МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА ІМЕНІ О.М. БЕКЕТОВА

Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису

ХАММУД МОХАММАД ТАХРАН

УДК 624.012.45

НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ТА РАЦІОНАЛІЗАЦІЯ ПАРАМЕТРІВ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОЛОН ІЗ СІТЧАСТИМ АРМУВАННЯМ

Спеціальність 192 – Будівництво та цивільна інженерія

Подається на здобуття наукового ступеня доктора філософії

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

Хаммуд М.Т.

Науковий керівник:

к.т.н. Петрова Олена Олександрівна

Харків – 2021

АНОТАЦІЯ

Хаммуд М.Т. Напружено-деформований стан та раціоналізація параметрів залізобетонних колон із сітчастим армуванням. – На правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня доктора філософії за спеціальністю 192 – будівництво та цивільна інженерія (19 – Архітектура та будівництво) – Харківський національний університет міського господарства імені О.М. Бекетова, Харків, 2021 р.

Дисертація присвячена аналізу напружено-деформованого стану залізобетонних колон в сітчастих обоймах та раціоналізації їх конструктивних параметрів.

У вступі обґрунтовано актуальність теми дисертації, сформульовано мету і завдання дослідження, представлено наукову гіпотезу, новизну і практичне значення отриманих результатів. Наведено відомості про особистий вклад здобувача, апробацію основних результатів дисертації, кількість публікацій, структуру та обсяг роботи.

В першому розділі відзначено, що на поточний момент актуальним залишається завдання вдосконалення залізобетонних конструкцій, які є основою капітального будівництва в більшості розвинених країн світу, а також зазначається, що підвищення ефективності капіталовкладень в будівництві можливо досягти шляхом розробки нових або вдосконалення відомих конструктивних рішень. Зокрема прагнення створити економічні за витратою матеріалів елементи залізобетонних конструкцій, що працюють на стиск, призвело до використання різних способів непрямого армування, які знайшли застосування в будівництві автомобільних і залізничних мостів, а також багатоповерхових будівель, оскільки колони і опори даних об'єктів відчувають високий рівень навантаження, в тому числі знакозмінного.

У зв'язку із вищенаведеним, **в першому розділі** проаналізовано найбільш поширені конструктивні рішення непрямого армування залізобетонних колон, зокрема такі, як застосування зварних сіток, спіралей, металевих труб. Позначені основні переваги і недоліки даних конструктивів з урахуванням особливостей їх роботи під навантаженням та експлуатаційної надійності. Відзначається, що використання зварних сіток та спіралей пов'язано з підвищеними витратами праці та часу зведення, а застосування трубобетону породжує необхідність додаткового захисту конструктиву від механічних пошкоджень, вогню та корозії. Перспективним в цьому напрямку є використання обойм з просічно-витяжного листа, які відрізняються меншою власною вагою, а отже й екологічною позитивністю. Виконаний аналіз відомих теоретичних і експериментальних результатів підтверджує той факт, що зазначені конструкції представляють значний інтерес для сучасної будівельної галузі та, враховуючи їх якісне і кількісне наповнення, дозволив сформулювати основні задачі представленої роботи.

В другому розділі запропонована нова конструкція бетонної стійки в просічній обоймі, додатково підкріплена арматурними шпангоутами. Стійка може мати порожнину із заданою геометрією, заповнену вкладишемекономії бетону. Використовуючи пустотоутворювачем для додаткової ідеологію прямого проектування, поставлена і вирішена задача пошуку зазначеної вище стійки з наперед заданими позитивними властивостями. Вважаючи, що на всьому діапазоні навантаження виконується умова спільності радіальних деформацій ядра і кільцевої обойми, на підставі рішення задачі по типу задачі Ляме, отримані формули для визначення радіальних деформацій як полого, так і суцільного циліндрів. Прийнявши справедливість того, що розміри чарунок обойми малі в порівнянні з її радіусом і висотою стійки, сітчаста обойма наближено замінена суцільною ортотропною оболонкою. Дана обставина, а також введення в задачу триортогональної системи координат, зумовили в кінцевому підсумку отримання формули для деформацій і переміщень оболонки, на основі чого далі були визначені невідомі контактні напруження.

В основі раціоналізації конструктиву покладено метод біонічної оптимізації, запропонований професором Шмуклером В.С., який фундований енергетичними критеріями, представленими в роботах професора Василькова Г.В., про мінімізацію потенційної енергії (ПЕД) системи і вимоги ізоенергетичності її стану. Ізоенергетичність стану конструкції визначена

4

формою вкладиша, що має експоненціальну зміну площі перетину по висоті. Оскільки потенційна енергія і її щільність є функціями головних напружень, а вони, в свою чергу, можуть бути виражені через геометричні параметри стійки, то змінюючи ці параметри можна досягти заданого рівня контактних напружень, визначеного з умов мінімуму ПЕД. При цьому використання параметра Лоде-Надаі напруженого стану дозволило визначити тип руйнування елемента. Додатково вирішені задачі статичної та динамічної стійкості колони в просічній обоймі.

На основі представленого алгоритму, в розділі також наведені результати чисельного аналізу на прикладі розгляду суцільного і полого циліндрів без обойми та укладених в сітчасту обойму. Отримані поля головних напружень та потенційної енергії для 24 різних варіантів конструктиву з врахуванням обтиснення та без нього. Представлена залежність потенційної енергії суцільної колони від кроку і діаметру шпангоутів, в якій екстремальні точки відповідають мінімальним значенням ПЕД і задають раціональні параметри сітчастої обойми.

Третій верифікації розділ присвячений експериментальній раціоналізованого конструктивного рішення залізобетонної колони. натурних випробувань Підготовлено та проведено цикл серій трьох експериментальних зразків загальною кількістю 18 штук. Кожна серія представлена шістьма чисто бетонними зразками (БС), шістьма бетонними зразками в сітчастій оболонці (БС-П) та шістьма бетонними зразками в сітці зі шпангоутами (БС-ПШ) висотою 1000мм та діаметром 450мм.

Виготовлення дослідних зразків виконано в разовій картонній опалубці в умовах будівельного майданчика. Руйнівні випробування проведені за трьома схемами з кроком навантаження 490кН. В розділі описані процедури випробування за кожною схемою, особливості системи вимірювання та результати випробування.

Зокрема, отриманий характер руйнування та руйнівні зусилля при ступінчастому навантаженні зразків за допомогою губок пресу показує, що руйнівне зусилля для зразків серії БС-П на 20-28% більше, ніж у чисто бетонних зразків серії БС, а у зразків БС-ПШ – на 28-39%. Отримано, що вже

на нижніх рівнях навантаження для всіх зразків характерна поява волосяних тріщин в захисному шарі бетону, однак для зразків в сітці цей процес починається при більших навантаженнях, ніж для чисто бетонних.

Для випробувань за ступінчастою та малоцикловою схемами прикладання навантаження через сталевий оголовник відзначена відсутність волосяних тріщин практично на всьому діапазоні навантаження. Утворення тріщин встановлено при навантаженні близькому до руйнівного і супроводжується швидким поширенням тріщин від основи вздовж зразка з одночасним їх розкриттям. Для зразків БС-П і БС-ПШ відзначено як руйнування сітки, так і шпангоутів, що свідчить про включення їх в роботу. Рівень руйнівних зусиль нижче, ніж для першої схеми, що, ймовірно, є наслідком як використання власне оголовників при передачі навантаження, так і циклічності її прикладання при малоциклових випробуваннях. Збільшення руйнівного зусилля склало 5 і 23% для зразків в сітці і для зразків зі шпангоутами відповідно у порівнянні з чисто бетонними зразками.

За результатами досліджень відзначається, що процес повного руйнування біелементу відбувається ступенями до того остаточного моменту, коли руйнується сітка і / або шпангоут. Таким чином, можна зробити висновок, що в реальних конструкціях найкращого ефекту обойми можна досягти, якщо конструктивно передавати навантаження на всю площу перетину колони виключно на бетон, не зачіпаючи сітчасту обойму.

З огляду на перманентну складність та дороговизну практично будь-яких натурних експериментальних досліджень, а також з метою підвищення рівня коректності розрахункової моделі, в **четвертому розділі** наведені результати скінченно-елементного аналізу напружено-деформованого стану конструктиву в новій програмній системи «LS-DYNA». Її принциповою відмінністю від відомих систем є можливість отримання картини руйнування конструкції, зокрема й у форматі анімації.

Побудовані скінченно-елементні моделі трьох зразків, аналогічних за конструктивом до тих, що розглянуті в експерименті. Випробування проведено за двома схемами ступінчатої передачі навантаження – через пластини пресу та

сталевий оголовник. Отримані поля розподілу нормальних напружень, пластичних деформацій та характеру руйнування кожного зразка при двох схемах навантаження ступінчатого навантаження.

Аналізуючи результати розрахунків, отримано, що характер руйнування всіх зразків полягає в розширенні бетонної стійки в середній частині. Це розширення супроводжується появою поздовжніх тріщин, які в тім, не поширюються далі вглибину за межі просічної обойми для зразків серій БС-П та БС-ПШ. Крім того, розподіл пластичних деформацій всередині зразків із сітками та шпангоутами є більш рівномірним, а процес руйнування – повільніший. Встановлено також, що руйнівне зусилля при передачі навантаження через оголовник майже в 1.5 рази менше, ніж при передачі навантаження на весь зразок губками пресу. Дана інформація, як і характер руйнування зразків, повністю корелюють з результатами експериментальних досліджень. Це свідчить про високий ступінь коректності побудованої скінченно-елементної моделі. При цьому похибка визначення руйнівних зусиль становить 10-20%, що в більшій мірі пов'язане з якістю виготовлення дослідних зразків.

П'ятий розділ присвячений впровадженню результатів дисертаційного дослідження. Наведені рекомендації щодо зведення пропонованих залізобетонних колон як для об'єктів нового будівництва, так і для реконструкції. Впровадження результатів здійснено через варіантне проектування колон паркінгу в житловому комплексі «Павлівський квартал» в м. Харкові, колон водонапірної башти в м. Сарафанд (Ліван), а також при будівництві колон вхідної групи в житловому комплексі «Резиденція» в м. Харкові. Інтегрально можна узагальнити отриманий економічний ефект до наступних показників: зменшення власної ваги конструктиву і як наслідку матеріаломісткості на 20-50%; прискорення темпів будівництва на 10%, що загалом дозволяє досягти зменшення вартості зведення таких конструкцій на 20-30% у порівнянні із залізобетонними колонами.

Ключові слова: просічно-витяжна обойма, шпангоут, потенційна енергія деформацій, контактні напруження, параметр Лоде-Надаі.

ABSTRACT

Hammoud M.T. Stress-strain state and rationalization of the parameters of reinforced concrete columns with mesh reinforcement. - On the rights of the manuscript.

The thesis for the degree of the philosophy doctor, specialty 192 – construction and civil engineering (19 - Architecture and construction). – O.M. Bektov National University of Urban Economy in Kharkiv, Kharkiv, 2021.

The dissertation is devoted to the analysis of the stress - strain state of reinforced concrete columns in mesh holders and rationalization of their structural parameters.

The introduction substantiates the relevance of the dissertation topic, formulates the purpose and objectives of the study, presents the scientific hypothesis, novelty and practical significance of the results. Information about personal contribution of the applicant, approbation of the main results of the dissertation, number of publications, structure and volume of work is given.

In Section One it is noted that at present the task of improving reinforced concrete structures, which are the basis of capital construction in most developed countries, remains relevant, and that increasing the efficiency of investment in construction can be achieved by developing new or improving known design solutions. In particular, the desire to create cost-effective elements of reinforced concrete structures operating on compression, led to the use of various methods of indirect reinforcement, which are used in the construction of road and railway bridges and high-rise buildings, as columns and supports of these objects are high load level, including alternating.

In connection with the above, the first section analyzes the most common design solutions for indirect reinforcement of reinforced concrete columns, in particular, such as the use of welded mesh, spirals, metal pipes. The main advantages and disadvantages of these designs, taking into account the peculiarities of their work under load and operational reliability. It is noted that the use of welded mesh and spirals is associated with increased labor costs and construction time, and the use of tubular concrete creates the need for additional protection of the structure from mechanical damage, fire and corrosion. Promising in this direction is the use of

uantl

8

clamps made of expanded metal sheet, which have less weight and, consequently, environmental positivity. The analysis of known theoretical and experimental results confirms the fact that these structures are of great interest for the modern construction industry and, given their qualitative and quantitative content, allowed to formulate the main objectives of the presented work.

In Section Two the new design of a concrete rack in an mesh holder additionally supported by reinforcing frames, is offered. The rack can have a cavity with a given geometry, filled with a polystyrene insert for additional savings of concrete. Using the ideology of direct design, the task of finding the above rack with predetermined positive properties is set and solved. Assuming that the condition of common radial deformations of the core and the annular holder is fulfilled over the entire load range, the formulas for determining the radial deformations of both hollow and solid cylinders are obtained on the basis of solving the problem by the type of the Lame problem. Assuming that the size of the cells of the mesh is small compared to the radius and height of the rack, the mesh holder is approximately replaced by a solid orthotropic shell. This circumstance, as well as the introduction into the problem of a triorthogonal coordinate system, ultimately led to a formula for deformations and displacements of the shell, on the basis of which the unknown contact stresses were further determined.

The rationalization of the construct is based on the bionic optimization methos, proposed by Professor Shmukler V.S., founded on the energy criteria presented in the works of Professor Vasilkov G.V. on minimization of strain energy of the system and requirements of isoenergeticity of its state. The isoenergetic state of the structure is determined by the shape of the insert, which has an exponential change in cross-sectional area in height. Since the strain energy and its density are functions of the main stresses, and they, in turn, can be expressed through the geometric parameters of the rack, changing these parameters can achieve a given level of contact stresses, which is determined from the minimum of strain energy. In this case, the use of the Lode-Nadai parameter of the stress state allows to determine the type of destruction of the element. Additionally, the problems of static and dynamic stability of the column in the mesh holder are solved.

Based on the presented algorithm, the section also presents the results of numerical analysis on the example of a continuous and hollow cylinder without a holder and enclosed in a mesh holder. The fields of main stresses and strain energy for 24 different variants of the design with and without compression are obtained. The dependence of the strain energy of a solid column on the step and diameter of the frames is presented, in which the extreme points correspond to the minimum values of strain energy and set the rational parameters of the mesh holder.

Section Three is devoted to the experimental verification of a rationalized structural solution of a reinforced concrete column. A series of field studies of three batches of experimental samples with a total number of 18 pieces was prepared and conducted. Each batch is represented by six pure concrete samples (BS), six concrete samples in a mesh shell (BS-P) and six concrete samples in a grid with frames (BS-PSH) with a height of 1000 mm and a diameter of 450 mm.

Production of prototypes was performed in disposable cardboard formwork in the construction site. The destructive tests were carried out according to three schemes with a load step of 490kN. The section describes the test procedures for each scheme, the features of the measurement system and the test results.

In particular, the obtained falure nature and destructive forces at step loading of samples by means of sponges of a press showed that destructive forces for samples of the BS-P series is 20-28% more, than for pure concrete samples of the BS series, and for BS-PSH samples - is 28 -39% more, respectively. It is obtained that lower levels of loading for all samples are characterized by the appearance of hair cracks in the protective layer of concrete, but for samples in the mesh, this process begins at higher loads than for pure concrete.

For tests according to the step and low-cycle scheme of applying the load through the steel plates, the absence of hair cracks was noted in almost the entire load range. The formation of cracks is established at a load close to destructive one and is accompanied by the rapid spread of cracks from the base along the sample with their simultaneous opening. For samples BS-P and BS-PSH noted both the destruction of the mesh and frames, which indicates their inclusion in the work. The level of destructive forces is lower than for the first scheme, which is probably a consequence of both the use of the actual plates for transferring the load, and the cyclic nature of its application in low-cycle tests. The increase in destructive force was 5 and 23% higher for samples in the mesh and for samples with frames, respectively, compared with pure concrete samples.

According to the results of research, it can be concluded that the process of complete destruction of the element occurs in stages until the final moment when the mesh and / or frame is destroyed. Thus, it can be concluded that in real constructions the best effect of the holder can be achieved if structurally transfer the load to the entire cross-sectional area of the column exclusively on concrete, without affecting the mesh holder.

Given the permanent complexity and cost of almost any full-scale experimental studies, as well as to increase the correctness of the calculation model, **the Section Four** presents the results of finite element analysis of the stress-strain state of the structure in the new sLS-DYNA" software. Its fundamental difference from known systems is the ability to obtain a picture of the destruction of the structure, including in the format of animation.

Finite-element models of three samples similar in design to those considered in the experiment are constructed. The tests were performed according to two schemes of step load transfer - through the press plates and additional steel plates. The fields of distribution of normal stresses, plastic deformations and the faiure nature of each sample under two load schemes are obtained.

Analyzing the results of calculations, it was found that the nature of the destruction of all samples is to expand the concrete rack in the middle part. This expansion is accompanied by the appearance of longitudinal cracks, which, in addition, do not extend further into the depth beyond the mesh holder for samples of BS-P and BS-PSH series. In addition, the distribution of plastic deformations inside the samples with mesh and frames is more uniform, and the destruction process is slower. It was also found that the destructive force when transferring the load through the steel plate is almost 1.5 times less than when transferring the load to the entire sample with a press sponge. This information, as well as the nature of the destruction of the samples, fully correlate with the results of experimental studies. This indicates

a high degree of correctness of the constructed finite-element model. The error in determining the destructive forces is 10-20%, which is largely due to the quality of the prototypes.

The Section Five is devoted to the implementation of the results of the dissertation research. Recommendations for the construction of the proposed reinforced concrete columns for both new construction and reconstruction are given. The results were implemented through variant design of columns of parking in the "Pavlovsky Kvartal" residential complex in Kharkiv, columns of water tower in Sarafand (Lebanon), as well as construction of entrance group columns in the "Residence" residential complex (Kharkiv Integrally it is possible to generalize the obtained economic effect in the following indicators: reduction of the death weight of the construct and, as a consequence, of material consumption by 20-50%; acceleration of the pace of construction by 10%, which in general allows to achieve a reduction in the cost of erection of such structures by 20-30% in comparison with usual reinforced concrete columns.

Keywords: mesh holder, frame, strain energy, contact stresses, Lode-Nadai parameter.

СПИСОК ОПУБЛІКОВАНИХ ПРАЦЬ ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ Статті у наукових фахових виданнях України:

 Хаммуд М.Т. Сучасні конструктивні рішення сталезалізобетонних колон із непрямим армуванням. *Науковий вісник будівництва, т. 102. №*4. 2020. С. 127-133.

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

2. Хаммуд М.Т., Петрова О.О. Визначення характеру руйнування та несучої здатності залізобетонних колон в сітчастих обоймах. *Збірник наукових праць УкрДУЗТ*. Вип. 195. С.25-34. 2021. (Видання включене до МНБД Index Copernicus). *Особистий внесок:* виконано роботи з планування експериментальних натурних досліджень, статистичну обробку та аналіз отриманих результатів.

3. Хаммуд М.Т., Пчолкін Р.М. Експериментальне дослідження коротких сталебетонних колон на статичні впливи. *Збірник наукових праць УкрДУЗТ*. Вип. 194. 2020. С. 24-33. (Видання включене до МНБД Index Copernicus). *Особистий внесок:* виконано підготовку експериментальної серії зразків до натурних статичних випробувань, встановлено міцність бетону виготовлених зразків та стандартних кубів.

4. V.Shmukler, O.Petrova, M.Hammoud. Rationalization of the parameters of the cylindrical bridge support (theoretical basis). *MATEC Web of Conferences 230, 02031 (2018).* 9p. (Видання включене до МНБД Scopus). *Особистий внесок:* отримано вираз для визначення виникаючих контактних напружень між бетонним ядром та сітчастою обоймою.

5. O.Petrova, O.Lugchenko, M.Hammud, and A.Nazhem. To the rationalization of the constructive solutions of the bridge supports. *MATEC Web of Conferences 116, 02025 (2017).* 8р. (Видання включене до МНБД Scopus, Web of Science). *Особистий внесок:* виконано аналіз залежності ψ від коефіцієнту α при сталому діаметрі колони та кроці шпангоутів.

Публікації апробаційного характеру:

6. Хаммуд М.Т., Петрова О.О. Планування експериментальних досліджень коротких бетонних стійок у просічній обоймі *Матеріали міжнародної науково-практичної конференції «Тренди та тенденції розвитку будівельної галузі»*. Харків: ХНУМГ, 2020. С. 46-48. *Особистий внесок:* розроблена програма експериментальних натурних досліджень та підготовка дослідних зразків до натурних випробувань.

7. V.Shmukler, O.Petrova, P.Reznik, M.Hammoud, M.Sosnowska. Improvement of the structural parameters of the reinforced concrete support in a mesh cage. *AIP Conference Proceedings* 2077, 020048 (2019). 9p. (Видання включене до МНБД Scopus, Web of Science). *Особистий внесок:* виконано аналіз результатів чисельного дослідження полого та суцільного циліндрів в сітчастій обоймі, на основі чого побудовано гіперплощину, екстремальні точки якої задають раціональні параметри конструктиву. 8. H.Mohammad, V.Shmukler, P.Reznik and O.Petrova. On the criterion of the limit state for concrete. *Proc. of the 12th fib International PhD Symposium in Civil Engineering*. 2018. P. 593-599. *Особистий внесок:* виконано аналіз залежності параметру Лоде-Надаі від класу бетону конструктиву та показано підхід до визначення характеру руйнування конструктиву в залежності від його (параметра Лоде-Надаі) значення.

9. Шмуклер В.С., Петрова О.О., Хаммуд М.Т. Раціоналізація параметрів циліндричної мостової опори (теоретичні основи). Матеріали 7-ї науково-технічної конференції «Проблеми Міжнародної надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті»: тези УкрДУЗТ, 2018. C. доповідей. Харків: 160-161. Особистий внесок: запропоновано конструктивне рішення бетонної стійки в просічній обоймі, підкріпленій арматурними шпангоутами.

10. Хаммуд М.Т., Петрова Е.А. К рационализации конструктивных решений опор мостов. Матеріали 6-ї Міжнародної науково-технічної конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті»: тези доповідей. Харків: УкрДУЗТ, 2017. С. 146-147. *Особистий внесок:* виконано аналіз виникаючих напружень в пропонованій колоні з просічною обоймою за енергетичним критерієм у порівнянні із підходом, відображеним в Еurocode 2.

Додаткові публікації та патенти:

11. Шмуклер В.С., Петрова О.О., Хаммуд М.Т. Раціоналізація параметрів циліндричної мостової опори (теоретичні основи). Будівельні конструкції. Теорія і практика: збірник наукових праць. Київ: КНУБА. Вип. 3. 2018. С. 3-16. *Особистий внесок:* знайдено рішення завдання динамічної стійкості пропонованої залізобетонної колони в просічній обоймі.

