішній вигляд сталобетонних колон квадратного поперечного перерізу під час проведення випробувань: а - колона серії СБК-1.0-1, б - колона серії СБК-1.5-1, в - колона серії СБК-2.0-1.

Загальним для всіх зразків є те, що під дією навантаження відбувалося викривлення поздовжньої осі елемента (рис. 4.16). І чим більша величина прикладеного ексцентриситету, тим яскравіше виражено і більш плавно відбувалося викривлення поздовжньої осі сталобетонної колони. Це призводило до нерівномірного розподілу поздовжніх деформацій в листовому армуванні. Встановлено, що характер руйнування позацентрово-стиснутих сталобетонних елементів з листовим армуванням залежить від величини ексцентриситету. При ексцентриситеті в $1/4$ поперечного перерізу (25 мм) механізм руйнування близький до руйнування центрально-стиснутих зразків, але при досягненні рівня навантаження 0.3 від руйнівного зусилля N_u починає викривлятися поздовжня вісь. Вона так і залишається викривленою до самого моменту руйнування. У позацентрово-стиснутих сталобетонних елементах з листовим армуванням при ексцентриситеті в $1/2$ поперечного перерізу (50 мм), викривлення поздовжньої осі спостерігалось з першого ступеня завантаження і збільшувалося до моменту руйнування.

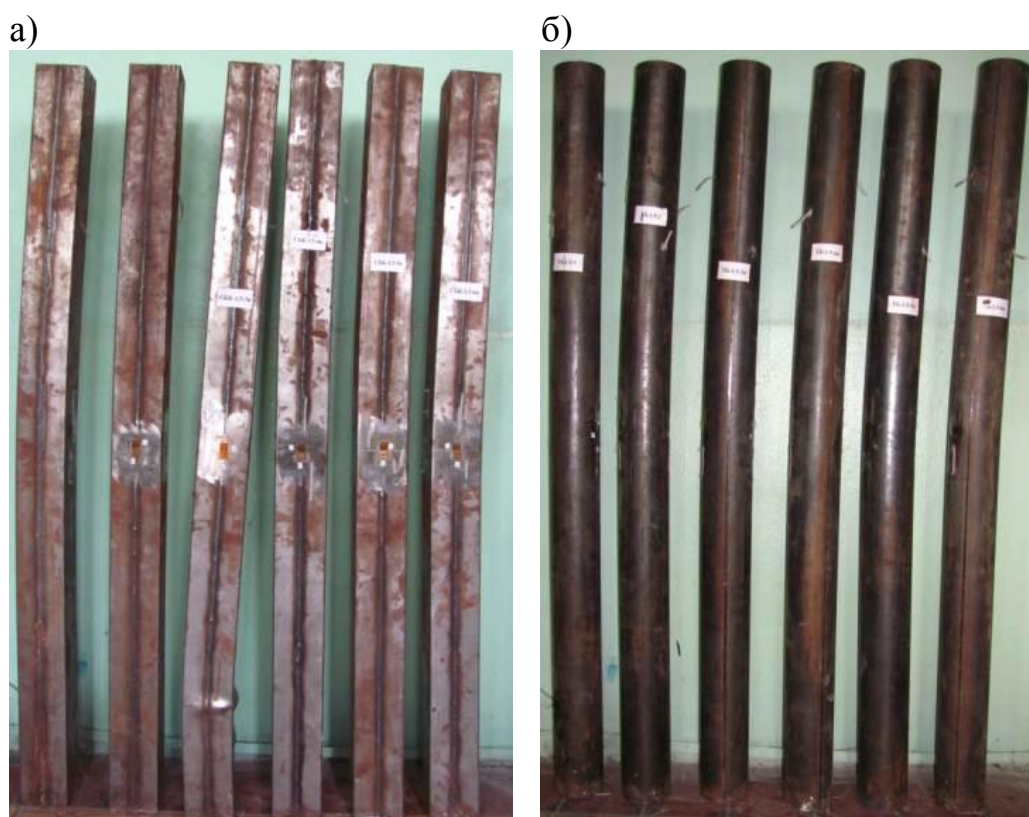


Рис. 4.16. Характер руйнування гнучких сталобетонних колон квадратного (а) та круглого (б) поперечного перерізів

Руйнування сталобетонних колон квадратного перерізу відбувалося внаслідок місцевого випирання складок у металевій оболонці в найбільш стислій зоні з одночасним роздробленням бетону. Слід зазначити, що після зняття навантаження поздовжня вісь у всіх позацентрово-стиснутих сталобетонних елементах залишалася викривленою і не поверталася до свого первісного стану.

Після випробувань зі зруйнованих зразків були зняті оболонки. Максимальна концентрація тріщин перебувала в розтягнутій зоні в середній частині перерізу по висоті зразка, роздроблення і викришування бетону спостерігалося в найбільш стислій зоні елемента в зоні появи складок (рис. 4.17). Структура бетону в цих місцях була істотно порушена. Бетон в місцях утворення складок при незначних механічних впливах розсипався.

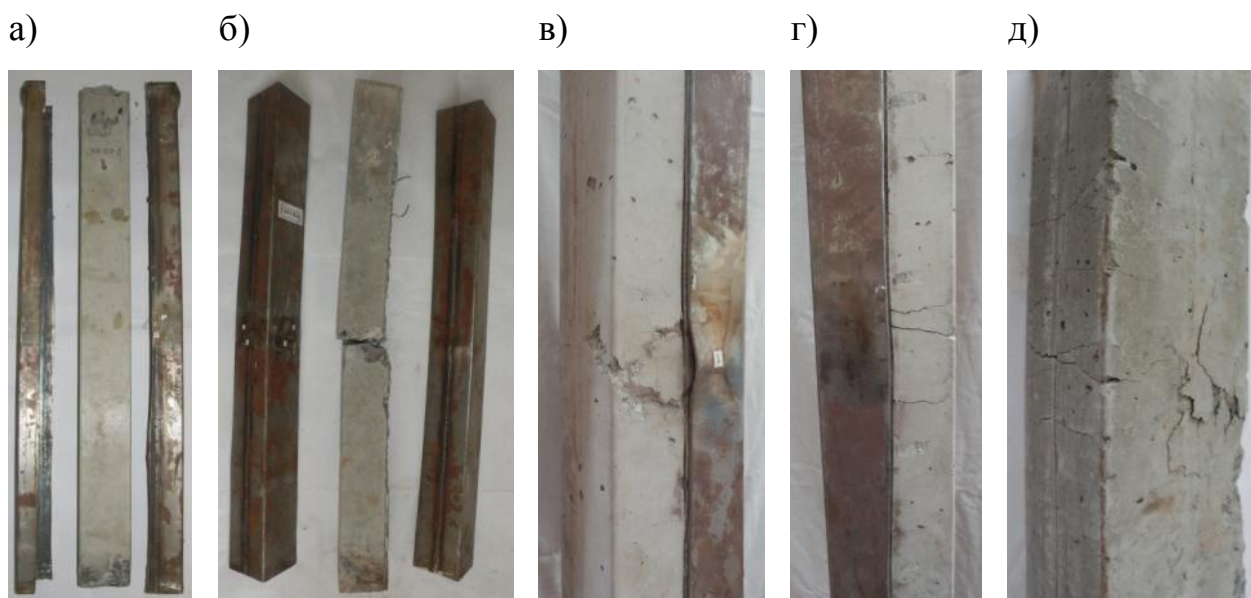


Рис. 4.17. Зовнішній вигляд бетонного ядра і сталевій оболонки після демонтажу гнучких колон: а - колона серії СБК-1.0-1; б - колона серії СБК-1.0-5в; в, г - колона серії СБК-1.5-3в; д - колона серії СБК-2.0-4в

Результати випробувань круглих сталобетонних колон виявили наступні закономірності. Несуча здатність усіх цих зразків обмежувалася загальною втратою стійкості. У сталобетонних колонах круглого поперечного перерізу при навантаженні рівному $(0.7-0.75) \times N_u$ на сталевій оболонці спостерігалася поява характерних ліній текучості. Поява ліній Людерса-Чернова відзначалася тільки для круглих сталобетонних колон. На наступній стадії роботи при

незначному підвищенні навантаження спостерігалася поява зігнутої осі, яка свідчить про загальну втрату стійкості сталобетонних колон. Це пов'язано з наявністю коефіцієнта поздовжнього вигину. Вичерпання несучої здатності гнучких сталобетонних колон круглого поперечного перерізу характеризувалось втратою загальної стійкості з меншим складкоутворенням (рис. 4.18).



Рис. 4.18. Зовнішній вигляд бетонного ядра і сталевій оболонки після демонтажу гнучких колон: а - колона серії ТБ-1.0-1; б - колона серії ТБ-1.5-4в; д - колона серії ТБ-2.0-6в

У зразках квадратного поперечного перерізу висотою 1 м при випробуванні на позацентровий стиск з випадковим ексцентриситетом не спостерігалось явного викривлення поздовжньої осі елемента. При цьому у всіх зразках квадратного поперечного перерізу відбувалася місцева втрата стійкості сталевій обійми у верхній приопорній зоні. Це явище можна пояснити появою концентраторів напружень в кутових зонах, в результаті чого утворюється критичне число мікротріщин в бетоні і порушується міцність зчеплення з металевією обіймою (рис. 4.19).



Рис. 4.19. Руйнування бетонного ядра в приопорній зоні

Характерним для всіх дослідних зразків висотою 1 м при позацентровому стиску з випадковим ексцентриситетом є більше руйнування верхньої частини бетонного ядра, в порівнянні з нижньою (рис. 4.20). Дане явище можна пояснити незначним розшаруванням бетонної суміші. Однак мікротріщини спостерігалися в обох серіях зразків по всій висоті перерізу.

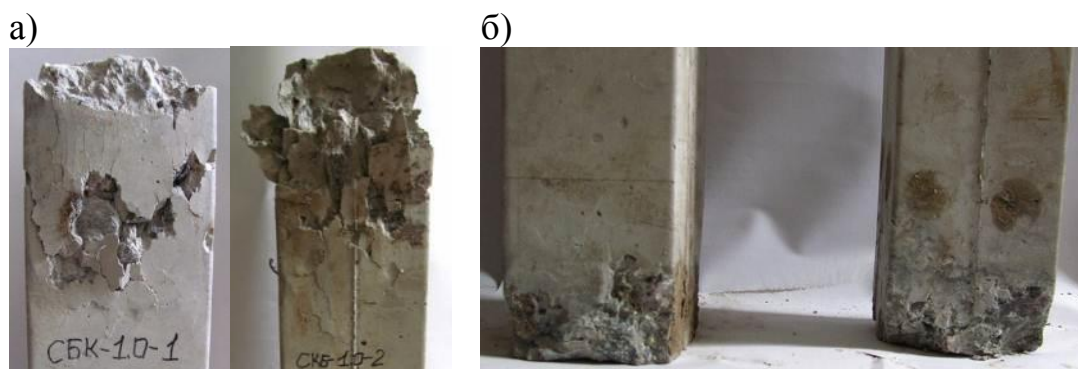


Рис. 4.20. Руйнування бетонного ядра у верхній частині (а) та нижній частині (б) сталобетонної колони

На напружено-деформований стан сталобетонних елементів, головним чином, впливає величина відносного ексцентриситету стискаючого зусилля e_0/b . При збільшенні e_0/b нейтральна вісь зміщується в бік точки прикладання зусилля, що діє. В результаті цього зменшується площа стиснутої зони і збільшується площа розтягнутої. Деформації в розтягнутій зоні нарастають значно повільніше, ніж в стислій. Це пояснюється тим, що напруження в оболонці стиснутої зони викликані дією і поздовжнього зусилля, і згинального моменту. Крім цього, на оболонку в стислій зоні діють поперечні деформації,

що виникають від розпору бетону. У металі розтягнутої зони від згинального моменту з'являються напруження розтягнення, які значно зменшуються за рахунок поздовжнього стискаючого зусилля.

У разі великих ексцентриситетів розміри розтягнутої зони зростають. Зважаючи на низьку міцність бетону при розтягуванні, навантаження в цьому випадку сприймається майже виключно сталевую трубою. Бетонне ядро в даному випадку лише підвищує місцеву стійкість стінок оболонки.

За результатами експериментальних випробувань побудовані графіки залежностей відносних деформацій від навантаження. Аналізуючи отримані графіки (додаток Б) можна зробити висновок, що бічний тиск, який перешкоджає поперечному розширенню бетонного осердя та розвитку в ньому мікротріщин, утворює об'ємно-напружений стан усього сталобетонного елемента. Цим пояснюється багато властивостей сталобетону: підвищена несуча здатність та значна деформативність. Складне завантаження бетонного ядра в сталобетонних колонах, яке можливе завдяки наявності бічного тиску, не тільки затримує виникнення тріщин, але і перешкоджає їх розвитку. Завдяки бічному тиску процес деформації сталобетону без порушення зв'язності бетону стиснутої зони може йти дуже далеко, а величини деформацій стають настільки значними, що бетон частково переходить в псевдо-пластичний стан.

Ефект бетону підвищувати несучу здатність сталобетонних елементів в цілому при великих ексцентриситетах та гнучкості зменшується, але при цьому бетон підвищує місцеву стійкість стінки і не дає сплющуватися трубі. З цієї точки зору заповнювати труби бетоном в таких конструкціях доцільно.

Варто відмітити, що нейтральна вісь найближчих до опор перерізів зміщується при збільшенні навантаження. Але найбільш деформативним виявляється середній переріз. Для можливої теоретичної оцінки стійкості необхідно мати уявлення про розподіл поздовжніх напружень у найбільш напруженому поперечному перерізі. Тому метою досліджень було встановити характер розподілу деформацій у площині розрахункового перерізу.

Аналіз графіків (додаток В) показує, що прогини сталобетонних зразків були значно менші за прогини трубчастих колон, незаповнених бетоном. Причому ефект сталобетону зменшувався зі збільшенням ексцентриситету та довжини зразків. Вигини сталобетонних елементів знаходилися в прямій залежності від ексцентриситету прикладання зовнішнього навантаження та висоти зразка. Необхідно відзначити, що всі графіки, які характеризують залежність вигинів від навантаження, мають криволінійний характер. В пружній стадії роботи матеріалів відбувається незначне наростання вигинів, а при досягненні матеріалом оболонки стиснутої зони межі текучості вигини різко зростають. Це явище пояснюється особливістю деформування бетону в трубі та його впливом на деформативність всього елемента в цілому.

4.4. Аналіз отриманих результатів

Висока міцність і деформативність стиснутих сталобетонних елементів мають своє теоретичне пояснення. При дії на елемент зовнішнього стискаючого навантаження сталева оболонка обмежує поперечні деформації бетонного ядра і сприймає від нього бічний тиск. В результаті цього бетонне ядро працює в умовах об'ємного стиснення. Однак, на відміну від сталобетонних колон круглого перерізу, в сталобетонних елементах прямокутного поперечного перерізу бічний тиск обойми розподіляється по поперечному перерізу нерівномірно через вигин стінок труби по бічних гранях елемента.

Аналіз залежностей відносних поздовжніх і поперечних деформацій по перерізах від навантаження свідчить про те, що для розрахунків з деяким наближенням може використовуватися гіпотеза плоских перерізів. Викривлення поперечних перерізів зразків при високих рівнях завантаження в зоні найбільшого стиснення були викликані появою гофр.

Застосування тривимірної розетки тензорезисторів дозволило виміряти деформації в трьох взаємно перпендикулярних площинах всередині бетонного ядра. Такий підхід дає можливості для виявлення нових закономірностей деформування сталобетонних конструкцій на всіх стадіях завантаження.

Отримані дані про відносні деформації підтверджують теорію про спільну роботу бетонного ядра і сталеві оболонки на початкових етапах завантаження.

Аналіз результатів показав, що міцність при центральному стиску сталевобетонних колон квадратного перерізу виявилася приблизно на 20 % нижче для коротких колон та на 10 % нижче для гнучких колон, ніж міцність зразків круглого перерізу з аналогічними конструктивними параметрами. При цьому в порівнянні з традиційними залізобетонними конструкціями, рівень зростання міцності достатньо високий і повинен враховуватися при проектуванні сталевобетонних колон квадратного та прямокутного перерізів.

В результаті проведених експериментальних випробувань встановлено, що на несучу здатність гнучких позацентрово-стиснутих сталевобетонних зразків найбільш істотно впливають поздовжні деформації стиснутої зони оболонки. У позацентрово-стиснутих зразках в момент втрати стійкості метал оболонки досягає межі текучості тільки в середній частині стиснутої зони.

Виходячи із аналізу результатів експериментальних досліджень гнучких стиснених сталевобетонних елементів, можна зауважити, що перед проектувальником постає ряд проблем, пов'язаних з чітким, складним і неоднозначним врахуванням гнучкості при розрахунку на несучу здатність. Необхідно врахувати всі ключові аспекти: різномірність матеріалу - сталь і бетон, вплив їх різних марок і класів на гнучкість, вплив їх сумісної роботи, тривісний напружений стан бетону, різні стадії роботи сталеві оболонки під навантаженням – від поздовжньої несучої конструкції через сталеву обойму, до роботи за межею текучості

4.5. Порівняння результатів експериментальних досліджень з теоретичними розрахунками

Результати співставлення власних експериментальних досліджень, а також вітчизняних і зарубіжних авторів за розглянутими методиками наведено у таблицях та на графіках додатку Е. Зіставивши результати проведених експериментальних досліджень з теоретичними значеннями, які отримали за

розглянутими методиками, можна зробити висновок, що підхід до оцінки несучої здатності заснований на розкритті контакту між обіймою і ядром, яке працює в умовах об'ємного напруженого стану зі змінними по полю параметрами деформування реально описує напружено-деформований стан сталобетонного елемента. При визначенні несучої здатності в даній методиці не використовуються величини, отримані експериментальним та емпіричним шляхом.

4.6. Висновки за розділом 4

1. В результаті випробування коротких та гнучких сталобетонних колон при позацентровому стиску були отримані дані про характер розвитку відносних деформацій на поверхні сталеві оболонки та всередині бетонного ядра на різних етапах навантаження.
2. Створена тривимірна розетка тензорезисторів, яка дозволяє вимірювати деформації в трьох взаємно перпендикулярних площинах для виявлення закономірностей деформування сталобетонних конструкцій на всіх стадіях завантаження.
3. Характер руйнування коротких сталобетонних зразків для всіх досліджених серій був пластичний і не залежав від міцності вихідного бетону. У місцях руйнування бетонного ядра настає миттєва втрата місцевої стійкості сталеві обійми, що призводить до вичерпання несучої здатності сталобетонних зразків.
4. Встановлено, що однорідність бетонної суміші в більшій мірі впливає на квадратні та прямокутні сталобетонні колони, в яких відбувається місцева втрата стійкості в верхніх приопорних зонах, у зв'язку з їх більшою жорсткістю.
5. Встановлено, що на несучу здатність гнучких позацентрово-стиснутих сталобетонних зразків найбільш істотно впливають поздовжні деформації стиснутої зони оболонки. У позацентрово-стиснутих зразках в момент втрати стійкості метал оболонки досягає межі текучості тільки в середній частині стиснутої зони.

РОЗДІЛ 5

ВПРОВАДЖЕННЯ ТА ОЦІНКА ЕФЕКТИВНОСТІ

5.1. Техніко-економічна ефективність сталобетонних колон

Зниження ресурсоемності будівництва може бути досягнуто на основі освоєння і удосконалення нових ефективних конструкцій з армованого бетону, до числа яких належать конструкції з зовнішнім армуванням плоскою листовою сталлю. Застосування сталобетонних конструкцій дозволяє значно покращити показники матеріалоемності, вартості і трудоемності будівництва, що досягається завдяки багатофункціональному і раціональному використанню сталевих листів: застосування у вигляді опалубки, закладних деталей; сумісництво функцій робочої арматури з захисними та ізоляційними функціями; компактне розміщення арматури біля зовнішньої кромки елемента, що згинається; спроможність сталевих листів сприймати зусилля, що розтягають одночасно в усіх напрямках.

Оцінка ефективності сталобетонних колон проводилася співставленням з залізобетонними. При оцінці, для забезпечення рівних умов, був дотриманий принцип сумісності, який передбачає розрахунок конструкцій на однакові за величиною навантаження. Конструкції, що порівнюються, запроектовані відповідно до чинних норм і правил, мають однакові нормативні та розрахункові характеристики бетону і сталі, довжини, призначення та умови експлуатації.

Метою поєднання сталевих конструкцій з залізобетонними є досягнення більш високих техніко-економічних показників за рахунок використання позитивних властивостей кожного з матеріалів і виключення негативних властивостей.

При армуванні бетону зовнішньою оболонкою відбувається його ізоляція від навколишнього середовища. Таким чином, створюються кращі умови для роботи бетону під навантаженням. Тонкостінні колони з металевою оболонкою, заповнені бетоном, відрізняються від звичайних колон з армованого бетону більш раціональним використанням матеріалів. У порівнянні з неізованим бетоном бетонне ядро має підвищену міцність завдяки бічному ти-

ску, що створює оболонка, і меншу усадочну деформацію, так як відсутній вологообмін між матеріалом і зовнішнім середовищем.

Поряд з цим необхідно відзначити такі переваги сталобетонних конструкцій, як спрощення технології їх виготовлення, скорочення витрат на опалубку і закладні деталі, простота збірки, ремонту і посилення, краща опірність в агресивних середовищах.

У сталобетонних конструкціях сталева оболонка виконує одночасно функції як поздовжнього, так і поперечного армування, сприймає зусилля в усіх напрямках і під будь-яким кутом. Бічний тиск обойми перешкоджає розвитку мікротріщин розриву в бетонному ядрі, який в умовах всебічного стиснення витримує напруження, що значно перевершують призову міцність. Одночасно обойма, заповнена бетоном, виявляється в значній мірі захищеною від втрати місцевої та загальної стійкості.

Сталобетонні конструкції дуже надійні в експлуатації - в граничному стані вони не втрачають несучу здатність миттєво, як залізобетонні, а ще тривалий час здатні витримувати навантаження. Бетон в обоймі набуває нових, вигідних для нього властивостей. Сталева оболонка в поперечному напрямку починає працювати тільки після досягнення бетоном граничного стану за міцністю.

Порівнюючи техніко-економічні показники сталобетонних конструкцій з залізобетонними, необхідно відзначити наступне: при заміні залізобетонних конструкцій сталобетонними значно зменшується витрата бетону, вдвічі знижуються трудовитрати і вартість конструкції, зменшується маса конструкції. Застосування нових методів обробки та зварювання обойм автоматичними і універсальними установками дозволяє спростити і значно підвищити технологічність виготовлення сталобетонних конструкцій.

5.2. Розрахунок залізобетонної колони

Для визначення несучої здатності залізобетонної колони будемо використовувати програмний комплекс «ЛІРА-САПР».

Вихідні дані для розрахунку:

параметри поперечного перерізу колони: $b = 0.3$ м, $h = 0.3$ м;

довжина колони: $L = 3$ м;

навантаження: $N = 300$ т;

випадковий ексцентриситет: $e_0 = b/6 = 0.05$ м;

величина згинального моменту $M = N \cdot e_0$;

клас бетону: С 16/20;

клас поздовжньої арматури: А400С;

розрахункове значення міцності арматури на границі текучості $f_{yd} = 365$ МПа;

клас поперечної арматури: А240С;

розрахункове значення міцності арматури на границі текучості $f_{yd} = 230$ МПа.

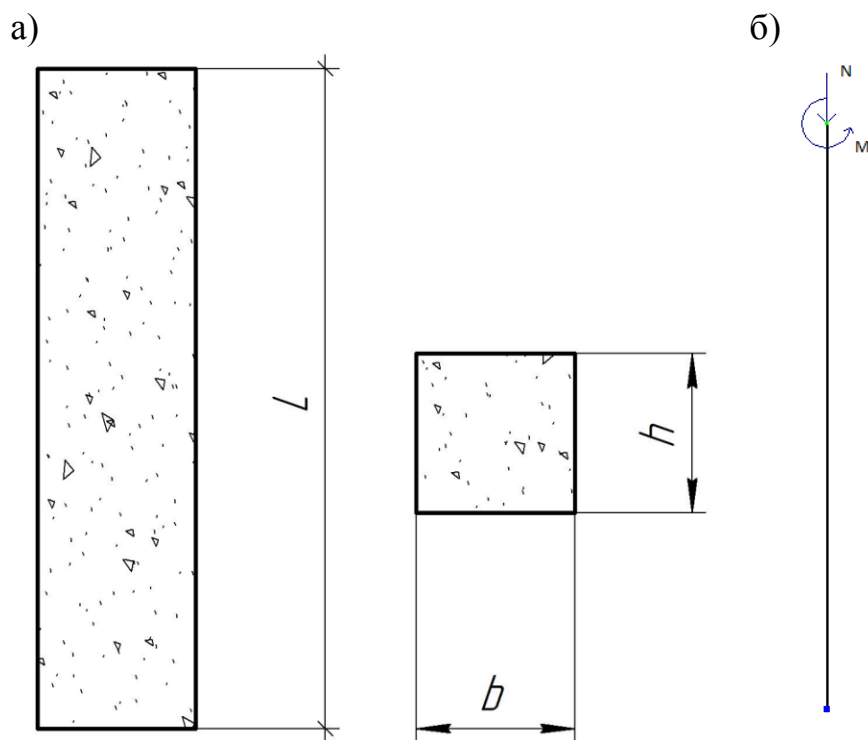


Рис. 5.1. Розрахункова схема залізобетонної колони у загальному вигляді (а)
та у ПК «ЛІРА-САПР» (б)

У результаті розрахунку визначено відсоток армування, який дорівнює 11.5 %. Після встановлення симетричної арматури (рис. 5.2) у поперечному перерізі залізобетонної колони відсоток армування склав 11.67 %. Поздовжня арматура складається з 4 кутових стрижнів $\varnothing 36$ мм та 8 бокових стрижнів $\varnothing 32$ мм.

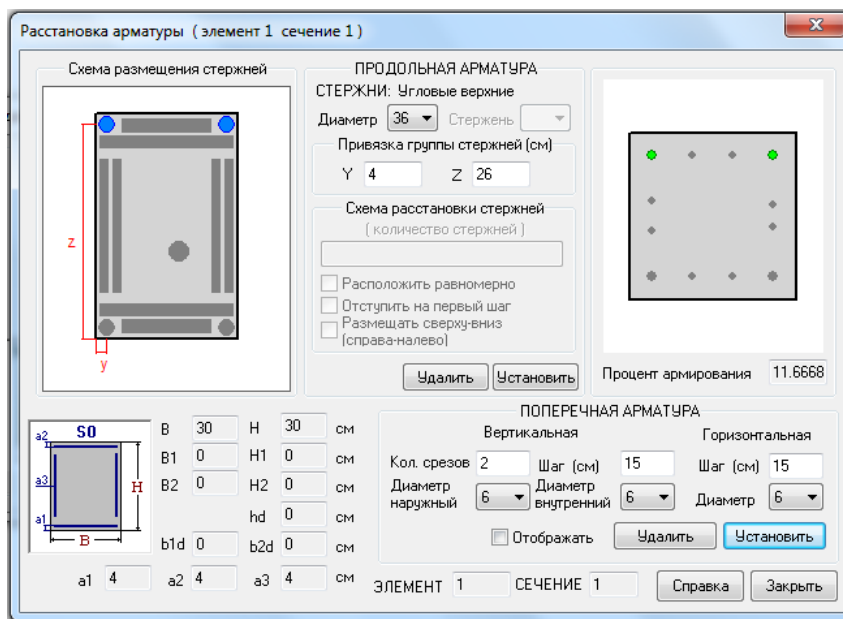


Рис. 5.2. Армування залізобетонної колони у ПК «ЛІРА-САПР»

При несучій здатності залізобетонної колони у 300 т відсоток армування склав 11.67 %. Витрати сталі на 1 п.м. 81.75 кг.

5.3. Розрахунок сталебетонних колон

Розрахункова схема сталебетонної колони показана на рис. 5.3. Розрахунок сталебетонної колони квадратного поперечного перерізу проводимо за алгоритмом, наведеним у додатку Ж при наступних вихідних даних.

Бетонне ядро:

клас бетону: C16/20;

модуль пружності бетону: $E_{cm} = 26000$ МПа;

значення призмової міцності бетону на стиск: $f_{ck,prism} = 16$ МПа.

Металева обойма:

фактичний модуль пружності арматури: $E_s = 210000$ МПа;

значення міцності арматури на межі текучості: $f_y = 220$ МПа;

коефіцієнт Пуассона: $\nu = 0.3$.

Геометричні характеристики колони:

ширина перерізу: $a = 0.3$ м;

товщина обійми: $\delta = 4$ мм;

висота колони: $L = 3$ м.

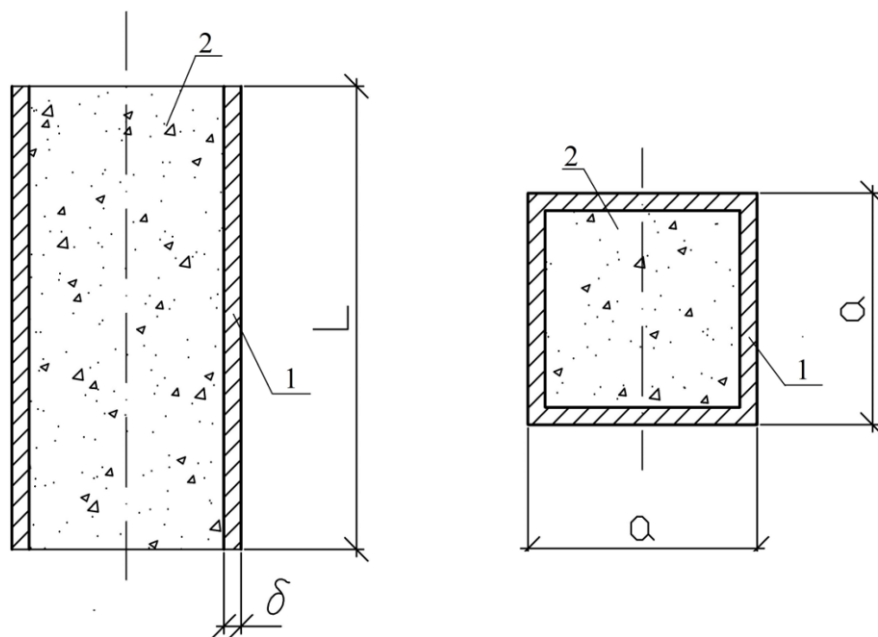


Рис. 5.3. Розрахункова схема сталобетонної колони: 1 - сталева обойма; 2 - бетонне ядро

Несуча здатність сталобетонної колони склала $N = 301.4$ т при витраті сталі на 1 п.м. 35.52 кг.

Для порівняння виконаємо розрахунок сталобетонної колони круглого поперечного перерізу рис. 5.4. Розрахунок проводимо за алгоритмом, наведеним у додатку Ж при наступних вихідних даних.

Бетонне ядро:

клас бетону: C16/20;

модуль пружності бетону: $E_{cm} = 26000$ МПа;

значення призмової міцності бетону на стиск: $f_{ck,prism} = 16$ МПа.

Металева обойма:

фактичний модуль пружності арматури: $E_s = 210000$ МПа;

значення міцності арматури на межі текучості: $f_y = 330$ МПа;

коефіцієнт Пуассона: $\nu = 0.3$.

Геометричні характеристики колони:

діаметр перерізу: $D = 0.25$ м;

товщина обойми: $\delta = 3$ мм;

висота колони: $L = 3$ м;

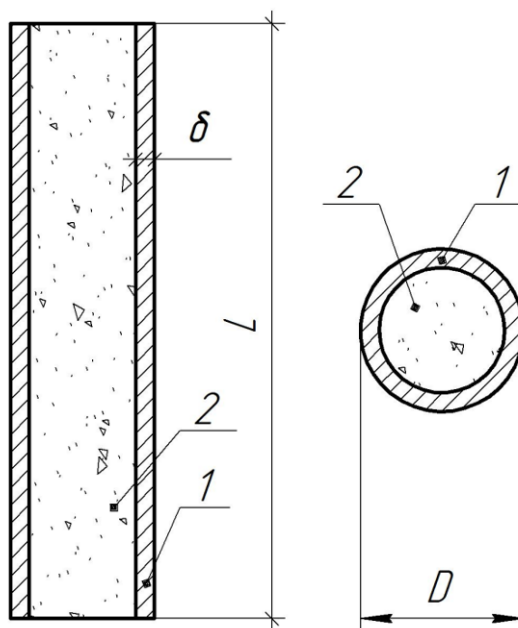


Рис. 5.4. Розрахункова схема сталобетонної колони: 1 - сталева обойма; 2 - бетонне ядро

Несуча здатність сталобетонної колони склала $N = 310.8$ т при витраті сталі на 1 п.м. 17.45 кг.

5.4. Порівняння несучої здатності сталобетонних і залізобетонних колон

Основними показниками, що характеризують експлуатаційні властивості конструкцій будь-якого типу, є їх несуча здатність і матеріалоємність. Аналіз результатів експериментальних досліджень, описаних в розділі 4, показав, що зовнішнє армування колон призводить до суттєвого підвищення їх несучої здатності і жорсткості в порівнянні з залізобетонними. Для підтвердження ефективності сталобетонних колон в порівнянні з залізобетонними були виконані відповідні розрахунки. Параметри порівнюваних зразків підібрані з умови їх еквівалентності за кількістю робочої арматури і їх механічними властивостями, міцності бетону і геометричними розмірами перерізу. Результати співставлення наведені у табл. 5.1.

Співставлення техніко-економічних показників

Тип колони	Руйнівне навантаження, кН	Площа бетону, см ²	Площа сталі, см ²	Коефіцієнт армування, %	Витрати арматури на 1 м.п. колони, кг	Витрати сталі, %
Залізобетонна колона 30×30 см	3000	795	105	11,67	81,75	468
Залізобетонна колона 40×40 см	3000	1530	69,1	4,5	51,83	297
Сталобетонна колона квадратного поперечного перерізу 30×30 см	3014	852,6	47,4	5,1	35,52	203
Сталобетонна колона круглого поперечного перерізу $D = 25$ см	3108	467,4	23,3	4,8	17,45	100

5.5. Впровадження результатів досліджень

В результаті проведених досліджень запропоновано математичну модель на основі регресійного аналізу для визначення несучої здатності сталобетонних колон круглого та прямокутного поперечних перерізів; проведено уточнення скінченно-елементної моделі сталобетонної колони, яка враховує фізичну, геометричну і конструктивну нелінійність; запропоновано принципово нову конструкцію глибинного датчика, який може використовуватися при моніторингу будівельних конструкцій для забезпечення їх надійної роботи. В результаті впровадження вищезазначених розробок очікується: підвищення технічного рівня розрахунку, проектування та реконструкції комбінованих конструкцій, що працюють на стиск; забезпечення проектної міцності та підвищення надійності будівельних конструкцій у разі застосування моніторингу з використанням глибинних датчиків.

5.6. Висновки за розділом 5

Як видно з приведених розрахунків, використання сталобетонної колони круглого поперечного перерізу є найбільш доцільним. У залізобетонній колоні з аналогічним поперечним перерізом та несучою здатністю використовується у 4 рази більше арматури. При однаковому коефіцієнті армування сталобетонної колони круглого поперечного перерізу та залізобетонної колони необхідно збільшити розміри поперечного перерізу, що приводить до збільшення витрати бетону майже у 2 рази.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. На підставі критичного аналізу наявних літературних даних, щодо експериментальних та числових результатів оцінки напружено-деформованого стану коротких та гнучких сталебетонних колон, запропоновано використання тривимірної розетки глибинного датчика для виміру деформацій бетонного ядра сталебетонного елементу при позацентровому стиску.

2. Розроблено скінченно-елементну модель стиснутих сталебетонних колон за допомогою програмного комплексу ЛІРА-САПР з урахуванням фізичної нелінійності бетону, в результаті чого було отримано напружено-деформований стан у всьому тілі елемента. Отримані результати розрахунку підтверджуються задовільною збіжністю з даними власних і зарубіжних експериментальних досліджень. Для розглянутих параметрів перерізів похибка з результатами експериментів склала: для серії ТБ ($L/D = 4.9$; $D/t = 34$) – $\Delta_{сер} = 1.68\%$; для серії СБК ($L/a = 5$; $a/t = 50$) – $\Delta_{сер} = 4.48\%$; для серії СБП ($L/b = 3.33$; $b/t = 75$) – $\Delta_{сер} = 6.78\%$. Середнє значення коефіцієнта, який враховує ефективність роботи звичайного бетону в сталебетонному елементі: для серії ТБ – $\eta_{сер} = 3.14$; для серії СБК – $\eta_{сер} = 1.58$; для серії СБП – $\eta_{сер} = 1.45$.

3. Використавши метод математичної статистики, запропоновано регресійну модель для оцінки несучої здатності коротких та гнучких сталебетонних колон круглого та прямокутного поперечного перерізу при позацентровому стиску з випадковим ексцентриситетом. За результатами верифікації отриманих даних з результатами експериментальних даних похибка склала: для зразків серії ТБ при $\lambda = 16$ – $\Delta_{сер} = 3.38\%$; при $\lambda = 32$ – $\Delta_{сер} = 8.05\%$; при $\lambda = 48$ – $\Delta_{сер} = 10.16\%$; при $\lambda = 64$ – $\Delta_{сер} = 6.27\%$; для зразків серії СБК при $\lambda = 16$ – $\Delta_{сер} = 3.67\%$; при $\lambda = 30$ – $\Delta_{сер} = 10.58\%$; при $\lambda = 45$ – $\Delta_{сер} = 7.63\%$; при $\lambda = 60$ – $\Delta_{сер} = 13.7\%$; для зразків серії СБП при $\lambda = 11$ – $\Delta_{сер} = 4.1\%$.

4. Завдяки використанню регресійної моделі вдалося встановити закономірність впливу гнучкості на несучу здатність сталебетонних колон. Так для колон квадратного поперечного перерізу при $\lambda = 30$ у порівнянні з корот-

кими колонами несуча здатність зменшилась на 11.1%; при $\lambda = 45$ – на 22.6%; при $\lambda = 60$ – на 33.2%. Відповідно для колон круглого поперечного перерізу при $\lambda = 32$ – на 13.8%; при $\lambda = 48$ – на 32.9%; при $\lambda = 64$ – на 48.9%.

5. Графіки зміни відносних деформацій підтверджують теорію про спільну роботу бетонного ядра і сталеві оболонки у пружній стадії. Встановлено, що в місцях руйнування бетонного ядра настає миттєва втрата місцевої стійкості сталеві обійми, що призводить до вичерпання несучої здатності коротких сталебетонних зразків, у той час як несуча здатність гнучких сталебетонних колон обмежувалась втратою загальної стійкості та значними прогинами поздовжньої вісі елемента.

6. За результатами дисертаційної роботи отримано 2 патенти України на корисну модель. Запропонована конструкція впроваджена в практику проектування і в навчальному процесі УкрДУЗТ. У результаті впровадження вищезазначених розробок очікується: підвищення технічного рівня розрахунку, проектування та реконструкції комбінованих конструкцій, що працюють на стиск; забезпечення проектної міцності та підвищення надійності будівельних конструкцій у разі застосування моніторингу з використанням глибинних датчиків.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Ахвердов И.Н. Моделирование напряженного состояния бетона и железобетона / И.Н. Ахвердов, А.Е. Смольский, В.Д. Сочеляс – Минск: Наука и техника, 1973. – 232 с.
2. Амелянович К.К. Экспериментальные исследования прочности и деформирования бетона при одноосном и всестороннем сжатии / К.К. Амелянович // Труды ГИИВТ, ч. 1.– 1966. – Вып. 69. – С. 25–49.
3. Бамбура А.М. Основні положення національних нормативних документів ДБН В.2.6.-98:2009 та ДСТУ Б В.2.6-156:2010 (Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування) щодо проектування бетонних та залізобетонних конструкцій / А.М. Бамбура, О.Б. Гурківський, М.С. Безбожна, О.В. Дорогова, І.Р. Сазонова // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне, 2011. – Вип. 22. – С. 187 – 195.
4. Барбарский В.И. Работа и расчёт изгибаемых предварительно напряженных трубобетонных элементов: автореф. дисс. на соискание учен. степени канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения» / В.И. Барбарский. – Полтава, 1992. – 24 с.
5. Берг О.Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона / Берг О.Я. – М.: Госстройиздат, 1962. – 96 с.
6. Берг О.Я. Исследование неупругих деформаций и структурных изменений высокопрочного бетона при длительном действии сжимающих напряжений / Берг О.Я., А.И. Рожков // Тр. ЦНИИС. - Вып. 70, М., 1969. – С. 11-18.
7. Берг О.Я. Исследование прочности и деформаций бетона при двухосном сжатии / О.Я. Берг, Н.В. Смирнов // Исследование прочности и долговечности бетона транспортных сооружений. – М.: Транспорт, 1966. – С. 79–108.

8. Берг О.Я. Разрушение контакта между заполнителем и раствором при сжатии бетона / О.Я. Берг, Н.Г. Хубова, Е.Н. Щербаков // Строительство и архитектура. – 1972. – № 8. – С. 13–17.
9. Биргер И.А. Прочность, устойчивость, колебание / И.А. Биргер, Я.Г. Пановко. – М.: Машиностроение, 1968. – Т. 3. – 568 с.
10. Бич П.М. Вариант теории прочности бетона / П.М. Бич // Бетон и железобетон. – 1980. – № 6. – С. 28–29.
11. Бич П.М. О расчёте трубобетона на прочность / П.М. Бич // Строительная механика и расчёт сооружений. – 1981. – № 6. – С. 32–35.
12. Бондаренко В.М. К построению общей теории железобетона (специфика, основа, метод) / В.М. Бондаренко // Бетон и железобетон. – 1978. – № 9. – С. 20–23.
13. Бондаренко В.М. Некоторые вопросы нелинейной теории железобетона / В.М. Бондаренко. – Харьков, 1968. – 324 с.
14. Бондаренко В.М. О методике назначения параметров нелинейности деформирования бетона / В.М. Бондаренко, П.П. Романов, Э.Д. Чихладзе и др. // Прочность и деформативность железобетонных конструкций. – Харьков, 1969. – С. 13–32.
15. Бреббия К. Методы граничных элементов: Пер. с англ. / К. Бреббия, Ж. Теплес, Л. Вроубел – М.: Мир, 1987. – 524 с.
16. Броуде Б.М. Устойчивость пластин в элементах стальных конструкций / Б.М. Броуде – М.: Машстройиздат, 1949. – 240 с.
17. Васюта В.Б. Стиснуті трубобетонні елементи з різними типами оболонок та ядра: автореф. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / В.Б. Васюта. – Полтава, 2002. – 19 с.
18. Ватуля Г.Л. Исследование деформативности бетонных колонн методом глубинной тензометрии / Ватуля Г.Л., Галагурия Е.И., Петренко Д.Г., Быченко И.В. // Сталезалізобетонні конструкції: збірник наук. статей. – Полтава, 2014. – Вип. 11. – С. 54-60.

19. Ватуля Г.Л. Определение деформаций бетона с помощью глубинных датчиков / Ватуля Г.Л., Галагурия Е.И., Петренко Д.Г. // Транспорт. Транспортные сооружения. Экология. Вестник ПНИПУ. – Пермь, 2014. – Вып. 2. – С. 48-56.
20. Ватуля Г.Л. Определение механических характеристик конструкций с помощью глубинных датчиков / Ватуля Г.Л., Галагурия Е.И., Петренко Д.Г. // Зб. наук. праць Української державної академії залізничного транспорту. – Харків, 2013. – Вип. 138. – С. 231-235.
21. Ватуля Г.Л. Определение физико-механических характеристик свойств бетона при различных условиях твердения / Ватуля Г.Л., Галагурия Е.И., Петренко Д.Г. // Проблемы прочности материалов и сооружений на транспорте: сборник материалов и сооружений на транспорте. – Санкт-Петербург, 2014. – С. 68-69.
22. Ватуля Г.Л. Сравнение методик расчета гибкости сталебетонных элементов / Ватуля Г.Л., Петренко Д.Г. // Проблеми сучасного будівництва: матеріали Всеукраїнської Інтернет-конференції. – Полтава, 2012. – С. 209-212.
23. Ватуля Г.Л. Тарировка и определение точности показаний глубинного датчика / Ватуля Г.Л., Галагурия Е.И., Петренко Д.Г. // Модернизация и научные исследования в транспортном комплексе: материалы международной научно-практической конференции. – Пермь, 2014. – С. 375-380.
24. Ватуля Г.Л. Экспериментальные исследования сталебетонных брусьев с составной обоймой при осевом сжатии / Ватуля Г.Л., Адамян И.Р. // Залізничний транспорт України, 2001. - № 6. – С. 41-44.
25. Ватуля Г.Л. Экспериментальные исследования сталебетонных колонн в гофрированной обойме / Ватуля Г.Л., Игнатенко Е.В., Петренко Д.Г. // Строительство, материаловедение, машиностроение: сб. науч. трудов. – Днепропетровск, 2012. – Вып. 65. – С. 123-126.
26. Вучков И. Прикладной линейный регрессионный анализ / И. Вучков, Л. Бояджиева, Е. Солаков. – М. Финансы и статистика, 1987. – 239 с.

27. Воронков Р.В. Железобетонные конструкции с листовым армированием / Р.В. Воронков. – М.–Л.: Стройиздат, 1975. – 145 с.
28. Воронков Р.В. Новые конструктивные решения железобетонных сооружений с листовой арматурой / Р.В. Воронков. – Л.: ЛДНТП, 1985. – 32 с.
29. Воскобійник О.П. Експериментальні дослідження трубобетонних елементів з локальними пошкодженнями труби-оболонки / О.П. Воскобійник, А.В. Гасенко, І.О. Пархоменко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Вип. 25. – Рівне: НУВГП, 2013 – С. 165–172.
30. Воскобійник О.П. Методика експериментальних досліджень трубобетонних елементів з дефектами та експлуатаційними пошкодженнями / О.П. Воскобійник, І.О. Пархоменко, О.О. Бурцайло // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Вип. 23. – Рівне: НУВГ, 2012. – С. 133–140.
31. Воскобійник О.П. Методика експериментальних досліджень трубобетонних елементів з пошкодженнями труби-оболонки / О.П. Воскобійник, І.О. Пархоменко, Є.В. Дмитренко // Будівельні конструкції: зб. наук. праць. – К.: НДІБК, 2012. – Вип. 74. – С. 152–159.
32. Воскобійник О.П. Особливості роботи трубобетонних стійок з корозійними пошкодженнями сталеві оболонки / О.П. Воскобійник, І.О. Пархоменко, Я.В. Томілін // Галузеве машинобудування, будівництво: зб. наук. праць. – Полтава: ПолтНТУ, 2011. – Вип.1 (29). – С. 93–98.
33. Гаранжа І.М. Напружено-деформований стан металевих багатограних стояків с урахуванням особливостей вітрового впливу: автореф. дисс. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / І.М. Гаранжа. - Макіївка, 2012. - 20 с.
34. Гартман Ф. Устойчивость инженерных сооружений / Ф. Гартман. – М.–Л.: Госстройиздат, 1939. – 220 с.

35. Гвоздев А.А. Прочность, структурные изменения и деформации бетона / А.А. Гвоздев, А.В. Яшин, К.В. Петрова, И.К. Белобров, Е.А. Гузеев. – М.: Стройиздат, 1978. – 299 с.
36. Гвоздев А.А. Расчёт несущей способности конструкции по методу предельного равновесия / А.А. Гвоздев. – М.: Стройиздат, 1979. – 280 с.
37. Гениев Г.А. К вопросу об условиях прочности бетона / Г.А. Гениев // Исследования по вопросу теории пластичности и прочности строительных материалов. – М.: Госстройиздат, 1958. – С. 134–144.
38. Гениев Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона / Г.А. Гениев, В.Н. Кисюк, Г.А. Тюпин. – М.: Госстройиздат, 1958. – С.134–144.
39. Глазунов Ю.В. Влияние способа приложения внешней нагрузки на несущую способность сталебетонных коротких колонн прямоугольного сечения: дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.01/ Глазунов Юрий Владимирович. – Харьков, 1997. – 153 с.
40. Головкич Г.В. Напружено-деформований стан центрально-стиснутих елементів із сталевих труб квадратного перерізу, заповнених бетоном: автореф. дисс. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / Г.В. Головкич. – Полтава, 1996. – 24 с.
41. Голосов В.Н. Расчёт конструкций с внешним армированием при действии поперечных сил / В.Н. Голосов, А.С. Залесов, Г.П. Бирюков // Бетон и железобетон. – 1977. – № 6. – С. 14–16.
42. ГОСТ 21616-91 Тензорезисторы. Общие технические условия.
43. ГОСТ 22685-89. Формы для изготовления контрольных образцов бетона. Технические условия (Форми для виготовлення контрольних зразків бетону. Технічні умови):– М.: Стандартиформ, 2006. – [Действующий от 1990-01-01]. – 10 с. – (Межгосударственный стандарт).
44. Гукасян О.М. Вплив технології бетонування на міцність трубобетонних елементів: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. на-

- ук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / О.М. Гакусян. – Полтава, 2018. – 24 с.
45. ДБН В.2.6-160:2010. Конструкції будівель і споруд. Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення. – [Чинні від 2011-09-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 81с. – (Державні будівельні норми України).
 46. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будівель і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – [Чинний з 2011- 07-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 70с. – (Державні будівельні норми України).
 47. ДБН В. 2.6 – 198: 2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. – К.: Мінрегіонбуд України, 2014. – 199 с.
 48. Долженко А.А. Усадка бетона в трубчатой обойме // Бетон и железобетон. – 1960. – № 8. – С. 353-358.
 49. Долженко А.А. Исследования сопротивления трубобетона внецентренному сжатию и поперечному изгибу / А.А. Долженко // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1965. – № 1 – С. 34–36.
 50. Долженко А.А. К теории расчета трубобетона / А.А. Долженко // Теория сооружений и конструкций. – Сб. тр. Воронежского инж.-строит. института, 1964. – С. 23–33.
 51. Долженко А.А. Трубобетонные конструкции на строительстве производственного здания / А.А. Долженко // Промышленное строительство. – 1965. – № 6. – С. 24–26.
 52. Долженко А.А. Трубчатая арматура в железобетоне: автореф. дисс. на соискание учен. степени докт. техн. наук: спец. 05.23.01«Строительные конструкции, здания и сооружения» / А.А. Долженко. – Москва, 1987. – 24 с.
 53. ДСТУ Б В.2.6.-10-96. Конструкції будівель і споруд. Конструкції сталеві будівельні. Методи випробування навантаженням: – [Чинний від 1996-12-18]. – К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1997. – 20 с. – (Державний стандарт України).
 54. ДСТУ Б В.2.7-176:2008 Суміші бетонні та бетон. Загальні технічні умови. (EN 206-1:2000, NEQ). – К: Мінрегіонбуд України, 2010. – 109 с.

55. ДСТУ Б В.2.7-215:2009 Будівельні матеріали. Бетони. Правила підбору складу. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 20 с.
56. ДСТУ Б В.2.7-224:2009 Будівельні матеріали. Бетони. Правила контролю міцності. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 23 с.
57. ДСТУ Б В.2.7-214:2009 Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками. – НДІБК, Київ, 2009.
58. Ефименко В.И. Напряженно-деформированное состояние в упругой стадии работы центрифугированных трубобетонных элементов при осевом сжатии / В.И. Ефименко, А.П. Сухан // Зб. «Будівельні конструкції». – К.: НДІБК. – Вип. 70. – 2008. – С. 96–102.
59. Ефименко В.И. Центрифугированные трубобетонные конструкции / В.И. Ефименко. – Кривой Рог: КТУ, 2008. – 257 с.
60. Єрмоленко Д.А. Об'ємний напружено-деформований стан трубобетонних елементів: Монографія / Д.А. Єрмоленко. – Полтава: Видавець Шевченко Р.В. – 2012. – 316 с.
61. Єрмоленко Д.А. Трубобетонні елементи зі стрижневою арматурою / Д.А. Єрмоленко // Зб. наук. ст. «Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація». – Вип. 5. – Кривий Ріг: КТУ, 2002. – С. 53–56.
62. Жемочкин Б.Н. Расчёт рам / Б.Н. Жемочкин. – М.: Литература по строительству, 1965. – 406 с.
63. Зайцев Ю.В. Моделирования деформаций и прочности бетона методами механики разрушения / Ю.В. Зайцев – М.: Стройиздат, 1982. – 196 с.
64. Залигер Р.В. Железобетон, его расчёт и проектирование / Р.В. Залигер. – М.: Госстройиздат, 1931. – 671 с.
65. Зиновьев В.Н. Определение микротрещинообразования бетона при сжатии тензометрическим методом / Зиновьев В.Н. // Известия Калининградского государственного технического университета. – Калининград, 2010, – Вип. 17. – С. 118-122.

66. Кальченко А.А. Особенности работы трубобетонных элементов при многоцикловом осевом сжатии: автореф. дисс. на соискание учен. степени канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения» / А.А. Кальченко. – Полтава, 1994. – 22 с.
67. Канторович Л.В. Приближенные методы высшего анализа / Л.В. Канторович, В.Н. Крылов. – М.: Физматгиз, 1962. – 708 с.
68. Карпенко Н.И. К построению условия прочности бетонов при неоднородных напряжённых состояниях / Н.И. Карпенко // Бетон и железобетон. – 1985. – № 10. – С. 35–37.
69. Карпенко Н.И. Об одной характерной функции прочности бетона при трехосном сжатии / Н.И. Карпенко // Строительная механика и расчёт сооружений. – 1982. – № 2. – С. 33–36.
70. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона / Н.И. Карпенко. – М.: Стройиздат, 1996. – 416 с.
71. Карпенко Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами / Н.И. Карпенко. – М., 1976. – 78 с.
72. Карпинский В.И. Исследование прочности бетона в предварительно напряжённой спиральной обойме: автореф. дисс. на соискание учен. степени канд. техн. наук. спец.: 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения» / В.И. Карпинский. – М., 1961. – 15 с.
73. Катаев В.А. Теоретическое исследование и расчет трубобетонных стержней // Бетон и железобетон – 1993. - № 2. – С. 26-28.
74. Квядарас А.Б. Прочность бетона, заключенного в стальную трубу / А.Б. Квядарас // Железобетонные конструкции. – 1984. – № 14. – С. 71–82.
75. Келдыш М.В. О методе акад. Галеркина для решения краевых задач / М.В. Келдыш. – Изв. АН СССР, сер. мат., 1942. – Т. 6. – 62 с.
76. Кикин А.И. Конструкции из стальных труб, заполненных бетоном / А.И. Кикин, Р.С. Санжаровский, В.А. Труль. – М.: Стройиздат, 1974. – 144 с.
77. Козачевский А.Н. Аппроксимация экспериментальных данных многоосного напряжённо-деформированного состояния дилатационной теории

- пластичности бетона / А.Н. Козачевский, А.М. Зязин // Сопротивление материалов и теория сооружений. – Киев, 1982. – Вып. 41. – С. 30–35.
78. Козачевский А.Н. К расчёту сложных инженерных сооружений на ЕС ЭВМ / А.Н. Козачевский // Строительная механика и расчёт сооружений. – 1981. – № 4. – С. 57–58.
 79. Козачевский А.Н. Модификация деформационной теории пластичности бетона и плоское напряженное состояние железобетона с трещинами / А.Н. Козачевский // Строительная механика и расчёт сооружений. – 1983. – № 4. – С. 21–23.
 80. Коллатц Л. Численные методы решения дифференциальных уравнений: пер. с нем. / Л. Коллатц. – М.: Иностранная литература, 1953. – 453 с.
 81. Корсун В.І. Порівняльний аналіз критеріїв міцності для бетонів / В.І. Корсун, А.В. Недорезов, С.Ю. Макаренко // Сучасне промислове та цивільне будівництво, 2014. – Т. 10, № 1. – С. 65–78.
 82. Корсун В.І. Удосконалення методики випробувань бетону при неодновісному стиску / В.І. Корсун, А.В. Недорезов // Вісник Донбаської національної академії будівництва і архітектури, 2014, Вип. 1(105) – С. 163–171.
 83. Корсун В.І. Варіант опису закономірностей пружнопластичного і псевдопластичного деформування бетону в умовах об'ємного напруженого стану / В.І. Корсун, А. В. Недорезов // Сучасне промислове та цивільне будівництво, 2014. – Т. 10, № 2. – С. 147–168
 84. КОРТУШОВ П.Г. Вузли з'єднання трубобетонних стояків із монолітним залізобетоном: автореф. дисс. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / П.Г. КОРТУШОВ. – Полтава, 1999. – 18 с.
 85. Красновский Р.О. О методике испытания железобетонных балок на действие поперечных сил // Методика лаб. исследований деформаций и прочности бетона, арматуры и ж/б конструкций. – М.: Госстройиздат, 1962. – С. 160-173.