3MICT

	ВСТУП	17
РОЗДІЛ 1.	АНАЛІЗ ІСНУЮЧИХ КОНСТРУКТИВНИХ РІШЕНЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОЛОН ІЗ НЕПРЯМИМ АРМУВАННЯМ	22
	1.1. Конструктивні особливості колон з непрямим армуванням	23
	1.1.1. Спіральне армування	24
	1.1.2. Трубобетонні елементи	26
	1.1.3. Армування зварними сітками	28
	1.1.4. Зовнішнє сітчасте армування	31
	1.2. Огляд реалізованих досліджень конструкцій із зовнішнім сітчастим армуванням	32
	1.3. Аналіз стану існуючої нормативної бази	36
	1.4. Короткі висновки та завдання дисертаційного дослідження	38
РОЗДІЛ 2.	ПРОПОНОВАНЕ КОНСТРУКТИВНЕ РІШЕННЯ ТА РАЦІОНАЛІЗАЦІЯ ЙОГО КОНСТРУКТИВНИХ ПАРАМЕТРІВ	39
	2.1. Теоретичні засади раціоналізації конструкції	39
	2.2. Конструктивні особливості пропонованої колони	46
	2.3. Вирішення задачі міцності	48
	2.3.1. Бетонне ядро	49
	2.3.2. Сітчаста обойма	50
	2.3.3. Оцінка напруженого стану ядра	53
	2.3.4. Критерій та процедура раціоналізації	55
	2.4. Задача динамічної стійкості	64
	2.5. Задача динамічної стійкості	66
	2.5.1. Аналіз коливань, порушуваних рухомим	69
	2.5.2. Аналіз із зазначенням областей нестійкості	70
	2.6. Висновки до розділу 2	71
РОЗДІЛ 3.	ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНА ВЕРИФІКАЦІЯ ПРОПОНОВАНОГО КОНСТРУКТИВНОГО РІШЕННЯ	73
	31 Планування експериментальних досліджень	74
	3.2. Технологія виготовлення дослідних зразків	76
	3.3. Визначення фактичного класу міцності бетону та геометричних параметрів дослідних зразків	80
	3.4. Процедура випробувань	82
	3.5. Результати натурних випробувань	85
	3.5.1. Ступінчасте навантаження за схемою І	85
	3.5.2. Малоциклове навантаження за схемою II	89

		15
	3.5.3. Ступінчасте навантаження за схемою III	92
	3.6. Аналіз отриманих результатів	93
	3.7. Висновки до розділу 3	95
РОЗДІЛ 4.	ОЦІНКА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ПРОПОНОВАНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОЛОН	96
	4.1. Теоретична основа підходу до розрахунку конструктиву в програмному комплексі LS-DYNA	96
	4.1.1. Базова математична модель явного методу розрахунку динамічних систем деформованих тіл	97
	4.1.2. Математична модель щодо контактної взаємодії	98
	4.1.3. Явний чисельний метод апроксимації рівнянь динаміки	101
	4.1.4. Метод математичного моделювання поширення тріщин у матеріалі	102
	4.1.5. Математична модель поведінки бетону в умовах механічного навантаження	103
	4.1.6. Математична модель поведінки арматурної сталі в умовах механічного навантаження	106
	4.2. Технічне описання і вихідні дані щодо оетонних зразків	107
	4.2.1. Конструктивні схеми оетонних зразків 4.2.2. Характеристики матеріалів дослідних бетонних та залізобетонних зразків	107 108
	4.2.3. Механічне навантаження та граничні умови	109 110
	4.3 Pezyntratu pozpazytiki	113
	4 3 1 Схема навантаження I	113
	4.3.2. Схема навантаження П	119
	4.3.3. Аналіз отриманих результатів	124
	4.4. Висновки до розділу 4	127
РОЗЛИЛ 5	ВПРОВАЛЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ	128
т өздил э.	дисертаційного дослідження	120
	5.1. Область використання пропонованого конструктивного рішення	128
	5.2. Опис об'єктів впровадження	131
	5.2.1. Житловий комплекс «Павлівський квартал» в	131
		125
	5.2.2. Житловии комплекс «Резиденція» в м. Харкові	135
	5.2.3. Водонапірна оашта в м. Сарафанд (Ливан)	138
	5.3. Висновки до розділу 5	141
	ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	142
	СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	143

ДОДАТКИ	159
ДОДАТОК А	159
ДОДАТОК Б	162
ДОДАТОК В	164
ДОДАТОК Г	166
ДОДАТОК Д	167
ДОДАТОК Е	169

ВСТУП

Актуальність теми. Підвищення ефективності вкладених коштів в будівництво нерозривно пов'язане 3 вдосконаленням залізобетонних конструкцій, які є основою капітального будівництва в більшості індустріально розвинених країн та в країнах, що розвиваються. Вирішення цієї проблеми здійснюється на основі різних підходів. Одним з напрямків є розширення застосування високоміцних бетонів і арматури, що дозволяють знижувати матеріаломісткість і вартість конструкцій традиційних форм. Інший напрямок пов'язаний із вдосконаленням застосовуваних конструкцій і з розробкою нових, економію конструкцій, забезпечують прогресивних ЩО матеріалів, 3 обов'язковою умовою ïΧ достатньої технологічності ЛЛЯ можливості впровадження на практиці. Розвиток цих напрямків вимагає використання досить складних технологій, що ускладнює широке впровадження якісно нових конструкцій в сучасному будівництві. В даний час найбільше застосування все ж знаходять способи, що дозволяють удосконалювати конструкції на основі зазвичай застосовуваних матеріалів.

В останні часи вченими і фахівцями були виконані значні теоретичні та експериментальні дослідження різних способів непрямого армування в елементах залізобетонних конструкцій. Були побудовані також різноманітні великі споруди з використанням непрямого армування. У зв'язку з інтенсивним розвитком науки і техніки, велике значення набуває вдосконалення методів дослідження елементів залізобетонних конструкцій, теорії їх розрахунку, а також розробка нових конструктивних форм. Прагнення створити економічні по витраті матеріалів елементи залізобетонних конструкцій, що працюють на стиск, призвело до їх непрямого армування у вигляді спіральних обмоток, сіток, укладання бетону в металеві труби великого діаметра або в трубки невеликого діаметру. Всі ці способи армування знайшли застосування в будівельній практиці, хоча вони не рівноцінні за своїми технічними і економічними показниками. З огляду на сказане, актуальним є питання аналізу існуючих варіантів непрямого армування залізобетонних колон та пошуку нових раціональних конструктивів, що могли були б бути використані при будівництві та реконструкції колон висотних будівель та опор мостових конструкцій, як таких, що зазнають найбільших навантажень.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Робота є частиною досліджень, які виконуються в рамках функціонування наукової школи «Конструкції і матеріали для житлових і громадських будівель» Харківського національного університету міського господарства імені О.М. Бекетова, а також держбюджетної теми «Розробка та дослідження нової конструктивної системи багатокритеріальної відповідності» (№0115U000154).

Метою дисертаційної роботи є аналіз напружено-деформованого стану (НДС) залізобетонних колон в сітчастих обоймах і раціоналізація їх конструктивних параметрів.

Наукова гіпотеза – створення ефективних конструктивних рішень залізобетонних колон будівель та опор мостів, що сприймають істотні, в тому числі знакозмінні, навантаження.

Поставлена мета передбачає вирішення наступних завдань:

1. аналіз конструктивних рішень залізобетонних колон з непрямим армуванням та вибір найбільш ефективного рішення за критеріями економічної («вага-вартість») та експлуатаційної доцільності;

2. вирішення завдання трансформації одноосного напруженодеформованого стану залізобетонної стійки до трьохосного та побудова алгоритму раціоналізації її конструктивних параметрів на базі нового біонікоенергетичного методу оптимізації;

3. чисельна оцінка напружено-деформованого стану пропонованого конструктивного рішення з метою отримання картини руйнування та руйнівних зусиль;

4. експериментальна верифікація раціоналізованого конструктиву в умовах статичного та малоциклового навантаження;

5. оцінка техніко-економічної ефективності та екологічної позитивності запропонованого конструктивного рішення.

Об'єкт дослідження – напружено-деформований стан залізобетонних колон в сітчастих обоймах.

Предмет дослідження – флуктуації об'єкта дослідження при раціоналізації геометричних та фізико-механічних характеристик пропонованих колон.

Методи дослідження. У роботі використані аналітичні та чисельні методи механіки деформованого твердого тіла, в тому числі, метод скінченних елементів. Побудову конструктивних рішень виконано на основі експлуатації алгоритмів, що реалізують управління якісними і кількісними характеристиками НДС конструкцій, а також процедур вибору їх раціональних параметрів (ВЕО метод). Експериментальне дослідження реалізовано в лабораторних умовах з використанням сучасних вимірювальних приладів.

Наукова новизна результатів полягає в отриманні:

вперше:

- факту поліморфізму якісної картини вичерпання несучої здатності розглянутих елементів;

- оцінки несучої здатності розглянутих елементів;

- виразу контактних напружень між бетонним ядром та сітчастою обоймою, підсиленою шпангоутами;

- результатів експериментального дослідження напружено-деформованого стану раціоналізованих залізобетонних колон в сітчастій обоймі, підкріплених шпангоутами;

набуло подальшого розвитку:

- 3D-скінченно-елементне моделювання напружено-деформованого стану колон в сітчастій обоймі;

- результати скінченно-елементного аналізу НДС, включаючи анімаційне відображення особливостей деформування, пропонованого конструктиву на всьому діапазоні навантаження;

- результати визначення раціональних параметрів розглянутого конструктиву на базі експлуатації біоенергетичного методу.

удосконалено:

- конструктивне рішення залізобетонної стійки мінімальної ваги з просічною обоймою, включаючи технологію її зведення з використанням самоущільнюваного бетону.

Практичне значення отриманих результатів полягає в розроблених конструктивних, технологічних і організаційних рішеннях, що підвищують ефективність зведення залізобетонних колон висотних будівель та опор мостів, включаючи їх впровадження у реальне будівництво.

Основні результати дослідження впроваджені при варіантному проектуванні ряду будівельних об'єктів в м. Харкові: колон паркінгу-стоянки ЖК «Павлівський квартал» по вул. Ключковській в м. Харкові; колон вхідної групи житлового комплексу «Резиденція» по вул. Новгородській, 46 в м. Харкові; колон водонапірної башти в м. Сарафанд (Ліван). Інтегрально, економічний ефект від застосування розроблених рішень склав 5-50% для перелічених об'єктів у порівнянні із застосуванням традиційних монолітних залізобетонних конструктивів.

Особистий внесок здобувача. Основні результати дисертаційної роботи отримані автором самостійно. Окремі положення досліджень виконані у співавторстві, що відображено в списку наукових публікацій [85-87, 133,142,143].

Апробація матеріалів дисертації. Результати дисертаційної роботи доповідалися та одержали позитивні оцінки на міжнародних науковопрактичних конференціях: Міжнародна науково-технічна конференція «Тренди та тенденції розвитку будівельної галузі», м. Харків (Україна) (18-19 листопада 2020р.); 7-ма міжнародна науково-технічна конференція «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті присвячена 110-річчю зі дня народження Заслуженого діяча науки і техніки України д.т.н., професора Ангелейка В.І.», м. Харків (Україна) (16-18 листопада 2018р.); The 12th FIB International PhD Symposium In Civil Engineering, м. Прага (Чехія) (29-31 серпня 2018); 6-та міжнародна науково-технічна конференція «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд та будівель на залізничному транспорті», м. Харків (Україна) (19-21 квітня 2017р.). **Публікації**. Основні положення і результати дисертаційної роботи опубліковані в 11 наукових працях, з яких: З статті у наукових фахових виданнях, рекомендованих МОН України, в тому числі 2 – у виданнях, що включені до міжнародної наукометричної бази; 2 публікації у міжнародних періодичних виданнях, що включені до міжнародної наукометричної бази Scopus; 6 публікацій апробаційного характеру, в тому числі 2 – у виданнях, що включені до міжнародної наукометричної бази Scopus; 1 додаткова публікація.

Структура та обсяг роботи. Дисертація складається зі вступу, п'яти розділів, загальних висновків, списку використаних джерел зі 154 найменувань та 6 додатків. Повний обсяг дисертації складає 171 сторінку, у тому числі 158 сторінок основного тексту.

Автор вважає своїм приємним обов'язком виразити слова щирої вдячності професорові Шмуклеру В.С., за цінні зауваження та побажання, які сприяли покращенню дисертаційної роботи, а також професорові Поздєєву С.В. за надані рекомендації щодо процедур підвищення рівня коректності скінченно-елементних моделей, які враховують специфіку поставленої задачі дослідження.

РОЗДІЛ 1. АНАЛІЗ ІСНУЮЧИХ КОНСТРУКТИВНИХ РІШЕНЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОЛОН ІЗ НЕПРЯМИМ АРМУВАННЯМ

Бетон має відносно добрий опір стиску. Сталь має високий опір як на розтяг, так і стиск. Включення сталі у вигляді арматури в бетон помітно підвищує його міцність. Ефективний спільний опір матеріалів зовнішнім навантаженням обумовлюється вигідним поєднанням їх фізико-механічних властивостей, добре відомих фахівцям.

В даний час відсутня загальна теорія міцності, універсальна для всіх матеріалів в умовах складного напружено-деформованого стану [1]. Існуючі теорії актуальні тільки для певних груп матеріалів і не у всіх випадках застосовні для вирішення практичних завдань, тому їх, швидше за все, слід назвати гіпотезами міцності.

Наявні на сьогодні гіпотези міцності діляться на групи в залежності від прийнятої моделі матеріалу, аналітичного та математичного апаратів [38]. Зокрема, багатопараметричну гіпотезу міцності, яка дає можливість враховувати вплив різних чинників на міцність матеріалу, запропонував Мор О. на початку XX століття [66]. Відповідно до неї, руйнування матеріалу походить від впливу або розтягуючих, або дотичних напружень.

При цьому граничне значення дотичних напружень залежить від різниці найбільшого і найменшого головних напружень (σ_1 - σ_3), а руйнування від розтягування може статися тільки в тому випадку, коли одне з головних напружень є розтягуючим.

Миролюбов І.Н. [65], Баландін П.П. [9], Генієв Г.А. і Кіссюк В.Н [17, 18], Гольденблат І.І. і Копнов Р.А. [21] в запропонованих ними гіпотезах міцності (пластичності) розглядали різні залежності для граничної поверхні в просторі головних напружень. Наприклад, параболоїд обертання, що описує поверхню, всередині якого знаходиться область міцного опору (рис. 1.1). Як видно з малюнка, міцність бетону при трьохосному стисненні ($\sigma_1 \ge \sigma_2 \ge \sigma_3 > 0$), значно перевищує міцність бетону при одноосному стисненні *Rb* (в теперішній нормативній інтерпретації – f_{ck}).



Рис. 1.1. Поверхня граничної міцності у вигляді параболоїда обертання, запропонована Генієвим Г.А. та Кіссюком В.Н. [17, 18]

На цей момент існує велика кількість експериментальних і теоретичних досліджень бетону в умовах складного напруженого стану: Берг О.Я. [10], Веіглер Х. [151], Ієнгар К.Т. [117], Джонсон Р.П. [119], Палагін О.В. [69], Пак А.П. [68], Фумагаллі Е. [111], Купфер Х. [127], Бергуес Ж. [106], Левіс Д.Ж. [128], Міллс Л.Л. [131], Хоббс Д.В [116], Малашкін Ю.Н. [55, 56], Стегбаур А. [144], Кобаяші С. [122], Зайцев Ю.В. [39], Ньюман Ж.Б. [136], Кудзіс А.П. [50], Ван Мієр Ж. [148], Лі К. [129] та ін. Основними способами створення складного напруженого стану (двох- і трьохосне стиснення) були: гідростатичний тиск; металеві штампи (при цьому поверхні контакту змащувалися або влаштовувалися спеціальні прокладки для зменшення впливу тертя по поверхні); влаштування сталевої обойми.

Всі вищезгадані дослідження свідчать про те, що в умовах бокового обтиснення відбувається підвищення міцності і деформаційних характеристик бетону. В реальних конструкціях об'ємний напружений стан можливо створити влаштуванням армування, здатного перешкоджати розвитку поперечних деформацій бетону [58, 59]. Такий вид армування називають непрямим.

1.1. Конструктивні особливості колон з непрямим армуванням

Як відомо, вичерпання несучої здатності залізобетонних конструкцій пов'язано з досягненням граничних деформацій в стиснутому бетоні,

збільшення цих деформацій дозволяє більш повно використовувати властивості міцності арматури, що особливо важливо при використанні високоміцних сталей [22].

Найбільш способами i поширеними пілвишення мішності деформативності бетону в конструкції є спеціальні види армування: непряме армування [85] у вигляді зварних сіток, спіральної або кільцевої арматури; зовнішнє армування у вигляді обойм із сталевих листів або труб (див. рис. 1.2). Особливо ефективним є непряме армування, здатне створювати найбільш значний опір поперечним деформаціям бетону лiï при поздовжнього стискаючого зусилля.

1.1.1. Спіральне армування

Вважається, що вперше непряме армування запропонував Консідер М. [108] в 1902р. Ним була експериментально підтверджена ефективність застосування армування у вигляді спіралі (рис. 1.2, а). М.Консідер провів цілий ряд дослідів з залізобетонними циліндрами, армованими в поперечному напрямку спіраллю з дроту і виявив підвищення їх несучої здатності щодо аналогічних колон з рівноцінною поздовжньою арматурою. Іншим способом непрямого армування, запропонованим Абрамовим Н.М. [2] в 1904р. є зигзагоподібна арматура між поздовжніми стрижнями, подібна за принципом влаштування до спірального намотування. Пізніше схожа система була запропонована для армування колон в сейсмічних районах [121].

Зелігер Р. [41] досліджував зразки, армовані замкнутими сталевими кільцями, хомутами і спіральною обмоткою. Найбільше підвищення руйнівного навантаження було виявлено при використанні спіралей. Кільця виявилися ефективнішим прямокутних хомутів.

У 20-х роках минулого століття дослідженнями спірально армованих конструкцій займалися в Німеччині Л. Мерш, а в США Ж.-Ж. Фельд. Проведені випробування показали, що спіральне армування призводить до підвищення міцності і деформативності бетонного ядра. Вчені радянського часу І.І. Гольденблат [20] і Є.Г. Ратц запропонували новий варіант

конструкції типу «бетон в обоймі» у вигляді спірально армованого елемента з попередньо напруженою обоймою. Досліди показали, що така конструкція має великі переваги. По-перше, попереднє напруження спіралі створює надійний контакт між обоймою і бетоном зразка на всіх етапах навантаження. По-друге, при такому конструктивному рішенні всебічне стиснення бетону виникає відразу після прикладання зусилля по поздовжній осі, що сприяє поліпшенню роботи конструкції в цілому.



Рис. 1.2. Деякі поширені види непрямого армування залізобетонних колон: а) спіральне армування; б) трубобетон; в) армування зварними сітками; г) зовнішнє сітчасте армування

У 1944р. Маней [19] запропонував і реалізував попереднє напруження спіральної арматури в круглих колонах, що сприяло включенню спіралі в роботу на більш ранніх етапах і істотно підвищувало несучу здатність. Однак, недоліком попереднього напруження є можливість обриву спіральної арматури в процесі експлуатації, що сильно знижує ефективність конструкції і здатне призвести до аварійної ситуації.

армування Спіральне розвивали роботах В своїх наукових Курилло А.С. [51], B.I. [44], B.I. Карпінський Гнедовський [19], Гамбаров Г.А. [16], Мартиросов Г.М. [61, 62], Алперіна О.Н. [5], Гусєв Б.В., Звездов А.І. [25] та ін.

Разом з тим, захисний шар бетону в елементах із спіральною арматурою руйнується при значно меншому навантаженні, ніж армований сердечник. Це сильно позначається на деформативності залізобетонних колон і є істотним недоліком таких конструкцій. Крім того, виконання спірального армування пов'язане з підвищеними витратами праці та часу.

1.1.2. Трубобетонні елементи

Також до непрямого армування можна віднести сталеві труби круглого перерізу, заповнені бетоном (трубобетон – рис. 1.2, б). При цьому труба одночасно є і поздовжнім, і непрямим армуванням. Вперше вплив сталевої труби на характеристики міцності бетону, укладеного в ній, виявив Рабю [19] в 1915р.

Питання застосування трубобетону досить широко вивчене і представлене великим обсягом досліджень різних авторів: Алперіна О.Н. [5], Астафьева М.А. [6], Бліхарський З.Я. [107], Ватуля Г.Л. [149, 150], Гарднер М. [112], Гнедовський В.І. [19], Джакумеліс Дж. [113], Джонсон Р.С. [119], Долженко А.А. [33], Катаєв В.О. [45], Кришан А.Л. [48, 49, 123], Лукша Л.К. [52, 53], Людковський І.Г. [54], Магас Н.М. [137], Маренін В.Ф. [60], Передерій Г.П. [71], Росновський В.А. [73], Санжаровський Р.С. [74], Семко О.В. [139], Стороженко Л.І. [77-79], Танг К. [146], Тсюда К. [147], Шахворостов А.І. [89], і ін.

Конструктивне рішення у вигляді стиснутих сталетрубобетонних елементів сьогодні стає привабливим в різних областях будівництва. Вони, в порівнянні із залізобетонними елементами, забезпечують збільшення міцності, економію часу будівництва при однаковій витраті матеріалів. Крім того, утримання високоміцного бетону в трубі перешкоджає крихкому руйнуванню бетону. Труба-оболонка сприймає зусилля будь-якого напрямку і кута дії, при цьому виконує одночасно роль опалубки і армування в поздовжньому і поперечному напрямках. Внаслідок заповнення бетоном, стінки труби-оболонки, відрізняються підвищеною стійкістю, як місцевою, так і загальною. Перевага комбінування сталі і бетону, підтверджується тим, що стислі сталетрубобетонні елементи все частіше використовуються для будівель і споруд підвищеної висотності (рис. 1.3). У КНР крім висотного будівництва такі елементи часто використовуються в мостобудуванні (рис. 1.4), в опорах станцій метро, в будівництві і реконструкції опор ЛЕП.



Рис. 1.3. Висотні будівлі, зведені з використанням трубобетону: а) Абено Харукасу, Японія (2014, 300м); Mode Gakuen Spiral, Японія (2008, 170м); міжнародний готель в Пекіні, Китай (2016, 161м)



Рис. 1.4. Мости, побудовані з використанням трубобетону: a) міст Ушань; б) міст Ліанчень

Разом з позитивними властивостями були виявлені і недоліки трубобетонних елементів. Так, через різницю коефіцієнтів поперечних деформацій бетону ($\mu_b = 0,12 \dots 0,25$) і сталі ($\mu_s = 0,3$) на початкових етапах навантаження виникають напруження розтягу на поверхні контакту бетонного ядра і сталевої труби і можливий відрив. В дослідженнях [19, 45] відзначається, що труба починає працювати в якості обойми тільки на пізніх етапах навантаження, коли в бетоні починають активно протікати процеси тріщиноутворення. Для забезпечення спільної роботи може використовуватися попереднє напруження за допомогою використання розширюючогося бетону [89], або пресування сталевим сердечником [48]. Також цілей внутрішній для цих на поверхні труби можуть наварюватись фланці.

Можливе застосування трубобетонних елементів прямокутного перетину, але в цьому випадку ефективність труби як обойми значно нижче (у порівнянні з трубою круглого перетину). Підвищити ефективність можна пресуванням внутрішнім сталевим сердечником [64], або влаштуванням сталевих тяжів [130].

Слід відзначити, що широкого практичного застосування сталетрубобетонні конструкції в Україні не отримали. Даний факт пояснюється деякими недоліками, зокрема, більш низькими, у порівнянні зі звичайним залізобетоном, показниками вогнестійкості [29], корозійної та механічної стійкості, що вимагає додаткових витрат на їх забезпечення як на стадії зведення, так і в процесі подальшої експлуатації конструкції. Інший значимий конструктивний недолік – труднощі забезпечення спільності роботи бетонного ядра і сталевої труби-оболонки на всіх етапах експлуатації конструкції.

1.1.3. Армування зварними сітками

Звісно, обойми у вигляді спіралі і труби круглого перетину є одними з найбільш ефективних видів непрямого армування. Але це справедливо тільки при центральному стиску і стиску з малим ексцентриситетом. До того ж, застосування даних видів непрямого армування накладає обмеження на форму поперечного перерізу елемента. Цих недоліків позбавлене армування в вигляді зварних сіток (рис. 1.2, в). Через відносно малий розмір чарунок сітка включається в роботу на тій ділянці перерізу елемента, на якому виникають стискаючі зусилля. Тому сітки непрямого армування можливо застосовувати для підвищення міцності і деформаційних характеристик стиснутого бетону практично в будь-яких конструкціях: в стиснутих елементах [8, 22, 67, 90 та ін.]; для посилення опорного стику колон [63, 90]; при місцевому зминанні [88]; в стислій зоні зігнутих елементів [12, 93, 154] і ін.