86. Кришан А.Л. Прочность коротких трубобетонных колонн круглого и кольцевого поперечного сечения / Кришан А.Л., Заикин А.И., Трошкина Е.А. // Архитектура. Строительство. Образование: материалы междунар. науч.-практ. конф. - Магнитогорск: Магнитогорский гос. техн. ун-т, 2014. - С. 204-210.
87. Кришан А.Л. Прочность трубобетонных колонн квадратного поперечного сечения. / Кришан А.Л., Мельничук А.С. / Магнитогорск: изд-во МГТУ им. Г.И. Носова, 2013. - 105 с.
88. Кришан А.Л. Расчет прочности бетонного ядра трубобетонных колонн кольцевого поперечного сечения. / Кришан А.Л., Трошкина Е.А. / Сб. науч. тр. SWorld. Материалы междунар. практич. конф. «Современные проблемы и пути их решения в науке, транспорте, производстве и образовании 2012». - Вып. 4. - Т. 47. - Одесса: КУПРИЕНКО, 2012. - С. 55-60
89. Кришан А.Л. Трубобетонные колонны высотных зданий / А.Л. Кришан, А.И. Заикин, А.И. Сагадатов // Монография. – Магнитогорск: ООО «МиниТип», 2010. – 195 с.
90. Кришан А.Л. Трубобетонные колонны с предварительно обжатым ядром / А.Л. Кришан // Монография. – Ростов н/Д: Рост. гос. строит. ун-т, 2011. – 372 с.
91. Кришан А.Л. Определение разрушающей нагрузки сжатых трубобетонных элементов / А.Л. Кришан, А.И. Заикин, М.С. Купфер // Бетон и железобетон. – 2008. – № 2. – С. 22–25.
92. Кришан А.Л. Трубобетонные колонны для многоэтажных зданий / А.Л. Кришан // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – 2009. – № 4. – С. 75–80.
93. Круглов В.М. Нелинейные соотношения и критерий прочности бетона в трёхосном напряжённом состоянии / В.М. Круглов // Строительная механика и расчёт сооружений. – 1987. – № 1. – С. 40–48.
94. Кузнецова Е.Е. Расчет и конструкция трубобетонных элементов в мостах: автореф. дисс. на соискание учен. степени канд. техн. наук: спец.

- 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения» / Е.Е. Кузнецова. – М., 1993. – 19 с.
95. Лапенко О.І. Поперечні рами сільськогосподарських виробничих будов із трубобетону: автореф дисс. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / О.І. Лапенко. – Полтава, 1996. – 23 с.
 96. Лейтес Е.С. Об условии прочности бетона / Е.С. Лейтес // Межотраслевые вопросы строительства. – М.: Стройиздат, 1971. – С. 32–35.
 97. Липатов А.Ф. Исследование прочности трубобетонных элементов мостовых конструкций: автореф. дисс. на соискание учен. степени канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения» / А.Ф. Липатов. – М., 1953.
 98. Лукша Л.К. Прочность трубобетона / Л.К. Лукша. – Минск, 1977. – 96 с.
 99. Людковский И.Г. Сталебетонные фермы из гнутосварных профилей / И.Г. Людковский, В.М. Фонов, С.М. Кузьменко, С.И. Самарин // Бетон и железобетон. – 1982. – № 7. – С. 30–31.
 100. Малашкин Ю.Н. О прочности бетона при трёхосном сжатии. Свойства бетона, определяющие его трещиностойкость / Ю.Н. Малашкин, Б.В. Тибляков // Труды XV координационного совещания по гидротехнике. – Л.: 1976. – Вып. 112. – С.15–17.
 101. Маренин В.Ф. Вопросы прочности стальных труб, заполненных бетоном / В.Ф. Маренин, А.Б. Ренский // Материалы по металлическим конструкциям. – Госстройиздат, 1959. – Вып. 4.
 102. Маренин В.Ф. Исследование прочности стальных труб, заполненных бетоном, при осевом сжатии: автореф. дисс. на соискание учен. степени канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения» / В.Ф. Маренин. – М., 1959. – 15 с.
 103. Металлы. Методы испытаний на растяжение: ГОСТ 1497-84. – М.: Изд-во стандартов, 1985. – [Действующий от 1986-01-01]. – 37 с.

104. Микула М.В. Міцність та механіка руйнування матеріалів / Н.В. Микула. – Кривий Ріг: Мінерал, 2002. – 150 с.
105. Микула Н.В. Напряженное состояние бетона, заключенного в сплошную стальную обойму: автореф. дисс. на соискание учен. степени канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения» / Н.В. Микула. – Полтава, 1991. – 24 с.
106. Митрофанов В.П. О критерии предельного состояния по прочности центрально сжатых трубобетонных элементов / В.П. Митрофанов, О.А. Довженко // Сб. Коммунальное хозяйство городов. – К.: Техника, 2005. – Вып. 63. – С. 73–86.
107. Митрофанов В.П. Пособие по расчёту прочности трубобетонных элементов при осевом сжатии: Монография / В.П. Митрофанов, Али Н. Дергам. – Полтава: ПолтНТУ им. Юрия Кондратюка, 2008. – 91 с.
108. Мурашкин Г.В. К вопросу о роли длительности приложения давления в физико-химических процессах твердеющего давления. // Железобетонные конструкции. – Куйбышев: КГУ, 1984. – С. 5-20.
109. Назаров О.В. Напружено-деформований стан трубобетонних елементів при місцевих силових впливах: автореф. дисс. на здубуття. наук. ступеня канд. техн. наук: 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / О.В. Назаров. – Полтава, 2004. – 20 с.
110. Несветаев Г.В. Оценка прочности трубобетона / Г.В. Несветаев, И.В. Резван // Фундаментальные исследования. – 2011. – № 12 – С. 580–583.
111. Ноткус А.Н. О применении теории малых упругопластичных деформаций и теоретического обоснования условия прочности бетона / А.Н. Ноткус, А.П. Кудзис // Железобетонные конструкции. – Вильнюс, 1977. – № 8. – С. 21–30.
112. Пат. 79575 Україна, МПК G01 B 7/16. Глибинний тензодатчик / Ватуля Г.Л., Галагура Є.І., Петренко Д.Г.; заявник та патентовласник Українська державна академія залізничного транспорту. – № u2012 12536; заявл. 02.11.2012; опубл. 25.04.2013, Бюл. № 8.

113. Пат. 79772 Україна, МПК G01L 1/22. Спосіб закріплення тензодатчика усередині сталобетонного елемента / Ватуля Г.Л., Галагура Є.І., Петренко Д.Г.; заявник та патентовласник Українська державна академія залізничного транспорту. – № u2012 13943; заявл. 7.12.2012; опубл. 25.04.2013, Бюл. № 8.
114. Пенц В.Ф. Напружено-деформований стан оголовків трубобетонних стояків: автореф. дисс. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / В.Ф. Пенц. – Полтава, 1995. – 24 с.
115. Передерий Г.П. Трубчатая арматура / Г.П. Передерий. – Трансжелдориздат, 1954. – 90 с.
116. Петренко Д.Г. Експериментальні дослідження напружено-деформованого стану гнучких сталобетонних колон / Петренко Д.Г. // Сталезалізобетонні конструкції: збірник наук. статей. – Полтава, 2016. – Вип. № 12. – С. 199-201.
117. Петренко Д.Г. Методы расчета прочности сталобетонных элементов / Петренко Д.Г. // Строительство, материаловедение, машиностроение: сб. науч. трудов. – Днепропетровск, 2015. – Вып. 82. – С. 154-162.
118. Петренко Д.Г. Определение зависимости коэффициента продольного изгиба от гибкости сталобетонного элемента / Петренко Д.Г. // Мости та тунелі: зб. наук. праць. – Дніпропетровськ, 2012. – Вип.3. – С.132-136.
119. Петренко Д.Г. Удосконалення складу бетонної суміші при виготовленні сталезалізобетонних колон / Петренко Д.Г., Рожнова М.А. // Проблеми сучасного будівництва: зб. наук. праць за матеріалами III Всеукраїнської Інтернет-конференції. – Полтава, 2016. – С. 160-162.
120. Писаренко Г.С. Деформирование прочности материалов при сложном напряжённом состоянии / Г.С. Писаренко, А.А. Лебедев. – Киев: Наукова думка, 1969. – 211 с.

121. Плахотный П.И. Напряжённно-деформированное состояние центрально сжатого трубобетонного элемента / П.И. Плахотный, Л.И. Стороженко // Строительная механика и расчёт сооружений. – 1983. – № 2 – С. 33–36.
122. Рекомендации по определению прочностных и деформационных характеристик бетона при неодноосных напряжённных состояниях. – М.: НИИЖБ, 1985. – 72 с.
123. Ренский А. Б. Высокотемпературные тензодатчики / А. Б. Ренский // Сб. ст., пер. с англ.. М., 1963.
124. Розенблюмас А. М. Каменные конструкции / А. М. Розенблюмас – М.: Высшая школа, 1964. –302с.
125. Росновский В.А. Испытания труб, заполненных бетоном / В.А. Росновский, А.Ф. Липатов // Железнодорожное строительство. – 1952.– № 11. – С. 13–17.
126. Росновский В.А. Трубобетон в мостостроении / В.А. Росновский. – М.: Трансжелдориздат, 1963. – 109 с.
127. Рудаков В.Н. Новые подходы к оценке несущей способности сжатого трубобетонного элемента / В.Н. Рудаков // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне: РДТУ, 2001. – Вип. 7. – С. 183–198.
128. Рузга З. Измерение напряжений и деформаций, пер. с нем., М., 1961.
129. Рябіко Г.Д. Конструктивні рішення швидко споруджуваних сховищ трансформуючих укриттів багатофункціонального сільськогосподарського призначення: автореф. дисс. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / Г.Д. Рябіко. – Полтава, 1994. – 22 с.
130. Санжаровский Р.С. Теория и расчёт прочности и устойчивости элементов конструкции из стальных труб, заполненных бетоном: : автореф. дис. на соискание учен. степени докт. техн. наук: спец. 05.23.01 «Строительные конструкции» / Р.С. Санжаровский. – Ленинград, 1974. – 56 с.

131. Семененко Я.П. Определение несущей способности бетонного ядра, заключённого в сплошную стальную обойму / Я.П. Семененко // Бетон и железобетон, 1960. – №3. – С. 125–129.
132. Семенюк С.Д. Прочность и деформативность бетона средних классов по результатам испытаний / Семенюк С.Д., Фролков И.С., Мамочкина М.Г., Дивакова Г.А. // Вестник Белорусско-Российского университета. – Могилев, 2013. – Вып. № 3 – С. 92-100.
133. Семко О.В. Імовірнісні аспекти розрахунку сталезалізобетонних конструкцій / О.В. Семко. – Полтава: ПолтНТУ ім. Юрія Кондратюка, 2004. – 320 с.
134. Скворцов Н.Ф. Применение сталетрубобетона в мостостроении. – М.: Автотрансиздат, 1955. – 88 с.
135. СНиП II-23-81* Стальные конструкции, 2011. – 172 с.
136. Стороженко Л.І. Сталезалізобетон // Зб. під ред. Стороженка Л.І. – Полтава: ПНТУ, 2006. – 368 с.
137. Стороженко Л.И. Железобетонные конструкции с косвенным армированием. – Киев, 1989. – 99 с.
138. Стороженко Л.И. Трубобетонные конструкции. Киев: Будівельник, 1978. – 81 с.
139. Стороженко Л.І. Трубобетон / Л.І. Стороженко, Д.А. Єрмоленко, О.І. Лапенко ПолтНТУ. – Полтава: ТОВ «АСМІ», 2010. – 306 с.
140. Стороженко Л.И. Железобетонные конструкции с внешним армированием / Л.И. Стороженко. – К.: УМК ВО, 1989. – 98 с.
141. Стороженко Л.И. Объёмное напряжённо-деформированное состояние железобетона с косвенным армированием: автореф. дисс. на соискание уч. степени докт. техн. наук: спец. / Л.И. Стороженко. – М., 1985. – 46 с.
142. Стороженко Л.И. Расчёт трубобетонных конструкций / Л.И. Стороженко, П.И. Пахотный, А.Я. Чёрный. – К.: Будівельник, 1991. – 120 с.

143. Стороженко Л.И. Строительные конструкции из стальных труб, заполненных центрифугированным бетоном / Л.И. Стороженко, В.И. Ефименко, В.Ф. Пенц. – К.: Четверта хвиля, 2001. – 158 с.
144. Стороженко Л.И. Стыки трубобетонных элементов / Л.И. Стороженко, В.М. Тимошенко // Проблеми теорії і практики залізобетону: Зб. наук. пр. Полт.держ. техн. ун-ту ім. Юрія Кондратюка. – Полтава, 1997. – С. 440–442.
145. Стороженко Л.И. Сцепление бетонного сердечника с трубой в трубобетонном элементе / Л.И. Стороженко, А.Ф. Ковалёв // В сб. «Трубобетонные конструкции с использованием отходов горнорудной и металлургической промышленности». Тезисы докладов научно-технической конференции строителей Кривбасса. – Кривой Рог, 1976. – С. 66–69.
146. Стороженко Л.И. Эффективность сжатых элементов с различными способами армирования / Л.И. Стороженко // Изв. вузов «Строительство и архитектура». – 1981. – № 6. – С. 26–29.
147. Стороженко Л.И. Проблеми проектування і будівництва сталезалізобетонних конструкцій / Л.И. Стороженко // Зб. «Будівельні конструкції». – К.: НДІБК. – Вип. 700. – 2008. – С. 21–28.
148. Стороженко Л.И. Розрахунок трубобетонних конструкцій при короткочасній і довготривалій дії навантаження / Л.И. Стороженко, В.М. Сурдін. – Київ: Будівельник, 1972. – 132 с.
149. Стороженко Л.И. Сталезалізобетонні конструкції. Дослідження, проектування, будівництво, експлуатація / Л.И. Стороженко, В.М. Сурдін, В.І. Єфіменко, В.І. Вербицький. – Кривий Ріг: КТУ, 2007. – 448 с.
150. Стороженко Л.И. Сталезалізобетонні конструкції / Л.И. Стороженко, О.В. Семко, В.Ф. Пенц. – Полтава: ПолтНТУ, 2005. – 182 с.
151. Стороженко Л.И. Трубобетонні конструкції промислових будівель / Л.И. Стороженко, В.Ф. Пенц, С.Г. Коршун. – Полтава: ПолтНТУ, 2008. – 202 с.

152. Стороженко Л.І. Дослідження і проектування сталезалізобетонних конструкцій / Л.І. Стороженко, В.М. Тимошенко, О.В. Нижник, Г.М. Гасій, С.О. Мурза. – Полтава: АСМІ, 2008. – 262 с.
153. Тимошенко В.М. Несуча здатність та деформативність стиснених трубобетонних елементів зі стиками: автореф. дисс. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / В.М. Тимошенко. – Полтава, 2000. – 20 с.
154. Тимошенко С.П. Об устойчивости пластин / С.П. Тимошенко. – К: Изв. КПП, 1907. – 135 с.
155. Тимошенко С.П. Пластины и оболочки / С.П. Тимошенко, С. Войновский-Кригер. – М.: Наука, 1966. – 625 с.
156. Тимошенко С.П. Устойчивость стержней, пластин и оболочек / С.П. Тимошенко. – М.: Наука, 1971. – 808 с.
157. Тимошенко С.П. Устойчивость упругих систем / С.П. Тимошенко. – М.: Гостехиздат, 1955. – 586 с.
158. Туричин А.М. Проволочные преобразователи и их техническое применение / А.М. Туричин, Н.В. Новицкий. – М., 1957.
159. Филоненко-Бородич М.М. Теория упругости / М.М. Филоненко-Бородич. – М.: Физматгиз, 1959. – 364 с.
160. Фоміца Л.М. Вимірювання напруг у залізобетонних конструкціях / Л.М. Фоміца., Р.А. Сумбатов. – К.: Будівельник, 1994. — 168 с.
161. Фонов В.М. Прочность и деформативность трубобетонных элементов при осевом сжатии / В.М. Фонов, И.Г. Людковский, А.П. Нестерович // Бетон и железобетон. – 1989. – № 1. – С. 4–6.
162. Цай Шаухуай. Новейший опыт применения трубобетона в КНР / Цай Шаухуай // Бетон и железобетон. – 2001. – № 3. – С. 20–24.
163. Чихладзе Э.Д. Напряженно-деформированное состояние цилиндрической сталезалезобетонной колонны при осевом сжатии / Чихладзе Э.Д., Веревичева М.А. // Будівельні конструкції: зб. наук. праць. – К.: НДІБК, 2006. – Вип. 67. – С. 389 – 399

164. Чихладзе Э.Д. Несущая способность сталебетонных конструкций в условиях статического и динамического нагружения: дисс ... д-ра техн. наук: 05.23.01 / Чихладзе Элгуджа Давидович. – Харьков, 1985. – 481 с.
165. Чихладзе Э.Д. Основы расчета и проектирования комбинированных и сталебетонных конструкций / Э.Д. Чихладзе, Г.Л. Ватуля, Ю.П. Китов // под ред Э.Д. Чихладзе – Киев: Транспорт Украины, 2006. – 104 с
166. Чихладзе Э.Д. Расчёт сталебетонных элементов прямоугольного сечения на прочность при осевом сжатии / Э.Д. Чихладзе, А.Д. Арсланханов // Бетон и железобетон. – 1993. – № 1. – С. 13–15.
167. Чихладзе Э.Д. Расчёт толкающих брусьев бульдозера, заполненных бетоном / Э.Д. Чихладзе. – Тр. ВНИИ Стройдормаша, 1981. – Вып. 91. – С. 76–79.
168. Чихладзе Э.Д. Колебания неразрезных балок и пластин, опёртых по контуру и на точечные опоры / Э.Д. Чихладзе, А.Г. Кислов // Строительная механика и расчёт сооружений. – 1980. – № 6. – С. 76–78.
169. Чихладзе Э.Д. Колебания прямоугольной пластины, опёртой по контуру и на точечные опоры / Э.Д. Чихладзе, А.Г. Кислов // В кн.: Совершенствование эксплуатации и ремонта корпусов судов. – Калининград, 1984. – С. 155–157.
170. Чихладзе Э.Д. Напряжённно-деформированное состояние цилиндрической сталебетонной колонны при осевом сжатии / Э.Д. Чихладзе, М.А. Веревичева // Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво). – Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій Міністерства регіонального розвитку та будівництва України. – Вип. 67. – Київ: НДІБК, 2007. – С. 389–399.
171. Чихладзе Э.Д. Несущая способность сталебетонных плит / Э.Д. Чихладзе, А.Д. Арсланханов // Известия вузов. Строительство и архитектура, 1989. – № 4. – С. 5–8.
172. Чихладзе Э.Д. О возможности сведения трёхмерной задачи к двумерной при оценке несущей способности трубы, заполненной бетоном /

- Э.Д. Чихладзе, М.А. Веревичева // Збірник наукових праць Луганського національного аграрного університету. Серія: Технічні науки. – Луганськ: Видавництво ЛНАУ, 2007. – № 71 (94). – С. 122–129.
173. Чихладзе Э.Д. Оптимальное проектирование платформ с трёхсторонней разгрузкой / Э.Д. Чихладзе, В.В. Пинчук // В кн.: Проблемы оптимизации в машиностроении. – Харьков, 1982. – С. 317.
 174. Чихладзе Э.Д. Опыт применения заполнителей с целью экономии металлопроката / Э.Д. Чихладзе, И.Е. Закуренок // Информ. листок. Харьковский Центр научно-технической информации. – 1979. – 4 с.
 175. Чихладзе Э.Д. Основные направления экономии и рационального использования металла в автотракторостроении / Э.Д. Чихладзе, Абдала Самир Салех и др. // Тез. докл. всесоюзн. научно-техн. конференции – Челябинск, 1984. – 118 с.
 176. Чихладзе Э.Д. Удар упругого стержня с прикрепленной жёсткой массой о жёсткую преграду / Э.Д. Чихладзе, О.П. Мchedlov-Петросян // Прикладная механика. – 1976. – Т. 12. – Вып. 11. – С. 91–94.
 177. Чихладзе Э.Д. Усталостная прочность колонн, заполненных бетоном при знакопостоянном несимметричном цикле продольной нагрузки / Э.Д. Чихладзе // В кн.: Строительство и архитектура. Библиогр. указатель деонированных рукописей. – М., 1981. – Вып. 3. – С. 14–15.
 178. Чихладзе Э.Д. Устойчивость гибких стержней из нелинейно-деформируемых материалов / Э.Д. Чихладзе // Прикладная механика. – 1975. – Т. 11. – Вып. 11. – С. 128–131.
 179. Чихладзе Э.Д. Экспериментальные исследования бульдозеров с пустотелыми и заполненными бетоном толкающими брусками / Э.Д. Чихладзе, И.Е. Закуренок // Строительные и дорожные машины. – 1977. – № 4. – С. 19–20.
 180. Чихладзе Э.Д. Экспериментальные исследования устойчивости гибких железобетонных стоек / Э.Д. Чихладзе // В кн.: Прогрессивные кон-

структивные решения в промышленном и гражданском строительстве Харьковской области. – Харьков, 1970. – С. 15–16.

181. Шагин А.Л. Большепролетные железобетонные перекрытия со смешанным армированием / А.Л. Шагин, Х. Лаххам // Бюллетень техн. информации. – Харьков: ХП(НИ)И, 1994. – № 2. – С. 28–29.
182. Шагин А.Л. Железобетонные конструкции сниженной металлоемкости / А.Л. Шагин // Сб. фундаментальные исследования и новые технологии в строительном материаловедении. – Белгород, 1989. – С. 50–51.
183. Шагин А.Л. Локальное обжатие элементов при реконструкции зданий / А.Л. Шагин, О.М. Донченко // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1996. – № 1. – С. 3–7.
184. Шагин А.Л. Расчёт эффективных многокомпонентных конструкций / А.Л. Шагин, В.М. Бондаренко. – М.: Стройиздат, 1987. – 175 с.
185. Шагин А.Л. Эффективные методы армирования конструкций / А.Л. Шагин // Сб. инженерной академии РФ. – М., 1993. – С. 78–81.
186. Электрические тензометры сопротивления, пер. с чеш.. М., 1964;
187. Яшин А.В. Влияние неоднородных (сложных) напряжённых состояний на прочность и деформации бетона, включая область, близкую к разрушению / А.В. Яшин // Прочность, жёсткость и трещиностойкость железобетонных конструкций: Сб. науч. тр. НИИЖБ, под ред. А.А. Гвоздева. – 1979. – С. 187–202.
188. Яшин А.В. Воздействие статических, динамических, многократно повторяющихся нагрузок на бетон и элементы железобетонных конструкций / А.В. Яшин / Под ред. А.А. Гвоздева. – М.: Стройиздат, 1972. – С. 45–49.
189. Яшин А.В. Критерии прочности и деформирования бетона при простом нагружении для различных видов напряжённого состояния / А.В. Яшин // Труды ин-та НИИЖБ. Расчёт и конструирование железобетонных конструкций. – 1977. – Вып. 39. – С. 48–57.

190. Яшин А.В. Прочность и деформации бетона при различных скоростях нагружения / А.В. Яшин. – М.:Стройиздат, 1972. – С. 23–39.
191. Яшин А.В. Теория деформирования бетона при простом и сложном нагружении / А.В. Яшин // Бетон и железобетон. – 1986. – № 8. –С. 39–42.
192. Яшин А.В. Теория прочности и деформаций бетона с учётом структурных изменений и длительности нагружения / А.В. Яшин // Труды ин-та НИИЖБ. Новые исследования элементов конструкции при различных предельных состояниях. – 1982. – С. 3–24.
193. Architectural Institute of Japan (AIJ). (1997). «Recommendations for design and construction of concrete filled steel tubular structures». Tokyo, 333.
194. Atan Y. Structural Lightweight Concrete Under Biaxial Compression / Y. Atan, F.C. Slate // JACI, 1973. – Vol. 70. – № 3. – pp. 182–186.
195. Bamforth P. Properties of Concrete for use in Eurocode 2. How to optimise the engineering properties of concrete in design to Eurocode 2 / P. Bamforth, J. Gibbs, T. Harrison // The Concrete Centre Surrey – 2008 –53 p.
196. Blanks R. F., and McNamara, C. C. (1935). «Mass concrete tests in large cylinders». ACI J., 31, 280–303.
197. Eurocod 2: Design of concrete structures.–Part 1-1: General rules and rules for buildings:EN 1992-1-1: 2004, CEN, 2004. -225 p.
198. Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures:EN 1994-1-1:2004 published 2005 (EC4), Ref. 1.
199. Furlang R.W. Strength of steel-Encased concrete Beam-Columns / R.W. Furlang // Proc. Amer. Soc. Civil. Eng., 1986. –Vol. 95. – N st. 1. – pp. 99–101.
200. Geel Van E. Concrete behavior in multiaxial compression, experimental research: Doctoral thesis / E. Van Geel. – Eindhoven : TU Eindhoven, 1998. – 178 p.
201. Haranki B. Strength, Modulus of Elasticity, Creep and Shrinkage of Concrete / B. Haranki // Thesis of Master of Engineering - University of Florida - 2009 –176 p.

202. Kupfer H. Behavior of Concrete Under Biaxial Stresses. Proceedings of the American Society of Civil Engineers / H. Kupfer, K. Gerstle // Journal of the Engineering Mechanics Division. – 1973. – Vol. 99. – № EM4. – pp. 853 – 866.
203. Liang, Q.Q. Strength of concrete-filled steel box columns with buckling effects. / Q.Q. Liang, B. Uy, J. Y. R. Liew // Australian Journal of Structural Engineering, 2007, – No. 7(2). – pp. 145–155.
204. Liu N. Stress – strain Response and Fracture of Concrete in Uniaxial and Biaxial Compression / N. Liu, A. Nilson, F.C. Slate // JACI. – 1972. – vol. 69. – № 5. – pp. 291–295.
205. Mander J.B. Theoretical stress-strain model for confined concrete [Text] / J.B. Mander, J.N. Priestley, R. Park // Engineering Structures. - 1989. - 11. - p. 1804 -1825.
206. Mills L.L. Compressive strength of plain concrete under multiaxial loading conditions / L.L. Mills, R.M. Zimmerman // ACI Journal, 1970. – Vol. 68, № 10. – pp. 802–807.
207. Min Yu. A unified formulation for circle and polygon concrete-filled steel tube columns under axial compression [Text] / Min Yu, Xiaoxiong Zha, Jianqiao Ye, Yuting Li // Engineering Structures. – 2013. – 49. – p. 1–10.
208. Nishiyama I. Summary of Research on Concrete-Filled Structural Steel Tube Column System Carried Out Under The US-JAPAN Cooperative Research Program on Composite and Hybrid Structures. / Nishiyama I., Morino S., Sakino K., Nakahara H. – Tokyo, 2002. – 176 p.
209. Richart F. E. The failure of plain and spirally reinforced concrete in compression. / F. E. Richart, A. Brandzaeg, and R. L. Brown. – Bulletin No.190, Univ. Illinois, Engineering Experimental Station, Urbana, Ill. (1929)
210. Sakino K. Stress–strain curve of concrete confined by rectilinear hoop. / K. Sakino, Y. Sun. – J. Struct. Constr. Eng. AIJ, . (1994). 461, 95–104.
211. Sen H.K. Triaxial stresses in short Circular Concrete filled tubular steel columns. RILEV / H.K. Sen. – Conference, 1972. – P. 89.

212. Schneider S.P. Axially Loaded Concrete-Filled Steel Tubes / S.P. Schneider // Journal of Structural Engineering, 1998. – Vol. 124, – No 10. - pp. 1795-1805.
213. Summary of Research on Concrete-Filled Structural Steel Tube Column System Carried Out Under The USJAPAN Cooperative Research Program on Composite and Hybrid Structures / I. Nishiyama, S. Morino, K. Sakino, H. Nakahara. / – Japan, 2002. – 176 p.
214. Tang, C. Study on the Fundamental Structural Behavior of Concrete Filled Steel Tubular Columns / C. Tang, B. Zhao, H. Zhu, X. Shen // Journal of Building Structures. 1982. – Vol. 3. No.1. – pp. 13 - 31.
215. Vatulia G. L . Experimental estimation of load-carrying capacity of circular, square and rectangular CFST columns / G.L. Vatulia, D.G. Petrenko, M.A. Novikova // Scientific bulletin of National Mining University. Scientific and technical journal - ISSN 2071-2227, № 6, 2017, pp. 97-102
216. Vatulia G. Regression equations for circular CFST columns carrying capacity evaluation / G. Vatulia, M. Rezunencko, Y. Orel, D. Petrenko // Dynamics of Civil Engineering and Transport Structures and Wind Engineering – DYN-WIND 2017. MATEC Web of Conferences. Volume 107, 00051 (2017).
217. Willam K.J. Constitutive model for the triaxial behavior of concrete / K.J. Willam, E.P. Warnke // Int. Assoc. Bridge. Struct. Eng, 1974. – Vol. 19. – pp. 1–31.
218. Yamamoto, T. Experimental study of the size effect on the behavior on concrete filled circular steel tube columns under axial compression / T. Yamamoto, J. Kawaguchi, S. Morino // Journal of structural and Construction Engineering, Transactions of AIJ, 2002. – No. 561. – pp. 237-244.