Армування стиснутих залізобетонних елементів сітками і окремими стержнями, розташованими в поперечному напрямку, було запропоновано Коененом М. і Вайсом І.А. в 1892р. Пізніше ефективність такого конструктивного рішення перевірялася багатьма авторами. Так, Консідер М., одночасно з елементами армованими спіраллю, досліджував зразки з поперечним сітчастим армуванням. Так як стрижні не мали надійного з'єднання в місцях перетину, а малі розміри елементів не забезпечували необхідного анкерування, то дійшли висновку про їх малу ефективність.

Можливо, саме з огляду на цю обставину, до теперішнього часу практично немає європейських досліджень, присвячених такому конструктивному рішенню, а для прямокутних перетинів в якості непрямого армування застосовуються спіралі і замкнуті хомути.

Першими серйозними науковими роботами, які показали ефективність сітчастого армування, стали досліди Некрасова В.П. [67], який відзначив істотне підвищення міцності бетонних кубів і призм із зварними сітками.

Дослідженням стиснутих елементів з сітчастим армуванням (рис. 1.2в, рис. 1.5, а) займалися також А.Ф. Лолейт, О.Ф. Виноградова, Д.С. Ванус [12], Самуель Ієн-Лян Ін [42] та ін. Лолейт А.Ф. [19] вивчав роботу зиґзаґоподібних сіток з дроту, загнутих навколо стрижнів поздовжнього армування (рис. 1.5, б).

Виноградова О.Ф. [15] запропонувала сітки, що складаються з кілець і радіальних стрижнів (рис. 1.5, в). Лукша Л.К. [52] досліджував на стиск зразки, армовані плетеними сітками зі сталевого дроту. У всіх цих роботах відзначалося поліпшення характеристик міцності і деформаційних характеристик бетону.

Отримані результати дозволяють відмітити наступне:

- установка сіток в стиснуту зону бетону дозволяє істотно підвищити міцність перерізу. Непряме армування у вигляді сіток дозволяє знизити витрату арматури і підвищити ефективність елемента, при цьому немає необхідності підвищувати клас бетону і діаметр поздовжньої арматури;

- армування бетону сітками з концентричними кільцями і радіальними стрижнями більшою мірою підвищує його міцність і тріщиностійкість;

- до недоліків сітчастого армування можна віднести: низьку тріщиностійкість елемента, невелику міцність захисного шару бетону, складність застосування в колонах і трудомісткість виготовлення.



Рис. 1.5. Варіанти сіток непрямого армування: а) зварні сітки; б) гнуті сітки; в) кільцеві сітки

Складність установки сіток не дозволяє застосовувати їх по всій довжині колони. Так, під час землетрусу у вересні 1999 року в Афінах, було виявлено, що кілька колон з сітчастим армуванням зруйнувалися в результаті дії зсувних зусиль в середній частині по висоті колони, де сітки були відсутні. Тому було б доцільно, забезпечити непряме армування колони по всій довжині, щонайменше, в колонах нижніх поверхів.

1.1.4. Зовнішнє сітчасте армування

В останні десятиліття активно розвивається також ідея зовнішнього сітчастого армування, як додаткового до основного поздовжнього армування.

Ще у 1978 році Шейх і Узумері виявили, що міцність і стійкість колон покращуються за рахунок розподілу поздовжніх арматурних стрижнів по периметру серцевини колони та їх обмеження за допомогою бічного (поперечного) армування, наприклад, кільцями з листової сталі (стяжками) [140]. Отже, як поздовжня, так і бічна арматура відіграє важливу роль в роботі залізобетонних колон. У той час як бетонна серцевина зазнає радіального стиснення в горизонтальному напрямку, обмежуючий об'єм піддається кільцевому розтягненню. Однак, рівно як великі, так і малі відстані між стяжками призводять до зменшення обтиснення бетонної серцевини. Тоді як низьке об'ємне співвідношення стяжок зменшує обтиснення бетонного сердечника [134], високе об'ємне відношення стяжок порушує цілісність бетону і створює слабкий зв'язок між бетонним ядром та захисним шаром [126], крім того створює будівельні проблеми внаслідок збільшення ваги каркасу колони з таким армуванням. Саатчоглу та Гріра [138], Ксума та ін. [125] використовували зварені арматурні сітки замість обручів, поясів та гнутих деталей з метою зменшення відсотку армування колон.

Недостатнє обтиснення ядра за рахунок використання різного роду стяжок призвів до використання таких матеріалів, як просічно-витяжні листи (ПВЛ) [82], зварні дротяні сітки та армоване полімерне волокно (фероцемент [118]) для обтиснення бетонної серцевини. Більша доступність, менша вартість та менш складна технологія установки армування зі сталевих сіток робить їх переважаючими в країнах, що розвиваються, адже виключається необхідність намотування та зварних робіт у порівнянні з трудомістким спіральним та сітчастим армуванням. Крім того, наявність зовнішнього захисного шару бетону, як і в традиційних залізобетонних колонах, дозволяє забезпечити необхідну межу вогнестійкості [29] конструкції, її механічну та корозійну стійкість, а також меншу власну вагу в порівнянні з трубобетоном, оскільки саме трубобетон забезпечує найбільшу збільшення несучої здатності колон – до 2 разів. Вважаємо, що зовнішнє сітчасте армування може бути найкращою альтернативою трубобетонним та іншим способам непрямого армування, тому більш детально зупинимося на останніх здобутках вчених, отриманих в даному напрямку за останні десятиліття.

1.3. Огляд реалізованих досліджень конструкцій із зовнішнім сітчастим армуванням

Інкапсульовані сталеві сітки в тонкостінному розчиновому шарі (фероцемент, [100]) були вперше використані для ремонту та відновлення існуючих бетонних колон [99, 115, 120, 126, 132, 134, 152, 153]. Рівномірний розподіл арматури в розчині позитивно впливає на такі показники як пластичність, стійкість до тріщин, міцність, довговічність. Хо та ін. [115] підсилювали круглі бетонні та залізобетонні колони за допомогою високоефективних фероцементних сорочок (що містять штукатурний матеріал та сітку – рис. 1.6). Якуб та ін. [153] тестували квадратні та круглі залізобетонні колони, що попередньо були піддані дії високої температури, після їх підсилення за допомогою фероцементних сорочок. Каїш та ін. [120] представили нетрадиційні фероцементні сорочки для посилення квадратних коротких колон. Абдулла та Такагічі [99] вивчали поведінку залізобетонних



Рис. 1.6. Підсилення залізобетонних коротких стійок ферроцементом

На сьогодні відомі дослідження з використанням сіток в якості армування, коли зовнішнього сітки «рабиці» додаткового ПО типу намотуються зовні стрижнів основного армування. А.Ель Холи та Х.Даніш [101] отримали результати експериментальних досліджень, шо підтверджують покращення показників міцності та пластичності таких колон у порівнянні із традиційними залізобетонними колонами (рис. 1.7, а). Натурним випробуванням були піддані дві групи стійок, загальною кількістю 8шт.: 4 короткі (довжиною 1.1м) та 4 довгі (2.1м). Встановлено, що застосування додаткового шару сітки збільшило несучу здатність колон на 11.02% та 18.55% для першої (короткі колони) та другої груп (довгі колони) зразків відповідно у порівняння з традиційними залізобетонними колонами без сітки.

Подібні рішення застосовані вченими з Пакистану. Науковцями Тахіром М.Ф., Маліком А.А. та ін. [145] було досліджено вплив розташування додаткового шару армування сіткою, який розміщували навколо бетонного ядра або зовні основного армування (рис. 1.7, б).





Рис. 1.7. Експериментальні дослідження зовнішнього сітчастого армування: а) А. Ель Холи та Х. Даніш [101]; б) Тахір М.Ф., Малік А.А. [145]

У результаті проведених експериментальних досліджень встановлено, що осьове навантаження на колони з армуванням навколо ядра та навколо основного армування на 8.5% та 15.7%, відповідно, вище, ніж для звичайних колон, а міцність основного бетону була збільшена відповідно на 14.6% та 23%.

В Індії проведені експерименти із дослідження впливу розміру чарунки сіток на несучу здатність залізобетонних колон (рис. 1.8) [124]. Було розглянуто 5 круглих коротких зразків залізобетонних колон, 4 з яких були забетоновані із використанням сітчастого шару з різними розмірами чарунки при постійній товщині сітки. Зразки колон випробовували на центральне стиснення. Несуча здатність, максимальні прогини, пластичність та інші компоненти напружено-деформованого стану були досліджені в ході експерименту. Встановлено, що несуча здатність колон із додатковим шаром сітки на 9.28%, 13.25%, 18.34% та 35.84% вища, ніж у звичайних колон в від розміру чарунки відповідно. залежності Отримані результати лабораторних експериментів були порівняні із аналітичними результатами моделювання в ANSYS та дали майже повний якісний та кількісний збіг.



Рис. 1.8. Дослідження впливу розміру чарунки сітки на несучу здатність колон (Крішнапрія, Саравана Кумар, Шрі Рамесварі [124])

Разом з тим, слід відмітити, що трудомісткість виконання даного типу армування пов'язана із появою додаткових технологічних операцій на будівництві, а значить – із зростання вартості будівництва, оскільки даний тип армування не замінює основне, а лише доповнює його. Більш виправданим в даному випадку є застосування сіток з просічно-витяжного листа в якості основного армування.

Раніше, Шмуклером В.С. та Синьковською О.В. [75, 96] було запропоновано конструктивне рішення колони в просічній обоймі. Був проведений цикл експериментальних малоциклових досліджень із вивченням впливу напрямку розташування чарунки листа (вздовж чи поперек твірної) на несучу здатність колон у порівнянні з бетонними та трубобетонними зразками (рис. 1.9) [76, 97]. Отримано результати, які підтверджують, що армування просічно-витяжним листом із орієнтацією чарунок поперек твірної збільшує несучу здатність конструктиву в 2.32 рази, що можна порівняти із результатом для суцільного металевого листа. Збільшення несучої здатності для чарунок, розташованих вздовж твірної, складає 1.21 рази.



Рис. 1.9. Серія експериментальних зразків Шмуклера В.С. та Синьковської О.В. [97]

Узагальнюючи наведену інформацію, слід зауважити, що використання зовнішнього сітчастого армування дозволяє ефективно збільшувати експлуатаційну надійність [28] залізобетонних колон. Крім того, конструкції з обоймою з просічно-витяжного листа в якості основного армування можуть також вигідно конкурувати з трубобетоном, оскільки дозволяють зменшити власну вагу конструкції, забезпечити сумісність роботи на всіх стадіях навантаження за рахунок заповнення бетоном чарунок сітки, а наявність захисного шару бетону виключає необхідність додаткового захисту конструкції від корозії, механічних пошкоджень та вогню. В доповнення до

сказаного, слід зауважити, що обойма з просічно-витяжного листа може бути використана рівно як в новому будівництві, так і в реконструкції, оскільки підсилення сітчастою оболонкою з точки зору технологічних операцій не викликає складнощів. У зв'язку з чим, подальше дослідження армування просічним листом, вдосконалення та раціоналізація даного конструктиву вбачається перспективним напрямком наукових досліджень.

1.4. Аналіз стану існуючої нормативної бази

Так склалося, що основною галуззю, де в радянські часи активно використовувався сталебетон, було мостобудування. Однак, в системі нормативних документів в будівництві не було окремого нормативу, проектування, будівництва i експлуатації присвяченого питанням сталебетонних конструкцій, не зважаючи на велику увагу науковців до даного напрямку. Тільки в 1988р. в БНіП 2.05.03-84 «Мости і труби» був включений «Сталезалізобетонні розділ конструкції». Далі першим українським національним нормативом, що містив положення щодо розрахунку сталезалізобетонних конструкцій, став його послідовник ДБН B.2.3-14: 2006 «Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування» [31]. Однак, даний норматив не охоплює проектування сталебетонних мостових опор.

На відміну від України, за кордоном нормативна база в області сталезалізобетонних конструкцій, розвивалася більш стрімко і, як результат, в 1992р. були розроблений Eurocode 4 [110]. У цій серії нормативних документів були представлені наукові основи конструювання і розрахунку сталезалізобетонних конструкцій. Ці нормативи прийняті в Австрії, Бельгії, Данії, Фінляндії, Франції, Німеччині, Ісландії, Італії, Нідерландах, Норвегії, Португалії, Іспанії, Швеції, Швейцарії, Великобританії.

Відзначимо, що європейські норми розглядають сталебетонні елементи з перерізами, де обойма повністю або частково укладена в бетонну оболонку, що призводить до значної трудомісткості процесу влаштування власне бетонної оболонки, а також елементи у вигляді прямокутних і круглих
сталевих труб, заповнених бетоном, без зовнішньої бетонної оболонки. При цьому, перевагу, як було неодноразово зазначено вище, слід надавати елементам із зовнішнім захисним шаром бетону. Крім того, в даних нормах не розглядаються елементи, де роль обойми виконує сітчастий лист.

Незважаючи на досить широке вивчення і наявність успішних прикладів застосування сталезалізобетонних конструкцій в сучасному будівництві України (рис. 1.10), норми по їх розрахунку і проектуванню вперше введені в дію лише у вересні 2011р. – ДБН В.2.6-160: 2010 «Конструкції будинків і споруд. Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення» [32] та розширені в ДСТУ-Н Б EN 199411:2010 [35]. В даних нормативах передбачена гармонізація з європейськими нормами [110] і приведені принципи проектування. Однак, він загальні не поширюється на проектування таких будівельних конструкцій, як мости.



Рис. 1.10. Будівлі з трубобетонним каркасом (м. Дніпро): а) АЖК «Аркадіївська башта» (2004р.), б) АЖК «Дніпровський» (2007р.)

Зауважимо, що сучасна нормативна база в галузі будівництва в Україні зараз перебуває в стадії постійного трансформування і переходу від радянських норм до нових нормативних документів, гармонізованих з європейськими. На сьогоднішній день, правила використання європейських нормативних документів, прийнятих в якості ідентичних національних стандартів, встановлені затвердженим у 2010 році ДБН А.1.1-94.62010 «Проектування будівельних конструкцій за єврокодами. Основні положення» [30].

Таким чином, на сьогоднішній день, в Україні не існує нормативних документів, які враховують всю специфіку проектування і будівництва сталебетонних конструктивів з різними конструктивними рішеннями. Разом з тим, і обсяг представлених наукових, в тому числі експериментальних досліджень, конструкцій з просічно-витяжним армуванням є недостатнім для формулювання остаточного підходу до оцінки роботи даного конструктиву під навантаженням.

1.5. Короткі висновки та завдання дисертаційного дослідження

Узагальнюючи інформацію, наведену в розділі, слід відмітити, що інтерес до ефективних способів непрямого армування не згасає в середовищі науковців вже більше 100 років. Сьогодні, коли постає необхідність економії трудових, матеріальних, енергетичних витрат на будівництво, та у зв'язку із вимогами до екологічної позитивності застосовуваних конструктивних рішень, використання сітчастого зовнішнього армування просічно-витяжним листом нам вбачається саме тим ефективним засобом, що здатний забезпечити легкість, надійність та експлуатаційну довговічність споруд одночасно з необхідною економією матеріалів.

У зв'язку 3 цим, актуальним вбачається подальший пошук конструктивних рішень залізобетонних колон в просічно-витяжній обоймі та раціоналізація їх параметрів, направлена на збільшення несучої здатності і зменшення власної ваги. Поставлена мета передбачає проведення як дослідження конструкцій на базі скінченно-елементного чисельного моделювання конструктиву, так і його експериментальна верифікація шляхом постановки натурних експериментальних досліджень.

РОЗДІЛ 2. ПРОПОНОВАНЕ КОНСТРУКТИВНЕ РІШЕННЯ ТА РАЦІОНАЛІЗАЦІЯ ЙОГО КОНСТРУКТИВНИХ ПАРАМЕТРІВ

2.1. Теоретичні засади раціоналізації конструкції

Сучасний підхід до проектування будівельних конструкцій все частіше базується на прямому пошуці конструктивних рішень будівельних систем, що розвивається у наступних напрямах [7, 103]:

створення елементів (конструкцій) з максимальною несучою
 здатністю і/або жорсткістю при заданій витраті матеріалів;

 створення елементів (конструкцій) з мінімальною витратою матеріалів при заданому ресурсі.

В обох випадках проблема зводиться до постановки і розв'язку нелінійної задачі раціоналізації (оптимізації). Складність застосовуваних методів і алгоритмів реалізації, в цьому випадку, істотно вище, ніж при підході. перевірочному (традиційному) Окрім того. рішення які безпосередньо пов'язані i3 формуються, конкретними умовами навантаження і опору конструкції, що звужує область їх застосування. Ідеологія постановок задач прямого проектування [43] передбачає (нехай і наближено) відображення двох абстракцій: введення в якості критерія єдиної функції мети та введення ізопериметричної умови, як обмеження, пов'язаного з управлінням напружено-деформованим станом (НДС) системи [46, 93].

В основі раціоналізації розглянутого в роботі конструктиву лежить алгоритм біонічної оптимізації [94, 95], фундований енергетичними критеріями, представленими в роботах професора Василькова Г.В. [13, 14], і широко розвиненими в роботах професора Шмуклера В.С. [91, 94]:

 твердження про те, що для систем, які регулюються, з постійним об'ємом матеріалу, числом зовнішніх і внутрішніх в'язей (зовнішні параметри) під дією статичного зовнішнього навантаження – власної ваги, потенціальна енергія деформації (ПЕД) після перебудови досягає нижньої межі на раціональному поєднанні величин геометричних параметрів:

$$U = \inf_{\alpha} U(\alpha^{k}), \quad k = 1, 2, \dots \infty, \qquad (2.1)$$

де $U - \Pi E Д$; k - номер варіанту порівняння; $\alpha \in M$; M - безліч допустимих значень зовнішніх геометричних параметрів.

 вимоги ізоенергетичності стану системи (конструкції), тобто такого стану, при якому

$$e[\{\bar{x}\}] = const, \qquad (2.2)$$

де е – щільність потенціальної енергії деформацій (ЩПЕД);

 $\{\overline{x}\}$ – вектор внутрішніх параметрів.

Розв'язок практичних задач із критерієм (2.1), певною мірою, підтверджує ефективність його експлуатації, а також можливість регулювання не тільки геометричними, але й фізико-механічними характеристиками системи [13, 91, 141], що є актуальним для розглянутих в роботі конструкцій.

Приймемо, в трактовці [14], що під зовнішніми екстенсивними параметрами розуміються такі, які визначають опірність системи без зміни загального об'єму матеріалу (габарити елементів системи, координати опорних в'язей і місць докладання навантажень і т.п.), внутрішнє інтенсивні параметри визначають топологію, об'єм, а також властивості матеріалів.

Слід також відмітити, що наслідком першого положення, окрім представлення (2.1), є наступне:

– при лавиноподібному відключенні в'язей, внаслідок появи пластичних шарнірів, аж до появи граничного стану, коли система перетворюється на механізм, ПЕД зростає і досягає верхньої межі [14]:

$$U_u = \sup U, \qquad (2.3)$$

де U_u – гранична величина ПЕД.

Умова (2.3) може бути використана при визначенні найбільш небезпечного поєднання навантажень, у разі різноманіття зовнішніх сил. Очевидно, що найбільш небезпечному завантаженню (при пружному деформуванні) буде відповідати найбільша величина ПЕД.

Наслідком умови (2.2) є те, що при $e=e_u$ в усіх точках конструкції, досягається глобальний мінімум витрат матеріалів. Тут фундаментальна структуроутворююча величина e_u – ресурс, є мірою в'язкості матеріалу або гранична щільність енергії деформування [57,84]. Вона визначається роботою, що витрачається на деформацію зразка аж до його руйнування, що припадає, на одиницю об'єму і вимірюється площею індикаторної діаграми деформування матеріалу. З величиною ресурсу зв'язана дуже цінна якість конструкції – резільянс, визначений кількістю пружної енергії, яку можна запасти в ній, не завдаючи ушкодження [91].

У свою чергу, ізоенергетичність, породжувана (2.2), як раціональна форма існування штучних елементів, забезпечує найбільш прийнятний розподіл матеріалу, а також його ефективну роботу в конструкції.

Уведені положення дозволяють не тільки отримати еталонний розв'язок, але й побудувати, що є дуже важливим, енергетичний портрет конструкції. Під енергетичним портретом конструкції розуміється 3D-графік та відображення поля щільності енергії деформації з визначенням ЩПЕД. Така процедура, поряд з визначенням раціональної топології системи (не тільки форма, але й склад системи) зумовлює встановлення граничного стану як для структурних елементів конструкції (наприклад, скінченних елементів), так і для системи в цілому. Окрім того, за умови збіжності процедури (2.4), відбувається відсів ненавантажених елементів, що паразитують. Відзначимо, що крім мінімізації витрат матеріалів критерії (2.1)÷(2.2) можуть бути використані для наближеної оцінки деяких важливих механічних характеристик.

При цьому, для забезпечення технологічності рішень (наприклад, для залізобетонних або сталезалізобетонних конструкцій) використовуються захоронювані вкладиші-пустотоутворювачі.

Умови (2.2) і (2.4) містять величину граничної щільності потенційної енергії e_u . З цією характеристикою зв'язане поняття нормованого значення щільності потенційної енергії деформації e_n або, також нормованого потенціалу деформації [57], необхідного для побудови еталонного розв'язку (тобто енергетично рівноміцної системи). Далі, за принципами [13,14], зазначимо окремі (парціальні) величини ЩПЕД так, що

$$e_n = e_n(e_{nc}; e_{nt}; e_{nsh}),$$
 (2.4)

де *e_{nc}*; *e_{nt}*; *e_{nsh}* – нормовані величини ЩПЕД для деформацій стиснення, розтягування і зсуву відповідно.

При цьому, кожну окрему ЩПЕД представимо у виді:

$$e_{nc} = \frac{9}{2} K \cdot \varepsilon_0^2 + \int_0^{\varepsilon_{nc}} \sigma_c d\varepsilon_c , \qquad (2.5)$$

$$e_{nt} = \frac{9}{2} K \cdot \varepsilon_0^2 + \int_0^{\varepsilon_{nt}} \sigma_t d\varepsilon_t , \qquad (2.6)$$

$$e_{nsh} = \int_{0}^{\varepsilon_{nsh}} \tau d\gamma , \qquad (2.7)$$

де $K = \frac{E_0}{3(1-2\cdot\nu)}$ – об'ємний модуль деформацій;

Е₀ – вихідний модуль деформацій 1-го роду матеріалу;

 $\varepsilon_0 = \frac{1}{3}I_1(T_{\varepsilon});$ $I_I(T_{\varepsilon}) -$ перший інваріант тензора деформацій;

 ε_0 – об'ємна деформація;

 $\sigma_c = \sigma_c(\varepsilon_c); \ \sigma_t = \sigma_t(\varepsilon_t); \ \tau = \tau(\gamma)$ - задані (відомі) діаграми матеріалу, побудовані для деформацій стиску, розтягу, зсуву;

 $\varepsilon_{nc}; \varepsilon_{nt}; \lambda_n$ - нормовані значення деформацій на стиск, розтяг, зсув.

Перший доданок в (2.5), (2.6) представляє собою питому потенційну енергію зміни об'єму, другий – питому потенціальну енергію зміни форми.

Тут вважається, що діаграми матеріалів можуть бути отримані безпосередньо з відповідних експериментів, а нормовані значення деформацій представлені виразом:

$$\varepsilon_{nk} = \gamma_k \varepsilon_{ku}; \ \gamma_k \in (0,1), \tag{2.8}$$

де ε_{ku} – гранична деформативність; k – індекс, що послідовно приймає значення k = cvtvsh, відповідний деформації стиску, розтягуванню, зсуву;

у_k – статистично обґрунтований коефіцієнт запасу.