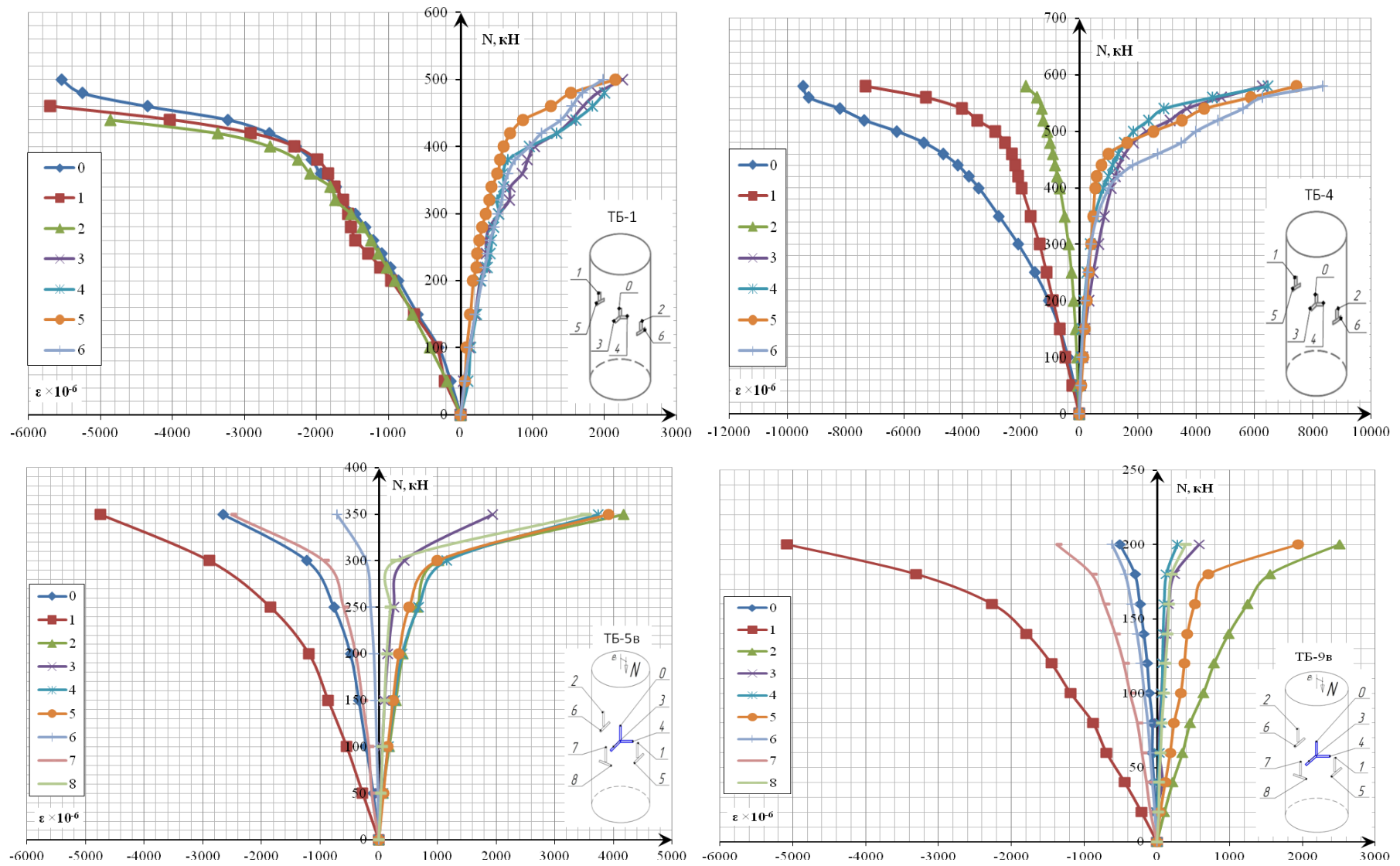


Рис. А.1. Графіки залежності відносних деформацій від навантаження для зразків серії ТБ

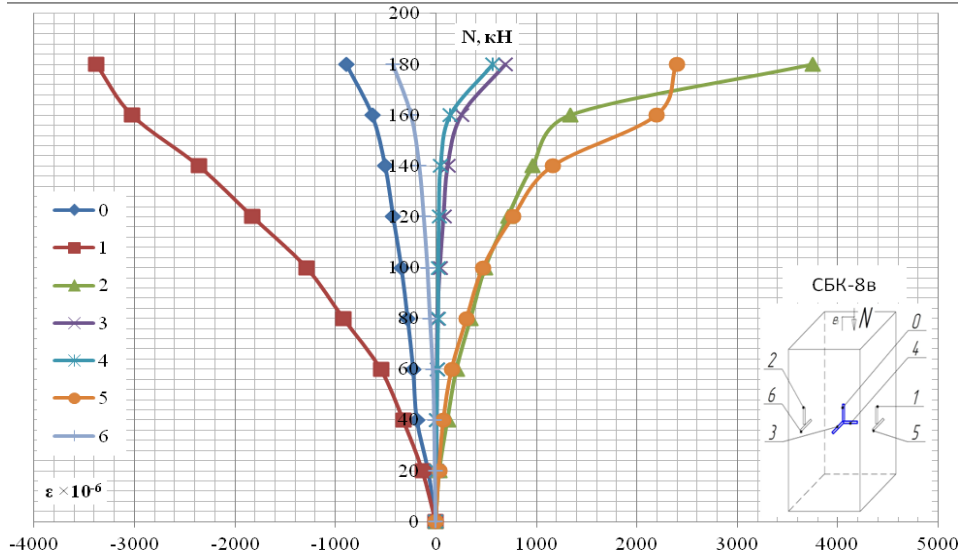
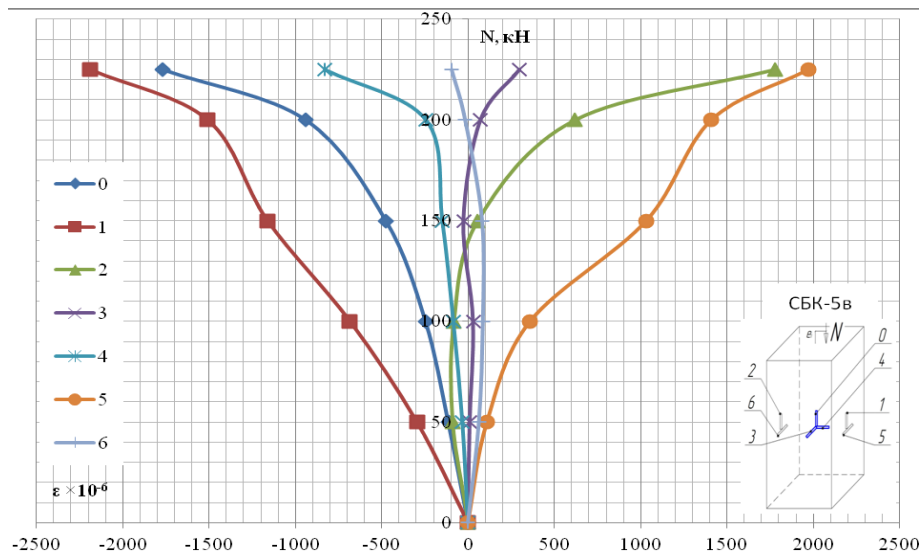
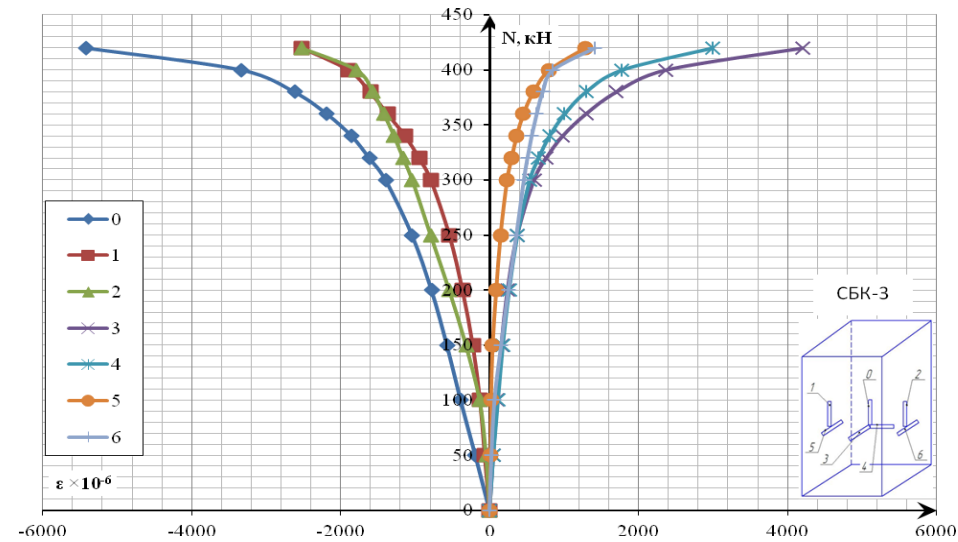
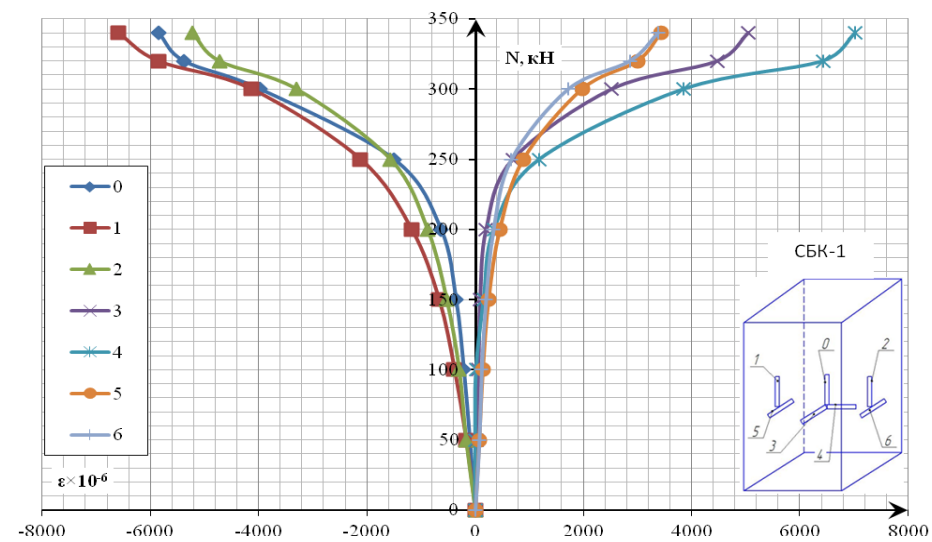


Рис. А.2. Графіки залежності відносних деформацій від навантаження для зразків серії СБК

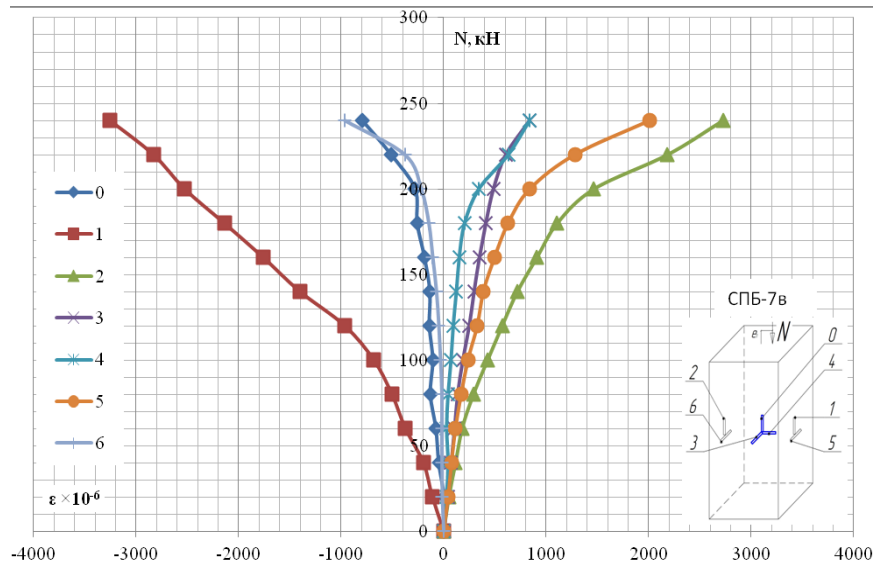
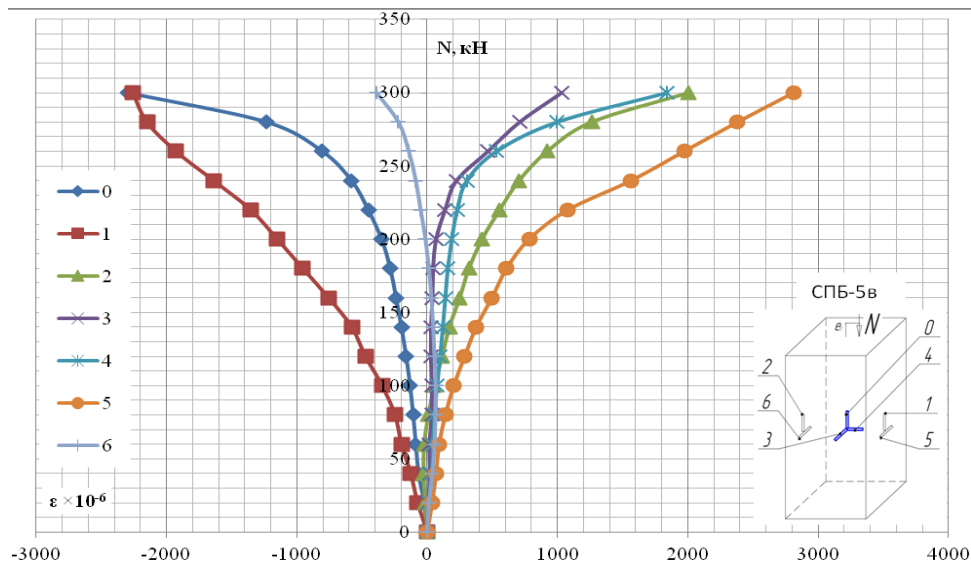
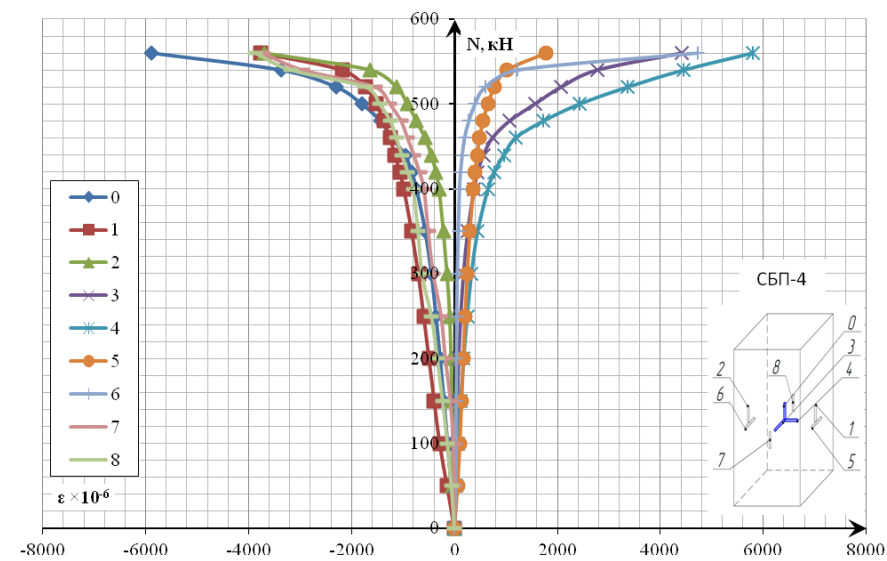
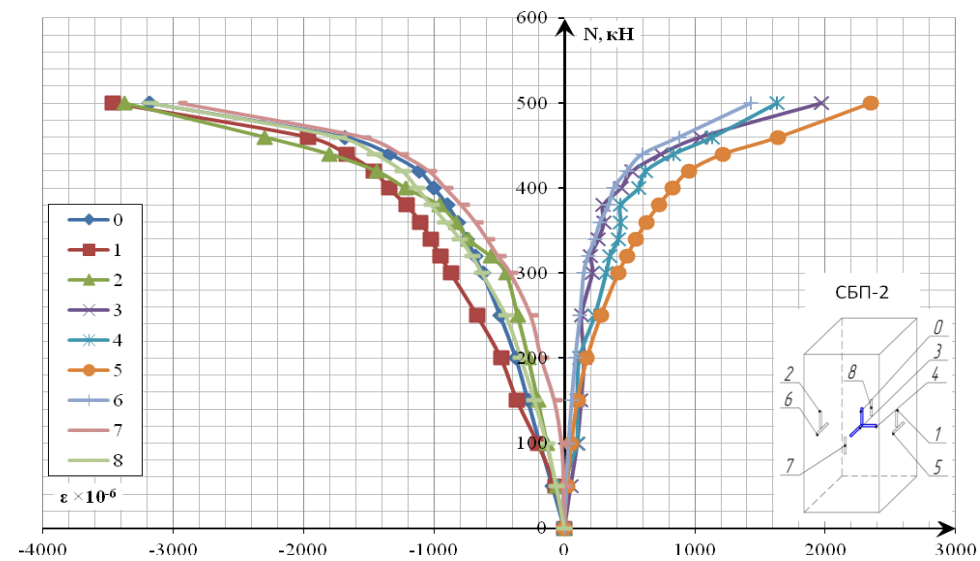


Рис. А.3. Графіки залежності відносних деформацій від навантаження для зразків серії СБП

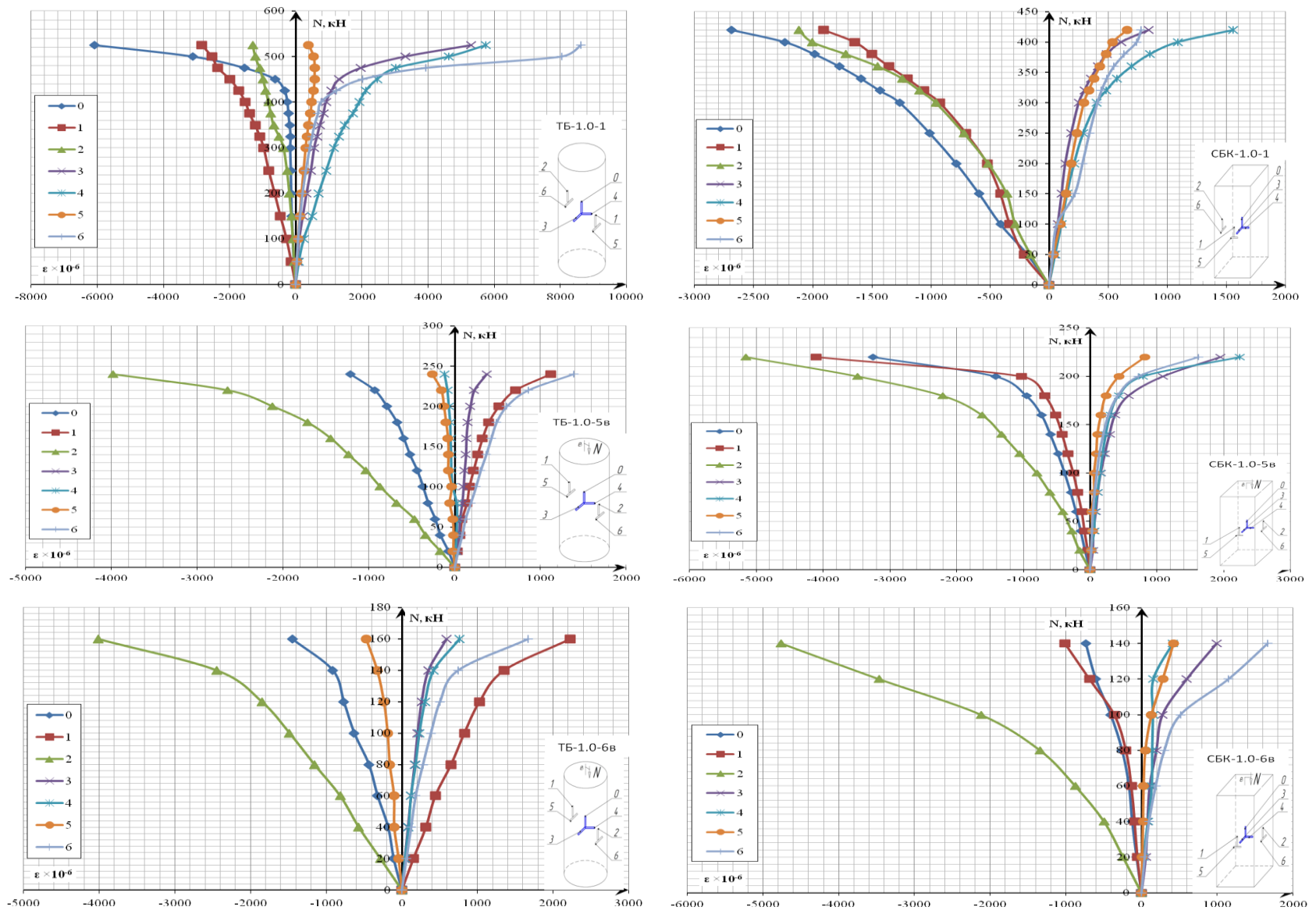


Рис. Б.1. Графіки залежності відносних деформацій від навантаження для зразків серій ТБ-1.0 та СБК-1.0