Діаграму деформування матеріалу (рис. 2.1) представимо у виді полінома сьомого (непарного) ступеня:

$$\sigma = \alpha_1 \varepsilon + \alpha_3 \varepsilon^3 + \alpha_5 \varepsilon^5 \cdot \alpha_7 \varepsilon^7, \qquad (2.9)$$



Рис. 2.1. Діаграма деформування матеріалу

У (2.9) невідомі коефіцієнти *α_j* (*j*=1,3,5,7) можна виразити через характеристики діаграми:

$$\{\alpha\}^T = \{E_0; R; \varepsilon_R; \varepsilon_\mu; \beta\}, \qquad (2.10)$$

де Е₀ – вихідний модуль деформацій;

R – межа міцності;

*є*_{*R*} – деформація, що відповідає межі міцності;

*є*_{*и*} – гранична деформативність;

βR – напруження, що відповідає граничній деформативності.

Перераховані характеристики, в загальному випадку, є функціями температури, часу та інших параметрів, що підтверджено значною кількістю досліджень [57, 84].

Для визначення коефіцієнтів *а*_{*i*} використовуються такі залежності:

$$npu \ \varepsilon = 0; \ \sigma = 0; \ \frac{d\sigma}{d\varepsilon} = E_0;$$

$$npu \ \varepsilon = \varepsilon_R; \ \sigma = R; \ \frac{d\sigma}{d\varepsilon} = 0;$$

$$npu \ \varepsilon = \varepsilon_u; \ \sigma = \beta \cdot R.$$

$$(2.11)$$

Підставляючи (2.9) в (2.11) і вирішуючи систему лінійних рівнянь, можна визначити коефіцієнти α_j (таблиця 2.1).

Залежність (2.9) зручно представити у виді:

$$\widetilde{\sigma} = \widetilde{E}_0 \cdot \widetilde{\varepsilon} \cdot \Psi(\widetilde{\varepsilon}), \qquad (2.12)$$

$$\exists e \ \widetilde{\sigma} = \frac{\sigma}{R}; \ \widetilde{\varepsilon} = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_u}; \ \widetilde{\sigma}, \widetilde{\varepsilon} \in (0,1); \ \widetilde{E}_0 = \frac{E_0 \varepsilon_u}{R};$$
 (2.13)

$$\Psi(\widetilde{\varepsilon}) = 1 + \alpha_3 \cdot \varepsilon_u^2 \widetilde{\varepsilon}^2 + \alpha_5 \cdot \varepsilon_u^4 \widetilde{\varepsilon}^4 + \alpha_7 \cdot \varepsilon_u^6 \widetilde{\varepsilon}^6.$$
(2.14)

Таблиця 2.1.

Коефіцієнти полінома (2.9)

Коефіцієнт	Значення					
$lpha_3 \cdot E_0^{-1}$	$\frac{\varepsilon_u^4}{2(\varepsilon_u^2-\varepsilon_R^2)^2} \left[\frac{1}{\varepsilon_R^2} \left(\frac{R}{E_o \varepsilon_R} - 1 \right) \left(5 - 7 \frac{\varepsilon_R^2}{\varepsilon_u^2} \right) - \frac{1}{\varepsilon_R^2} \left(\frac{\varepsilon_R^2}{\varepsilon_u^2} - 1 \right) + \frac{2\varepsilon_R^4}{\varepsilon_u^6} \left(\frac{\beta R}{E_o \varepsilon_u} - 1 \right) \right]$					
$lpha_5 \cdot E_0^{-1}$	$\frac{\varepsilon_u^4}{2(\varepsilon_u^2 - \varepsilon_R^2)^2} \left[\frac{1}{\varepsilon_R^4} \left(7 \frac{\varepsilon_R^4}{\varepsilon_u^4} - 3 \right) \left(\frac{R}{E_o \varepsilon_R} - 1 \right) - \frac{1}{\varepsilon_R^4} \left(1 - \frac{\varepsilon_R^4}{\varepsilon_u^4} \right) - \frac{4\varepsilon_R^2}{\varepsilon_u^6} \left(\frac{\beta R}{E_o \varepsilon_u} - 1 \right) \right]$					
$lpha_7 \cdot E_0^{-1}$	$\frac{\varepsilon_u^4}{2(\varepsilon_u^2 - \varepsilon_R^2)^2} \left[\frac{1}{\varepsilon_R^4 \varepsilon_u^2} \left(\frac{R}{E_o \varepsilon_R} - 1 \right) \left(3 - 5 \frac{\varepsilon_R^2}{\varepsilon_u^2} \right) - \frac{1}{\varepsilon_R^4 \varepsilon_u^2} \left(\frac{\varepsilon_R^2}{\varepsilon_u^2} - 1 \right) + \frac{2}{\varepsilon_u^6} \left(\frac{\beta R}{E_o \varepsilon_u} - 1 \right) \right]$					

Таким чином, користуючись вектором (2.10), маємо можливість представити діаграму стану для окремих видів деформування у виді (2.12). Перевагами (2.12) є простота і фізична прозорість.

Представимо тепер нормовану ЩПЕД у виді [13]:

$$e_n = a_1 + a_2 \chi_{\varepsilon}^2 + a_3 \chi_3^3, \qquad (2.15)$$

де $\chi_{\varepsilon} = \frac{2\varepsilon_2 - \varepsilon_1 - \varepsilon_3}{\varepsilon_1 - \varepsilon_3}, \ \varepsilon_1 \ge \varepsilon_2 \ge \varepsilon_3$ – головні лінійні деформації;

χ_ε – параметр Лоде-Надаі деформованого стану;

 $\begin{array}{ll} npu \ \chi_{\varepsilon} = -1; \ e_{u} = e_{tn}; \\ npu \ \chi_{\varepsilon} = 1; \ e_{u} = e_{en}; \\ npu \ \chi_{\varepsilon} = 0; \ e_{u} = e_{shu}. \end{array}$

Після визначення *а*₁; *а*₂; *а*₃ отримаємо [91]:

$$e_{n} = 0.5 \chi_{\varepsilon} [(\chi_{\varepsilon} + 1)e_{nc} + (\chi_{\varepsilon} - 1)e_{nt}] + (1 - \chi_{\varepsilon}^{2})e_{nsh}, \quad (2.16)$$

Вираз (2.16) є критерієм, що визначає експлуатаційний стан раціоналізованого елемента. В окремому випадку, коли верхні межі інтегрування в (2.6)÷(2.8) рівні граничним деформаціям, вираз (2.4) зумовлює граничний стан у локальній області (точка, скінченний елемент). При e_{nc} =const; e_{nsh} =const, критерій (2.16) співпадає з критерієм, що побудований в [13,14].

У свою чергу, перші члени виразів (2.6)÷(2.7) можна представити у виді:

$$\frac{9}{2}K \cdot \varepsilon_0^2 = \frac{E_0}{6(1-2\nu)} \cdot I_1^2(T_{\varepsilon}), \qquad (2.17)$$

Тут слід відмітити, що без внесення значної похибки в розв'язок, об'ємна деформація ε_o в більшості випадків може прийматися рівною нулю. Інтегральні члени в (2.6)÷(2.8), завдяки представленню (2.9), обчислюються точно. Важливим моментом є те, що пропонований підхід орієнтовано, в основному, на 3D – скінченно-елементні моделі [26, 47]. При цьому, якщо в скінченному елементі $e_i > e_{iu}$, то він виключається зі схеми моделі.

Маючи в розпорядженні алгоритми, що встановлюють послідовне об'єднання суміжних відбракованих елементів, з'являється можливість побудови поверхонь розчленування (руйнування) конструкції, тобто встановлення послідовності переходу від руйнування в локальній області до глобального віртуального колапсу.

2.2. Конструктивні особливості пропонованої колони

раціоналізації Розглядається порожнистої задача структури циліндричної, залізобетонної стійки. Конструктивно дана стійка являє собою бетонний елемент трубчастого типу, укладений в сітчасту сталеву обойму. Дана обойма виготовляється по безвідходній технології з просічно-витяжного листа. З'єднання кромок обойми виконується за допомогою зварювання. Для збільшення ефекту обойми використовуються спеціальні кільця з арматурної сталі – шпангоути, що розташовуються з кроком *a*_c (див. рис. 2.2). Товщина циліндра така, що виключається місцева втрата стійкості. При навантаженні стійки розглядається квазіцентральное навантаження, в зв'язку з чим, задача вважається вісесиметричною. Дана колона може мати внутрішню порожнину, заповнену вкладишем, площа перерізу якого по висоті змінюється експоненціально.



Рис. 2.2. Опора – бетонний елемент в сітчастій обоймі

При вирішенні завдання пошуку оптимального конструктивного рішення опори приймаються наступні спрощуючі гіпотези і припущення:

•розглядаються масивні короткі стрижні (гнучкість $\lambda \leq 10$);

•властивості матеріалів задаються індикаторними діаграмами «напруження-деформація»; •матеріали вважаються умовно нелінійно пружними;

 об'ємна деформація наближено приймається рівною ε₀ = 0. У цьому випадку, справедлива третя гіпотеза теорії малих пружних пластичних деформацій про збіг індикаторної діаграми із залежністю «інтенсивність напружень - інтенсивність деформацій»;

•напружено-деформований стан (НДС) елемента вважається квазіоднорідним, тобто, приймається, що *e* = *const*, де *e* - щільність потенційної енергії деформацій (ППЕД);

•стискаючі напруження *q* вважаються рівномірно розподіленими по торцях елемента і прикладені тільки до його бетонної частини;

•вважається, що в місці контакту бетонного ядра і обойми виникають тільки радіальні напруження;

•за точку умовного резільянсу для бетонного елемента приймається величина потенційної енергії деформацій, що відповідає граничній деформативності бетону на стиск ε_u.

Для масивних стійок, площу поперечного перерізу *A*(*z*) доцільно формувати відповідно до виразу [96]:

$$A(z) = \frac{\pi}{4} \left(D^2 - d_0^2 \exp \frac{2\gamma_c}{f_c} \cdot z \right)$$
(2.18)

де *d*₀ – діаметр внутрішньої порожнини в початку координат циліндричної системи (рис. 2.3);

D – зовнішній діаметр стійки;

*у*_с – питома вага бетону;

 f_c – межа міцності бетону на стиск.

До торців елемента (бетонна частина) вісесиметрично прикладено розподілене навантження *q*, рівнодіюча якого дорівнює *F*.



Рис. 2.3. Поздовжній переріз стійки

Як відомо, ефективність посилення бетонної стійки обоймою різко знижується в разі появи значних (розрахункових) ексцентриситетів. Однак дещо пом'якшуючим є той факт, що запропонований конструктив передбачається використовувати для зведення опор автомобільних і залізничних мостів, а також колон висотних будівель, які, як правило, проектуються негнучкими, навантаженими поздовжніми силами, прикладеними з малим ексцентриситетом.

2.3. Вирішення задачі міцності

Позначимо через *p* поки невідомі контактні напруження, що виникають між обоймою і бетонним ядром. Тут вважається, що на всьому діапазоні навантаження (життєвого циклу) виконується умова спільності радіальних деформацій ядра і кільцевої обойми.

Тоді поперечні перерізи елемента, що розглядається (ядро + обойма), при позначеному центральному стиску будуть відчувати (рис. 2.4):

- ядро вісесиметричне поперечне обтиснення;
- обойма вісесиметричний радіальний розтяг.



Рис. 2.4. Поперечний переріз обойми і ядра

Введемо позначення:

R – зовнішній радіус бетонного ядра;

D – внутрішній радіус бетонного ядра;

r – поточний радіус (координата циліндричної системи);

 E_c, G_c – модулі деформацій 1-го і 2-го роду бетонного ядра, $G_c = \frac{E_c}{2(1+\mu_c)};$ μ_c – коефіцієнт Пуассона бетонного ядра.

2.3.1. Бетонне ядро

Для визначення радіальних деформацій бетонного ядра скористаємося рішенням задачі Ляме [72].

Радіальне переміщення ядра від обтиснення:

$$u_r = \frac{1}{2G_c(R^2 - d^2)} \left[\frac{p \cdot d^2 R^2}{r} + \frac{(1 - \mu_c)pR^2}{1 + \mu_c} \cdot r \right]$$
(2.19)

У місці контакту обойми і ядра r = R.

Деформація бетону в поперечному напрямку:

$$\varepsilon_r = \frac{\partial u_r}{\partial r} = \frac{pR^2}{2G(R^2 - d^2)} \left[d^2 \left(-\frac{1}{r^2} \right) + \frac{1 - \mu_c}{1 + \mu_c} \right]$$
(2.20)

У місці контакту ядра і обойми r = R та

$$\overline{\varepsilon_r} = \frac{(1+\mu)pR^2}{(R^2 - d^2)E_c} \cdot \left(-\frac{d^2}{R^2} + \frac{1-\mu_c}{1+\mu_c} \right)$$
(2.121)

Розширення ядра від поздовжніх сил для випадку осьової симетрії:

$$\overline{\overline{\varepsilon}_r} = \frac{1}{2G_c} \left(-\frac{\mu_c}{1+\mu_c} q \right) = -\frac{(1+\mu_c)\mu}{(1+\mu_c)E_c} q \qquad (2.22)$$

або

$$\overline{\overline{\varepsilon}_r} = -\frac{\mu_c}{E_c} \tag{2.23}$$

При одночасній дії q і p (суцільний циліндр) [37]:

$$\varepsilon_r = \overline{\varepsilon_r} + \overline{\overline{\varepsilon_r}} = \frac{p}{E_c} - p\mu_c \frac{1}{E_c} - \frac{\mu_c q}{E_c} = \frac{p}{E_c} - \frac{\mu_c}{E_c}(p+q)$$
(2.24)

З урахуванням напрямку сил обтиснення

$$\varepsilon_r = -\frac{p}{E_c} + \frac{\mu_c}{E_c} (p+q) \tag{2.25}$$

У разі порожнього циліндра, після перетворень, з урахуванням результатів [80]:

$$\varepsilon_{r} = \frac{(1+\mu_{c})\cdot R^{2}}{(R^{2}-d^{2})E_{c}} \left[\left(\frac{d^{2}}{R^{2}} - \frac{1-\mu_{c}}{1+\mu_{c}} \right) p + \mu_{c} q \right]$$
(2.26)

Для перевірки при d=0, маємо:

$$\varepsilon_r = \frac{(1+\mu_c)}{E_c} \left[-\frac{1-\mu_c}{1+\mu_c} p + \mu_c q \right] = \frac{1}{E_c} \left[-p + \mu_c p + \mu_c q + {\mu_c}^2 q \right] \quad (2.27)$$

А приймаючи справедливість того, що $\mu^2 \ll \varepsilon$ ($\varepsilon > 0$ – мала величина), отримаємо $\varepsilon_r = -\frac{p}{E_c} + \frac{\mu_c}{E_c}(p+q)$, що дає повний збіг з [37].

2.3.2. Сітчаста обойма

Будемо вважати, що розміри чарунок обойми малі в порівнянні з її радіусом і висотою стійки. Тоді на підставі [4], сітчаста обойма наближено може бути замінена суцільною ортотропною оболонкою. Вводячи далі, в дусі цитованої роботи, триортогональну систему координат, будемо мати:

$$N_{\alpha} = B_{11} \cdot \varepsilon_{\alpha} + B_{12} \cdot \varepsilon_{\beta} \tag{2.28}$$

$$N_{\beta} = B_{21} \cdot \varepsilon_{\alpha} + B_{22} \cdot \varepsilon_{\beta} \tag{2.29}$$

$$N_{\alpha\beta} = N_{\beta\alpha} = B_{33} \cdot \gamma_{\alpha\beta} \tag{2.30}$$

$$M_{\alpha} = D_{11} \cdot K_{\alpha} + D_{12} \cdot K_{\beta} \tag{2.31}$$

$$M_{\beta} = D_{21} \cdot K_{\alpha} + D_{22} \cdot K_{\beta} \tag{2.32}$$

$$M_{\alpha\beta} = M_{\beta\alpha} = D_{33} \cdot \gamma_{\alpha\beta} \tag{2.33}$$

$$Q_{\alpha} = C_{11} \cdot \Psi_{\alpha} \tag{2.34}$$

$$Q_{\beta} = C_{22} \cdot \Psi_{\beta} \tag{2.35}$$

де $\boldsymbol{\varepsilon}_{\alpha}, \boldsymbol{\varepsilon}_{\beta}, \boldsymbol{\varepsilon}_{\alpha\beta}$ – деформації серединної поверхні;

*K*_α, *K*_β, *K*_{αβ} – деформації вигину оболонки (кривизни);

 Ψ_{α} , Ψ_{β} – деформації поперечного зсуву.

$$B_{11} = 2\frac{B_h}{a_h} \cdot c^4 \tag{2.36}$$

$$B_{12} = B_{21} = B_{33} = 2\frac{B_h}{a_h} \cdot s^2 \cdot c^2 \tag{2.37}$$

$$B_{22} = 2\frac{B_h}{a_h} \cdot s^4 + \frac{B_c}{a_c}$$
(2.38)

$$D_{mn} = \frac{h^2}{12} \cdot B_{mn}, \ (mn = 11, 12, 22, 33), \tag{2.39}$$

$$C_{11} = 2\frac{c_h}{a_h} \cdot c^2 \tag{2.40}$$

$$C_{22} = 2\frac{c_h}{a_h} \cdot s^4 + \frac{c_c}{a_c}$$
(2.41)

$$B_h = \delta_h \cdot h \cdot E_h \tag{2.42}$$

$$B_c = \delta_c \cdot h \cdot E_c \tag{2.43}$$

$$C_h = \delta_h \cdot h \cdot G_h \tag{2.44}$$

$$C_c = \delta_c \cdot h \cdot G_c \tag{2.45}$$

У виразах жорсткості (2.40-2.45) для спіральних і кільцевих ребер при розтягуванні-стисненні і зсуві позначено (рис. 2.5):

$$s = \sin\varphi, \ c = \cos\varphi, \tag{2.46}$$

 $\boldsymbol{\varphi}$ – кут нахилу спіральних ребер до твірної;

h – товщина сітчастої структури (висота ребер);

 $\boldsymbol{\delta}_{\boldsymbol{h}}, \boldsymbol{\delta}_{\mathrm{c}}$ – ширини спіральних і кільцевих ребер, відповідно;

а_h, *a*_c – відстані між спіральними і кільцевими ребрами;

*E*_s, *G*_s – модулі пружності і зсуву ребер (сталі);

*n*_{*h*} – число пар спіральних ребер;

D – діаметр оболонки.

$$a = \frac{\pi D}{n_h}; \qquad a_h = a \cos \varphi; a_c = \frac{a}{2} ctg \varphi; \qquad l_h = \frac{a}{2 sin \varphi},$$
(2.47)

де *а* – відстань між точками перетину симетричних спіральних ребер по колу перерізу оболонки.

Основні параметри обойми можна визначити з виразів [36]:

$$\varepsilon_{\alpha}^{e} = -\frac{1}{B_{e}} B_{12}^{e} N_{\beta}; \qquad \varepsilon_{\beta}^{e} = \frac{1}{B_{e}} B_{11} N_{\beta}; \qquad \varepsilon_{\beta}^{e} = \frac{B_{11}}{B_{e}} pR; \qquad (2.48)$$

$$B_e = B_{11}^e B_{22}^e - (B_{12}^e)^2 = B_{11}^e B_{22}^e - B_{12}^e \cdot B_{21}^e, \qquad (2.49)$$

a

$$N_{\beta} = pR; N_{\alpha} = 0.0. \tag{2.50}$$

Прирівнюючи радіальну деформацію бетонного ядра до кільцевої деформації сталевої обойми, отримаємо:

$$\frac{(1+\mu_{\rm c})\cdot R^2}{E_{\rm c}\cdot (R^2-d^2)} \left\{ \left[\frac{d^2}{R^2} - \frac{1-\mu_{\rm c}}{1+\mu_{\rm c}} \right] \cdot p + \mu_{\rm c} \cdot q \right\} == \frac{B_{11}^s}{B_e^s} \cdot p \cdot R \tag{2.51}$$



Рис. 2.5. Основні параметри обойми

Введемо позначення:

$$\gamma_1 = \frac{(1+\mu_c) \cdot d^2}{E_c \cdot (R^2 - d^2)}$$
(2.52)

$$\gamma_2 = \frac{(1-\mu_c) \cdot R^2}{E_c \cdot (R^2 - d^2)}$$
(2.53)

$$\gamma_3 = \frac{\mu_c(1+\mu_c) \cdot R^2}{E_c \cdot (R^2 - d^2)}$$
(2.54)

$$\gamma_4 = \frac{B_{11}^s}{B_e^s} \cdot R \tag{2.55}$$

Тоді

$$(-\gamma_1 + \gamma_2 + \gamma_4) \cdot p = \gamma_3 \cdot q \tag{2.56}$$

Або

$$p = \frac{\gamma_3}{\gamma_2 + \gamma_4 - \gamma_1} \cdot q \tag{2.57}$$

Далі, розглядаючи залежність між контактними напруженнями *p* і поздовжнім (заданим) навантаженням *q*, записану для ізотропної оболонки, отримаємо [37]:

$$p = \frac{\mu_c}{\frac{R}{h_{red}} \cdot n + 1 - \mu_c} \cdot q \tag{2.58}$$

де $\boldsymbol{n} = \frac{E_c}{E_s}$ – редуціонний коефіцієнт;

h_{red} – приведена товщина сітчастої обойми.

Маючи в своєму розпорядженні сортамент просічних листів, можливо на основі (2.57) визначати контактні напруженння між обоймою і ядром, в залежності від основних параметрів власне листа і кроку шпангоутів.

2.3.3. Напружений стан ядра

Для оцінки напруженого стану ядра, визначимо головні напруження, враховуючи, що компоненти тензора напружень, в даному випадку, рівні [72, 80]:

$$\sigma_r = \frac{-R^2}{R^2 - d^2} \cdot \left(\frac{d^2}{r^2} - 1\right) \cdot p;$$
(2.59)

$$\sigma_{\beta} = \frac{-R^2}{R^2 - d^2} \cdot \left(\frac{d^2}{r^2} + 1\right) \cdot p; \qquad (2.60)$$

$$\sigma_z = -q; \tag{2.61}$$

$$\sigma_{rz} = \sigma_{\beta z} = \sigma_{r\beta} = 0. \tag{2.62}$$

Інваріанти тензора напружень, як наслідок, дорівнюють:

$$I_1(T_{\sigma}) = \sigma_r + \sigma_{\beta} + \sigma_z = -\frac{2R^2}{R^2 - d^2} \cdot p - q \qquad (2.63)$$

$$I_{2}(T_{\sigma}) = -\sigma_{r} \cdot \sigma_{\beta} - \sigma_{r} \cdot \sigma_{z} - \sigma_{\beta} \cdot \sigma_{z} =$$

$$= \frac{-R^{2} \cdot p}{R^{2} - d^{2}} \left(\frac{d^{2}}{r^{2}} - 1\right) \left[-\frac{R^{2} \cdot p}{R^{2} - d^{2}} \left(\frac{d^{2}}{r^{2}} + 1\right) \right] + \frac{R^{2} \cdot p \cdot q}{R^{2} - d^{2}} \left(\frac{d^{2}}{r^{2}} - 1\right) - (2.64)$$

$$- \frac{R^{2} \cdot p \cdot q}{R^{2} - d^{2}} \left(\frac{d^{2}}{r^{2}} + 1\right) = \frac{R^{4} \cdot p^{2}}{(R^{2} - d^{2})^{2}} \left(\frac{d^{4}}{r^{4}} - 1\right) - \frac{2R^{2} \cdot p \cdot q}{(R^{2} - d^{2})} =$$

$$=\frac{R^2 \cdot p}{(R^2 - d^2)} \left[\frac{p(d^4 - r^4)R^2}{(R^2 - d^2)r^4} - 2q \right]$$

$$I_{3}(T_{\sigma}) = \sigma_{r} \cdot \sigma_{\beta} \cdot \sigma_{z} = \frac{R^{4}}{(R^{2} - d^{2})^{2}} \left(\frac{d^{4}}{r^{4}} - 1\right) \cdot p^{2}q \qquad (2.65)$$

Вирішальне щодо головних напружень рівняння набуде вигляду:

$$\sigma^3 - I_1(T_{\sigma}) \cdot \sigma^2 - I_2(T_{\sigma}) \cdot \sigma - I_3(T_{\sigma}) = 0$$
(2.66)

або з урахуванням (2.63-2.65):

$$\sigma^{3} + \left[\frac{2R^{2}}{R^{2} - d^{2}} \cdot p + q\right] \cdot \sigma^{2} - \frac{R^{2} \cdot p}{R^{2} - d^{2}} \left[\frac{(d^{4} - r^{4})R^{2}p}{(R^{2} - d^{2})r^{4}} - 2q\right]\sigma - \frac{R^{4}}{(R^{2} - d^{2})^{2}} \left(\frac{d^{4}}{r^{4}} - 1\right) \cdot p^{2}q = 0$$
(2.67)

В місці r = d, (2.67) перетвориться в:

$$\sigma^{2} + \left[\frac{2R^{2}}{R^{2}-d^{2}} \cdot p + q\right] \cdot \sigma + \frac{2R^{2} \cdot p \cdot q}{R^{2}-d^{2}}$$
(2.68)

Звідси:

$$\sigma_{1,2} = -\frac{1}{2} \left(\frac{2R^2}{R^2 - d^2} \cdot p + q \right) \pm \sqrt{\frac{1}{4} \left(\frac{2R^2}{R^2 - d^2} \cdot p + q \right)^2 - \frac{2R^2 \cdot p \cdot q}{R^2 - d^2}}$$
(2.69)

В місці r = R, рівняння (2.67) буде мати вигляд:

$$\sigma^{3} + \left[\frac{2R^{2}}{R^{2}-d^{2}} \cdot p + q\right] \cdot \sigma^{2} + \frac{R^{2} \cdot p}{R^{2}-d^{2}} \left(\frac{R^{2}+d^{2}}{R^{2}}p - 2q\right)\sigma + \frac{R^{2}+d^{4}}{R^{2}-d^{2}} \cdot p^{2}q = 0 \quad (2.70)$$

В результаті вирішення (2.67-2.69), отримаємо головні напруження:

$$\sigma_1 \ge \sigma_2 \ge \sigma_3, \tag{2.71}$$

Знаючи головні напруження, можна визначити щільність потенційної енергії деформацій:

$$e = \frac{1}{2E_c} [\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - 2\mu_c(\sigma_1 \cdot \sigma_2 + \sigma_1 \cdot \sigma_3 + \sigma_2 \cdot \sigma_3)]$$
(2.72)

і нарешті потенційну енергію (ПЕД):

$$U = \int_{V} e dV, \qquad (2.73)$$

де **U** – потенційна енергія деформації;

V – об'єм стійки.