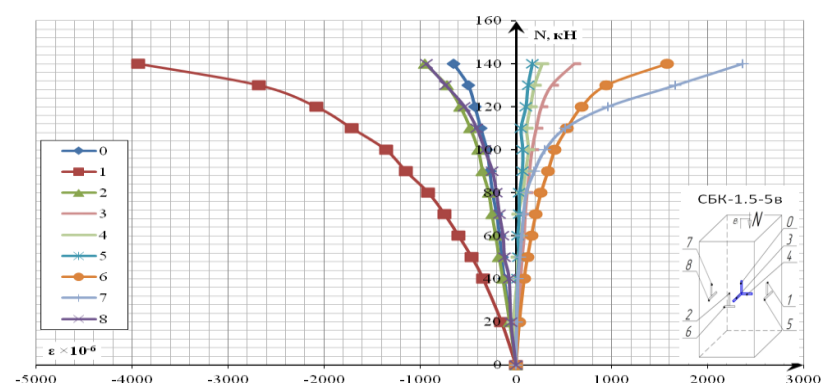
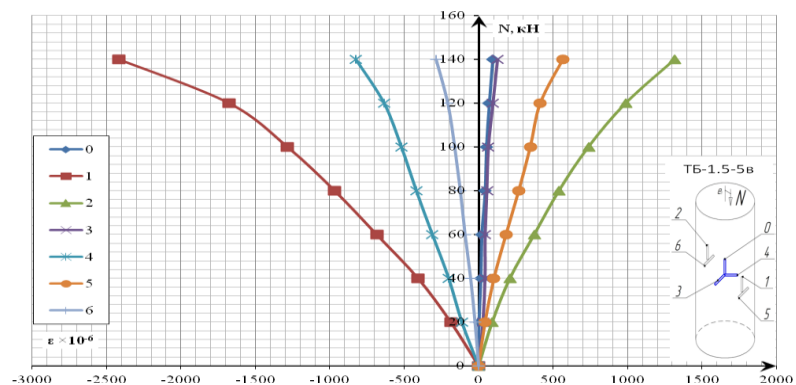
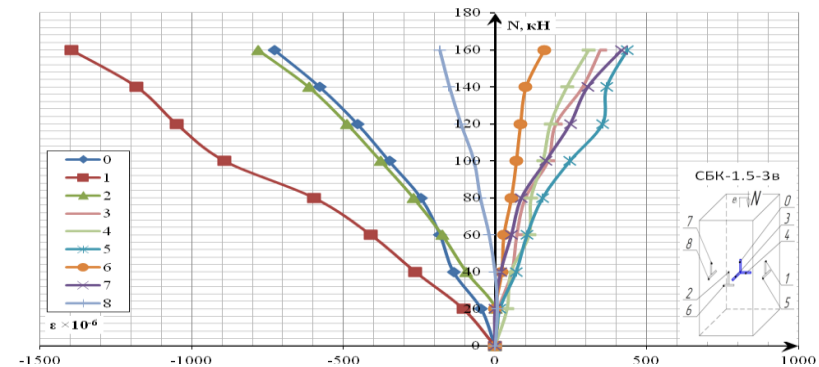
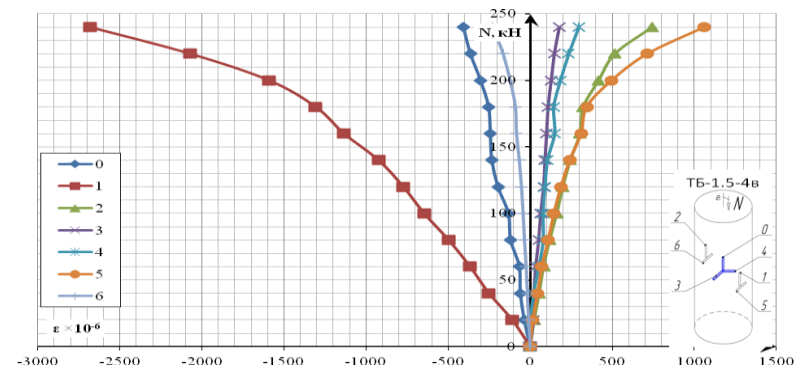
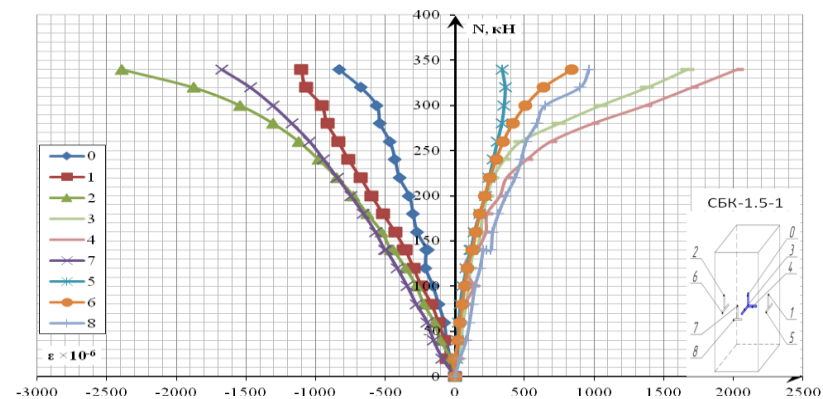
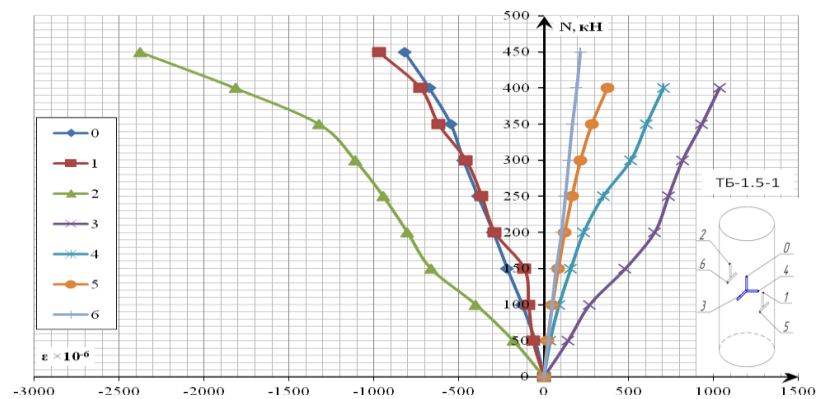
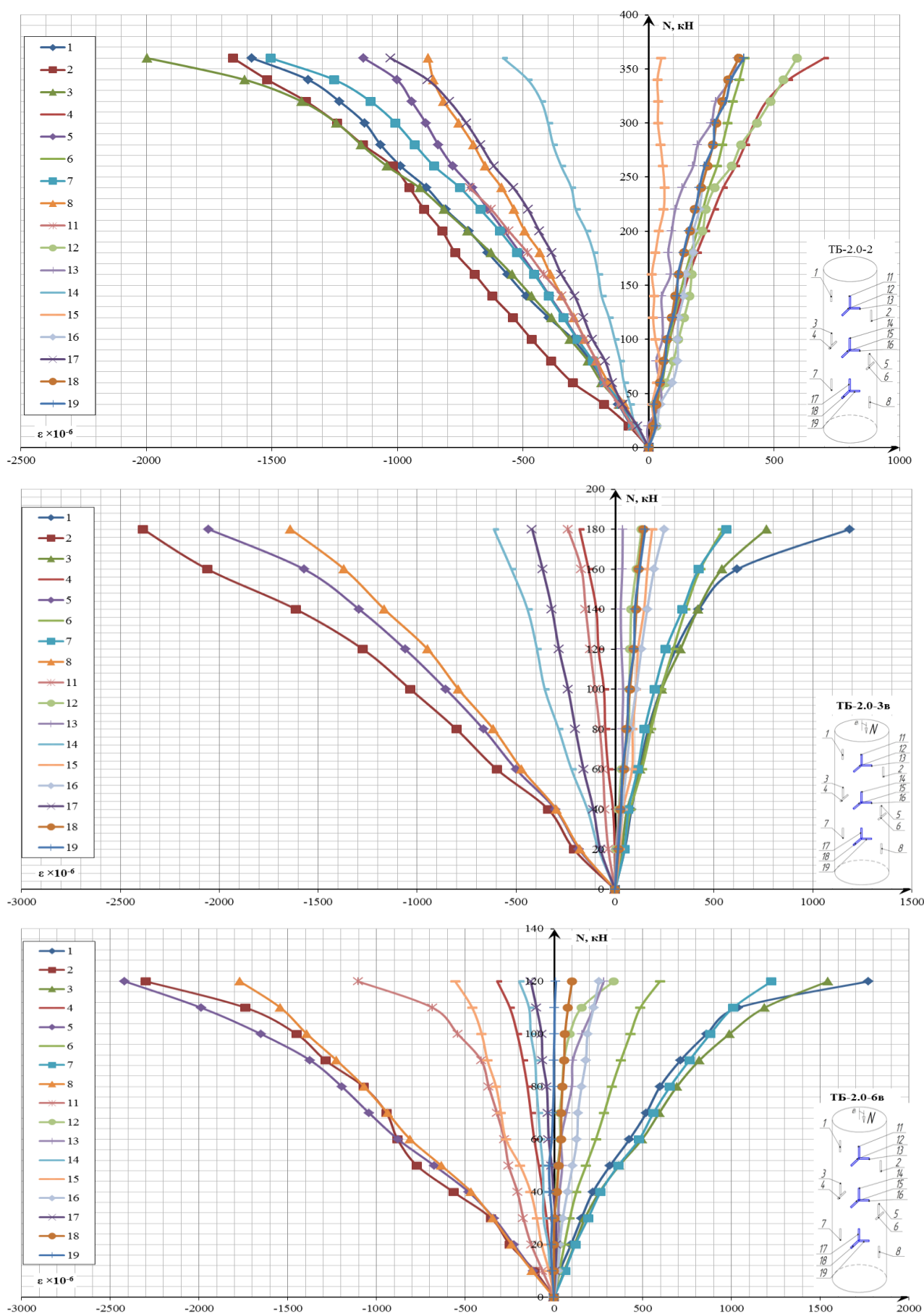
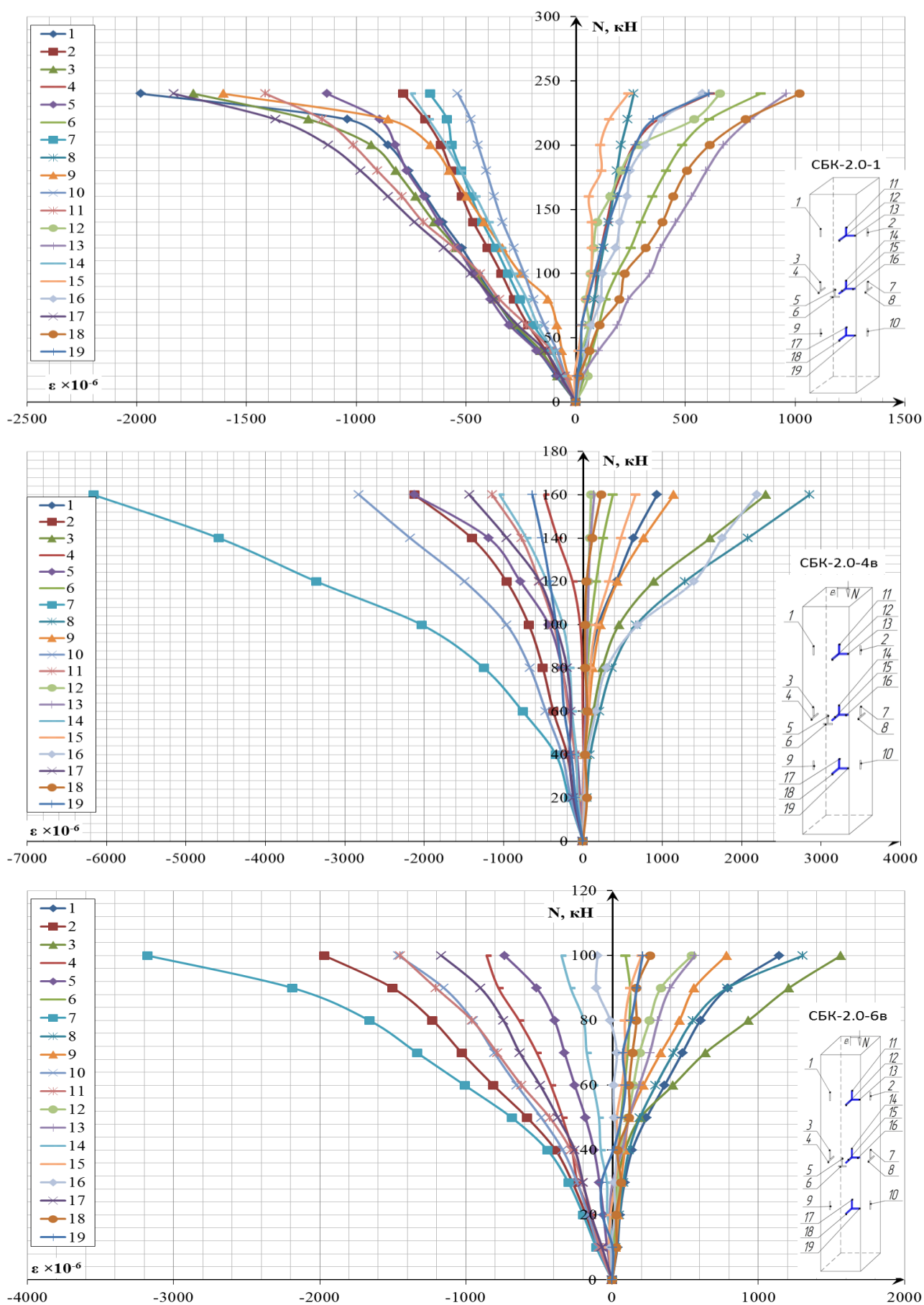


Рис. Б.2. Графіки залежності відносних деформацій від навантаження для зразків серій ТБ-1.5 та СБК-1.5





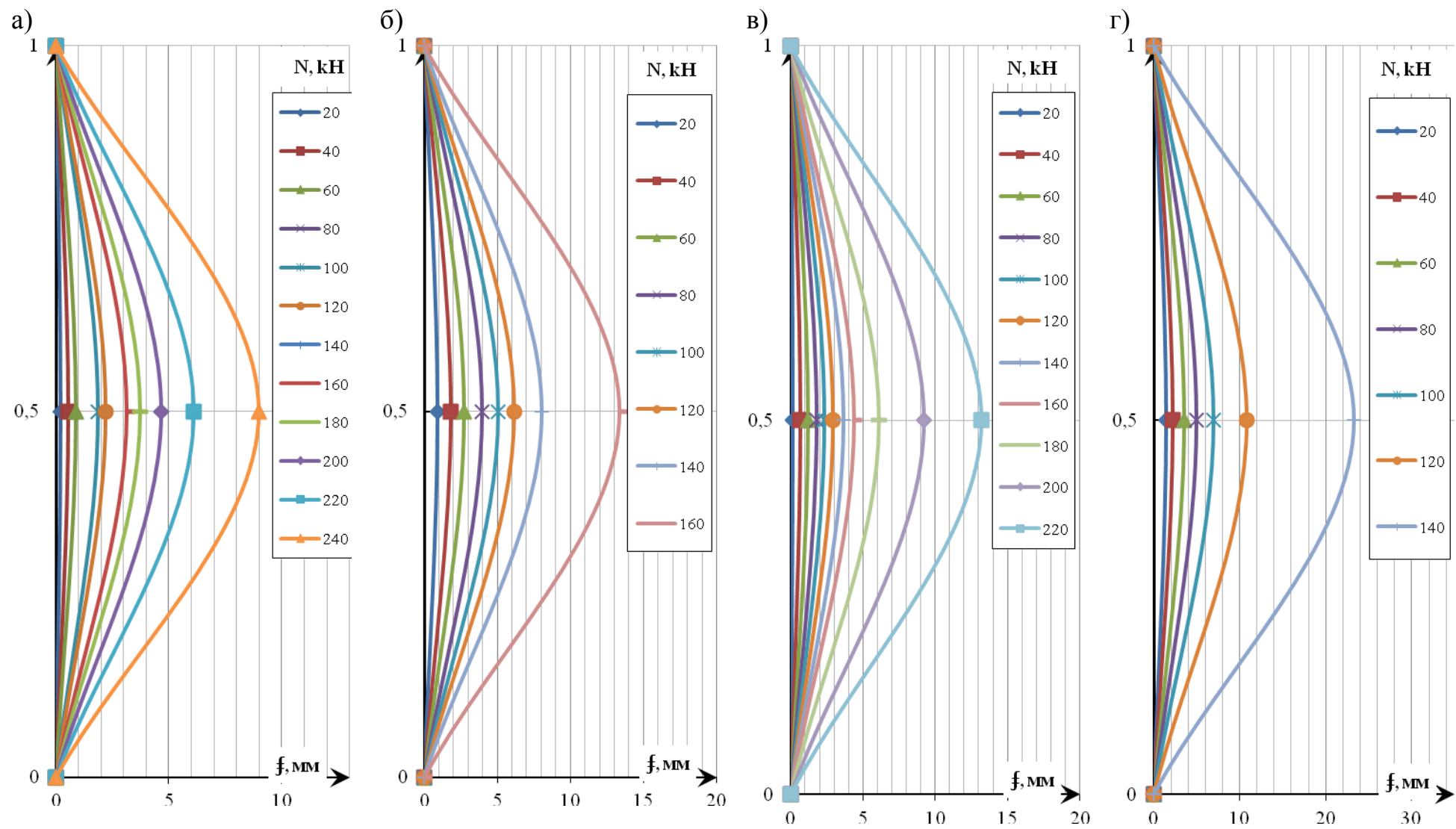


Рис. В.1. Графіки залежності вигинів від навантаження для зразків: а) - ТБ-1.0-5в ($e=25$ мм); б) - ТБ-1.0-6в ($e=50$ мм); в)- СБК-1.0-5в ($e=25$ мм); г) - СБК-1.0-6в ($e=50$ мм)

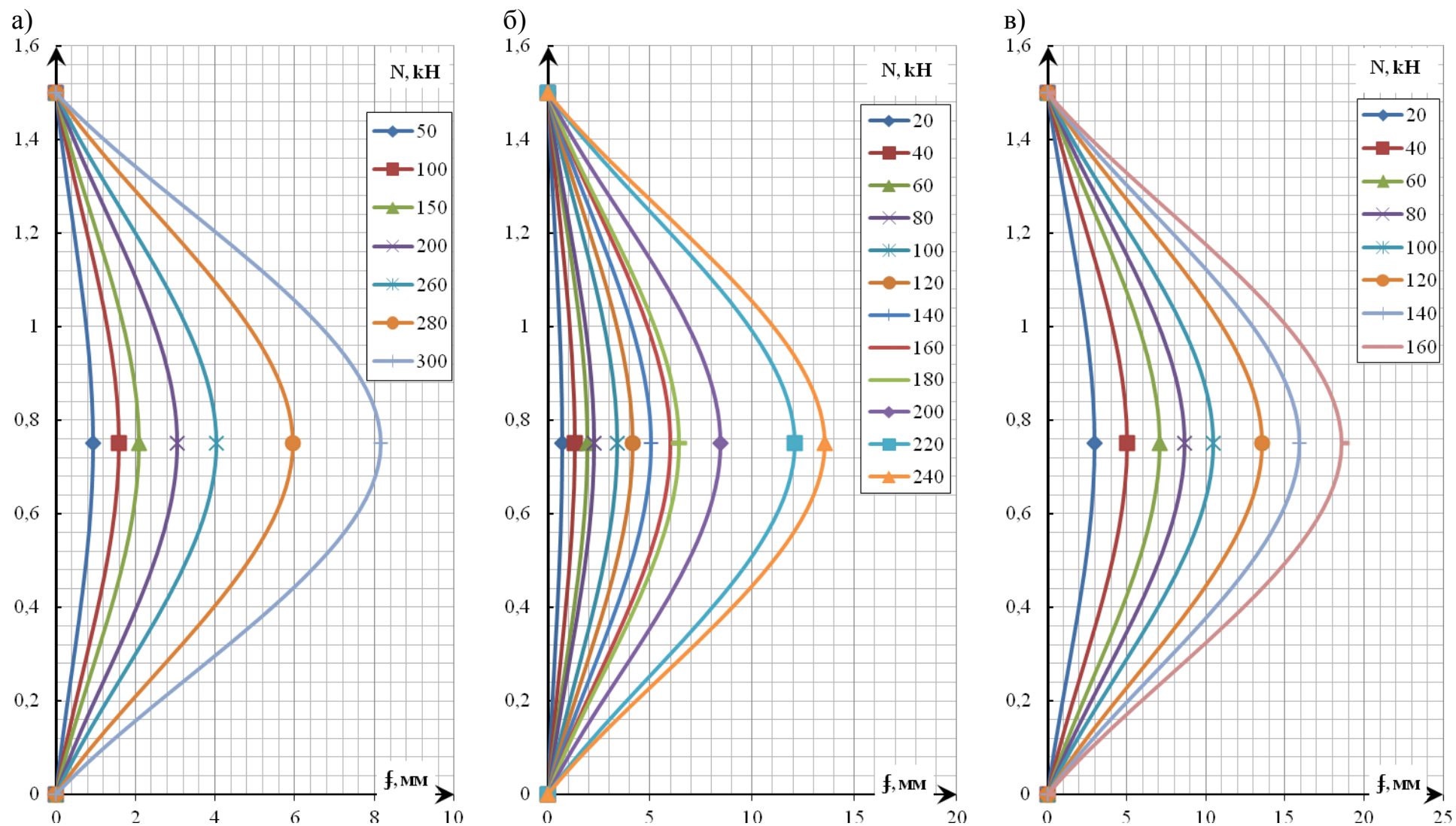
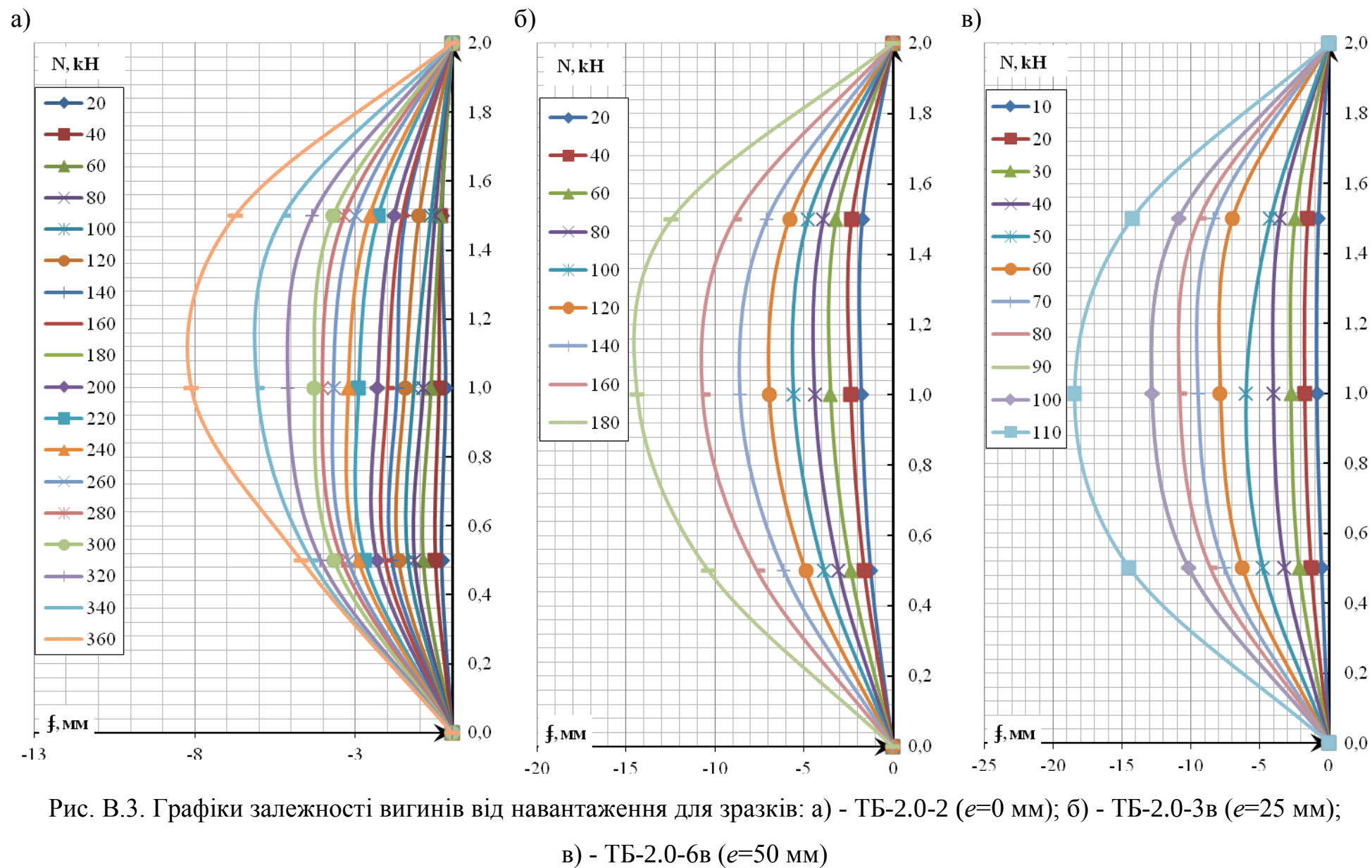


Рис. В.2. Графіки залежності вигинів від навантаження для зразків: а) - ТБ-1.5-1 ($e=0$ мм); б) - ТБ-1.5-4в ($e=25$ мм); в) - ТБ-1.5-6в ($e=50$ мм)



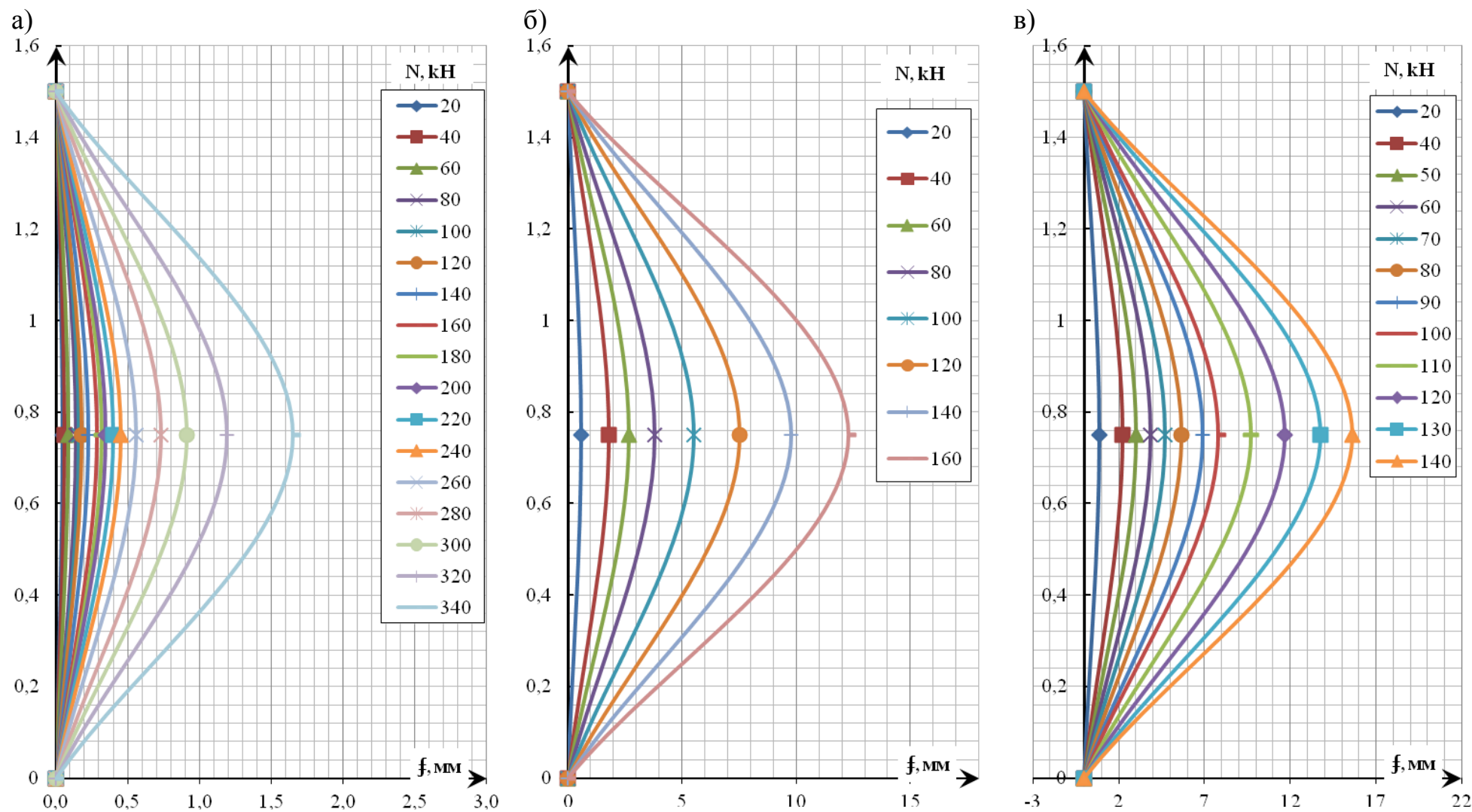
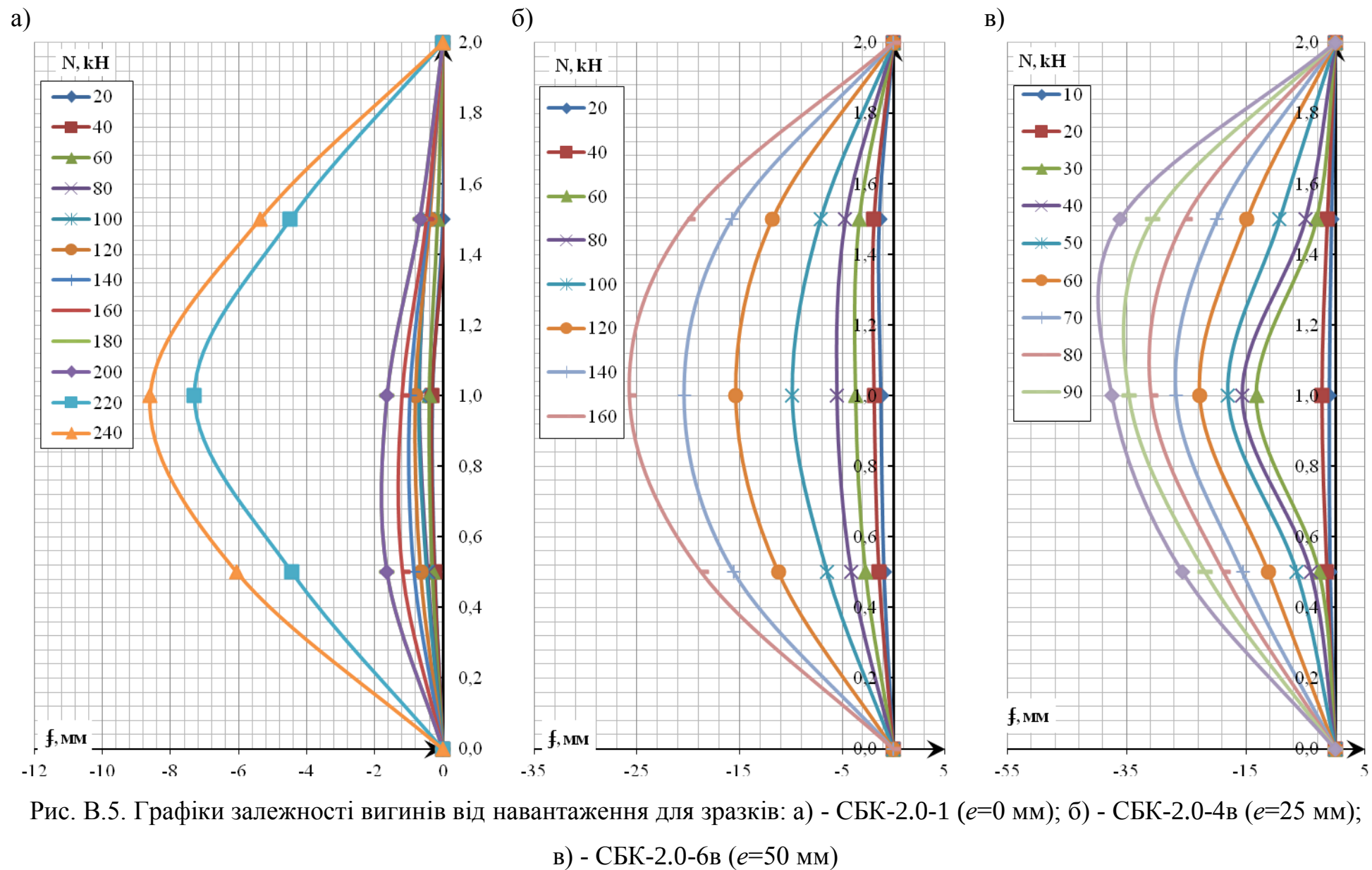


Рис. В.4. Графіки залежності вигинів від навантаження для зразків: а) - СБК-1.5-1 ($e=0$ мм); б) - СБК-1.5-3в ($e=25$ мм); в) - СБК-1.5-5в ($e=50$ мм)



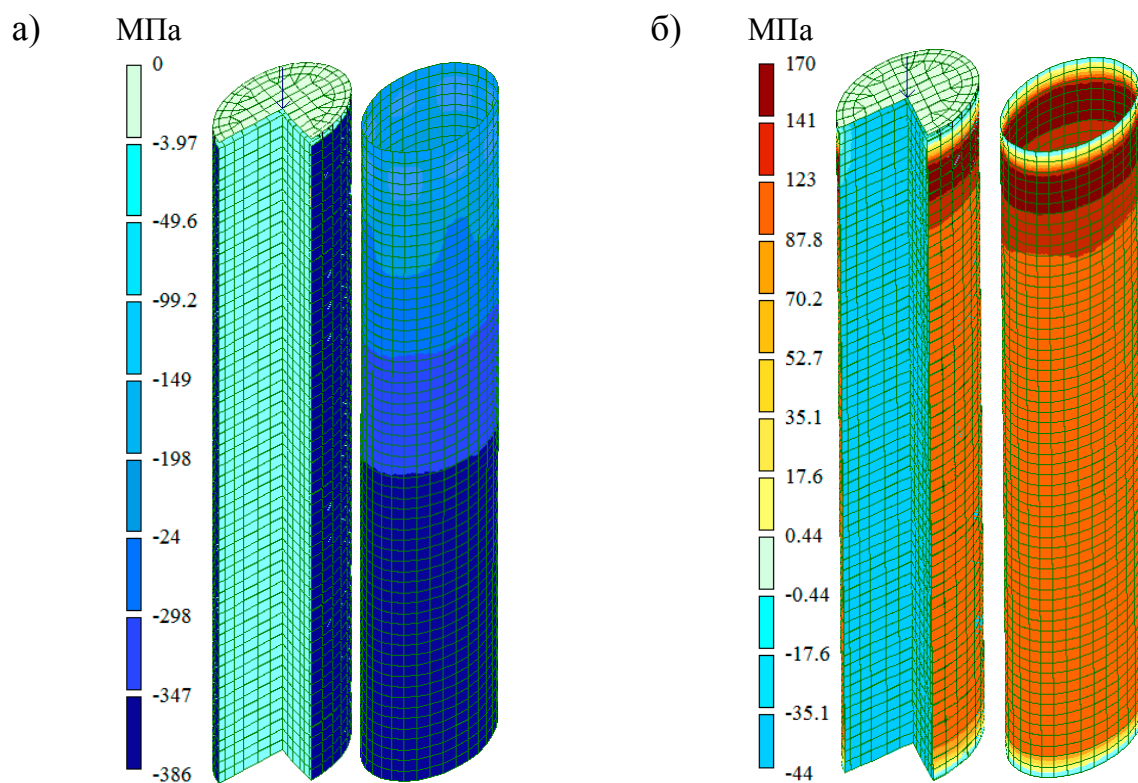


Рис. Д.1. Поля поздовжніх (а) і поперечних (б) напружень в сталевій обоймі для зразків серії ТБ

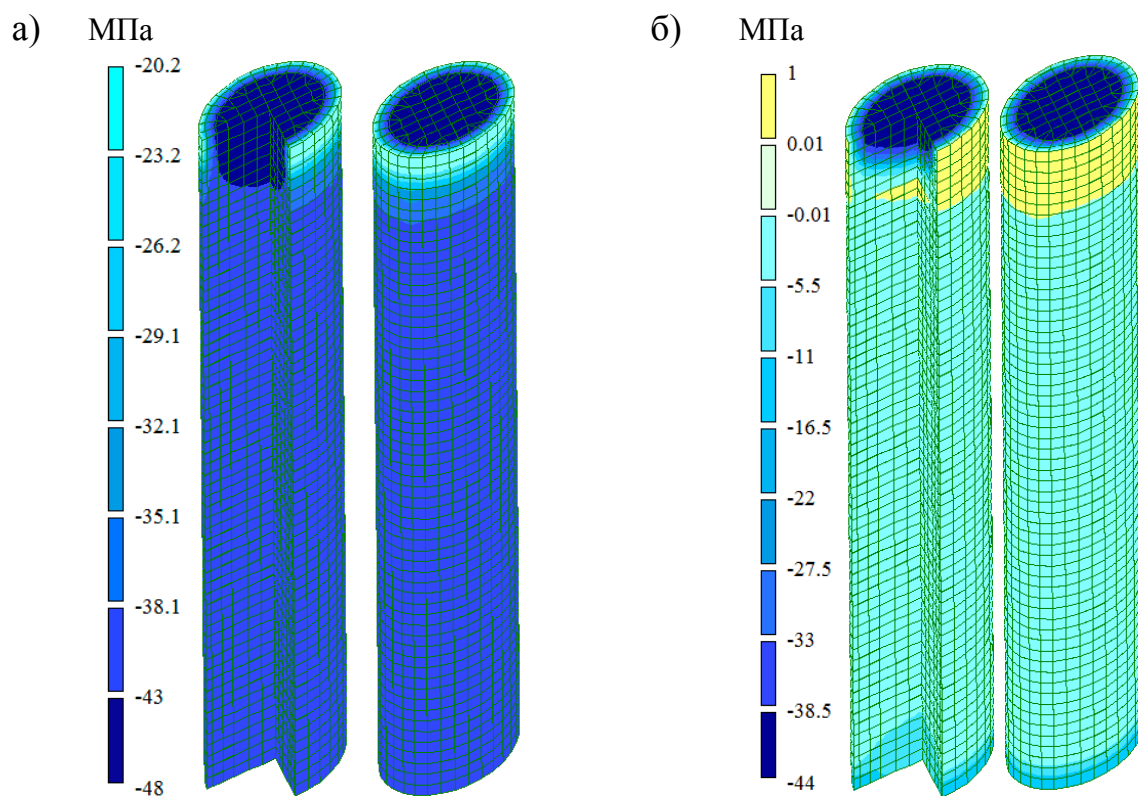


Рис. Д.2. Поля поздовжніх (а) і поперечних (б) напружень в бетонному ядрі для зразків серії ТБ

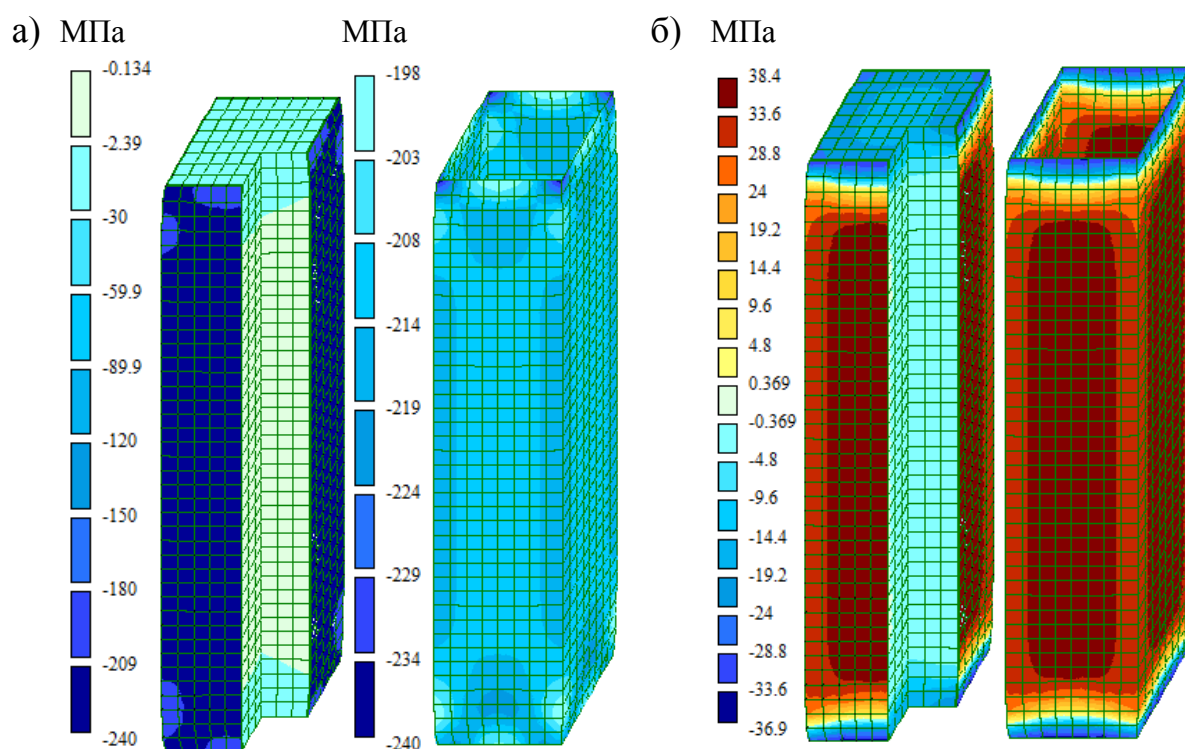


Рис. Д.3. Поля поздовжніх (а) і поперечних (б) напружень в сталевій обоймі для зразків серії СБК

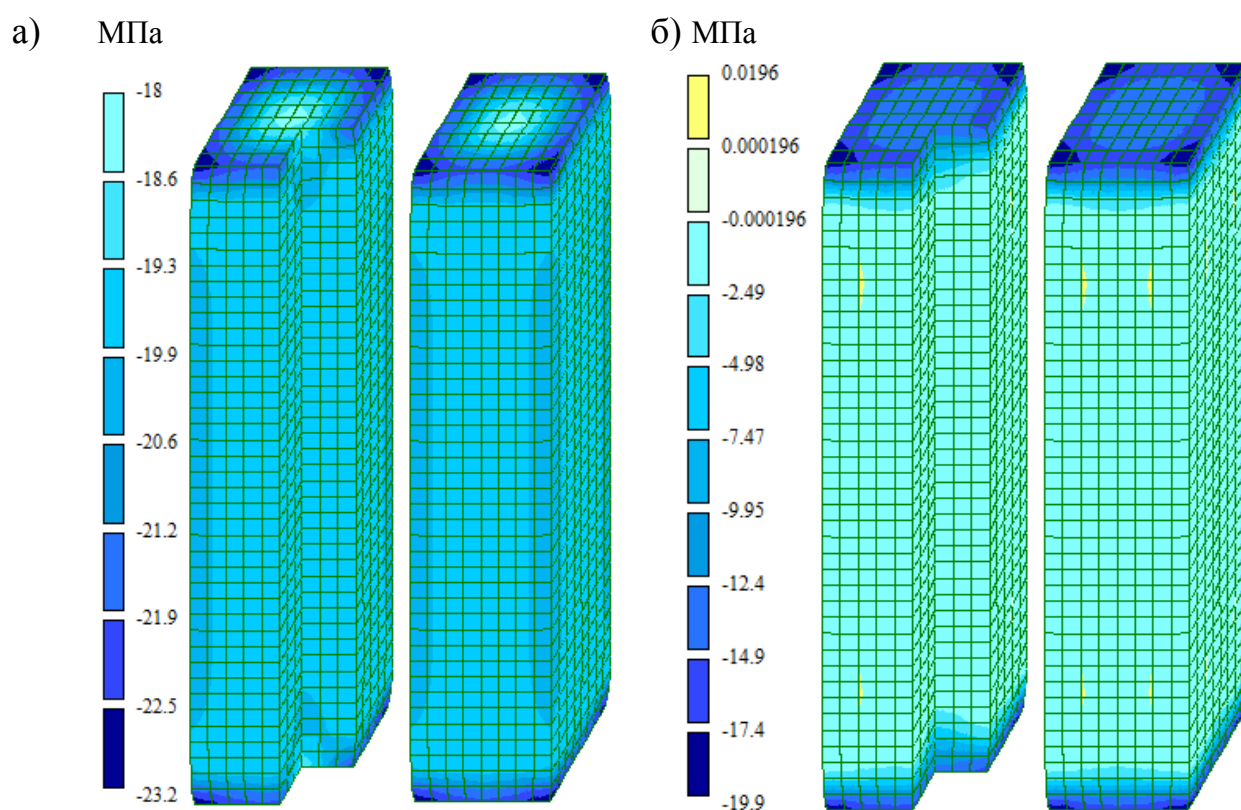


Рис. Д.4. Поля поздовжніх (а) і поперечних (б) напружень в бетонному ядрі для зразків серії СБК

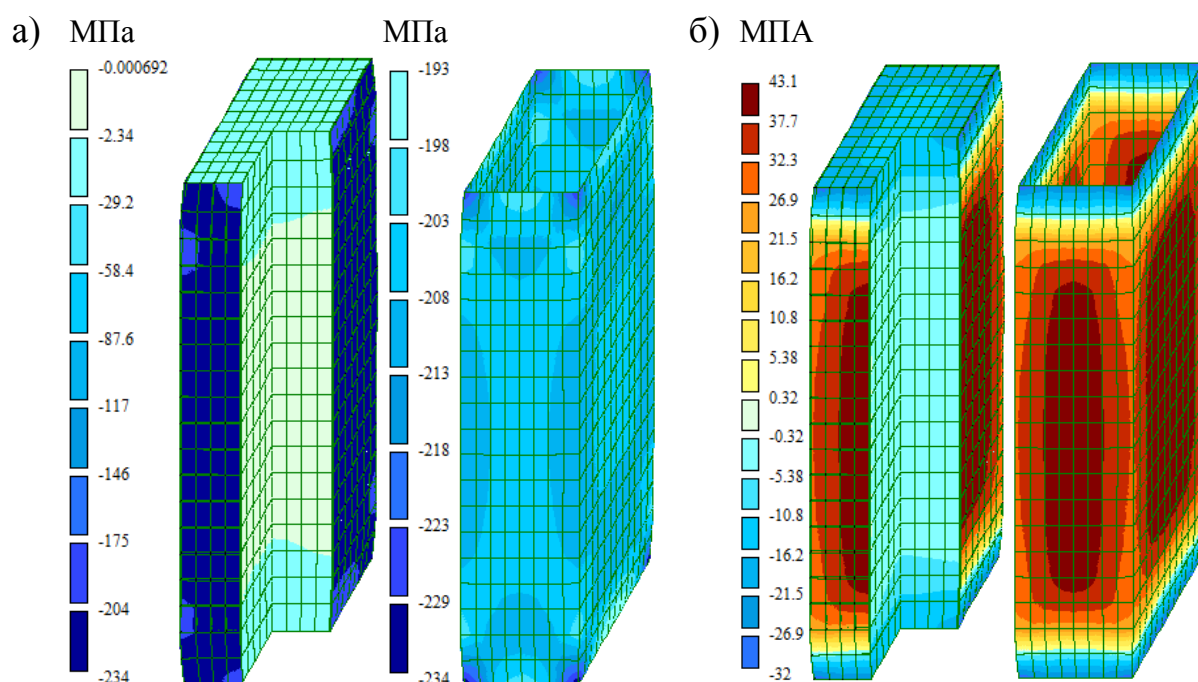


Рис. Д.5. Поля поздовжніх (а) і поперечних (б) напружень в сталевій обоймі для зразків серії СБП

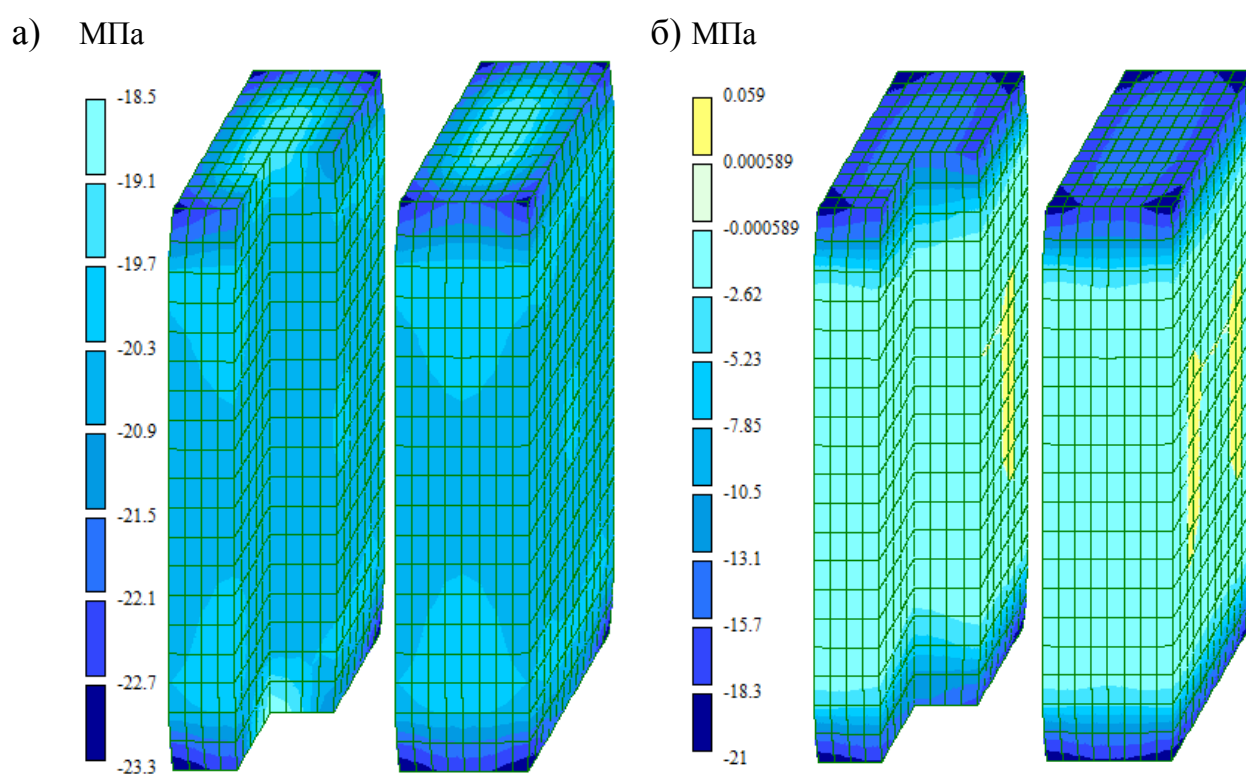


Рис. Д.6. Поля поздовжніх (а) і поперечних (б) напружень в бетонному ядрі для зразків серії СБП

Таблиця Е.1

Результати розрахунку сталобетонних елементів за допомогою ПК ЛІРА-САПР та характеристики напружено-деформованого стану

<i>N</i>	<i>D</i>	<i>b</i>	<i>h</i>	<i>t</i>	<i>A_s</i>	<i>f_y</i>	<i>E_s</i>	<i>A_c</i>	<i>f_{c,prism}</i>	<i>E_c</i>	<i>l</i>	<i>N_{exp}</i>	<i>N_{theor}</i>	<i>σ_{lim}</i>	<i>σ_{c3}</i>	<i>σ_{c1}</i>	<i>σ_{sx}</i>	<i>σ_{rx}</i>	<i>η</i>	<i>m</i>
	мм	мм	мм	мм	мм ²	МПа	ГПа	мм ²	МПа	ГПа	мм	кН	кН	МПа	МПа	МПа	МПа	МПа		
ТБ-1	102.0			3	932.6	330.0	200	7234.6	16	23	500	657	663	-48.3	-47.8	-7.1	-396	129	3.02	1.55
ТБ-2	102.0			3	932.6	330.0	200	7234.6	16	23	500	662	663	-48.9	-47.8	-7.1	-396	129	3.05	1.56
ТБ-3	102.0			3	932.6	330.0	200	7234.6	16	23	500	670	663	-50.1	-47.8	-7.1	-396	129	3.13	1.58
ТБ-4	102.0			3	932.6	330.0	200	7234.6	16	23	500	695	663	-53.5	-47.8	-7.1	-396	129	3.34	1.64
СБК-1		100		2	784	220	200	9216	16	23	500	400	387	-24.7	-21.7	-3.8	-240	38.4	1.54	1.25
СБК-2		100		2	784	220	200	9216	16	23	500	395	387	-24.1	-21.7	-3.8	-240	38.4	1.51	1.23
СБК-3		100		2	784	220	200	9216	16	23	500	425	387	-27.4	-21.7	-3.8	-240	38.4	1.71	1.33
СБК-4		100		2	784	220	200	9216	16	23	500	402	387	-24.9	-21.7	-3.8	-240	38.4	1.55	1.26
СБП-1		100	150	2	984	220	200	14016	16	23	500	498	512	-20.1	-20.6	-2.9	-234	43.1	1.26	1.13
СБП-2		100	150	2	984	220	200	14016	16	23	500	548	512	-23.6	-20.6	-2.9	-234	43.1	1.48	1.24
СБП-3		100	150	2	984	220	200	14016	16	23	500	560	512	-24.5	-20.6	-2.9	-234	43.1	1.53	1.27
СБП-4		100	150	2	984	220	200	14016	16	23	500	563	512	-24.7	-20.6	-2.9	-234	43.1	1.54	1.28

Таблиця Е.2

Результати співставлення експериментальних досліджень коротких сталобетонних колон круглого поперечного перерізу
за розглянутими методиками

$N_{\text{б}}$	D	t	A_s	f_y	E_s	A_c	$f_{c,prizm}$	E_c	I	L/D	D/t	$N_{\text{експ}}$	УДУЗТ	Маг НТУ	Пол НТУ	ЕС4	АІУ	$N_{\text{експ}}/N_{\text{теор}}$				
	мм	мм	мм ²	МПа	ГПа	мм ²	МПа	ГПа	мм			кН	кН	кН	кН	кН	кН	УДУЗТ	Маг НТУ	Пол НТУ	ЕС4	АІУ
Petrenko D.G.																						
ТБ-1	102.0	3.0	932.6	330.0	200	7234.6	16.0	23.0	500	4.9	34.0	657.0	619.00	602.6	549.9	633.9	657.5	1.06	1.09	1.19	1.04	1.00
ТБ-2	102.0	3.0	932.6	330.0	200	7234.6	16.0	23.0	500	4.9	34.0	662.0	619.00	602.6	549.9	633.9	657.5	1.07	1.10	1.20	1.04	1.01
ТБ-3	102.0	3.0	932.6	330.0	200	7234.6	20.0	26.0	500	4.9	34.0	670.0	659.00	658.4	553.0	664.2	686.4	1.02	1.02	1.21	1.01	0.98
ТБ-4	102.0	3.0	932.6	330.0	200	7234.6	20.0	26.0	500	4.9	34.0	695.0	659.00	658.4	553.0	664.2	686.4	1.05	1.06	1.26	1.05	1.01
Sakino K.																						
S3LA	101.80	2.94	912.6	320	200	7222.5	18.0	29.3	500	4.9	34.6	628.0	596.00	611.0	537.0	627.7	644.3	1.05	1.03	1.17	1.00	0.97
S3HA	101.80	2.94	912.6	320	200	7222.5	37.4	34.6	500	4.9	34.6	660.0	614.00	853.4	537.0	764.8	784.7	1.07	0.77	1.23	0.86	0.84
Yamamoto T.																						
C10A-2A-1	101.4	3.03	935.9	371	200	7135.4	23.2	31.0	500	4.9	33.5	660	722.00	747.1	588.6	751.6	776.7	0.91	0.88	1.12	0.88	0.85
C10A-2A-2	101.9	3.03	940.7	371	200	7210.5	23.2	31.0	500	4.9	33.6	649	722.00	752.6	593.0	756.9	781.5	0.90	0.86	1.09	0.86	0.83
C10A-2A-3	101.8	3.03	939.7	371	200	7195.4	23.2	31.0	500	4.9	33.6	682	722.00	751.5	592.1	755.8	780.5	0.94	0.91	1.15	0.90	0.87
C10A-3A-1	101.7	3.03	938.8	371	200	7180.4	40.2	35.3	500	4.9	33.6	800	905.00	963.4	591.2	874.2	901.9	0.88	0.83	1.35	0.92	0.89
C10A-3A-2	101.3	3.03	935.0	371	200	7120.5	40.2	35.3	500	4.9	33.4	742	905.00	957.5	587.8	869.0	897.1	0.82	0.77	1.26	0.85	0.83
C10A-4A-1	101.9	3.03	940.7	371	200	7210.5	51.3	37.5	500	4.9	33.6	877	1050.00	1093.9	593.0	955.1	984.5	0.84	0.80	1.48	0.92	0.89
C10A-4A-2	101.5	3.03	936.9	371	200	7150.4	51.3	37.5	500	4.9	33.5	862	1050.00	1087.0	589.5	949.2	979.0	0.82	0.79	1.46	0.91	0.88
Yermolenko D.A.																						
ТБ-Б1	102	3	932.6	325	200	7234.6	13.8	22.0	400	3.9	34.0	650	574.00	564.9	545.2	621.0	633.3	1.13	1.15	1.19	1.05	1.03
ТБ-Б2	102	3	932.6	325	200	7234.6	13.8	22.0	400	3.9	34.0	681	574.00	564.9	545.2	621.0	633.3	1.19	1.21	1.25	1.10	1.08
ТБ-Б3	102	3	932.6	325	200	7234.6	13.8	22.0	400	3.9	34.0	634	574.00	564.9	545.2	621.0	633.3	1.10	1.12	1.16	1.02	1.00
Tang et al																						
Tang-14	100	3	913.7	426	200	6936.3	35.17	34.1	300	3.0	33.3	777	889.00	943.7	808.8	924.4	930.0	0.87	0.82	0.96	0.84	0.84
Tang-75	106	3	970.3	299	200	7850.0	36.14	34.3	418	3.9	35.3	736	827.00	872.0	765.0	786.2	793.6	0.89	0.84	0.96	0.94	0.93

Продовження таблиці Е.2

N_0	D	t	A_s	f_y	E_s	A_c	$f_{c,prism}$	E_c	l	L/D	D/t	$N_{эксп}$	УДУЗТ	Маг НТУ	Пол НТУ	ЕС4	АІУ	N_{exper}/N_{theor}				
	мм	мм	мм ²	МПа	ГПа	мм ²	МПа	ГПа	мм			кН	кН	кН	кН	кН	кН	УДУЗТ	Маг НТУ	Пол НТУ	ЕС4	АІУ
Han & Yao																						
scsc1-1	100	3	913.7	304	200	6936.3	46.8	36.6	420	4.2	33.3	708	893.00	916.2	816.5	799.0	813.7	0.79	0.77	0.87	0.89	0.87
scsc1-2	100	3	913.7	304	200	6936.3	46.8	36.6	421	4.2	33.3	820	893.00	916.2	816.5	798.9	813.7	0.92	0.90	1.00	1.03	1.01
sch1-1	100	3	913.7	304	200	6936.3	46.8	36.6	422	4.2	33.3	766	893.00	916.2	816.5	798.8	813.7	0.86	0.84	0.94	0.96	0.94
sch1-2	100	3	913.7	304	200	6936.3	46.8	36.6	423	4.2	33.3	820	893.00	916.2	816.5	798.7	813.7	0.92	0.90	1.00	1.03	1.01
scv1-1	100	3	913.7	304	200	6936.3	46.8	36.6	424	4.2	33.3	780	893.00	916.2	816.5	798.6	813.7	0.87	0.85	0.96	0.98	0.96
scv1-2	100	3	913.7	304	200	6936.3	46.8	36.6	425	4.3	33.3	814	893.00	916.2	816.5	798.5	813.7	0.91	0.89	1.00	1.02	1.00
Sinkovskaja E.V.																						
ТБ152СЦС1	152	4	1858.9	413	200	16277.8	11	20.0	700	4.6	38.0	1465	1253.00	1274.7	1113.4	1479.9	1526.4	1.17	1.15	1.32	0.99	0.96
ТБ152СЦС2	152	4	1858.9	413	200	16277.8	11	20.0	700	4.6	38.0	1370	1253.00	1274.7	1113.4	1479.9	1526.4	1.09	1.07	1.23	0.93	0.90
ТБ152СЦС3	152	4	1858.9	413	200	16277.8	11	20.0	700	4.6	38.0	1200	1253.00	1274.7	1113.4	1479.9	1526.4	0.96	0.94	1.08	0.81	0.79
ТБ152МЦС1	152	4	1858.9	413	200	16277.8	11	20.0	700	4.6	38.0	1325	1253.00	1274.7	1113.4	1479.9	1526.4	1.06	1.04	1.19	0.90	0.87
ТБ152МЦС2	152	4	1858.9	413	200	16277.8	11	20.0	700	4.6	38.0	1500	1253.00	1274.7	1113.4	1479.9	1526.4	1.20	1.18	1.35	1.01	0.98
ТБ152МЦС3	152	4	1858.9	413	200	16277.8	11	20.0	700	4.6	38.0	1500	1253.00	1274.7	1113.4	1479.9	1526.4	1.20	1.18	1.35	1.01	0.98
Krishan A.L.																						
НЦ159.6	159	6	2882.5	360	200	16963.1	21.4	26.0	700	4.4	26.5	2103	2181.00	1977.2	1779.3	2082.4	2160.9	0.96	1.06	1.18	1.01	0.97
ОЦ159.6	159	6	2882.5	360	200	16963.1	21.4	26.0	700	4.4	26.5	2288	2181.00	1977.2	1779.3	2082.4	2160.9	1.05	1.16	1.29	1.10	1.06
Storozhenko L.I.																						
-	93	2.5	710.4	360	200	6079.0	28	31.0	500	5.4	37.2	680	592.00	637.1	614.0	601.0	623.0	1.15	1.07	1.11	1.13	1.09
-	106	4	1281.1	300	200	7539.1	19	23.0	500	4.7	26.5	850	899.00	749.9	748.0	777.2	815.1	0.95	1.13	1.14	1.09	1.04
-	125	1.18	458.8	310	200	11806.8	11.7	20.0	500	4.0	105.9	450	336.00	426.1	395.0	398.4	388.6	1.34	1.06	1.14	1.13	1.16
Kuznetsov K.S.																						
ВНЦ106.4-1	106	4	1281.1	440	200	7539.1	41.3	36.0	500	4.7	26.5	1075	1264.00	1291.4	1097.9	1236.7	1296.7	0.85	0.83	0.98	0.87	0.83
ВНЦ106.4-2	106	4	1281.1	440	200	7539.1	39.6	36.0	500	4.7	26.5	1026	1264.00	1268.1	1097.9	1224.7	1283.9	0.81	0.81	0.93	0.84	0.80
ВНЦ106.4-3	106	4	1281.1	440	200	7539.1	40.7	36.0	500	4.7	26.5	1009	1264.00	1283.2	1097.9	1232.5	1292.2	0.80	0.79	0.92	0.82	0.78
ВОЦ106.4-1	106	4	1281.1	440	200	7539.1	37.9	36.0	500	4.7	26.5	1355	1264.00	1244.5	1097.9	1212.6	1271.1	1.07	1.09	1.23	1.12	1.07
ВОЦ106.4-2	106	4	1281.1	440	200	7539.1	42.3	36.0	500	4.7	26.5	1439	1264.00	1305.0	1097.9	1243.8	1304.2	1.14	1.10	1.31	1.16	1.10
ВОЦ106.4-3	106	4	1281.1	440	200	7539.1	40.1	36.0	500	4.7	26.5	1367	1264.00	1275.0	1097.9	1228.2	1287.7	1.08	1.07	1.25	1.11	1.06