Як видно з представленого алгоритму, головні напруження, щільність потенційної енергії деформації і ПЕД також залежать від параметрів сітчастої обойми.

2.3.4. Критерій та процедура раціоналізації

В якості критерію раціоналізації розглянутої конструкції приймається умова мінімізації потенційної енергії деформації:

$$U \to inf,$$
 (2.74)

при обмеженні

$$e_i \le e_{nc} \tag{2.75}$$

де *е_{пс}* – нормоване значення щільності енергії деформацій (ЩПЕД);

*е*_{*i*} – ЩПЕД в *i*-ій точці стійки.

При цьому, знак рівності (2.75) відповідає максимальному значенню ЩПЕД, що має місце в зоні контакту ядра і обойми. Для ядра без внутрішньої порожнини рівність повинна виконуватися в усіх точках стійки.

Будемо вважати, що нормована величина щільності енергії деформацій визначається виразом [92]:

$$e_n = \gamma \cdot e_u, \tag{2.77}$$

де e_u - граничне значення щільності енергії деформації (ЩПЕД);

 γ – статистично обгрунтований коефіцієнт запасу, в першому наближенні допустимо прийняти $\gamma = 0,77$.

У свою чергу, ЩПЕД задається відповідно до критерію Г.В. Василькова - В.С. Шмуклера [92], як було вже зазначено в параграфі 2.1:

$$e_u = 0.5\chi_{\sigma}^2[(\chi_{\sigma} + 1)e_{cu} - (\chi_{\sigma} - 1)e_{tu}] + (1 - \chi_{\sigma}^2)e_{shu}, \qquad (2.78)$$

де $\chi_{\sigma} = \frac{2\sigma_2 - \sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3}$ – параметр Лоде-Надаї напруженого стану; (2.79)

*e*_{cu}, *e*_{tu}, *e*_{shu} – частинні значення щільності енергії деформацій для стиску, розтягу, зсуву.

Відзначимо, що для одноосного розтягу:

$$\sigma_1 \neq 0$$
; $\sigma_2 = 0$; $\sigma_3 = 0$; $\chi_{\sigma} = -1.0$,

для одноосного стиску:

 $\sigma_1=0;\;\sigma_2=0;\sigma_3\neq0;\;\chi_\sigma=$ 1.0, a

для чистого зсуву:

 $\sigma_1 = -\sigma_3; \ \sigma_2 = 0; \chi_\sigma = 0.0.$

Кожне частинне значення граничної щільності енергії деформацій визначається:

$$e_{iu} = \int_0^{\varepsilon_u} \sigma(\varepsilon) d\varepsilon, \quad i = c, t, sh$$
(2.80)

де $\sigma_i(\varepsilon)$ – відома залежність між напруженнями і деформаціями, як правило, отримана експериментально для стиску (*c*), розтягу (*t*) і зсуву (*sh*); ε_u – гранична деформативність.

Важливим моментом тут є той факт (і вираз (2.80) це відображає), що в загальному випадку, граничній деформації не відповідають максимальні напруження (фізична нелінійність). В силу того, що зв'язок між напруженнями і деформаціями для бетону нелінійний, то для його опису застосовується поліном п'ятого ступеня [92].

При цьому, діаграми деформування бетону при стиску, розтягу і зсуві приймаються на основі результатів відповідних експериментів і моделюються залежністю:

 $\sigma_L = \alpha_1 \cdot \varepsilon_L + \alpha_2 \cdot \varepsilon_L^2 + \alpha_3 \cdot \varepsilon_L^3 + \alpha_4 \cdot \varepsilon_L^4 + \alpha_5 \cdot \varepsilon_L^5 \qquad (2.81)$ де $L = c \ V \ t \ V \ sh - в$ залежності від виду напруженого стану, зокрема, c стиск; t -розтяг; sh -зсув; $\sigma_L -$ напруження; $\varepsilon_L -$ деформація. $\{\vec{\alpha}\} = \alpha(\alpha_1; \alpha_2; \alpha_3; \alpha_4; \alpha_5) -$ вектор коефіцієнтів, які визначаються з умов (рис. 2.6):

$$\forall \ \varepsilon_L = 0 \rightarrow \ \sigma_L = 0; \quad \frac{d\sigma_L}{d\varepsilon_L} = E;$$
 (2.82)

$$\forall \ \varepsilon_{L} = \varepsilon_{R} \rightarrow \ \sigma_{L} = R; \quad \frac{d\sigma_{L}}{d\varepsilon_{L}} = 0;$$

$$\forall \ \varepsilon_{L} = \varepsilon_{R} + \frac{\varepsilon_{u} - \varepsilon_{R}}{n} = \varepsilon_{\beta} \rightarrow \ \sigma_{L} = = iR;$$

$$\forall \ \varepsilon_{L} = \varepsilon_{u} \rightarrow \ \sigma_{L} = jR;$$

де Е – початковий модуль деформацій 1-го роду;

R – межа міцності;

 $\boldsymbol{\varepsilon}_{\boldsymbol{R}}$ – деформація, що відповідає межі міцності;

n – параметр, що призначається.



Рис. 2.6. Індикаторна діаграма матеріалу

При цьому, елементи вектора $\{\vec{\alpha}\}$ за допомогою виразів (2.82) можуть бути виражені через елементи вектора:

$$d = d(\mathbf{E}; R; \, \varepsilon_R; \varepsilon_u; i; j). \tag{2.83}$$

Особливістю тут є той факт, що дані параметри, в загальному випадку, є функціями температури, часу та інших фізичних величин, що підтверджено значною кількістю досліджень [7, 57, 84].

Таким чином, уявлення (2.81) може бути використано для безлічі віртуальних ситуацій. Підстановка (2.81) в (2.82) приводить до системи чотирьох лінійних рівнянь:

$$\mathbf{G} \cdot \{\alpha\} = \mathbf{B},\tag{2.84}$$

де сенс матриці G і вектора В зрозумілий з (2.77).

Результат вирішення (2.84) може бути представлений у вигляді:

$$\alpha_1 = \mathrm{E}; \tag{2.85}$$

$$A_{m} = (-1)^{m+1} \cdot F_{m} \cdot \left[\frac{R}{E \cdot \varepsilon_{R}} (D_{m} + \sum_{k} \psi_{mk}) + (C_{m} + \sum_{k} \eta_{mk}) \right]$$
(2.86)

$$A = \varepsilon_R^3 \cdot \varepsilon_u^7 (\varphi - 1)^3 \cdot [1 - \varphi(1 - n)]^2 (1 - n), \quad \varphi = \frac{\varepsilon_R}{\varepsilon_u}.$$
 (2.87)

Функції, що входять до виразу для A_m , містяться в таблицях, наведених в Додатку Б.

Похибка запропонованої апроксимації по відношенню до Eurocode 2 [109] становить 5% (рис. 2.7).



Рис. 2.7. Діаграми деформування бетонів (С20/25)

В якості критерію настання граничного стану [13, 91] в точці (скінченному елементі) приймається умова (2.78) (рис. 2.8), при цьому кожна частинна ЩПЕД визначається залежністю:

$$e_L = \frac{9}{2}K \cdot \varepsilon_0^2 + \int_0^{\varepsilon_u} \sigma_L(\varepsilon_L) d\,\varepsilon_L, \qquad (2.88)$$

а для деформації зсуву позаінтегральний член дорівнює нулю;

 $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ – головні напруження;

К – об'ємний модуль деформацій;

$$\varepsilon_0 = \frac{1}{3}I_1(T_{\sigma}),$$

 $I_1(T_{\sigma})$ – перший інваріант тензора напружень.



Рис. 2.8. Залежність е_и від коефіцієнта Лоде-Надаї для бетонів різних класів

Слід зазначити, що в координатах головних напружень, залежність (2.78) являє собою гіперплощину (рис. 2.9). Використання в (2.78) параметра Лоде-Надаї напруженого стану дозволяє позначити характер (тип) руйнування елемента (відрив, зріз). Зокрема, при $\chi_{\sigma} \epsilon(0; -1)$ руйнування має відбуватися шляхом відриву (крихке руйнування), а при $\chi_{\sigma} \epsilon(0; 1)$ шляхом зрізу (зсуву) – пластичне руйнування [21].



Рис. 2.9. Гіперплощини головних напружень при значеннях коефіцієнтів Лоде-Надаї $\chi_{\sigma} = 0.5, \chi_{\sigma} = -0.5$

Як відомо, для проведення практичних розрахунків зручно користуватися поняттям еквівалентного напруження. Для чого, введемо

умовний січний модуль деформацій, який визначається для згаданих вище видів руйнування [84]:

$$E_{red} = \frac{\sigma_i}{\varepsilon_i},\tag{2.89}$$

де σ_i , ε_i – інтенсивності напружень і деформацій, і

$$\sigma_{i} = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_{1} - \sigma_{2})^{2} + (\sigma_{2} - \sigma_{3})^{2} + (\sigma_{2} - \sigma_{1})^{2}};$$

$$\varepsilon_{i} = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\varepsilon_{1} - \varepsilon_{2})^{2} + (\varepsilon_{2} - \varepsilon_{3})^{2} + (\varepsilon_{2} - \varepsilon_{1})^{2}};$$

 $\varepsilon_1 \geq \varepsilon_2 \geq \varepsilon_3$ – головні лінійні деформації.

Приймаючи справедливість третьої гіпотези теорії малих пружнопластичних деформацій, припустимо зробити ототожнення залежності (2.89) з індикаторними діаграмами, отриманими експериментально для чистого стиску і чистого розтягу. Зробимо припущення, що:

$$e_u = \frac{(1+f)^2}{m \cdot E_{red}} R^2.$$
 (2.90)

Тоді, умову (2.90) можна представити як:

$$\sqrt{m \cdot E_{red} \cdot e_u} = (1+f) \cdot R, \qquad (2.91)$$

де m – вибирається на підставі прийняття концепції про облік повного значення щільності енергії або щільності енергії формоутворення [57, 84].

Радикал в лівій частині (2.91) являє собою еквівалентне напруження. При обчисленні еквівалентного напруження слід прийняти:

$$\forall \ \sigma_{1} = \sigma_{2} \neq 0 \ \Lambda \ \sigma_{1} < 0.0; \ \forall \ \sigma_{1} \neq \sigma_{2} \neq \sigma_{3} \ \Lambda \ \sigma_{1} > 0.0; \\ \sigma_{2} < 0.0; \ \sigma_{3} < 0.0 \qquad \sigma_{2} > 0.0; \ \sigma_{3} > 0.0 \\ f = f_{max} \ \Lambda \ R = f_{cd} \qquad \forall \ \sigma_{1} > 0, \\ \forall \ \sigma_{1} = \sigma_{2} = 0.0 \ \Lambda \ \sigma_{3} < 0.0 \qquad \sigma_{2} = \sigma_{3} \ \Lambda \ \sigma_{2} > 0.0; \\ f = 0.0; \ R = f_{cd} \qquad \sigma_{3} > 0.0 \\ \forall \ \sigma_{1} \neq \sigma_{2} \neq \sigma_{3} \ \Lambda \ \sigma_{1} < 0.0; \qquad f = -f_{min} \ \Lambda \ R = f_{ct} \\ \sigma_{2} < 0.0; \ \sigma_{3} < 0.0 \qquad \forall \ \sigma_{1} > 0, \qquad \sigma_{2} = \sigma_{3} = 0.0 \\ f = |\chi_{\sigma}| \cdot f_{max} \ \Lambda \ R = f_{cd} \qquad f = 0.0; \ R = f_{ct} \\ f = (|\chi_{\sigma}| - 1) \cdot f_{min} \ \Lambda \ R = f_{ct}$$

В логічних виразах (2.92) $f_{max} > 0$ і $f_{min} > 0$ призначаються на підставі експериментальних даних. Наприклад, $f_{max} = 0,2 \div 0,3;$ $f_{min} = 0,3 \div 0,4.$

Маючи в своєму розпорядженні алгоритми, що встановлюють послідовність об'єднання відбракованих елементів, з'являється можливість побудови поверхні розчленування (руйнування) конструкції. Дана логікообчислювальна процедура реалізує можливість розгляду переходу від руйнування в локальній області до глобального віртуального колапсу.

Таким чином, на основі заропонованого підходу відбувається пошук раціонального рішення конструктиву. Оскільки потенційна енергія і її щільність є функціями головних напружень, а вони, в свою чергу, можуть бути виражені через геометричні параметри, то змінюючи ці параметри можна досягти заданого значення контактних напружень, яке визначається з умов мінімуму ПЕД. Простіше кажучи, варіюючи товщину сітчастої обойми, розміри чарунок сітки, діаметр та крок установки шпангоутів, знайти таку ïΧ комбінацію, при якій можливо можна досягти максимального обтиснення бетонного ядра при мінімальному значенні потенційної енергії.

Чисельний аналіз, виконаний на основі наведеного алгоритму, демонструється на прикладах розгляду суцільного і порожнистого циліндрів без обойми і укладених в сітчасту обойму. Вихідні дані для розрахунків та їх результати наведені у таблиці 2.2. В таблиці 2.2 прийняті наступні позначення: d1 – діаметр шпангоутів, S1 – відстань між шпангоутами, D – діаметр залізобетонної стійки, d – діаметр внутрішньої порожнини. Крім табл. 2.2, результати розрахунків представлені у вигляді 3-D полів головних напружень та щільності потенційної енергії, наведених в Додатку В. Розрахунки виконані з використанням ПК «Ліра» [23, 24].

Залежність ПЕД розглянутої системи від параметрів шпангоутів (діаметра і кроку) для суцільного циліндра діаметром 750мм з бетону класу С30/35 наведена на рис. 2.10. Екстремальні точки відповідають

мінімальним значенням ПЕД і задають раціональні параметри сітчастої обойми (шпангоутів).

T - C	\mathbf{a}
гаопиня	1.1
таолици	2.2.

N₂	d1, мм	S1, мм	D, mm	d , mm	q , МПа	Контактні напруження р , МПа	Об'єм елементу V, мм3	ЩПЕД е, МПа	ПЕД U , МПа
1	25	500	750	0	19.5	1.41818182	1325359401	0.006141507	8139704.12
2	32	500	750	0	19.5	1.69988649	1325359401	0.006130552	8125184.69
3	40	500	750	0	19.5	1.98095238	1325359401	0.006123704	8116108.24
4	25	1000	750	0	19.5	0.80689655	1325359401	0.006179366	8189880.92
5	32	1000	750	0	19.5	0.99442231	1325359401	0.006165701	8171770.08
6	40	1000	750	0	19.5	1.19235669	1325359401	0.006153247	8155263.54
7	25	500	750	0	19.5	0	1325359401	0.006258871	8295253.48
8	32	500	750	0	19.5	0	1325359401	0.006258871	8295253.48
9	40	500	750	0	19.5	0	1325359401	0.006258871	8295253.48
10	25	1000	750	0	19.5	0	1325359401	0.006258871	8295253.48
11	32	1000	750	0	19.5	0	1325359401	0.006258871	8295253.48
12	40	1000	750	0	19.5	0	1325359401	0.006258871	8295253.48
13	25	500	750	100	19.5	1.54105078	1301797456	0.007044528	9170548.4
14	32	500	750	100	19.5	1.85060495	1301797456	0.007630687	9933608.76
15	40	500	750	100	19.5	2.1606094	1301797456	0.008361311	10884733
16	25	1000	750	100	19.5	0.87327915	1301797456	0.00626805	8159731.2
17	32	1000	750	100	19.5	1.07756167	1301797456	0.006434791	8376794.46
18	40	1000	750	100	19.5	1.29373099	1301797456	0.006679194	8694957.89
19	25	500	750	100	19.5	0	1301797456	0.006258871	8147782.3
20	32	500	750	100	19.5	0	1301797456	0.006258871	8147782.3
21	40	500	750	100	19.5	0	1301797456	0.006258871	8147782.3
22	25	1000	750	100	19.5	0	1301797456	0.006258871	8147782.3
23	32	1000	750	100	19.5	0	1301797456	0.006258871	8147782.3
24	40	1000	750	100	19.5	0	1301797456	0.006258871	8147782.3

Вихідні дані та результати чисельного аналізу



Рис. 2.10. Залежність ПЕД від кроку та діаметру шпангоутів для бетону класу C30/35

Відзначається, що щільність потенційної енергії деформації, в основному, розподілена рівномірно, принаймні, виключаючи опорну зону. Таким чином, критерій та обмеження (2.74) виконуються.

Для оцінки небезпеки напружених станів елементів в обоймі і без неї використовуємо теорію Мора [80, 83]. З огляду на те, що для елемента без обойми:

$$\sigma_1 = 0; \quad \sigma_3 = -q; \; \sigma_{{}_{\mathsf{9KB}}}^1 = Kq,$$
 (2.93)

а для елементу в обоймі:

$$\sigma_1 = -\frac{\mu_c}{1 - \mu_c} q; \ \sigma_3 = -q; \ \sigma_{_{\rm 3KB}}^2 = (K - \frac{\mu_c}{1 - \mu_c})q \tag{2.94}$$

При $K = \frac{f_{ctk}}{f_{ck}} = \frac{1.95}{25.5} = 0.0765$ для бетону заданого класу C30/35 (де f_{ctk} – межа міцності бетону на розтягнення; f_{ck} – межа міцності бетону на стиск).

Очевидно, що:

$$\sigma_{\scriptscriptstyle \mathsf{3KB}}^2 < \sigma_{\scriptscriptstyle \mathsf{3KB}}^1 < 0. \tag{2.95}$$

Дана обставина трактується, як факт того, що напружений стан елемента в обоймі рівнонебезпечний ненапруженому [80]. Це твердження, звичайно, умовне, тому для напружень обтиснення прийняті гранично можливі значення. Проте, представлений підхід дозволяє на базі розгляду енергетичного портрета конструкції судити про її надійність [28].

Отже, конструкція циліндричної опори, що складається з бетонного ядра, сітчастої сталевої обойми і сталевих шпангоутів допускає варіювання конструкційними параметрами в більш широкому діапазоні, ніж розроблена в [96]. Використання при формуванні топології системи енергетичних принципів, надає розширені можливості при раціоналізації її параметрів. Крім того, енергетичний аналіз зумовлює встановлення ресурсу конструкції з одночасним передбаченням віртуальних форм її руйнування, а аналіз співвідношення екстремальних значень потенційної енергії деформації допускає оцінку характеристик жорсткості.

Економічна ефективність розглянутого конструктиву позначається, в даному випадку:

- доцільністю істотного зниження класу бетону ядра опори;

- можливістю заміни суцільної обойми на сітчасту (підвищеної жорсткості за рахунок технології виготовлення просічно-витяжного листа), але, при цьому, виконану з того ж сталевого листа.

2.4. Задача статичної стійкості

Для високих колон будівель та опор мостів може мати місце явище втрати стійкості, у зв'язку з чим розглянемо цю задачу для колони в просічній оболонці.

Прирівнюючи (2.57) і (2.58), визначимо приведену (умовну) товщину сітчастої обойми:

$$h_{red} = \frac{R \cdot n}{\left(\frac{\gamma_2 + \gamma_4}{\gamma_1 + \gamma_3} + 1\right) \mu_c - 1}.$$
 (2.96)

Далі, маючи величину h_{red} , і з огляду на прийняту гіпотезу про спільність деформацій ядра та обойми, визначимо центральні геометричні характеристики приведеного перерізу (рис. 2.11):



Рис. 2.11. Приведений переріз стійки

До них відносяться:

- площа перерізу бетонного ядра – $A_c = \pi R^2 - \pi d^2 = \pi (R^2 - d^2);$ (2.97)

- площа перерізу обойми – $A_s = \pi (R + h_{red})^2 - \pi R^2$ (2.98)

- приведена до бетону площа перерізу обойми:

$$A_c^a = \frac{E_s}{E_c} \cdot A_s = \frac{1}{n} \cdot A_s \tag{2.99}$$

- сумарна площа перерізу – $A_{\Sigma} = A_c + A_c^a = \pi (R^2 - d^2) + \frac{1}{n} \cdot A_s$ (2.100)

$$A_{\Sigma} = \pi \left(R^2 - d^2 \right) + \frac{\pi}{n} h_{red} (2R + h_{red}).$$
 (2.101)

3 іншого боку

або

$$\overline{A_{\Sigma}} = \pi R_{C\Pi}^2 - \pi d^2. \qquad (2.102)$$

Прирівнюючи $A_{\Sigma} = \overline{A_{\Sigma}}$, маємо:

$$R_{c\pi}^2 = \frac{1}{\pi} A_{\Sigma} + d^2, \qquad (2.103)$$

де R_{cn} – радіус умовного бетонного перерізу.

Момент інерції умовного перерізу:

$$I_{\chi}^{n} = \frac{\pi R_{C\Pi}^{4}}{64} - \frac{\pi d^{4}}{64} = \frac{\pi}{64} \left(R_{C\Pi}^{4} - d^{4} \right).$$
(2.104)

При цьому, момент інерції вихідного перерізу:

$$I_{\chi} = \frac{\pi R^4}{64} - \frac{\pi d^4}{64} = \frac{\pi}{64} (R^4 - d^4).$$
 (2.105)

Збільшення моменту інерції за рахунок обойми складе:

$$m = \frac{I_x^n}{I_x} \ge 1.0;$$
 (2.106)

$$m = \frac{R_{C\Pi}^4 - d^4}{R^4 - d^4} = \frac{1 - \overline{r_{C\Pi}^4}}{1 - \overline{r^4}};$$
(2.107)

де $\bar{r}_{\text{сп}} = \frac{d}{R_{\text{сп}}}, \bar{r} = \frac{d}{R}.$

Відповідно критична сила втрати статичної стійкості дорівнює:

$$P_{crc} = \frac{\pi^2 E_0 I_x^n}{(\gamma L)^2},$$
 (2.108)

де ү – коефіцієнт приведення довжини.