Таблиця Е.3

Результати співставлення експериментальних досліджень коротких сталобетонних колон квадратного поперечного перерізу за розглянутими методиками

N°	b	t	A_s	f_y	E_s	A_c	$f_{ck,prism}$	E_c	l	L/b	b/t	$N_{експ}$	УДУЗТ	Пол НТУ	ЕС4	АІУ	N_{exper}/N_{theor}			
	мм	мм	мм ²	МПа	ГПа	мм ²	МПа	ГПа	мм			кН	кН	кН	кН	кН	УДУЗТ	Пол НТУ	ЕС4	АІУ
Petrenko D.G.																				
СБК-1	100	2	784	220	200	9216	16.0	23.0	500	5.0	50.0	400.00	362.00	421.56	390.32	389.50	1.10	0.95	1.02	1.03
СБК-2	100	2	784	220	200	9216	16.0	23.0	500	5.0	50.0	395.00	362.00	421.56	390.32	389.50	1.09	0.94	1.01	1.01
СБК-3	100	2	784	220	200	9216	20.0	26.0	500	5.0	50.0	425.00	418.00	452.58	424.63	426.43	1.02	0.94	1.00	1.00
СБК-4	100	2	784	220	200	9216	20.0	26.0	500	5.0	50.0	402.00	418.00	452.58	424.63	426.43	0.96	0.89	0.95	0.94
Glazunov Yu.V.																				
К-1-1	104	2	816	350	200	10000	25.2	28.0	500	4.8	52.0	660.00	640.00	646.84	635.06	651.77	1.03	1.02	1.04	1.01
К-1-2	104	2	816	350	200	10000	25.2	28.0	500	4.8	52.0	700.00	640.00	646.84	635.06	651.77	1.09	1.08	1.10	1.07
К-1-3	104	2	816	350	200	10000	25.2	28.0	500	4.8	52.0	660.00	640.00	646.84	635.06	651.77	1.03	1.02	1.04	1.01
К-1-4	104	2	816	350	200	10000	25.2	28.0	500	4.8	52.0	630.00	640.00	646.84	635.06	651.77	0.98	0.97	0.99	0.97
К-1-5	104	2	816	350	200	10000	25.2	28.0	500	4.8	52.0	596.00	640.00	646.84	635.06	651.77	0.93	0.92	0.94	0.91
К-1-6	104	2	816	350	200	10000	25.2	28.0	500	4.8	52.0	670.00	640.00	646.84	635.06	651.77	1.05	1.04	1.06	1.03
Golovko G.V.																				
ТБ-1-2	100	3	1164	220	200	8836	19.6	26.0	400	4.0	33.3	717.00	490.00	585.64	549.70	531.56	1.46	1.22	1.30	1.35
ТБ-2-2	160	4	2496	220	200	23104	19.6	26.0	640	4.0	40.0	1300.00	1125.00	1329.95	1263.64	1199.25	1.16	0.98	1.03	1.08
ТБ-3-2	180	6	4176	220	200	28224	19.6	26.0	720	4.0	30.0	1970.00	1687.00	2039.00	1899.46	1802.07	1.17	0.97	1.04	1.09
Krishan A.L.																				
ЦН100	100	4	1536	360	200	8464	25.0	28.0	400	4.0	25.0	1070.00	915.60	975.80	977.39	982.40	1.17	1.10	1.09	1.09
ЦН160	160	6	3696	360	200	21904	25.0	28.0	400	2.5	26.7	2466.00	2196.00	2386.56	2594.97	2375.77	1.12	1.03	0.95	1.04
ЦН180	180	8	5504	305	200	26896	25.0	28.0	400	2.2	22.5	3272.00	2833.00	3111.04	3300.65	2966.22	1.15	1.05	0.99	1.10
Melnichuk A.S.																				
ЦН100-1	100	4	1536	353	200	8464	48.1	50.5	400	4.0	25.0	1071.00	1042.00	1104.72	1149.55	1164.21	1.03	0.97	0.93	0.92
ЦП100-2	100	4	1536	352	200	8464	56.8	57.4	400	4.0	25.0	1194.00	1140.00	1214.92	1217.43	1236.18	1.05	0.98	0.98	0.97
ЦН160-1	160	6	3696	350	200	21904	39.2	34.2	400	2.5	26.7	2455.00	2296.00	2417.92	2832.22	2621.09	1.07	1.02	0.87	0.94
ЦН180-1	180	8	5504	360	200	26896	39.5	38.6	400	2.2	22.5	3271.00	3284.00	3491.20	4117.69	3754.61	1.00	0.94	0.79	0.87

Продовження таблиці Е.3

N_{θ}	b	t	A_s	f_y	E_s	A_c	$f_{ck,prism}$	E_c	l	L/b	b/t	$N_{жсн}$	УДУЗТ	Пол НТУ	ЕС4	АІУ	N_{exper}/N_{theor}			
	мм	мм	мм ²	МПа	ГПа	мм ²	МПа	ГПа	мм			кН	кН	кН	кН	кН	УДУЗТ	Пол НТУ	ЕС4	АІУ
Zhang & Zhou																				
2fp3-1	100	2	784	285	200	9216	32.4	33.4	400	4.0	50.0	588	592.30	639.17	616.19	611.90	0.99	0.92	0.95	0.96
2fp3-6	100	2	784	285	200	9216	32.4	33.4	400	4.0	50.0	656.6	592.30	639.17	616.19	611.90	1.11	1.03	1.07	1.07
2fp3-22	100	2	784	285	200	9216	32.4	33.4	400	4.0	50.0	745	592.30	639.17	616.19	611.90	1.26	1.17	1.21	1.22
2fp4-10	100	2	784	285	200	9216	32.4	33.4	400	4.0	50.0	705.6	592.30	639.17	616.19	611.90	1.19	1.10	1.15	1.15
2fp4-14	100	2	784	285	200	9216	32.4	33.4	400	4.0	50.0	666.4	592.30	639.17	616.19	611.90	1.13	1.04	1.08	1.09
2fp4-16	100	2	784	285	200	9216	32.4	33.4	400	4.0	50.0	696	592.30	639.17	616.19	611.90	1.18	1.09	1.13	1.14
2fp4-23	100	2	784	285	200	9216	32.4	33.4	400	4.0	50.0	725	592.30	639.17	616.19	611.90	1.22	1.13	1.18	1.18
2fp4-24	100	2	784	285	200	9216	32.4	33.4	400	4.0	50.0	745	592.30	639.17	616.19	611.90	1.26	1.17	1.21	1.22
Tomii & Sakino																				
1A	100	2	895	194	206	9105	32	33.3	300	3.0	43.7	497.4	465.80	604.04	561.26	535.45	1.07	0.82	0.89	0.93
1B	100	2	895	194	206	9105	32	33.3	300	3.0	43.7	498	465.80	604.04	561.26	535.45	1.07	0.82	0.89	0.93
2A	100	2	861	339	214	9139	21.4	30.4	300	3.0	45.5	511	494.20	568.86	646.53	605.20	1.03	0.90	0.79	0.84
2B	100	2	784	339	214	9216	21.4	30.4	300	3.0	50.0	510	494.20	545.46	609.06	570.59	1.03	0.93	0.84	0.89
Yamamoto T.																				
S10D-2A	100	2	855	300	200	9185	25.7	31.7	300	3.0	46.0	609	546.00	604.16	630.40	595.75	1.12	1.01	0.97	1.02
S10D-4A	100	2	854	300	200	9166	53.7	38.0	300	3.0	45.9	851	796.00	823.58	870.78	852.06	1.07	1.03	0.98	1.00
S10D-6A	100	2	854	300	200	9166	61.0	39.3	300	3.0	45.9	911	842.00	901.92	934.33	919.10	1.08	1.01	0.98	0.99
Han & Yao																				
1 rc1-1	100	3	1111	228	182	8889	29.2	32.6	300	3.0	35.0	760	602.00	663.65	647.20	614.59	1.26	1.15	1.17	1.24
2 rc1-2	100	3	1111	228	182	8889	29.2	32.6	300	3.0	35.0	800	602.00	663.65	647.20	614.59	1.33	1.21	1.24	1.30

Таблиця Е.4

Результати співставлення експериментальних досліджень коротких сталобетонних колон прямокутного поперечного перерізу за розглянутими методиками

N°	b	h	t	A_s	f_y	E_s	A_c	$f_{ck,prism}$	E_c	l	L/b	h/t	$N_{експ}$	УДУЗТ	Маг НТУ	Пол НТУ	ЕС4	АІУ	N_{exper}/N_{theor}				
	мм	мм	мм	мм2	МПа	ГПа	мм2	МПа	ГПа	мм			кН	кН	кН	кН	кН	кН	УДУЗТ	Маг НТУ	Пол НТУ	ЕС4	АІУ
Petrenko D.G.																							
СБП-1	100	150	2	984	220	200	14016	16.0	23.0	500	5.0	75.0	498	504	363.03	564.29	505.91	550.20	0.99	1.37	0.88	0.98	0.91
СБП-2	100	150	2	984	220	200	14016	16.0	23.0	500	5.0	75.0	548	504	363.03	564.29	505.91	496.61	1.09	1.51	0.97	1.08	1.10
СБП-3	100	150	2	984	220	200	14016	20.0	26.0	500	5.0	75.0	560	543	419.33	642.92	559.24	550.18	1.03	1.34	0.87	1.00	1.02
СБП-4	100	150	2	984	220	200	14016	20.0	26.0	500	5.0	75.0	563	543	419.33	642.92	559.24	550.18	1.04	1.34	0.88	1.01	1.02
Glazunov Yu.V.																							
К-2-1	102	130	2	912	350	200	12348	25.2	28.0	500	4.9	65.0	680	690	512.25	750.66	719.82	730.99	0.99	1.33	0.91	0.94	0.93
К-2-2	102	130	2	912	350	200	12348	25.2	28.0	500	4.9	65.0	635	690	512.25	750.66	719.82	730.99	0.92	1.24	0.85	0.88	0.87
К-2-3	102	130	2	912	350	200	12348	25.2	28.0	500	4.9	65.0	730	690	512.25	750.66	719.82	730.99	1.06	1.43	0.97	1.01	1.00
К-2-4	102	130	2	912	350	200	12348	25.2	28.0	500	4.9	65.0	665	690	512.25	750.66	719.82	730.99	0.96	1.30	0.89	0.92	0.91
К-2-5	102	130	2	912	350	200	12348	25.2	28.0	500	4.9	65.0	701	690	512.25	750.66	719.82	730.99	1.02	1.37	0.93	0.97	0.96
К-3-1	106	150	2	1008	350	200	14892	25.2	28.0	500	4.7	75.0	860	800	588.89	863.64	823.47	823.73	1.08	1.46	1.00	1.04	1.04
К-3-2	106	150	2	1008	350	200	14892	25.2	28.0	500	4.7	75.0	780	800	588.89	863.64	823.47	823.73	0.98	1.32	0.90	0.95	0.95
К-3-3	106	150	2	1008	350	200	14892	25.2	28.0	500	4.7	75.0	802	800	588.89	863.64	823.47	823.73	1.00	1.36	0.93	0.97	0.97
К-3-4	106	150	2	1008	350	200	14892	25.2	28.0	500	4.7	75.0	870	800	588.89	863.64	823.47	823.73	1.09	1.48	1.01	1.06	1.06
К-3-5	106	150	2	1008	350	200	14892	25.2	28.0	500	4.7	75.0	850	800	588.89	863.64	823.47	823.73	1.06	1.44	0.98	1.03	1.03
К-3-6	106	150	2	1008	350	200	14892	25.2	28.0	500	4.7	75.0	780	800	588.89	863.64	823.47	823.73	0.98	1.32	0.90	0.95	0.95
К-3-7	106	150	2	1008	350	200	14892	25.2	28.0	500	4.7	75.0	830	800	588.89	863.64	823.47	823.73	1.04	1.41	0.96	1.01	1.01
К-4-1	103	203	2	1208	350	200	19701	25.2	28.0	500	4.9	101.5	1000	1000	759.59	1081.71	998.04	983.64	1.00	1.32	0.92	1.00	1.02
К-4-2	103	203	2	1208	350	200	19701	25.2	28.0	500	4.9	101.5	935	1000	759.59	1081.71	998.04	983.64	0.94	1.23	0.86	0.94	0.95
К-4-3	103	203	2	1208	350	200	19701	25.2	28.0	500	4.9	101.5	1000	1000	759.59	1081.71	998.04	983.64	1.00	1.32	0.92	1.00	1.02
К-4-4	103	203	2	1208	350	200	19701	25.2	28.0	500	4.9	101.5	1030	1000	759.59	1081.71	998.04	983.64	1.03	1.36	0.95	1.03	1.05
К-4-5	103	203	2	1208	350	200	19701	25.2	28.0	500	4.9	101.5	1020	1000	759.59	1081.71	998.04	983.64	1.02	1.34	0.94	1.02	1.04

Продовження таблиці Е.4

N_g	b	h	t	A_s	f_y	E_s	A_c	$f_{ck,prism}$	E_c	l	L/b	h/t	N_{kcn}	УДУЗТ	Маг НТУ	Пол НТУ	ЕС4	АІУ	N_{exper}/N_{theor}				
	мм	мм	мм	мм2	МПа	ГПа	мм2	МПа	ГПа	мм			кН	кН	кН	кН	кН	кН	УДУЗТ	Маг НТУ	Пол НТУ	ЕС4	АІУ
Schnider S.P.																							
R3	102	152	4	2122	413	215	13393	26.0	24.6	635	6.2	35.3	1144	1204	1180.39	1442.02	1347.60	1466.59	0.95	0.97	0.79	0.85	0.78
R4	103	153	5	2252	365	206	13446	23.8	23.5	635	6.2	33.4	1224	1161	1110.27	1390.49	1269.27	1369.99	1.05	1.10	0.88	0.96	0.89
R5	101	151	6	2760	324	205	12577	23.8	23.5	635	6.3	26.5	1335	1266	1202.48	1452.52	1331.48	1437.86	1.05	1.11	0.92	1.00	0.93
R6	102	151	7	3506	358	205	11952	23.8	23.5	635	6.2	20.6	1691	1608	1577.87	1886.77	1706.73	1880.63	1.05	1.07	0.90	0.99	0.90
Han & Yao																							
21	85	130	3	1197	228	182	9853	47.4	36.8	390	4.6	45.5	760	813	742.21	920.50	805.35	807.67	0.93	1.02	0.83	0.94	0.94
22	85	130	3	1197	228	182	9853	47.4	36.8	390	4.6	45.5	740	813	742.21	920.50	805.35	807.67	0.91	1.00	0.80	0.92	0.92
23	80	140	3	1226	228	182	9974	47.4	36.8	420	5.3	49.0	880	826	764.13	956.91	800.09	808.89	1.07	1.15	0.92	1.10	1.09
24	80	140	3	1226	228	182	9974	47.4	36.8	420	5.3	49.0	820	826	764.13	956.91	800.09	808.89	0.99	1.07	0.86	1.02	1.01
15 rc8-1	105	140	3	1369	228	182	13331	47.4	36.8	420	4.0	49.0	1044	1048	910.64	1159.48	1042.54	1024.59	1.00	1.15	0.90	1.00	1.02
16 rc8-2	105	140	3	1369	228	182	13331	47.4	36.8	420	4.0	49.0	1086	1048	910.64	1159.48	1042.54	1024.59	1.04	1.19	0.94	1.04	1.06
17 rc9-1	115	150	3	1483	228	182	15767	47.4	36.8	450	3.9	52.4	1251	1132	1030.21	1318.14	1196.51	1167.11	1.11	1.21	0.95	1.05	1.07
18 rc9-2	115	150	3	1483	228	182	15767	47.4	36.8	450	3.9	52.4	1218	1132	1030.21	1318.14	1196.51	1167.11	1.08	1.18	0.92	1.02	1.04

Таблиця Е.5

Порівняльний аналіз власних теоретичних і експериментальних результатів

№ зразка	$L, \text{мм}$	$N_{exp}, \text{кН}$	$N_{reg}, \text{кН}$	$\Delta, \%$	ЕС4	$\Delta, \%$	№ зразка	$L, \text{мм}$	$N_{exp}, \text{кН}$	$N_{reg}, \text{кН}$	$\Delta, \%$	ЕС4	$\Delta, \%$
Сталобетонні колони квадратного поперечного перерізу							Сталобетонні колони круглого поперечного перерізу						
СБК-1	500	400	416.57	3.98	357	12.04	ТБ-1	500	657	693.9	5.31	628	4.41
СБК-2	500	395	416.57	5.18	357	10.64	ТБ-2	500	662	693.9	4.60	628	5.14
СБК-3	500	425	416.57	2.02	357	19.05	ТБ-3	500	670	691.4	3.10	628	6.27
СБК-4	500	402	416.57	3.50	357	12.61	ТБ-4	500	695	691.4	0.51	628	9.64
СБК-1.0-1	1000	426	370.42	15.00	348	22.41	ТБ-1.0-1	1000	550	595.6	7.66	487	11.45
СБК-1.0-2	1000	432	370.42	16.62	348	24.14	ТБ-1.0-2	1000	568	595.6	4.63	487	14.26
СБК-1.0-3	1000	370	370.42	0.11	348	6.32	ТБ-1.0-3	1000	525	595.6	11.85	487	7.24
СБК-1.5-1	1500	356	324.26	9.79	334	6.59	ТБ-1.5-1	1500	484	463.4	4.25	361	25.41
СБК-1.5-2	1500	342	324.26	5.47	334	2.40	ТБ-1.5-2	1500	389	463.4	16.06	361	7.19
СБК-2.0-1	2000	240	278.11	13.70	315	23.81	ТБ-2.0-1	2000	325	352.7	7.85	295	9.23
СБК-2.0-2	2000	240	278.11	13.70	315	23.81	ТБ-2.0-2	2000	370	352.7	4.68	295	20.27
Сталобетонні колони прямокутного поперечного перерізу													
СБП-1	500	498	542.03	8.12	497	0.20	СБП-3	500	560	542.03	3.32	497	12.68
СБП-2	500	548	542.03	1.10	497	10.26	СБП-4	500	563	542.03	3.87	497	13.28

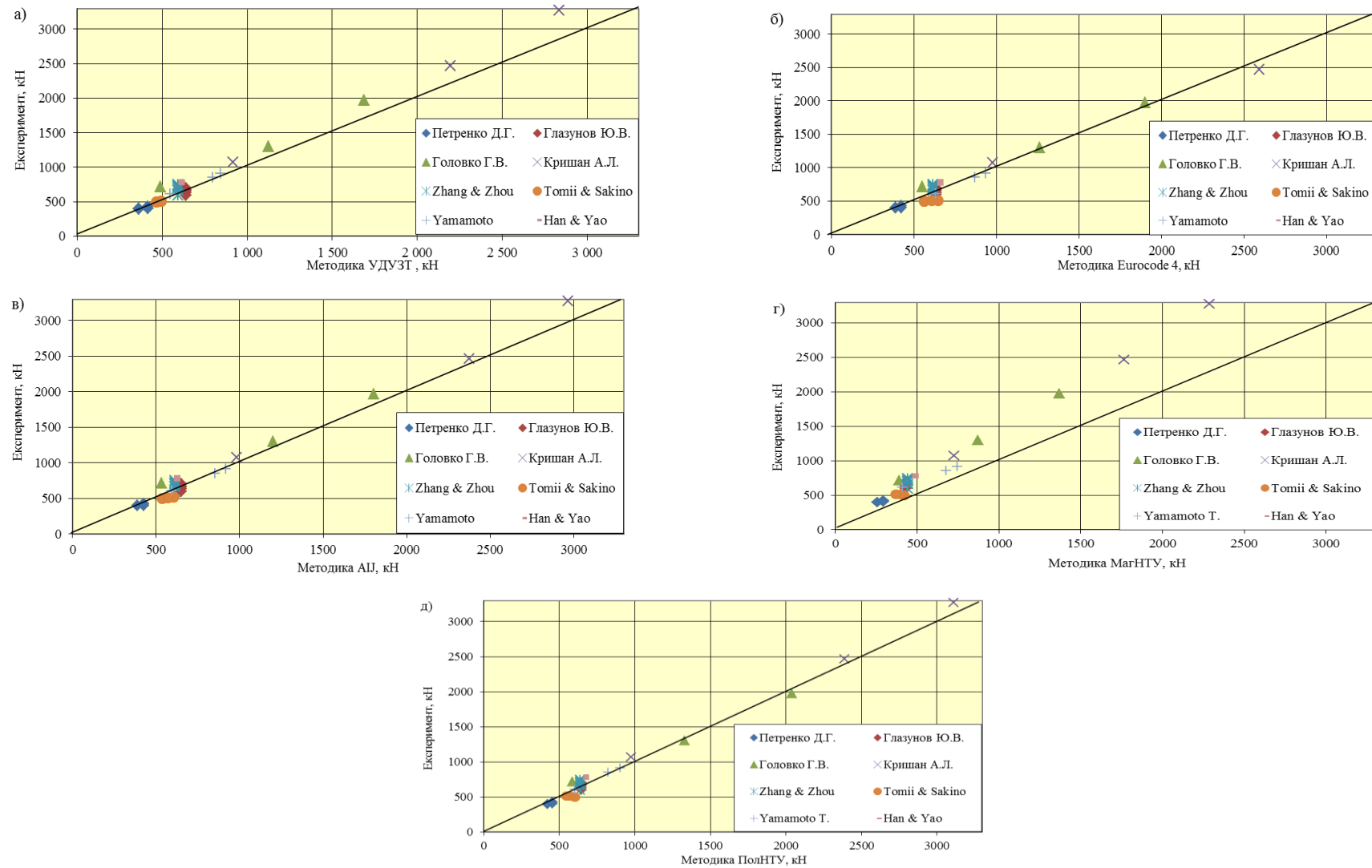


Рис. Е.1. Графіки співставлення експериментальних даних з теоретичними для коротких сталобетонних колон квадратного поперечного перерізу за методиками: УДУЗТ (а), Eurocode 4 (б), АІІ (в), МагНТУ (г), ПолНТУ (д)

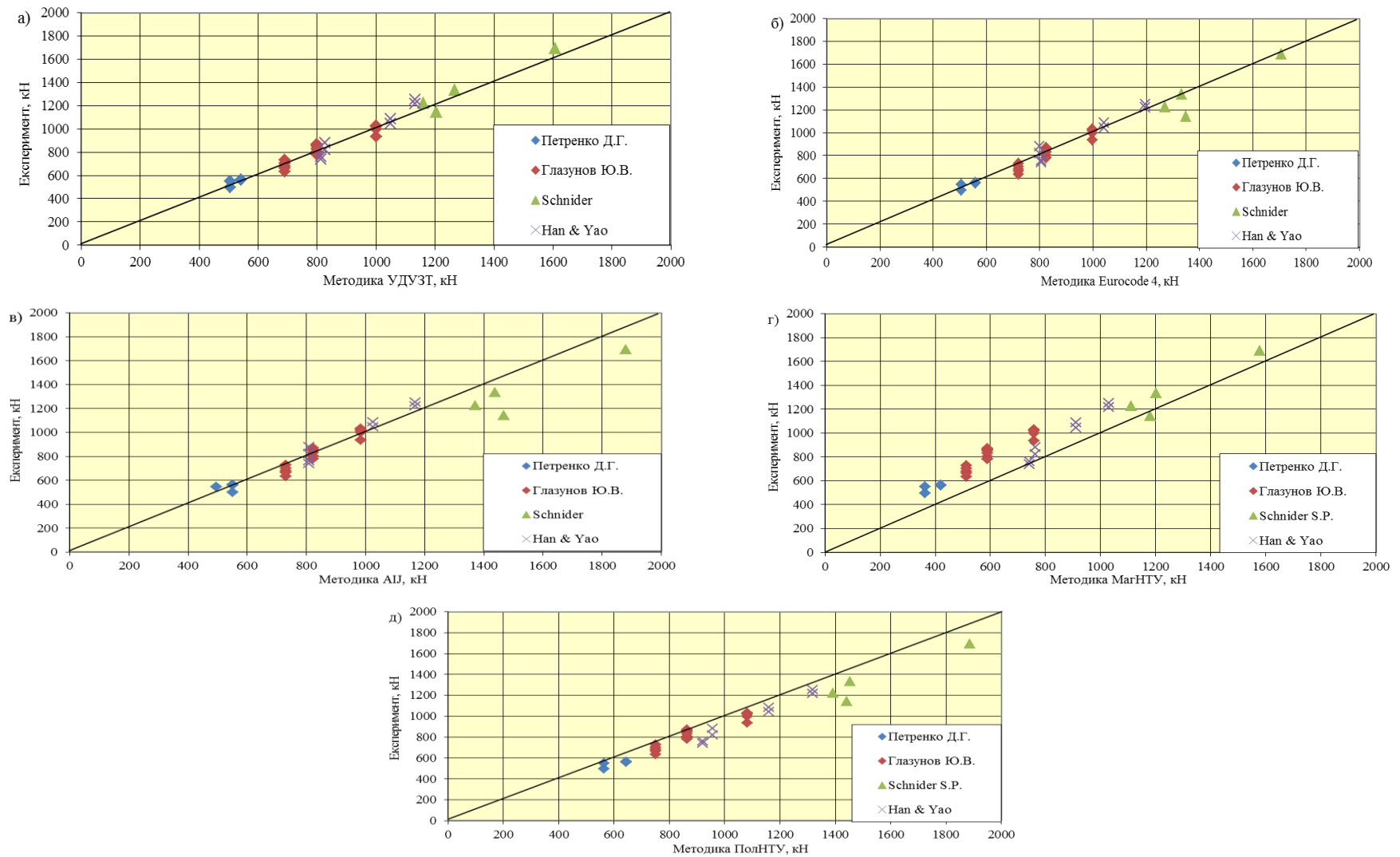


Рис. Е.2. Графіки співставлення експериментальних даних з теоретичними для коротких сталебетонних колон прямокутного поперечного перерізу за методиками: УДУЗТ (а), Eurocode 4 (б), АІІ (в), МагНТУ (г), ПолНТУ (д)

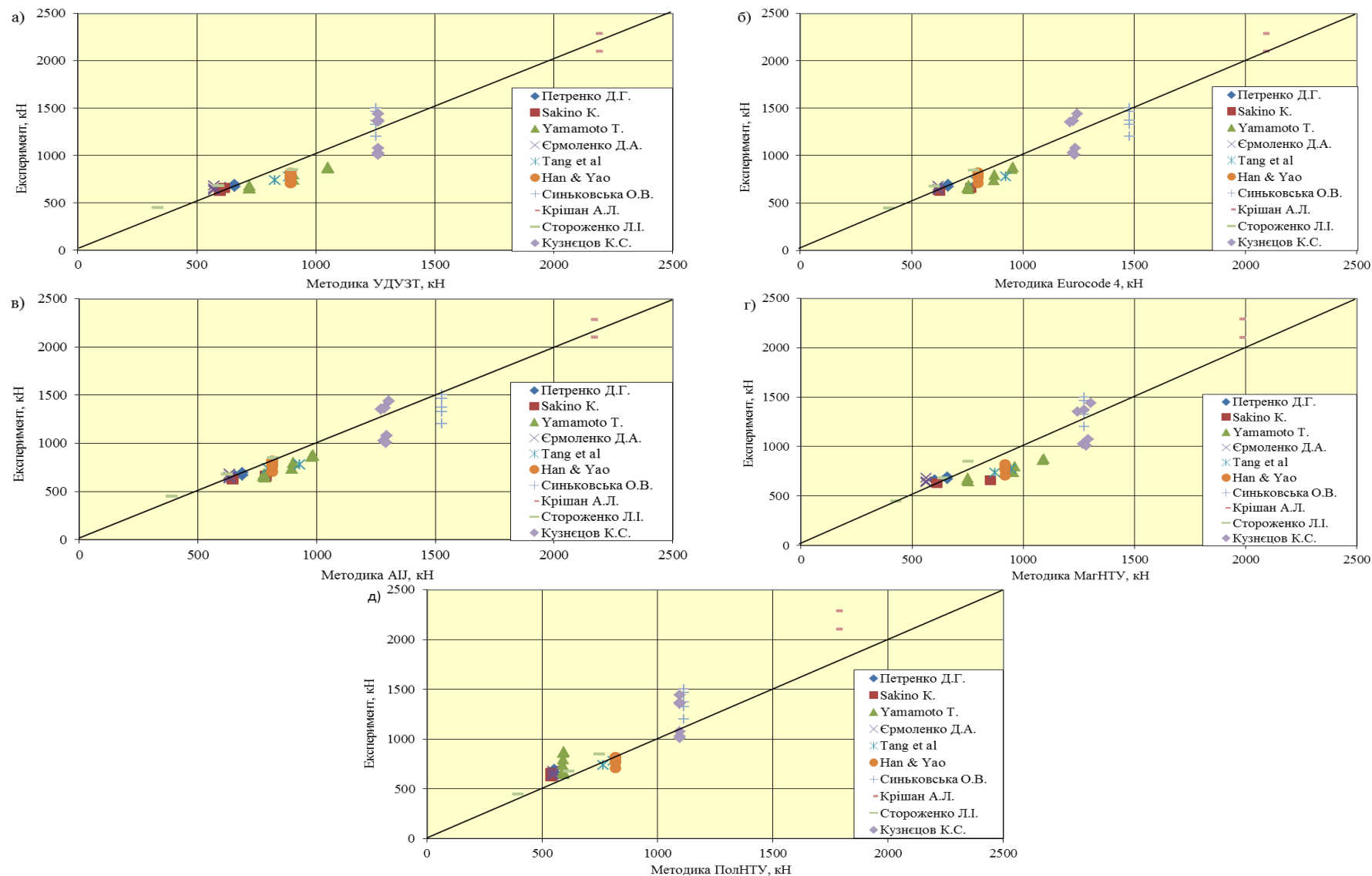


Рис. Е.3. Графіки співставлення експериментальних даних з теоретичними для коротких сталобетонних колон круглого поперечного перерізу за методиками: УДУЗТ (а), Eurocode 4 (б), АІІ (в), МагНТУ (г), ПолНТУ (д)

Додаток Ж

Алгоритм розрахунку сталобетонних елементів на міцність при вісьово-му стиску

Машинна реалізація розрахунків здійснена на алгоритмічній мові Фортран. Для виконання розрахунків для одного навантаження на ЕОМ з частотою 100-133 МГц необхідно не більше 10 секунд.