Вираз (2.108), в рамках сформованого підходу, використовується для перевірки умови:

$$F \leq P_{crc}. \tag{2.109}$$

Крім врахування статичної стійкості, для мостових опор особливо важливим є питання оцінки динамічної стійкості.

2.5. Задача динамічної стійкості

З огляду на те, що навантаження на опору моста може мати динамічний характер, розглянемо задачу про визначення областей динамічної стійкості циліндричного бетонного пустотілого стрижня в сітчастій обоймі (рис. 2.12). Матеріал стержня – бетон, матеріал обойми – сталь.



Рис. 2.12. До визначення областей динамічної стійкості

Враховуючи справедливість гіпотези суцільних перерізів, запишемо:

$$\varepsilon = y \cdot \frac{d^2 v}{dz^2},\tag{2.110}$$

де у – ордината,

v(z) – прогин стержня.

Як відомо, вираз для згинаючого моменту при залежності (2.76) має вигляд:

$$M = \int_{A} \sigma(\varepsilon) y dA = E \int_{A} (\varepsilon + \alpha_2 \varepsilon^2 + \alpha_3 \varepsilon^3 + \alpha_4 \varepsilon^4 + \alpha_5 \varepsilon^5) y dA, \qquad (2.11)$$

або з урахуванням (2.110):

$$M = E \int_{A} \left[y^{2} \left(\frac{d^{2}v}{dz^{2}} \right) + \alpha_{2} y^{3} \left(\frac{d^{2}v}{dz^{2}} \right)^{2} + \alpha_{3} y^{4} \left(\frac{d^{2}v}{dz^{2}} \right)^{3} + \alpha_{4} y^{5} \left(\frac{d^{2}v}{dz^{2}} \right)^{4} + \alpha_{5} y^{6} \left(\frac{d^{2}v}{dz^{2}} \right)^{5} \right] dA, (2.113)$$

TA OCTATOVHO:

$$M = E \left(\frac{d^{2}v}{dz^{2}} \right) \int_{A} y^{2} dA + E \alpha_{2} \left(\frac{d^{2}v}{dz^{2}} \right)^{2} \int_{A} y^{3} dA + E \alpha_{3} \left(\frac{d^{2}v}{dz^{2}} \right)^{3} \int_{A} y^{4} dA + E \alpha_{4} \left(\frac{d^{2}v}{dz^{2}} \right)^{4} \int y^{5} dA + E \alpha_{5} \left(\frac{d^{2}v}{dz^{2}} \right)^{5} \int y^{6} dA \qquad (2.114)$$

Введемо позначення:

А – площа перерізу стержня,

$$I = \int y^{2} dA,$$

$$\beta_{2} = E\alpha_{2} \int y^{3} dA,$$

$$\beta_{3} = E\alpha_{3} \int y^{4} dA,$$

$$\beta_{4} = E\alpha_{4} \int y^{5} dA,$$

$$\beta_{5} = E\alpha_{5} \int y^{6} dA$$
(2.115)

Тоді:

$$M = EI\left(\frac{d^2v}{dz^2}\right) + \beta_2\left(\frac{d^2v}{dz^2}\right)^2 + \beta_3\left(\frac{d^2v}{dz^2}\right)^3 + \beta_4\left(\frac{d^2v}{dz^2}\right)^4 + \beta_5\left(\frac{d^2v}{dz^2}\right)^5.$$
 (2.116)

Продеференціюємо складові (2.116) два рази по z:

$$EI\frac{d^2}{dz^2}\left(\frac{\partial^2 v}{\partial z^2}\right) = EI\frac{\partial^4 v}{\partial z^4}$$

$$\frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{d^2 v}{dz^2}\right)^2 = 2 \left(\frac{\partial^2 v}{\partial z^2}\right)^2 \left(\frac{\partial^3 v}{\partial z^3}\right); \qquad \qquad \frac{\partial^2}{\partial z^2} = 2 \left[\left(\frac{\partial^3 v}{\partial z^3}\right)^2 + \left(\frac{\partial^2 v}{\partial z^2}\right)^2 \left(\frac{\partial^4 v}{\partial z^4}\right)\right]; \\ \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{d^2 v}{dz^2}\right)^3 = 3 \left(\frac{\partial^2 v}{\partial z^2}\right)^2 \left(\frac{\partial^3 v}{\partial z^3}\right); \qquad \qquad \frac{\partial^2}{\partial z^2} = 3 \left[2 \left(\frac{\partial^2 v}{\partial z^2}\right) \left(\frac{\partial^3 v}{\partial z^3}\right)^2 + \left(\frac{\partial^2 v}{\partial z^2}\right)^2 \left(\frac{\partial^4 v}{\partial z^4}\right)\right]; \\ \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{d^2 v}{dz^2}\right)^4 = 4 \left(\frac{\partial^2 v}{\partial z^2}\right)^3 \left(\frac{\partial^3 v}{\partial z^3}\right); \qquad \qquad \frac{\partial^2}{\partial z^2} = 4 \left[3 \left(\frac{\partial^2 v}{\partial z^2}\right)^2 \left(\frac{\partial^3 v}{\partial z^3}\right)^2 + \left(\frac{\partial^2 v}{\partial z^2}\right)^3 \left(\frac{\partial^4 v}{\partial z^4}\right)\right]; \\ \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{d^2 v}{dz^2}\right)^5 = 5 \left(\frac{\partial^2 v}{\partial z^2}\right)^4 \left(\frac{\partial^3 v}{\partial z^3}\right); \qquad \qquad \frac{\partial^2}{\partial z^2} = 5 \left[4 \left(\frac{\partial^2 v}{\partial z^2}\right)^3 \left(\frac{\partial^3 v}{\partial z^3}\right)^2 + \left(\frac{\partial^2 v}{\partial z^2}\right)^4 \left(\frac{\partial^4 v}{\partial z^4}\right)\right]. \end{cases}$$

Рівняння стійкості при дії поздовжньої періодичної сили:

$$P(t) = P_0 + P_t \cos\theta t, \qquad (2.117)$$

де

Р₀ – стаціонарна частина;

 θ – частота вимушених коливань,

буде мати вигляд:

$$EI\frac{\partial^{4}v}{\partial z^{4}} + \left[\beta_{2}\left(\frac{d^{2}v}{dz^{2}}\right) + 3\beta_{3}\left(\frac{d^{2}v}{dz^{2}}\right)^{2} + 4\beta_{4}\left(\frac{d^{2}v}{dz^{2}}\right)^{3} + 5\beta_{5}\left(\frac{d^{2}v}{dz^{2}}\right)^{4}\right]\left(\frac{\partial^{4}v}{\partial z^{4}}\right) + \left[2\beta_{2} + 6\beta_{3}\left(\frac{d^{2}v}{dz^{2}}\right) + 12\beta_{4}\left(\frac{d^{2}v}{dz^{2}}\right)^{2} + 20\beta_{5}\left(\frac{d^{2}v}{dz^{2}}\right)^{3}\right]\left(\frac{\partial^{3}v}{\partial z^{3}}\right)^{2} + (P_{0} + P_{t}\cos\theta)\frac{d^{2}v}{dz^{2}} + m\frac{d^{2}v}{dt^{2}} = 0$$

$$(2.118)$$

де *т* – погонна маса стержня.

Так як стержень має шарнірне обпирання, запишемо:

$$V(z;t) = f_k(t) \sin \frac{k\pi z}{L}, \ (k = 1, 2, 3...)$$
(2.119)

де $sin \frac{k\pi z}{L} = \varphi(z)$ - форми власних коливань і форми статичної стійкості шарнірно опертого стрижня; L – як і раніше, довжина стержня.

Підставляючи (2.102) в (2.101) і виконуючи процедуру методу Бубнова-Гальоркіна (1-е наближення), отримаємо послідовно (з урахуванням допоміжної таблиці інтегралів – Додаток Г):

$$EI \int_{0}^{L} f_{k} \cdot \frac{k^{4}\pi^{4}}{L^{4}} \sin^{2} \frac{k\pi z}{L} = EI \frac{k^{4}\pi^{4}}{L^{4}} f_{k} \int_{0}^{L} \sin^{2} \frac{k\pi z}{L} dz = A; \quad (2.120)$$

$$\frac{d^{2}v}{dz^{2}} = f_{k} \left(-\frac{k^{2}\pi^{2}}{L^{2}}\right) \sin \frac{k\pi z}{L}; \qquad \frac{d^{4}v}{dz^{4}} = f_{k} \frac{k^{4}\pi^{4}}{L^{4}} \sin \frac{k\pi z}{L};$$

$$\frac{d^{3}v}{dz^{3}} = f_{k} \left(-\frac{k^{3}\pi^{3}}{L^{3}}\right) \cos \frac{k\pi z}{L}; \qquad m \frac{d^{2}v}{dt^{2}} = m \frac{d^{2}f_{k}}{dt^{2}} \sin \frac{k\pi z}{L}$$

$$A + \int_{0}^{L} \left[6\beta_{3} \left(-\frac{k^{2}\pi^{2}}{L^{2}} \sin \frac{k\pi z}{L}\right) f_{k} + 20\beta_{5} \left(-\frac{k^{2}\pi^{2}}{L^{2}} \sin \frac{k\pi z}{L}\right)^{3} f_{k}^{3} + 42\beta_{7} \left(-\frac{k^{2}\pi^{2}}{L^{2}} \sin \frac{k\pi z}{L}\right)^{5} f_{k}^{5} \right] \left(-\frac{k^{3}\pi^{3}}{L^{3}} \cos \frac{k\pi z}{L}\right)^{2} f_{k}^{2} \sin \frac{k\pi z}{L} dz = 6\beta_{3} \frac{k^{3}\pi^{3}}{L^{8}} f_{k}^{3} \int_{0}^{L} \sin^{2} \frac{k\pi z}{L} \cos^{2} \frac{k\pi z}{L} dz + 20\beta_{5} \frac{k^{12}\pi^{12}}{L^{12}} f_{k}^{5} \int_{0}^{L} \sin^{4} \frac{k\pi z}{L} \cos^{2} \frac{k\pi z}{L} dz + 42\beta_{7} \frac{k^{16}\pi^{16}}{L^{16}} f_{k}^{7} \int_{0}^{L} \sin^{6} \frac{k\pi z}{L} \cos^{2} \frac{k\pi z}{L} dz = 0.$$

Вирішальне щодо функції *f*(*t*) рівняння набуде вигляду:

$$\frac{d^2 f_k}{dt^2} + \frac{k^2 \pi^2}{mL^2} \left[\frac{k^2 \pi^2}{L^2} \cdot EI - (P_0 + P_t \cos\theta t) \right] \cdot f_k - \frac{3k^8 \pi^8 \beta_3}{4mL^8} \cdot f_k^3 - \frac{5k^{12} \pi^{12} \beta_5}{8mL^{12}} \cdot f_k^5 - \frac{35k^{16} \pi^{16} \beta_7}{64mL^{16}} \cdot f_k^7 = 0.$$
(2.122)

Введемо позначення:

$$\Psi(f_k) = \frac{3m}{4(EI)^2} \cdot \omega_k^4 \left[\beta_3 \cdot f_k^3 + \frac{5m}{6EI} \beta_5 \cdot f_k^5 \cdot \omega_k^2 + \frac{35m^2}{48(EI)^2} \beta_7 \cdot f_k^7 \cdot \omega_k^4 \right]$$
(2.123)

$$\frac{k^{2}\pi^{2}}{mL^{2}} \left[P_{\rm kp}^{*} - P_{0} + P_{t}\cos\theta t \right] = \frac{k^{2}\pi^{2}(P_{\rm kp}^{*} - P_{0})}{mL^{2}} \left[1 - \frac{P_{t}}{P_{\rm kp}^{*} - P_{0}}\cos\theta t \right];$$
(2.124)
$$\mu_{k} = \frac{P_{t}}{2(P_{\rm kp}^{*} - P_{0})} - \text{коефіцієнт збудження;}$$

 $C = \frac{k^2 \pi^2 (P_{\rm kp}^* - P_0)}{mL^2} [1 - 2\mu_k \cos\theta t],$ враховуючи, що $\omega_k = \frac{k^2 \pi^2}{L^2} \sqrt{\frac{EI}{m}} - k$ -а частота власних коливань, визначимо:

$$C = \frac{k^2 \pi^2}{L^2} \cdot \frac{P_{\mathrm{Kp}}^* \left(1 - \frac{P_0}{P_{\mathrm{Kp}}^*}\right) EI}{m \cdot EI},$$
(2.125)

a
$$\omega_k^2 = \frac{k^4 \pi^4}{L^4} \cdot \frac{EI}{m},$$
 (2.126)

тоді

$$C = \frac{k^{2}\pi^{2}}{L^{2}} \cdot \frac{EI}{EI} \cdot \frac{P_{\rm Kp}^{*}}{m} \cdot \left(1 - \frac{P_{0}}{P_{\rm Kp}^{*}}\right) \cdot \frac{k^{2}\pi^{2}}{L^{2}} \cdot \frac{L^{2}}{k^{2}\pi^{2}} = \frac{k^{4}\pi^{4}}{L^{4}} \cdot \left(1 - \frac{P_{0}}{P_{\rm Kp}^{*}}\right) = \omega_{k}^{2} \cdot \left(1 - \frac{P_{0}}{P_{\rm Kp}^{*}}\right) = \Omega_{k},$$
(2.127)

де $\Omega_k = \omega_k \sqrt{1 - \frac{P_0}{P_{\text{кр}}^*}}$ – *k*-а частота власних коливань стержня,

завантаженого постійної складової поздовжньої сили, а $P_{\text{kp}}^* = \frac{k^2 \pi^2 EI}{L^2} -$ сила Ейлера.

Тоді рівняння динамічної стійкості буде:

$$\frac{d^2 f_k}{dt^2} + \Omega_k^2 [1 - \mu_k \Phi(t)] \cdot f_k - \Psi(f_k) = 0.$$
 (2.128)

2.5.1. Аналіз коливань, порушуваних рухомим складом

У зв'язку з тим, що лінійне наближення є достатнім, щоб судити про динамічну стійкість стрижня, запишемо «рівняння в варіаціях» [11]:

$$\frac{d^2f}{dt^2} + \Omega^2_k [1 - 2\mu_k \Phi(t)]f = 0.$$
 (2.129)

Рівняння (2.129), як відомо, є рівнянням Матьє-Хілла, області нестійкості рішень якого показані на рис. 2.13 (діаграма Айнса-Стретта [11]).

Область стійкості рішень (2.129), як відомо, визначається умовою [70]:

$$q^2 < (1-a)^2, (2.130)$$

$$a = 2 \cdot (1 - \frac{P_0}{P_{\rm Kp}^*}),\tag{2.131}$$

де

$$q = 4 \cdot (1 - \frac{P_0}{P_{\rm Kp}^*}) \cdot \mu_k. \tag{2.132}$$

Післе підстановки (2.131) і (2.132) в (2.130), в результаті перетворень, отримаємо:

$$(EI) < \frac{2(P_0 - P_t) \cdot l^2}{\kappa^2 \cdot \pi^2}.$$
(2.133)

При цьому, параметричний резонанс має місце при:

$$\frac{\theta}{2\Omega_k} = \frac{1}{K}, (K = 1, 2, 3, ...).$$
 (2.134)

а для кордонів головної області нестійкості справедливо наступне подання:

$$\frac{\theta}{2\Omega_k} = 1 + \frac{\mu_k}{2}.$$
(2.135)

Рис. 2.13. Області динамічної стійкості і нестійкості рівняння Матьє-Хілла (області нестійкості заштриховані)

2.5.2. Аналіз із зазначенням областей нестійкості

Важливим моментом є також той факт, що для стрижнів малої гнучкості частота, при якій настає параметричний резонанс поперечних коливань, може виявитися одного порядку з частотою власних коливань [11]. Врахування взаємного впливу поздовжніх і поперечних коливань для даної задачі показує, що резонанс можливий при:

$$\Theta = \frac{k\pi}{2l} \sqrt{\frac{EA}{m}} (k = 1, 3...),$$
 (2.136)

і для нижньої частоти ми маємо

$$\omega_L = \frac{\pi}{2l} \sqrt{\frac{\text{EA}}{\text{m}}}.$$
(2.137)

А області нестійкості можуть бути визначені відповідно до виразу [8]:

$$\psi = \frac{1}{1 - \frac{\Theta^2}{\omega_L^2}}.$$
(2.138)

Таким чином, крім області нестійкості, яка визначається виразом $\Theta = 2\Omega$, має місце ще одна $\Theta = \omega_1$. В [11] показано, що при досить великих коефіцієнтах збудження області нестійкості зливаються в одну.

2.6. Висновки до розділу 2

На основі матеріалу, можна зробити наступні узагальнюючі висновки:

1. Запропоновано конструктивне рішення круглої залізобетонної колони в просічній обоймі, яка може мати внутрішню порожнину, заповнену пустотоутворювачем, для додаткової економії бетону;

2. В припущенні, що на всьому діапазоні навантаження виконується умова спільності радіальних деформацій ядра і кільцевої обойм та на підставі рішення задачі по типу завдання Ляме, отримано залежності для визначення радіальних деформацій як порожнистого, так і суцільного циліндрів; а також для переміщень та деформацій сітчастої оболонки (обойми). Як наслідок, вирішення задачі міцності дозволило отримати залежність для визначення невідомих контактних напружень, які залежать від геометричних характеристик конструкції;

3 Ha енергетичних критеріїв, побудовано базі процедуру раціоналізації конструкції, яка базується на вимогах мінімізації потенційної енергії та ізоенергетичності стану системи, що в свою чергу дозволяє досягти максимального значення контактних напружень, а, значить, і максимального обтиснення обоймою бетонного ядра;

4. На базі представленого алгоритму раціоналізації, виконано чисельний аналіз різних конструктивних рішень пропонованих

залізобетонних колон, та продемонстровано процедуру пошуку раціонального рішення в скінченно-елементній формі;

5. Отримано залежності для визначення статичної та динамічної стійкості колон в просічній обоймі, які дозволяють всесторонньо оцінити надійність пропонованого конструктиву при дії різних впливів.
РОЗДІЛ З. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНА ВЕРИФІКАЦІЯ ПРОПОНОВАНОГО КОНСТРУКТИВНОГО РІШЕННЯ

Важливою частиною будь-яких досліджень є експериментальна верифікація теоретичних результатів. Дана обставина особливо важлива при розробці нових конструктивних рішень, оскільки надає змогу отримати найбільш повну інформацію про поведінку конструктиву під навантаженням та особливості його напружено-деформованого стану. В Розділі 2 запропоноване конструктивне рішення бетонної стійки, яка являє собою бетонний елемент трубчастого типу, укладений в сітчасту сталеву обойму. Співвідношення діаметра та висоти бетонного циліндра таке, що виключається втрата стійкості. Додатково пропонується підсилення сітчастій бетонної стійки в обоймі арматурними кільцями, шо розташовуються з однаковим кроком зовні сітчастої оболонки (рис. 3.1).

В розвиток вирішеної задачі раціоналізації структури циліндричної залізобетонної стійки [133, 142, 143], пропонується проведення циклу експериментальних досліджень [86, 87] на дію статичних навантажень для перевірки отриманих теоретичних результатів.



Рис. 3.1. Загальний вигляд бетонної стійки в сітчастій обоймі зі шпангоутами

3.1. Планування експериментальних досліджень

В ході проведення випробувань з метою перевірки якості будівельних конструкцій і виробів, оцінки їх міцності і деформативності, виконуються технічних вимірювання певних параметрів. Проведення експериментальних досліджень вимагає їх завчасного і всебічного числа і планування, визначення умов постановки експериментів, необхідних і достатніх для вирішення задачі із заданим ступенем точності. В даний час, з розвитком теорії подібності та розмірностей, можливим є лабораторне проведення випробувань 3 використанням моделей конструкцій [3]. Це дозволяє істотно спростити процес вивчення об'єкта, скласти деякі закономірності його поведінки, а також проаналізувати характер і особливості напружено-деформованого стану. Крім того, лабораторні дослідження надають можливість створення певних умов навколишнього середовища.

Планування експерименту [40] розглядає сам експеримент як предмет дослідження, результатом вивчення якого є отримання інформації про досліджуваний об'єкт, будь то конструкція, будівля або споруда. Дослідження і подальша оптимізація складних систем за допомогою методів планування експерименту [3, 40] проводиться в кілька етапів. В першу чергу, слід створити умови, які сприятимуть виявленню впливу чинників. які пов'язані з шуканою характеристикою конструкції. Відповідно до норм, при виборі умов випробувань, слід відібрати фактори, впливають на питому характеристику, описати функціональну ЩО залежність характеристики від цих чинників, встановити діапазон їх зміни, визначити область факторного простору, в якому слід проводити експеримент, а також оцінити необхідну кількість експериментів і порядок їх реалізації.

Так, при визначенні несучої здатності бетонних стійок в обоймі найбільш значущими факторами слід назвати наступні:

– клас бетону;

- товщина та розміри чарунки просічно-витяжного листа;
- діаметр та крок шпангоутів;
- геометричні параметри стійки (діаметр та висота);
- ступінь адгезії бетону до металу.

Найбільш істотний вплив на несучу здатність і деформативність розглянутих конструктивів, при інших рівних факторах, мають перші три позиції, які головним чином визначають їх експлуатаційні характеристики. В такому випадку, необхідно скористатися латинським квадратом (рис. 3.2), який враховує спільний вплив трьох найбільш значущих в даному випадку факторів. Кількість спостережень, які при цьому слід провести, буде мінімальним.

$$\begin{bmatrix} 1 & 2 & 3 \\ 2 & 3 & 1 \\ 3 & 1 & 2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 & 2 & 3 \\ 3 & 1 & 2 \\ 2 & 3 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} (1,1) & (2,2) & (3,3) \\ (2,3) & (3,1) & (1,2) \\ (3,2) & (1,3) & (2,1) \end{bmatrix}$$

Рис. 3.2. Ортогональні латинські квадрати

Число зразків, які слід випробувати, позначимо *m*. Щоб отримати результат з допустимою дисперсією S², слід скористатися виразом:

$$S^{2} = \frac{\sigma^{2}}{m} \frac{(M-m)}{(M-1)},$$
(3.1)

де *M* – загальне число виробів в партії, σ² – дисперсія досліджуваної характеристики.

Чимале М дозволяє покласти:

$$S^2 = \frac{\sigma^2}{m}.\tag{3.2}$$

При проведенні експерименту належить випробувати *m* зразків коротких бетонних стійок: чисто бетонних, бетонних в металевій сітчастій обоймі та зі шпангоутами для визначення впливу наявності обойми та шпангоутів на несучу здатність коротких колон.

Припустимо, що генеральна дисперсія по всій виборці з партії виробів дорівнює $S^2 = 0,1$, а допустима дисперсія $\sigma^2 = 0,6$, отримаємо:

$$m = \frac{\sigma^2}{S^2} = \frac{0.6}{0.1} = 6.$$
 (3.3)

Отже, в ході експериментальних досліджень необхідно випробувати по 6 зразків коротких стійок в кожній партії (серії). Дана мінімальна вибірка є репрезентативною для виконання статистичної обробки отримуваних результатів.

3.2. Технологія виготовлення дослідних зразків

На основі представленої методики, для випробування підготовлено 18 дослідних зразків, що були виготовлені на будівельному майданчику ІБК «Авантаж» (рис. 3.3). Випробування дослідних зразків проведені в лабораторії залізобетонних та кам'яних конструкцій Харківського національного університету будівництва та архітектури.





Рис. 3.3. Процес транспортування дослідних зразків з будівельного майданчика в лабораторію

Дослідний зразок, в загальному випадку, представляє собою коротку бетонну стійку висотою близько 1000мм та діаметром 450мм. Серед забетонованих стійок виокремлено три серії зразків: БС-0 – чисто бетонні стійкі (рис. 3.4,а); БС-П – бетонні стійки з сітчастою обоймою з просічновитяжного листа (рис. 3.4,б); БС-ПШ – бетонні стійки з обоймою з просічно-витяжного листа та додатково підкріплені арматурними шпангоутами (рис. 3.4,в).



Рис. 3.4. Геометричні параметри бетонних зразків серій: а) БС-ПШ (Ж); б) БС-П (Х); в) БС-0 (•)

Просічна обойма виготовлена шляхом розрізання стандартного просічно-витяжного листа розміром 1000х2500мм та товщиною 5мм на заготовки необхідного розміру та його подальшого вальцювання (рис. 3.5). Для зручності виготовлення стійок бетонування виконане в одноразовій картонній опалубці виробництва ТМ «БУДОПТ» товщиною 5.6 мм.



Рис. 3.5. Загальний вигляд просічно-витяжного листа та обойми

Розміри чарунок сітки наведені на рис. 3.6. В теоретичних та експериментальних дослідженнях приймається положення про те, що розміри чарунки малі по відношенню до параметрів стійки (діаметра та висоти). Справедливість даного положення, навіть при таких, здавалось би, великих розмірах чарунки 1.5х6.0см (рис. 3.6), можна перевірити наступним перерахунком: при висоті стійки 1000мм та діаметрі 450мм, висота чарунки в 15 разів, а ширина – у 84 рази менша за параметри дослідного зразка.



Рис. 3.6. Геометричні параметри чарунок сітки

Діаметр просічної обойми складає 400мм, таким чином, захисний шар бетону складає 25мм. З'єднання обойми виконане зварюванням встик з накладками. Шпангоути виконані з арматури періодичного профілю Ø12 A400C та встановлені з кроком відповідно до рис. 3.4в. Бетонування виконано сумішшю на дрібному заповнювачі бетоном класу C25/30. До набрання бетоном проектної міцності, зразки були залишені на будівельному майданчику на 28 діб.

Після видалення картонної опалубки стало очевидним, що для установки зразків під час випробування в пресі, верхня та нижня поверхні зразків є недостатньо горизонтальними. У зв'язку із чим, для вирівнювання поверхонь та ідеального стикування з пластинами пресу застосована спеціальна високоміцна ремонтна суміш РС 3 виробництва «Prof Line» (рис. 3.8) [81]. Для зручності виокремлення кожної з серій (рис. 3.9), всі зразки були пронумеровані та замарковані за допомогою водоемульсійної фарби.



Рис. 3.7. Загальний вигляд бетонних зразків до (зліва) та після (справа) видалення картонної опалубки



Рис. 3.8. Вирівнювання дослідних зразків







Рис. 3.9. Маркування серій зразків: а) бетонний зразок серії БС-0 (• 1-3); б) бетонний зразок з обоймою серії БС-П (Х 1-3); в) бетонний зразок з обоймою і шпангоутами серії БС-ПШ (Ж 1-3)

3.3. Визначення фактичного класу міцності бетону та геометричних параметрів дослідних зразків

Перед проведенням циклу експериментальних досліджень, виконані стандартні випробування матеріалів конструктиву, зокрема, визначення кубикової міцності бетону. Випробування проведені відповідно до чинних нормативів [27, 34] та представлені в Додатку Д.

Одночасно з випробуванням стандартних зразків кубів виконано встановлення фактичних класів бетону власне дослідних зразків за допомогою неруйнівного дослідження приладом ОНІКС-2.5. Виконані роботи з встановлення фактичних геометричних характеристик забетонованих стійок (рис. 3.10). Результати вимірів геометричних та фізико-механічних характеристик зразків наведені в табл. 3.1.-3.2.







Рис. 3.10. Встановлення класу міцності бетону стійок

Перевірка геометричних параметрів та встановлення класів бетону виконано з метою визначення очікуваного руйнівного навантаження для дослідних зразків при різних схемах випробування. Для визначення класу бетону отримані за допомогою приладу ОНІКС-2.5 значення міцності порівнювалися з нормативною величиною $f_{ck,cube}$, а значення руйнівного зусилля отримано з використанням величини $f_{ck, prism}$.

Таблиця 3.1.

Встановлені фізико-механічні та геометричні характеристики зразків* (випробування 1)

№ Спроби:	Номери зразків (серія 1)								
клас (міцність, МПа)	•1	•2	•3	X1	X2	X3	Ж1	Ж2	Ж3
1	B22.5	B25	B22.5	B22.5	B27.5	B30	B15	B25	B20
	(31.4)	(32.6)	(29.5)	(31.4)	(38.4)	(40.3)	(22.9)	(34.9)	(28.8)
2	B27.5	B22.5	B22.5	B22.5	B25	B22.5	B20	B27.5	B25
	(37.6)	(30.7)	(30.9)	(29.7)	(33.7)	(30.1)	(28.1)	(37.0)	(33.3)
3	B22.5	B22.5	B22.5	B27.5	B30	B22.5	B22.5	B20	B27.5
	(32.0)	(29.8)	(30.8)	(36.5)	(40.2)	(29.9)	(29.9)	(26.5)	(34.3)
4	B25	B 25	B27.5	B25	B15	B25	B15	B22.5	B27.5
	(35.2)	(34.4)	(38.5)	(31.4)	(23.3)	(32.3)	(23.2)	(29.8)	(36.3)
5	B25	B35	B25	B20	B22.5	B25	B25	B22.5	B30
	(33.1)	(41.0)	(32.6)	(28.2)	(30.0)	(32.1)	(32.3)	(31.9)	(40.8)
6	B22.5	B25	B22.5	B20	B25	B27.5	B20	B25	B25
	(30.5)	(37.5)	(30.1)	(26.6)	(32.5)	(35.4)	(26.6)	(32.1)	(32.1)
Середня міцність, МПа	32.93	33.8	31.10	30.175	33.65	32.475	26.875	29.875	34.0
Встановлений клас по f _{ck,cube}	C25/30	C25/30	C25/30	C25/30	C25/30	C25/30	C20/25	C20/25	C25/30
Міцність f _{ck,} _{prism} , МПа	22	22	22	22	22	22	18.5	18.5	22
Висота зразка, h, см	97.5	96.5	98.5	97.0	98.5	100	97.7	98.0	99.0

Таблиця 3.2.

Встановлені фізико-механічні та геометричні характеристики зразків* (випробування 2,3)

№ Спроби:	Номери зразків (серія 2)								
клас (міцність, МПа)	•1	•2	•3	X1	X2	X3	Ж1	Ж2	Ж3
1	B22.5	B25	B30	B30	B22.5	B25	B25	B22.5	B25
	(29.6)	(25.0)	(39.0)	(38.8)	(31.8)	(34.1)	(32.6)	(31.2)	(34.4)
2	B27.5	B30	B25	B30	B25	B25	B27.5	B25	B27.5
	(35.9)	(41.2)	(31.1)	(39.2)	(36.1)	(32.3)	(36.1)	(32.4)	(36.7)
3	B25	B27.5	B27.5	B27.5	B25	B27.5	B27.5	B 22.5	B 27.5
	(32.7)	(36.1)	(36.5)	(37.2)	(33.6)	(36.4)	(36.4)	(29.5)	(37.9)
4	B25	B25	B27.5	B22.5	B27.5	B20	B25	B20	B22.5
	(34.9)	(35.0)	(36.9)	(30.1)	(37.7)	(27.4)	(34.4)	(28.5)	(31.0)
5	B25	B30	B25	B27.5	B25	B22.5	B25	B22.5	B27.5
	(34.2)	(39.6)	(36.6)	(37.3)	(34.9)	(32.0)	(32.5)	(32.1)	(36.5)
6	B27.5	B30	B27.5	B25	B30	B25	B25	B22.5	B22.5
	(35.5)	(38.8)	(36.8)	(33.9)	(43.9)	(32.4)	(32.8)	(31.6)	(31.8)
Середня міцність, МПа	32.85	37.38	36.7	36.8	35.58	32.0	33.98	31.1	34.85
Встановлений клас по f _{ck,cube}	C25/30	C30/35	C30/35	C30/35	C30/35	C25/30	C25/30	C25/30	C30/35
Міцність f _{ck,} _{prism} , МПа	22.0	25.5	25.5	25.5	25.5	22.0	25.5	22.0	25.5
Висота зразка, h, см	95.0	95.7	96.8	94.0	97.0	98.8	98.0	95.0	98.0

*Кольором позначені спроби, які не враховувались при визначенні класів бетону

3.4. Процедура випробувань

Метою дослідження є встановлення експериментальним шляхом несучої здатності та особливостей деформування бетонних та залізобетонних стійок в просічних обоймах.

Об'єкт дослідження – короткі бетонні та залізобетонні стійки, що зазнають впливу статичного та малоциклового навантаження.

Предмет дослідження – несуча здатність та характер руйнування об'єкта дослідження під дією навантаження.

При випробуванні зразків розглядається три схеми навантаження (табл. 3.3): схема I – ступінчасте навантаження зразка до руйнування, коли навантаження передається на всю площину зразка пластинами пресу; схема II – ступінчасте навантаження зразка до руйнування, коли навантаження передається через сталеві оголовники, що розташовані під та над дослідним зразком; схема III – малоциклове навантаження зразка до руйнування, що розташовані під та над дослідним зразком.

Таблиця 3.3.



Блок-схема експериментальних випробувань

В якості основної силової установки використовується прес гідравлічний для випробування будівельних конструкцій ПСУ-500, верхня опорна плита якого закріплена на рухомій траверсі і має сферичну опору для самостійної установки. В якості оголовників для схеми ІІ та ІІІ використовуються дві круглі сталеві пластини товщиною 16мм та діаметром 300мм. В якості допоміжного обладнання для перевезення зразків по лабораторії та установлення їх у пресі використані гідравлічний підкотний кран-підйомник «Intertool», вантажопідйомністю 1.0т (рис. 3.11, а) та ручна таль «Intertool» вантажопідйомністю 1.0т (рис. 3.11, б).



Рис. 3.11. Кран-підйомник підкатний гідравлічний (а) та таль ручна (б)

Навантаження для всіх схем випробування прикладається ступенями рівними 0.49МН. Малоциклове випробування передбачає розвантаження зразка після кожного кроку навантаження. Максимально можливий рівень 4.51-4.71MH (460-480т). створюваного навантаження складає Для вимірювання поздовжніх деформацій зразка при стисканні використаний прогиномір 6ПАО, що закріплювався на верхній та нижній пластинах пресу. Для вимірювання деформацій зразка в поперечному напрямку використані індикатори годинникового типу ІЧ-10 (механічні та цифрові) в кількості 4шт. Індикатори ІЧ-10 встановлювались на нерухомих штативах нижній пластині пресу по середині дослідного зразка. Схему на встановлення вимірювальних приладів наведено на рис. 3.12 – 3.13.



Рис. 3.12. Схема установки приладів вимірювання та навантаження: а) для схеми І; б) для схем ІІ, ІІІ (де П-1 – прогиномір; И1-И4 – індикатори ІЧ-10)





Рис. 3.13. Встановлення вимірювальних приладів на дослідних зразках

3.5 Результати натурних випробувань

3.5.1. Ступінчасте навантаження за схемою І

Як вже було зазначено вище, за схемою I було випробувано 12 дослідних зразків – по три зразки в кожній серії БС-0, БС-П та БС-ПШ. Зразок кожної з серій встановлювався безпосередньо на нижню пластину пресу з послідуючим його центруванням. Після установки вимірювальних приладів, відповідно до рис. 3.13 відбувалось навантаження зразка ступенями по 0.49MH до повного його руйнування. Результати визначення руйнівних зусиль для дослідних зразків наведені в табл. 3.4.

Таблиця 3.4.

	2		2						
Номери зразків (серія 1)	•1	•2	•3	X1	X2	X3	Ж1	Ж2	Ж3
Розрахункове руйнівне зусилля по бетону, МН	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49	2.95	2.95	3.49
Фактичне руйнівне зусилля, МН	3.38	3.43	2.99	3.82	3.92	4.06	4.20	4.17	4.31

Руйнівні зусилля для схеми І

Слід відзначити, що для зразків усіх серій характерним є поява волосяних поздовжніх тріщин, які йдуть від основи зразка до його центру, з подальшим їх розкриттям: для зразків серії БС-0 це можна спостерігати при рівні навантаження 0.980 МН і більше, для зразків серій БС-П та БС-ПШ – при навантаженні 1.96-2.45 МН. На рис. 3.14 наведені результати вимірювання деформацій зразків серії БС-0 в поперечному напрямку, на рис. 3.15 – в поздовжньому. Процес руйнування зразків БС-0 наведений на рис. 3.16.



Рис. 3.14. Усереднені графіки залежності переміщень, мм від прикладеного навантаження, кН для зразків серії БС-0



Рис. 3.15. Графік залежності переміщення, мм від прикладеного навантаження для зразків серії БС-0



Рис. 3.16. Процес руйнування зразків серії БС-0

Для зразків серій БС-П та БС-ПШ розширення тріщин супроводжувалося незначним відшаруванням захисного шару бетону, однак остаточного руйнування зразка не спостерігалося. При певному рівні навантаження, що прийнято за руйнівне, контрольна стрілка пресу зупинялася, а робоча стрілка йшла в зворотному напрямку. На рис. 3.17-3.19 наведені результати вимірювання деформацій зразків в поперечному та поздовжньому напрямках. Процес руйнування зразків серії БС-П наведено на рис. 3.20, серії БС-ПШ – на рис. 3.21.



Рис. 3.17. Усереднені графіки залежності переміщень, мм від прикладеного навантаження, кН для зразків серії БС-П



Рис. 3.18. Усереднені графіки залежності переміщень, мм від прикладеного навантаження, кН для зразків серії БС-ПШ



Рис. 3.19. Графік залежності переміщення, мм від прикладеного навантаження для зразків серії БС-П (а) та БС-ПШ (б)



Рис. 3.20. Характер руйнування зразків серії БС-П



Рис. 3.21. Характер руйнування зразків БС-ПШ

При випробуванні за схемою І руйнування просічної обойми або арматурних шпангоутів відзначено не було. Збільшення руйнівного навантаження для зразка БС-П в порівнянні з БС-0 складає 1.18-1.26 рази, у зразка БС-ПШ у порівнянні з БС-0 – 1.21-.1.28. При цьому також можна відмітити тенденцію до зменшення рівня переміщень як в поздовжньому, так і в поперечному напрямках для зразків в просічній обоймі.

3.5.2. Малоциклове навантаження за схемою ІІ

За схемою III було випробувано 6 дослідних зразків – по два зразки в кожній серії БС-0, БС-П та БС-ПШ. Кожен зразок встановлювався на

попередньо відцентрований на пластині пресу оголовник з послідуючим безпосередньо Після його центруванням на пластині. установки вимірювальних приладів, відповідно 3.13. відбувалось до рис. навантаження зразка ступенями по 0.49МН з розвантаженням кожної ступені навантаження. Результати визначення руйнівних зусиль для дослідних зразків наведені в табл. 3.5. Графіки залежності поздовжніх деформацій для дослідних зразків наведені на рис. 3.22.

Таблиця 3.5.



Руйнівні зусилля для схеми ІІ

Рис. 3.22. Графік залежності переміщення, мм від прикладеного навантаження, кН для малоциклових випробувань

Для малоциклових випробувань характерне різке крихке руйнування. Навіть для зразків серії БС-0 волосяні тріщини не спостерігались при низьких рівнях навантаження. Відзначене різке тріщиноутворення бетонного зразка при навантаженні, близькому до руйнівного, з подальшим його розділенням на декілька частин (рис. 3.23).





Рис. 3.23. Характер руйнування зразка серії БС-0

Подібний характер руйнування демонструє зразок серії БС-П (рис. 3.24). При навантаженні близько 2.45МН (250т) починається процес утворення тріщин та їх розкриття з ростом навантаження. При руйнівному значенні навантаження контрольна стрілка зупиняється, при цьому робоча стрілка показує на зменшенні рівня навантаження, але процес руйнування зразка продовжується. Відбувається повторне незначне зростання навантаження до рівня, меншого за значення руйнівного навантаження. В певний момент часу відбувається «хлопок», що свідчить про руйнування просічної оболонки, після чого робоча стрілка повертається в нульову позицію, що свідчить про повне руйнування зразка.

Для зразків серії БС-ПШ руйнування відбувається аналогічно до зразків БС-П (рис. 3.25) з відмінністю у тому, що повторний ріст навантаження після того, як робоча стрілка починає йти у зворотному напрямку, оповіщаючи про початок руйнування зразка, може відбуватися декілька разів (спостерігалося 5 повторних наборів навантаження), кожного разу підіймаючись до все меншого рівня навантаження. Однак, кожна із ступенів довантаження зразка була меншою за руйнівне значення та меншою за попередню. В певний момент також відбувається схлопування, що свідчить про руйнування сітки та/або шпангоутів (рис. 3.26).



Рис. 3.24. Руйнування зразків серії БС-П



Рис. 3.25. Руйнування зразка БС-ПШ



Рис. 3.26. Руйнування просічної оболонки та шпангоутів

Руйнівне зусилля для зразків БС-П в 1.05 рази та для зразків БС-ПШ в 1.21 рази, відповідно, перевищує руйнівне зусилля для чисто бетонних зразки БС-0. При цьому рівень поздовжніх деформацій для зразків в обоймах при аналогічних рівнях навантаження менший за деформації чисто бетонного зразка.

3.5.3. Ступінчасте навантаження за схемою III

За схемою III було випробувано 3 дослідних зразки – по одному зразку в кожній серії БС-0, БС-П та БС-ПШ. Кожен зразок встановлювався на попередньо відцентрований на пластині пресу оголовник з послідуючим безпосередньо Після його центруванням на пластині. установки вимірювальних приладів, відповідно 3.13 відбувалось до рис. навантаження зразка ступенями по 0.49МН до повного його руйнування. Результати визначення руйнівних зусиль для дослідних зразків наведені в табл. 3.6.

Таблиця 3.6. Руйнівні зусилля для схеми ІІ

Номери зразків (серія 2)	•1	X2	Ж3
Розрахункове руйнівне зусилля по бетону, МН	3.49	4.05	4.05
Фактичне руйнівне зусилля, МН	2.57	2.70	2.83

Графіки залежності поздовжніх деформацій від прикладеного навантаження наведені на рис. 3.27. Характер руйнування дослідних зразків всіх серій аналогічний до описаних вище, для випробування за схемою II (рис. 3.28).



Рис. 3.27. Графік залежності переміщення, мм від прикладеного навантаження, кН для третьої схеми випробувань



б)



Рис. 3.28. Характер руйнування зразка БС-П (а) та БС-ПШ (б)

3.6. Аналіз отриманих результатів

Для першої схеми випробувань встановлено, що вже на нижніх рівнях навантаження для всіх зразків характерна поява волосяних тріщин в захисному шарі бетону, однак для зразків в сітці цей процес починається при більших навантаженнях, ніж для чисто бетонних. Крім того, для зразків серій БС-П і БС-ПШ за умовне руйнування прийнятий стрибок робочої стрілки в зворотному напрямку, так як руйнування зразка в традиційному розумінні встановлено не було, ймовірно, через недостатній створюваний рівень навантаження (з технічних причин). Збільшення руйнівного зусилля для зразка з сіткою становить 20-28%; зі шпангоутом - 28-39% в порівнянні з чисто бетонними зразками БС-0.

Характерною особливістю випробувань за другою та третьою схемами навантаження є відсутність волосяних тріщин практично на всьому діапазоні навантаження. Утворення тріщин відбувається при навантаженні, близькому до руйнівного, і супроводжується швидким поширенням тріщин від основини зразка вздовж нього з одночасним їх розкриттям. Для зразків БС-П і БС-ПШ відзначено як руйнування сітки, так і шпангоутів, що свідчить про включення їх в роботу. Рівень руйнівних зусиль нижче, ніж для першої схеми, що, ймовірно, є наслідком використання власне оголовників, а при малоцикловому випробуванні – ще й циклічності її прикладання. Збільшення руйнівного зусилля склало 5 і 23% для зразків в сітці і зі шпангоутом, відповідно, в порівнянні з чисто бетонними зразками.

Слід зазначити, що при передачі навантаження через оголовник для другої і третьої схем випробування характерно повторне збільшення навантаження після початку руйнування зразка, коли робоча стрілка вказує на падіння навантаження. Тобто процес повного руйнування біелемента відбувається ступенями до того остаточного моменту, коли руйнується сітка і/або шпангоут. Таким чином, можна зробити висновок, що в реальних конструкціях найкращого ефекту обойми можна досягти, якщо конструктивно передавати навантаження на всю площу перерізу виключно на бетон, не зачіпаючи сітчасту обойму. Відзначається, що отримані фактичні величини руйнівних зусиль дещо менші за очікувані (розрахункові) величини, що викликано, головним чином, якістю виготовлення власне дослідних зразків.

3.7. Висновки до розділу 3

1. На базі проведення натурних експериментальних досліджень залізобетонних колон при дії статичного та малоциклового навантаження представлені результати визначення особливостей деформування та руйнівних зусиль для бетонних стійок, бетонних стійок в просічній обоймі та аналогічних, підкріплених шпангоутами;

2. Отримано, що збільшення несучої здатності колон в просічних обоймах складає від 5 до 39% в порівнянні з чисто бетонними зразками (в залежності від схеми прикладання навантаження). При чому, використання обойм забезпечує зменшення поперечних та поздовжніх деформацій (до 25%) підсилених дослідних зразків у порівнянні з чисто бетонними зразками

3. При конструюванні колон в просічних обоймах для реальних будівельних об'єктів слід приділяти особливу увагу зоні передачі навантаження на колону та слідкувати за тим, щоб навантаження не передавалося на сітчасту обойму.

РОЗДІЛ 4. ОЦІНКА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ПРОПОНОВАНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОЛОН

З огляду на перманентну складність і витратність практично будь-яких натурних експериментальних досліджень, а також з метою підвищення рівня коректності розрахункової моделі, було прийнято рішення про моделювання дослідних зразків пропонованих колон в програмній системі «ЛС-Дайна».

4.1 Теоретична основа підходу до розрахунку конструктиву в програмному комплексі LS-DYNA

процесу випробування При вивченні зразка використовується комп'ютерна система LS-DYNA (Livermore Software Dynamic), розроблена Ліверморської фахівцями Національної лабораторії ім. Лоуренса, Каліфорнійського університету CIIIA (Lawrence Livermore National Laboratory, LLNL). У цей момент код комп'ютерної системи LS-DYNA є частиною комплексу розрахункових інженерних систем ANSYS Workbench і також входить як блок в окрему частину цього комплексу ANSYS APDL [102]. Комп'ютерна система LS-DYNA призначена для моделювання імпульсних впливів на конструктивні системи й моделювання результату цих впливів з використанням рівнянь динаміки в скінченно-елементній реалізації, контролю контакту й зусиль відклику на контактну взаємодію за допомогою методу штрафних функцій, динамічної перебудови сітки скінченних елементів при її резонінгу й поділу на окремі частини, здатні до подальшої контактної взаємодії.

Для моделювання напружено-деформованого стану (НДС) у бетонних зразках без армування та із армуванням сталевим просічно-витяжним листом, був застосований узагальнений інженерний підхід, заснований на таких основних посиланнях:

1. для математичного моделювання НДС деформованого твердого тіла застосовується узагальнений теоретичний підхід, який грунтується на ініціації переміщень точок механічної системи твердих деформованих тіл із застосуванням системи загальних рівнянь динаміки та рівнянь НДС, що викликається даними переміщеннями. Дані рівняння інтегруються за допомогою метода скінченних елементів (МСЕ).

2. для моделювання бетонної основи зразків застосовуються тривимірні масивні скінченні елементи гексаедричної форми із вісьма вузлами.