Структура програми відповідає принциповій схемі, яка наведена на рис. Ж.1. Визначення переміщень у бетонному ядрі від одиничних сил $x_i=1$ і контактних сил x_i здійснюється відповідно до схеми на рис. Ж.2. Програма розрахунку складається із основної програми і пакету підпрограм. Основна програма здійснює запровадження вихідних даних; визначення масивів перемінних; визначення параметрів моделі методу скінченних різниць (МСР); визначення переміщень в сталевій оболонці від одиничних сил $x_i=1$ і зовнішнього навантаження; визначення значень функції напружень (φ) і її похідної ($\partial\varphi/\partial n$) на контурі для різноманітних x_i ; визначення переміщень бетонного ядра від зовнішнього навантаження і одиничних сил; формування системи лінійних алгебраїчних рівнянь (СЛАР) засобу сил з урахуванням виключення зв'язків. Відповідно до знайдених значень контактних сил в основній програмі визначаються значення функції напружень і її похідної на контурі, напружень на головних площадках (σ_1, σ_2), кути нахилу головних площадок, а також здійснюється виключення тих зв'язків, зусилля в яких перевищили граничні (граничне зусилля в зв'язках зсуву і зв'язках, що розтягають бетонне ядро, визначалось як добуток площі відповідного зв'язку на опір бетону розтягу- R_b).

Основна програма здійснює також друк результатів розрахунків.

Імена основних перемінних, використовуваних в програмі, наведені в табл. Ж.1. Функціональний опис підпрограми наведено в табл. Ж.2

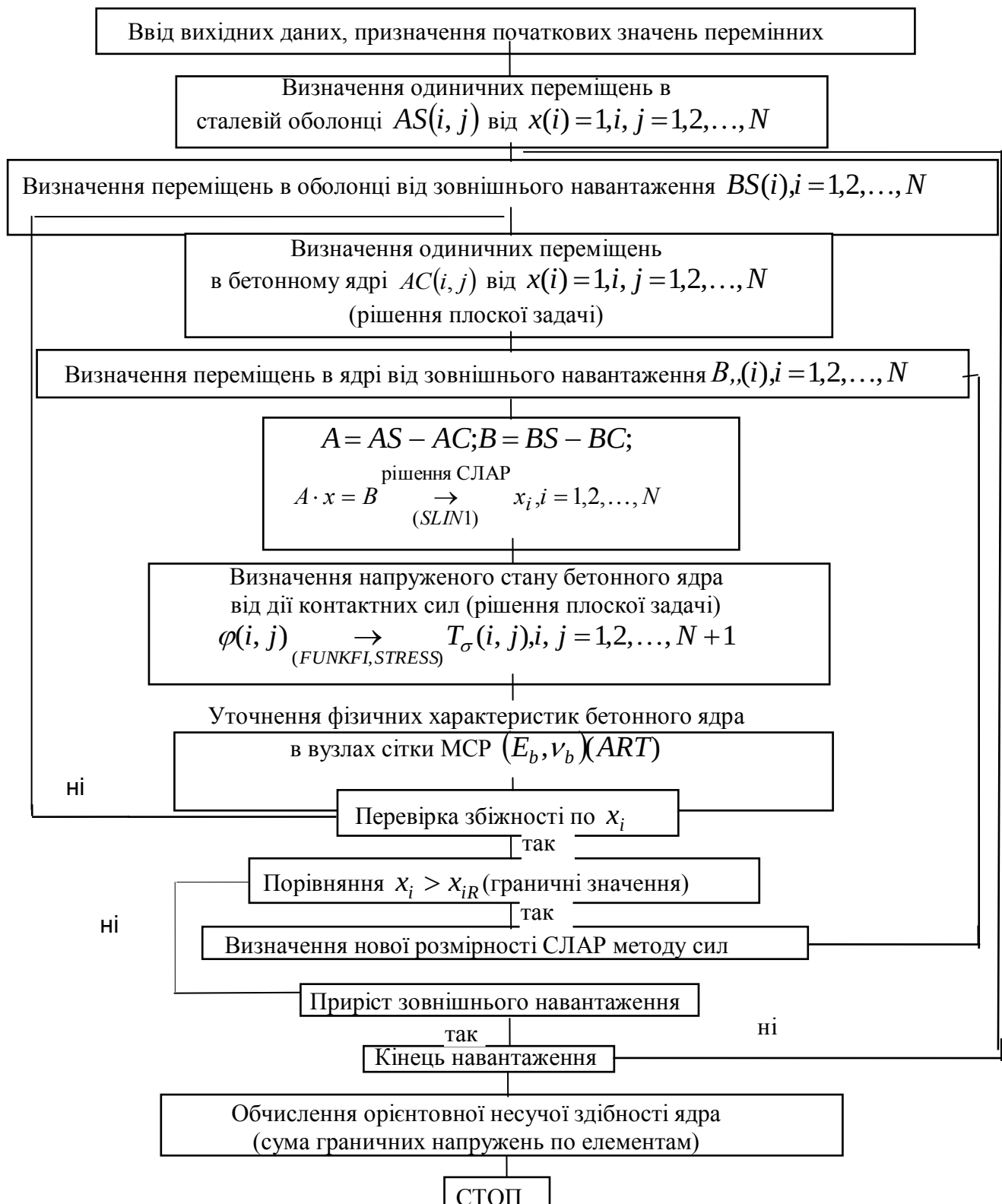


Рис. Ж.1 - Алгоритм розрахунку на міцність при вісьовому стиску

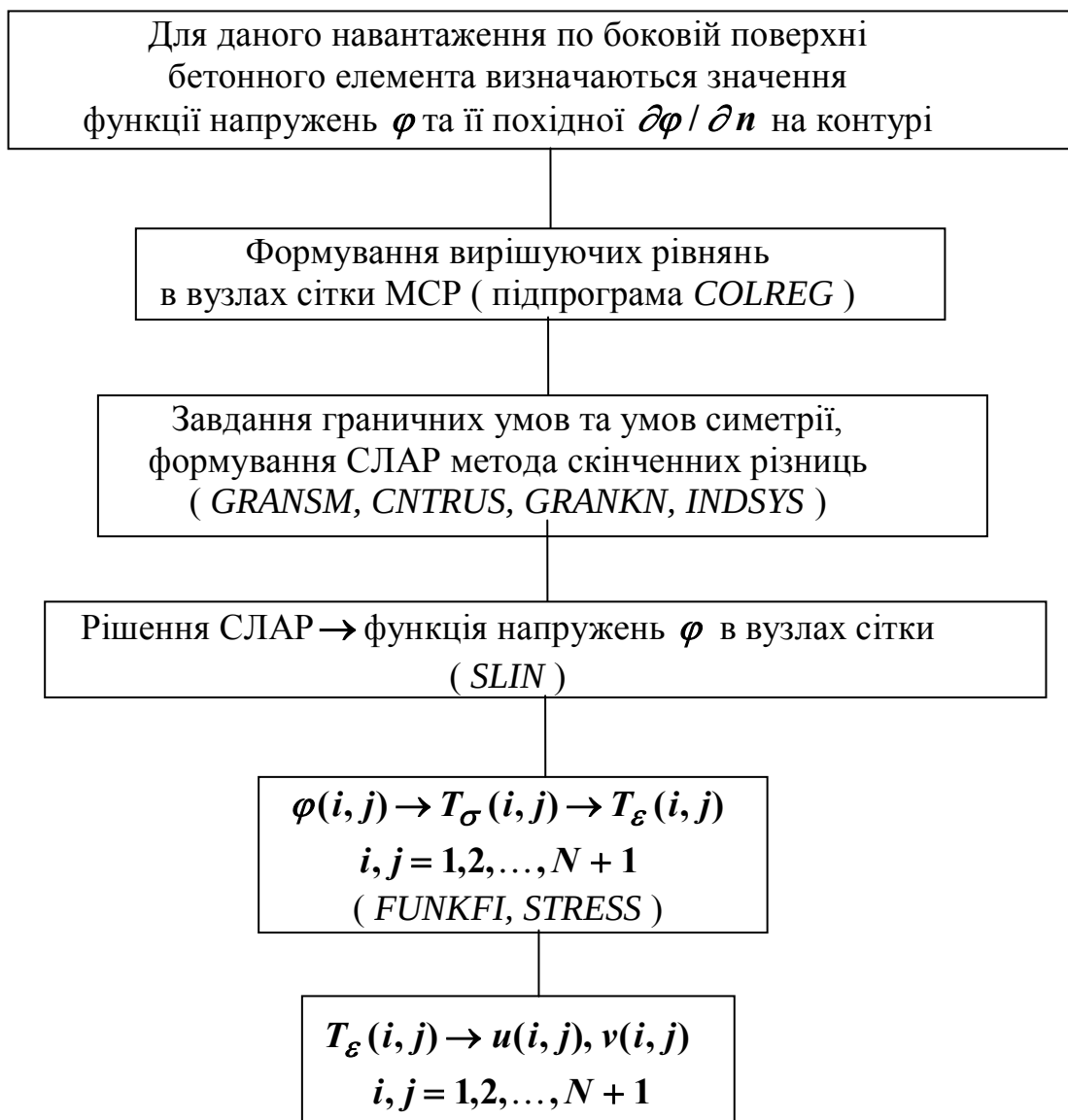


Рис. Ж.2. - Алгоритм рішення плоскої задачі

Перелік змінних

Іденти-фікатор	Розмір-ність	Тип	Смислове значення
$UES (PUS)$		<i>real</i>	Модуль пружності (коефіцієнт поперечних деформацій) сталевій оболонки
$SSST$		<i>real</i>	Границя текучості сталі
$RB (RBT)$		<i>real</i>	Міцність бетону при одновісному стиску (розтягуванні)
$D0 (DQ)$		<i>real</i>	Початкове значення навантаження (приріст навантаження)
H		<i>real</i>	Товщина оболонки
$AA (BB)$		<i>real</i>	Розміри перерізу колони
INQ		<i>integer</i>	Крок приросту навантаження
NKL		<i>integer</i>	Критерій функціонування контактної зв'язки (якщо $NKL=0$ - зв'язок не працює, якщо $NKL=1$ - зв'язок працює)
$AS (AC)$	(N,N)	<i>real</i>	Переміщення від одиничних сил в сталевій оболонці (ядрі); N - число невідомих методу сил
$BS (BC)$	(N)	<i>real</i>	Переміщення від зовнішнього навантаження в сталевій оболонці (ядрі)
$UEB (PUB)$	$(N2,M2)$	<i>real</i>	Модуль пружності в вузлах сітки МСР бетонного ядра (коефіцієнт поперечних деформацій); $N2=n+2$, $M2=m+2$; n,m - розмірність сітки
$FIK (DFIK)$	(N,NM)	<i>real</i>	Функція напружень (її похідна) на контурі бетонного ядра; $NM=n+m+2$
A	(M,M)	<i>real</i>	Матриця коефіцієнтів СЛАР МСР (плоска задача); $M=n \times m$.
B	(M)	<i>real</i>	Вектор-стовпець вільних членів СЛАР
$ASB (ASR)$	(N,N)	<i>real</i>	$ASB=AS-AC$ - матриця к-тів СЛАР мет. сил (те ж з урахуванням виключення зв'язків)
$BSB (BSR)$	(N)	<i>real</i>	$BSB=BC-BS$ - вектор-стовпець вільних членів СЛАР методу сил (те ж з урахуванням виключення контактних сил)
$F1, F2, F3$	$(N2,M2)$	<i>real</i>	Функції, які характеризують фізичні властивості бетонного ядра у вузлах сітки

Продовження таблиці Ж.1

Іденти- фікатор	Розмір- ність	Тип	Смислове значення
<i>FI</i>	$(N3, M3)$	<i>real</i>	Функція напружень у вузлах сітки бетонного ядра; $N3=n+3$, $M3=m+3$
<i>SX, SY, SXY</i> <i>(S1, S2, S3)</i>	$(N1, M1)$	<i>real</i>	Напруження у вузлах сітки в ортогональній системі координат (те ж в головних напрямках)
<i>WEBX, WEBY, WEBXY</i>	$(N1, M1)$	<i>real</i>	Компоненти тензора деформацій у вузлах сітки
<i>RFIK</i> <i>(RDFIK)</i>	(N, NM)	<i>real</i>	Значення функції напружень (її похідної) на контурі бетонного ядра з урахуванням контактних сил
<i>SPR</i>	$(N1, M1)$	<i>real</i>	Граничні напруження, сприймані бетоном у вузлах сітки
<i>ALFA</i>	$(N1, M1)$	<i>real</i>	Кути нахилу головних площадок в площині дії напружень <i>S1, S2</i>
<i>UEB1, PUB1, XX</i>	$(N2, M2)$ (N)	<i>real</i>	Допоміжні масиви

Перелік підпрограм та їх функціональне призначення

Назва	Параметри		Функціональне призначення
	вихідні	результати	
<i>ART</i>	<i>S1, S2, S3, RB</i>	<i>UEB, PUB, SPR</i>	Визначення параметрів деформування бетонного ядра відповідно до заданого напруженого стану
<i>COLREG</i>	<i>F1, F2, F3, CX</i>	<i>A</i>	Формування розв'язувальних рівнянь МСР плоскої задачі
<i>GRANSM</i>	<i>A</i>	<i>A</i>	Накладення умов симетрії вздовж осей симетрії перерізу колони
<i>CNTRUS</i>	<i>AT, FIK, IJ, DFIK, DELX, DELY</i>	<i>A, B</i>	Накладення умов на контурі бетонного ядра
<i>GRANKN</i>	<i>A</i>	<i>A</i>	Розставлення коефіцієнтів СЛАР по місцях
<i>SLIN</i>	<i>N, A, B</i>	<i>B</i>	Рішення СЛАР (на виході вектор-стовпець вільних членів замінюється вектором рішень)
<i>FUNKFI</i>	<i>B, FIK, DFIK, DELX, DELY, IJ</i>	<i>W</i>	Формування функції напружень в бетонному ядрі
<i>STRESS</i>	<i>FI, UEB, PUB, DELX, DELY</i>	<i>SX, SY, SXY, WEBX, WEBY, WEBXY</i>	Визначення напружень та деформацій в бетонному ядрі (у вузлах сітки МСР)
<i>SLIN1</i>	<i>N, NDIM, ARS, BRS</i>	<i>BRS</i>	Рішення СЛАР метода сил із змінною розмірністю
<i>INDSYS</i>	<i>IP, NMR</i>	<i>L1, L2</i>	Допоміжна підпрограма до програм <i>CNTRUS, GRANKN</i>

Додаток 3

ЗАТВЕРДЖУЮ

Начальник Харківського відділення
«Проектно-вишукувальний інститут
заїзничного транспорту»

ПАТ «Укрзалізниця»



І.В. Калашников

«__» 2018р.

АКТ

про впровадження результатів дисертаційної роботи Петренка Д.Г.
«Напружено-деформований стан гнучких сталебетонних колон»

Даним актом підтверджуємо можливість практичного використання наступних результатів роботи Д.Г. Петренка:

- запропонованої математичної моделі на основі регресійного аналізу для визначення несучої здатності сталебетонних колон круглого та прямокутного поперечних перерізів;
- уточненої скінченно-елементної моделі сталебетонної колони, яка враховує фізичну, геометричну і конструктивну нелінійність;
- запропонованої конструкції глибинного датчика, який може використовуватися при моніторингу будівельних конструкцій для забезпечення їх надійної роботи.

У результаті впровадження вищезазначених розробок очікується підвищення технічного рівня розрахунку, проектування та реконструкції комбінованих конструкцій, що працюють на стиск; забезпечення проектної міцності та підвищення надійності будівельних конструкцій у разі застосування моніторингу з використанням глибинних датчиків.

Висновки та рекомендації щодо подальшого використання розробок: рекомендувати для подальшого використання проектними організаціями у цивільному та промисловому будівництві.

Заступник начальника Харківського
відділення ПВІЗТ ПАТ «Укрзалізниця»,
к.т.н., с.н.с.

В.В. Божко

Професор кафедри будівельної
механіки та гідравліки УкрДУЗТ,
д.т.н., доцент

Г.Л. Ватуля

Здобувач

Д.Г. Петренко

Міністерство освіти та науки України

Український державний університет залізничного транспорту



Перший проректор університету

Астахов В.М.

«18» квітня 2018 р.

АКТ ВПРОВАДЖЕННЯ

дисертаційної роботи Петренка Д.Г. на тему:

«Напружено-деформований стан гнучких сталебетонних колон»

у навчальний процес академії

Даним актом підтверджується, що при підготовці студентів за програмою підготовки «Промислове та цивільне будівництво» спеціальності «192 Будівництво та цивільна інженерія» використовується розрахунковий комплекс визначення напружено-деформованого та граничного стану сталебетонних колон круглого, квадратного та прямокутного поперечних перерізів методом глибинної тензометрії розроблений аспірантом Петренко Д.Г. Зазначені питання розглядаються при вивченні курсів: опір матеріалів, основи теорії пружності та пластичності, будівельна механіка (спецкурс) та при дипломному проектуванні.

Нач. навчального відділу

Кузнєцова Г.П.

В. о. зав. кафедри будівельної
механіки та гідравліки
к.т.н., доцент

Лобяк О.В.







Список публікацій здобувача за темою дисертації

Статті у наукових фахових виданнях України:

1. Петренко Д.Г. Методы расчета прочности сталебетонных элементов / Д.Г. Петренко // Строительство, материаловедение, машиностроение: сб. науч. трудов. – Днепропетровск, 2015. – Вып. 82. – С. 154-162.
2. Петренко Д.Г. Исследование деформативности бетонных колонн методом глубинной тензометрии / Г.Л. Ватуля, Е.И. Галагура, Д.Г. Петренко, И.В. Быченко // Сталезалізобетонні конструкції: збірник наук. статей. – Полтава, 2014. – Вип. № 11. – С. 54-60.

Особистий внесок: виконання експериментальних досліджень: розробка та виготовлення моделей, виконання замірів, аналіз результатів.

3. Петренко Д.Г. Экспериментальные исследования сталебетонных колонн в гофрированной обойме / Г.Л. Ватуля, Е.В. Игнатенко, Д.Г. Петренко // Строительство, материаловедение, машиностроение: сб. науч. трудов. – Днепропетровск, 2012. – Вып. 65. – С. 123-126. *Особистий внесок: виконання експериментальних досліджень.*

4. Петренко Д.Г. Определение зависимости коэффициента продольного изгиба от гибкости сталебетонного элемента / Д.Г. Петренко // Мости та тунелі: зб. наук. праць. – Дніпропетровськ, 2012. – Вип. 3. – С. 132-136.

Статті у міжнародних виданнях та збірниках наукових праць, що включені до міжнародних наукометричних баз:

5. Petrenko D. Evaluation of the carrying capacity of Rectangular steel-concrete columnst / G. Vatulia, M. Rezunenko, D. Petrenko, S. Rezunenko // Civil and Environmental Engineering – Vol. 14, Issue 1/2018, 76-83.

Особистий внесок: виконання експериментальних досліджень, порівняльний аналіз отриманих результатів.

6. Petrenko, D.H. Experimental estimation of load-carrying capacity of circular, square and rectangular CFTS columns / G.L. Vatulia, D.H. Petrenko,

M.A. Novikova // Scientific bulletin of National Mining University. Scientific and technical journal - ISSN 2071-2227, № 6, 2017, pp. 97-102.

Особистий внесок: виконання експериментальних досліджень: розробка та виготовлення моделей, виконання замірів, аналіз результатів.

7. Петренко Д.Г. Определение деформаций бетона с помощью глубинных датчиков / Г.Л. Ватуля, Е.И. Галагура, Д.Г. Петренко // Транспорт. Транспортные сооружения. Экология. Вестник ПНИПУ. – Пермь, 2014. – Вып. 2. – С. 48-56.

Особистий внесок: виконання експериментальних досліджень: розробка та виготовлення моделей, виконання замірів, аналіз результатів.

8. Петренко Д.Г. Определение механических характеристик конструкций с помощью глубинных датчиков / Г.Л. Ватуля, Е.И. Галагура, Д.Г. Петренко // Збірник наукових праць Української державної академії залізничного транспорту. – Харків, 2013. – Вип. 138. – С. 231-235.

Особистий внесок: виконання експериментальних досліджень: розробка та виготовлення моделей, виконання замірів, аналіз результатів.

Публікації апробаційного характеру:

9. Dmytro Petrenko. Regression equations for circular CFST columns carrying capacity evaluation / Glib Vatulia, Maryna Rezunenko, Yevhen Orel, Dmytro Petrenko // Dynamics of Civil Engineering and Transport Structures and Wind Engineering – DYN-WIND 2017. MATEC Web of Conferences. Volume 107, 00051 (2017).

Особистий внесок: отримання експериментальних даних, що використовуються у регресійній моделі.

10. Петренко Д.Г. Експериментальні дослідження напружено-деформованого стану гнучких сталобетонних колон / Д.Г. Петренко // Сталезалізобетонні конструкції: збірник наук. статей. – Полтава, 2016. – Вип. 12. – С. 199-201.

11. Петренко Д.Г. Удосконалення складу бетонної суміші при виготовленні сталезалізобетонних колон / Д.Г. Петренко, М.А. Рожнова // Проблеми сучасного будівництва: зб. наук. праць за матеріалами III Всеукраїнської Інтернет-конференції. – Полтава, 2016. – С. 160-162.

Особистий внесок: участь у підборі складів, визначення їх міцності та деформативних характеристик.

12. Петренко Д.Г. Тарировка и определение точности показаний глубинного датчика / Г.Л. Ватуля, Е.И. Галагурия, Д.Г. Петренко // Модернизация и научные исследования в транспортном комплексе: материалы международной научно-практической конференции. – Пермь, 2014. – С. 375-380.

Особистий внесок: виконання експериментальних досліджень: розробка та виготовлення моделей, виконання замірів, аналіз результатів.

13. Петренко Д.Г. Определение физико-механических характеристик свойств бетона при различных условиях твердения / Ватуля Г.Л., Галагурия Е.И., Петренко Д.Г. // Проблемы прочности материалов и сооружений на транспорте: сборник материалов и сооружений на транспорте. – Санкт-Петербург, 2014. – С. 68-69.

Особистий внесок: виконання експериментальних досліджень: розробка та виготовлення моделей, виконання замірів, аналіз результатів.

14. Петренко Д.Г. Сравнение методик расчета гибкости сталебетонных элементов / Г.Л. Ватуля, Д.Г. Петренко // Проблеми сучасного будівництва: матеріали Всеукраїнської Інтернет-конференції. – Полтава, 2012. – С. 209-212.

Особистий внесок: порівняльний аналіз теоретичних досліджень.

15. Петренко Д.Г. Экспериментальные исследования гибких сталебетонных колонн при осевом и внецентренном сжатии / Г.Л. Ватуля, М.Е. Резуненко, Д.Г. Петренко, М.А. Рожнова // Проблемы надежности и долговечности инженерных сооружений и зданий на железнодорожном транспорте / Сборник тезисов докладов VI международной научно-технической конференции – Харьков: УкрГУЖТ – 2017. – С. 109-111.

Особистий внесок: виконання експериментальних досліджень: розробка та виготовлення моделей, виконання замірів, аналіз результатів.

Патенти України на корисну модель:

16. Пат. 79911 Україна, МПК ЕО4С 3/30. Металева обойма сталебетонного елементу / Ватуля Г.Л., Лобяк О.В., Ігнатенко Є.В., Петренко Д.Г.; заявник та патентовласник Українська державна академія залізничного транспорту. – № u2012 11158; заявл. 26.09.2012; опубл. 13.05.2013, Бюл. № 9.

17. Пат. 79575 Україна, МПК G01 В 7/16. Глибинний тензодатчик / Ватуля Г.Л., Галагурия Є.І., Петренко Д.Г.; заявник та патентовласник Українська

державна академія залізничного транспорту. – № u2012 12536; заявл. 02.11.2012; опубл. 25.04.2013, Бюл. № 8.

18. Пат. 79772 Україна, МПК G01L 1/22. Спосіб закріплення тензодатчика усередині сталебетонного елемента / Ватуля Г.Л., Галагура Є.І., Петренко Д.Г.; заявник та патентовласник Українська державна академія залізничного транспорту. – № u2012 13943; заявл. 7.12.2012; опубл. 25.04.2013, Бюл. № 8.

Відомості про апробацію результатів дисертації

Основні результати дисертаційної роботи доповідалися і обговорювалися на:

- Науково-технічних конференціях Української державної академії/університету залізничного транспорту (м. Харків, 2012 - 2016 рр.) (Особиста участь)
- IX міжнародній конференції «Проблеми міцності матеріалів і споруд на транспорті» (м. Санкт-Петербург, 27 - 28 травня 2014 р.) (Заочна участь)
- X та XI міжнародних науково-технічних конференціях «Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація» (м. Полтава, 27–31 жовтня 2014 р., 18–20 жовтня 2016 р.) (Особиста участь)
- III-й міжнародній науково-практичній конференції «Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика» (м. Дніпропетровськ, 11–12 жовтня 2012 р.) (Особиста участь)
- міжнародній науково-практичній конференції «Модернизация и научные исследования в транспортном комплексе» (м. Перм, 24-25 квітня 2014 р.) (Заочна участь)
- Всеукраїнських Інтернет-конференціях молодих вчених і студентів «Проблеми сучасного будівництва» (м. Полтава, 21-22 листопада 2012 р., 25 листопада 2016 р.) (Особиста участь)
- VI міжнародній науково-технічній конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд та будівель на залізничному транспорті» (м. Харків, 19–21 квітня 2017 р.) (Особиста участь)
- MATEC Web of Conferences «Dynamics of Civil Engineering and Transport Structures and Wind Engineering» (Trstená, Slovak Republic, May 21-25, 2017) (Заочна участь)