3. для моделювання сталевої арматури у вигляді просічно-витяжної оболонки та арматурних стержнів використовується двовимірні оболонкові скінченні елементи прямокутної форми типу Беличко-Цая [98, 102, 105] із чотирма вузлами та п'ятьма точками інтегрування за товщиною та одномірні лінійні елементи із визначеною формою перерізу.

4. Для описання нелінійної поведінки матеріалу бетону застосовується модель неперервної поверхні руйнування з обмежуючим куполом [102], яка будується на основі нелінійних діаграм деформування із спадними гілками.

5. У якості моделі матеріалу сталевої арматури використовується матеріал із можливістю пластичних деформацій, білінійні діаграми деформування типу Прандтля, форма яких включає тільки ділянку зростання та горизонтальну ділянку із граничною деформацією 15 % [102].

6. Для описання взаємодії між стискальними поверхнями пресу та торцями зразків використовується модель контактної взаємодії. Навантаження прикладається до пластин, які за прийнятими припущеннями виготовлені з абсолютно недеформованого матеріалу. Прикладання навантаження має динамічну історію та відбувається поступово протягом визначеного часу.

Більш детально дані положення розкриті далі.

4.1.1. Базова математична модель явного методу розрахунку динамічних систем деформованих тіл

Основою для розрахунків є розв'язок задачі деформування зразків в постановці руху деформованого тіла як динамічної системи. У даній постановці схема окремого твердого деформованого тіла в початковому стані в початковий час t = 0 показана на рис. 4.1. Окреме тверде деформоване тіло

має початковий об'єм Ω_0 , який обмежений поверхнею Γ_0 . У поточному положенні тіла в заданий час t набутий тілом об'єм позначений як Ω , із граничною поверхнею Г. Під час руху тіла з положення Ω_0 у положення Ω , довільна точка з координатами **X**, яка в початковому положенні належить до тіла із об'ємом Ω_0 , буде належати тому ж тілу при набутті ним об'єму Ω у поточному положенні з координатами **x**.



Початкове положення, t = 0

Рис. 4.1. Початковий недеформований стан і поточний деформований стан твердого тіла при його русі

Фундаментальні рівняння, які описують стан твердого тіла як динамічної системи, отримані шляхом врахування законів динаміки механічної системи и законів збереження у відповідності з роботами Беличко, Флангана та ін. [98, 102, 104, 105, 114].

4.1.2. Математична модель щодо контактної взаємодії

На рис. 4.2 наведена розрахункова схема контактної взаємодії двох деформованих тіл при їх дотиканні і подальшому взаємному проникненні під час їхнього руху. Для ідентифікації моменту початку контактної взаємодії двох контактуючих тіл фіксується виконання умови Герца-Синьоріні-Мора [98, 102, 104, 105, 114]:

$$g \ge 0, \ \lambda \ge 0, \ g \lambda \ge 0, \tag{4.1}$$

де g – величина зазору, що обчислюється за виразом:



Рис. 4.2. Схема контактної взаємодії між твердими деформованими тілами

Схема ідентифікації геометричних параметрів тіл, що контактують між собою, подана на рис. 4.3.



Рис. 4.3. Схема ідентифікації геометричних параметрів контакту поверхонь твердих деформованих тіл.

Для уведення до математичної моделі сил тертя при контактній взаємодії використовується узагальнений закон Кулона. До математичного моделювання контактної взаємодії між граничними поверхнями СЕ використовується метод штрафних функцій та метод множення Лагранжа [98, 102, 104, 105, 114]. Для описання взаємодії між сегментами поверхні СЕ, що обмежується чотирма вузлами застосовується алгоритм обчислювальних процедур, викладений нижче.

1. Визначається пара «підлеглий вузол – головний сегмент» СЕ, суміжних до поверхонь тіла із визначенням відповідності до умови положення проекції підлеглого вузла на головний сегмент кінцевого елементу у першому або четвертому квадранті локальної системи координат головного сегменту. Відповідна проекція вузла на сегмент розглядається як точка контакту, а дистанція між підлеглим вузлом та точкою контакту є проекційною відстанню. При взаємному аналізі вузла та сегменту площа сегменту збільшується на малу величину (близько 2%) для підвищення надійності обчислень контактного алгоритму.

2. Отримується набір координат контактної точки у локальній системі, зв'язаної із головним сегментом.

3. Обчислюється проекційна відстань у локальній системі, зв'язаної із головним сегментом.

4. При виконанні умови від'ємності проекційної відстані, її сприймають як глибину пенетрації і за отриманим значенням визначається сила, що прикладається до підлеглого вузла і обчислюється за формулою [98, 102, 104, 105, 114]:

$$f_s = K_c \cdot \delta, \tag{4.3}$$

де f_s – контактна сила, що прикладена у точці контакту; K_c – контактна жорсткість; δ – глибина пенетрації.

5. У вузлах головного сегменту визначаються сили контакту за функцією форми СЕ, що залежать від локації контактної точки у місцевій системі координат головного сегменту. Рівняння для описання функції форми СЕ подані нижче [98, 102, 104, 105, 114]:

$$f_m^i = N_i(\xi, \eta) \cdot f_s, \quad \text{Ae} \begin{cases} N_1 = 0.25(1+\xi)(1+\eta) \\ N_2 = 0.25(1+\xi)(1+\eta) \\ N_3 = 0.25(1+\xi)(1+\eta) \\ N_4 = 0.25(1+\xi)(1+\eta) \end{cases}$$
(4.4)

Контактна жорсткість отримується за формулою:

$$K_c = \frac{f_s A^2 k}{V_e},\tag{4.5}$$

де f_s – значення штрафного фактору; A – площа поверхні головного сегменту; k – об'ємний модуль пружності; V_e – об'єм СЕ, із даним сегментом.

4.1.3. Явний чисельний метод апроксимації рівнянь динаміки

Для моделювання напружено-деформованого стану у бетоні застосовуються гексаедричні СЕ типу SOLID із вісьма вузловими точками. Геометрична конфігурація елементу даного типу подана на рис. 4.4.



Рис. 4.4. Геометрична конфігурація гексаедричного кінцевого елементу типу SOLID із вісьма вузловими точками

СЕ планарного типу мають представлення оболонкою Беличко-Цая (Беличко-Ліна-Цая) [102, 105], що має у своїй основі описання процесу

динамічної взаємодії у даному СЕ у вигляді комбінації обертання та лінійного зміщення точок разом із деформуванням. Ефективність використання даного типу СЕ полягає у математичному спрощенні як результат двох даних кінематичних припущень при введенні локальної системи координат, пов'язаної із даним типом СЕ. Швидкість деформації зв'язана із тензором напружень Коши. Запис такої форми дозволяє обійти складність розрахунків за умови врахування нелінійності деформування. Для встановлення базових геометричних та силових співвідношень у СЕ типу оболонок Беличко-Цая запроваджується локальна система координат ($\hat{x}, \hat{y}, \hat{z}$), одиничні вектори якої $\hat{\bf{e}}_1, \hat{\bf{e}}_2, \hat{\bf{e}}_3$ встановлюються відповідно до схеми на рис. 4.5 [102, 105].



Рис. 4.5. Схема встановлення параметрів геометричної конфігурації СЕ типу оболонки Беличко-Цая

Для встановлення базових співвідношень для CE типу оболонки Беличко-Цая застосовується теорія Міндліна [98, 102].

4.1.4. Метод математичного моделювання поширення тріщин у матеріалі

Для поділу матеріалу на частині у випадку досягнення в ньому руйнуючих деформаційних або силових факторів залежно від використовуваної теорії міцності застосовується СЕ незалежний метод, запропонований у роботі [105]. Даний метод використовує алгоритм перебудування сітки, який використовується в місці дефекту, що утворювався. Алгоритм поділу на різні частини сітки СЕ полягає в проведенні наступних процедур.

1. Визначаються вузли, де параметр, що є опорним для прийнятої теорії міцності матеріалу, досягає граничних значень у даній моделі.

2. По отриманих точках проводиться площина тріщини.

 Якщо площина тріщини проходить близько існуючого вузла, положення тріщини й положення вузла коректується для створення коректної сітки поблизу знову утворених поверхонь.

4. Елементи із тріщиною видаляються при використанні певної геометрії площини тріщини. Це досягається перевизначенням нових вузлів на поверхнях розділених СЕ площиною тріщини на останньому кроці.

5. Відбувається відновлення бази даних при перевизначенні ідентифікованих вузлів і елементів, що як примикають до поверхонь берегів тріщини.

6. Утворені поверхні й вузли додаються в новий список контактних поверхонь і вузлів.

4.1.5. Математична модель поведінки бетону в умовах механічного навантаження

Згідно з термінологією, прийнятою в документації до програмного комплексу LS-DYNA, математичний опис феноменології поведінки матеріалу в умовах навантаження, що змінюється від нуля до значень, які можуть бути порівнянні із граничними, або перевищувати їх, називається математичною моделлю або просто моделлю матеріалу. Сюди входять математичні співвідношення теорій міцності й пластичності. Можливості LS-DYNA для опису властивостей залізобетону дозволяють використання як суцільного матеріалу з представленням арматурних включень як додаткова умова анізотропії й модифікованої міцності матеріалу, розподілене по всьому об'єму. Також є можливість представлення арматурних стрижнів за допомогою окремих типів елементів – балкових або об'ємних. Істотною перевагою системи LS-DYNA є те, що елементи різних типів не обов'язково повинні сполучатися у спільних вузлах, що суттєво спрощує побудову скінченно-елементних схем. Сполучення різних типів елементів можливо за допомогою теорії Лагранжа. Тому сама модель залізобетону буде багатоелементною і багатоматеріальною.

При описанні бетону використана модель неперервної поверхні руйнування з обмежуючим куполом, що має номенклатурне позначення в системі LS-DYNA як CSCM type No 159 (Continuous Surface Cap Model), яка описана на роботах Murray, Abu-Odeh i Bligh [135]. Даний підхід має повний збіг з критерієм Василькова-Шмуклера щодо використання парціальних значень щільності потенційної енергії деформації для різних видів деформування (стиск, розтягнення, зсув).

Основною особливістю даної моделі є те, що комбінації напружень, при якому матеріал здатний опиратися, обмежені особливою поверхнею, яка скомпонована з поверхні текучості й крихкого руйнування. Тобто дана поверхня охоплює всі випадки руйнування бетону комплексно й установлює тим самим умови або крихкого або в'язкого руйнування. На рис. 4.6 показаний загальний вигляд геометрії даної поверхні.



Рис. 4.6. Загальний вид геометричної конфігурації поверхні руйнування бетону

При цьому частини поверхні руйнування є нерівнозначними, і тому дана поверхня розділяється на зони – зону руйнування внаслідок деформацій зсуву і зону зміцнення при ущільненні бетону внаслідок стиску, які сполучені між собою й утворюють гладку й безперервну поверхню. На рис. 4.7 представлений меридіональний переріз даної поверхні.



Рис. 4.7. Меридіональний переріз поверхні руйнування бетону

Поверхня руйнування побудована за допомогою трьох інваріантів напружено-деформованого стану

$$f(J_1, J'_2, J'_3, k) = J'_2 - \Re^2 F_f^2 F_c, \qquad (4.6)$$

де J_1 , J'_2 , J'_3 – відповідно перший, другий і третій інваріанти тензора напружень; Fc – функція поверхні купола зміцнення при стиску; Ff – функція поверхні руйнування внаслідок зсуву; k – величина першого інваріанта в місці сполучення поверхонь; \Re – трьохінваріантний знижувальний коефіцієнт Рубіна.

При розрахунках дані тензора напружень оновлюються, у результаті чого визначаються поточні величини інваріантів, позначувані як J_1^T , J'_2^T , J'_3^T . За умови, що $f(J_1^T, J'_2^T, J'_3^T) \leq 0$, напружено-деформований стан розглядається як пружний. Якщо $f(J_1^T, J'_2^T, J'_3^T) > 0$, тоді напруженодеформований стан розглядається як пружно-пластичний. В останньому випадку алгоритм розрахунків повертає напружено-деформований стан до поверхні текучості, яка може бути записана як $f(J_1^T, J'_2^T, J'_3^T) = 0$.

<u>Руйнування окремих скінченних елементів.</u> Окремий СЕ втрачає свої міцність і жорсткість за умови, коли $d \rightarrow 0$ (де d – скалярний параметр, який перетворює тензор напружень без ушкодження в тензор з ушкодженням).

Попереджаючи складності, які можуть виникнути при надмірно низькій жорсткості, умова руйнування СЕ доступна як користувацька опція. За замовчуванням елемент руйнується за умови, якщо *d* ≥ 0.99 і максимальна головна деформація більше чим встановлена користувачем введена величина. Для визначення характеру деформування використовуються діаграми деформування, вигляд яких представлений на рис. 4.8.

4.1.6. Математична модель поведінки арматурної сталі в умовах механічного навантаження

Згідно з термінологією, прийнятою в документації до програмного комплексу LS-DYNA, математичний опис феноменології поведінки арматурної сталі відповідає моделі матеріалу, що має номенклатурне позначення в системі LS-DYNA як PLASTIC KINEMATIC Material type No 003. Дана модель описує простий ізотропний матеріал із діаграмою деформування, що симетрична й для стиску, і для розтягу. Вигляд використовуваної діаграми показаний на рис. 4.9. При цьому деструкція матеріалу відбувається при досягненні граничної деформації, установлюваної користувачем.







Рис. 4.9. Діаграми деформування моделі матеріалу для опису арматурної сталі

4.2. Технічне описання і вихідні дані щодо бетонних зразків

4.2.1. Конструктивні схеми бетонних зразків

Розрахунок проводиться для трьох типів зразків, конструктивні схеми яких наведені на рис. 4.10. Дані зразки мають аналогічні розміри із тими, що представлені в Розділі 3.



Рис. 4.10. Конструктивні схеми бетонних та залізобетонних зразків

Схеми передачі навантаження наведена на рис. 4.2. Схема I (рис. 4.11, а) представлена передачею навантаження через пластини пресу розміром 800х800мм. Схема II (рис. 4.11, б) представляє передачу навантаження через круглу пластину товщиною 16мм та діаметром 300мм, що розташовується під та над дослідним зразком. Навантаження прикладається ступенями до повного руйнування зразка. Малоциклове завантаження при моделюванні не розглядалося.



Рис. 4.11. Схема прикладання навантаження: а) безпосередньо через пластини пресу; б) через круглі пластини меншого діаметру

4.2.2. Характеристики матеріалів дослідних бетонних та залізобетонних зразків

Технічні дані, які необхідні для моделі матеріалу бетону наведені в табл. 4.1. У даній таблиці зазначені основні характеристики для моделі матеріалу бетону CSCM type No 159.

Таблиця 4.1.

Параметр	Од. вимірювання	Величина	
Густина	$\kappa\Gamma/M^3$	2500	
Границя міцності	МПа	30	
Provypound upuncooti notopyoni		Не	
врахування швидкості деформації		враховується	
Розмір крупного заповнювача	М	0.02	

Параметри моделі бетону CSCM type No 159

Технічні дані, які необхідні для моделі матеріалу арматурної сталі наведені в табл. 4.2. У даній таблиці зазначені основні характеристики для моделі матеріалу арматурної сталі PLASTIC KINEMATIC MAT type No 003. Для плит пресу приймається абсолютно твердий матеріал (MAT RIGID type No 020). Для встановлення геометричної незмінюваності системи даний матеріал для нижньої губки не допускає деформування і для нього
опціонально блоковані всі ступені свободи. Для верхньої губки також блоковані всі переміщення елементів окрім переміщень вздовж вертикальної вісі.

Таблиця 4.2.

Арматурн. елемент	Коеф. Пуасона	Модуль пружності, ГПа	Межа текуч., МПа	Густина, кг/м ³	Гранична деформація	Швидкість деф.
ПВЛ	0.3	210	240	7850	0.15	Не
Стержні	0.5	210	400	7850	0.15	враховується

Параметри моделі KINEMATIC MAT type No 003

На рис. 4.12 показана схема елементів зразків й відповідних їм моделей матеріалів.



Рис. 4.12. Схема прикладення моделей матеріалів до елементів зразків

4.2.3. Механічне навантаження та граничні умови

На рис. 4.13 наведена схема зразка із прикладеним розподіленим навантаженням до верхньої губки випробувального пресу. Губки пресу, показані на рис. 4.13, які являють собою нерухоме і рухоме тільки у вертикальному напрямку абсолютно тверді тіла, що обумовлюється прийнятим матеріалом (див. рис. 4.12). При цьому в опціях даного матеріалу визначене, що рух нижньої губки заблокований по всіх ступенях свободи, а рух навантажувальної верхньої губки заблокований по всіх переміщеннях крім вертикального напрямку. Спирання колони на дані опори здійснюється шляхом моделювання контактної взаємодії між окремими частинами моделі, автоматично створеними в системі як частини з різного матеріалу. Контактна взаємодія встановлена автоматична типу «поверхня-поверхня» з урахуванням тертя між ними за узагальненим законом Кулона з коефіцієнтом тертя $\mu = 0.6$ (тертя між сталевою поверхнею та поверхнею бетону).



Рис. 4.13. Схема прикладення навантаження до зразків

При об'єднанні переміщень частин моделі, відповідних до бетону й арматурного каркасу, використовується опція «constrained Lagrange in solid». Дана опція визначає, що алгоритм системи шукає перетинання лінійних або плоских СЕ з об'ємними СЕ й шляхом інтерполяції визначає спільні точки, що належать обом СЕ пари й поєднує їхні переміщення. Даний алгоритм заснований на способі множників Лагранжа.

4.2.4. Скінченно-елементна схема моделі

При виборі СЕ для моделі колони були прийняті такі основні положення.

1. Для моделювання бетону й абсолютно твердих опор використовується 8-вузловий гексаедричний СЕ; для моделювання сталевої просічно-витяжної оболонки – чотирьохвузловий плоский, а для арматурних стержнів двохвузловий стрижневий СЕ. Всі СЕ є елементами лагранжевого типу, які представлені на рис. 4.14.



Рис. 4.14. Форма скінченних елементів: *a* – гексаедричний CE (SOLID), що моделює бетон; *б* – чотирикутний CE (SHELL), що моделює сталевий ПВЛ; *в* – балковий CE (BEAM), що моделює арматурні стержні

2. Всі типи СЕ є фізично нелінійними, їх властивості відповідають моделям матеріалів.

На рис. 4.15-4.16 показаний загальний вигляд скінченно-елементних схем бетонних зразків для двох схем випробування.



Рис. 4.15. Скінченно-елементні схеми бетонних зразків із губками навантажувального пресу для схеми навантаження І: а) БС-0, б) БС-П, в) БС-ПШ



Рис. 4.16. Скінченно-елементні схеми бетонних зразків із губками навантажувального пресу для схеми навантаження II: а) БС-0, б) БС-П, в) БС-ПШ

Як видно зі скінченно-елементних схем, наведених на рис. 4.15-4.16, сітка СЕ бетону й арматурного каркасу має дуже маленьке розрідження. Розміри та кількість СЕ наведені у табл. 4.3. Параметри, які визначають густоту сітки, обрані для забезпечення високої точності відображення тріщин і дефектів.

Таблиця 4.3.

			-					
Частина моделі		Мін. розмір, мм	Макс. розмір, мм	Кількість				
		Зразок	БС					
Бетонна	основа	8	16	33608				
Опори:	I схема	50	400	8				
	II схема	16	134	14				
Загальна	а кількість скінче	енних елементів:	I схема	33616				
			II схема	33622				
Зразок БС-П								
Бетонна	основа	8	16	24878				
ПВЛ		6	42	4230				
Опори	I схема	50	400	8				
	II схема	16	134	14				
Загальна	а кількість скінче	енних елементів:	I схема	29116				
			II схема 29122					
		Зразок Б	С-ПШ					
Бетонна	основа	8	16	24878				
ПВЛ		6	42	4230				
Арматур	оні стержні	8	8	144				
Опори	I схема	50	400	8				
	II схема	16	134	14				
Загальна	а кількість скінче	енних елементів:	I схема	29260				
			II схема	29266				

Параметри скінченних елементів моделей зразків для випробування

4.3. Результати розрахунків

4.3.1. Схема навантаження I

У контексті поставлених завдань у даній роботі основна увага була приділена вивченню умов деформування зразків у порівнянні із результатами лабораторних випробувань зразків. Тому можливість утворення тріщин опціонально була знижена (в моделі бетону CSCM type No 159 опція ERODE встановлена 1.1). Це дозволяє прослідкувати розподіли розрахункових даних у зразку при зберіганні ним відповідної цілісності, крім того уникнути негативного впливу тріщин із непропорціональним масштабом у межах чарунок моделей сіток. На рис. 4.17 показано розподілення нормальних напружень у направленні поздовжньої осі зразку БС при різних рівнях навантаження.



Рис. 4.17. Розподілення нормальних напружень σ_y (Па) у напрямку поздовжньої осі зразка БС при різних рівнях навантаження: a) N = 0.84 MH; б) N = 1.68 MH; в) N = 2.53 MH; г) N = 3.37 MH

Якісно дані зображення показують наявність найбільшої концентрації нормальних напружень в осерді зразка, що свідчить про високий рівень зусиль, що спрямовані на розширення зразка у його середині. На рис. 4.18 показаний механізм руйнування зразка при постійно діючому зусиллі 3.37 МН, при дії якого відбувається руйнування зразка серії БС.



Рис. 4.18. Механізм руйнування бетонного зразка БС із розподіленнями нормальних напружень σ_y (Па) у направленні його поздовжньої осі

Наведена картина руйнування бетонного зразка БС збігається із теоретичними уявленнями про даний процес для подібних бетонних зразків. Можна помітити, що процес руйнування полягає у розширенні бетонного зразка у його середині. При цьому на поверхні та всередині зразка утворюються поздовжні тріщини. Також можна помітити, що на етапах руйнування зразка рівень напружень, що діють всередині зразка поступово зменшується, внаслідок зменшення його здатності до опору. Крім цього процес руйнування розвивається надзвичайно швидко із миттєвим вивільненням внутрішньої енергії деформації. Отримані результати повністю повторюють дані, наведені у роботі [135], як результат проведення розрахунків подібного зразка.

На рис. 4.19 наведений розподіл пластичних деформацій усередині зразка. Пластичні деформації локалізуються в осерді зразка із характерною х-подібною формою. Це свідчить що зразок руйнується з причини зсувних деформацій.



Рис. 4.19. Розподіл пластичних деформацій всередині зразка БС на початку його руйнування

На рис. 4.20 показано розподілення нормальних напружень у направленні поздовжньої осі зразку БС-П при різних рівнях навантаження.



Рис. 4.20. Розподілення нормальних напружень σ_y (Па) у напрямку поздовжньої осі зразка БС-П при різних рівнях навантаження: a) N = 1.23 MH; б) N = 2.45 MH; в) N = 3.68 MH; г) N = 4.91 MH

Якісно дані зображення, також як і для зразка БС, показують наявність найбільшої концентрації нормальних напружень в осерді зразка, що свідчить про високий рівень зусиль, що спрямовані на розширення зразка у його середині. Тим не менше, наявність арматурної сітки зумовлює відмінності у наведених розподілах, що виражаються в більш рівномірному розподілі напружень у бетонному осерді усередині зразка БС-П. Така картина є результатом впливу наявності просічно-витяжної обойми (сітки).

На рис. 4.21 показаний механізм руйнування зразка БС-П із розподіленнями пластичної деформації і в бетонній основі, і в просічній обоймі при постійно діючому зусиллі 4.91 МН, при дії якого відбувається руйнування зразка.



Рис. 4.21. Механізм руйнування бетонного зразка БС-П із розподіленнями величини пластичних деформацій у бетонній основі та армуванні

Наведена картина руйнування бетонного зразка БС-П подібна до аналогічної картини для зразка БС. Можна помітити, що процес руйнування полягає також у розширенні бетонного зразка БС-П у його середині. При цьому, як і для зразка БС, на поверхні та всередині зразка БС-П утворюються поздовжні тріщини, але їх характер є іншім, оскільки поверхневі тріщини не поширюються вглиб далі просічної обойми. Також можна помітити, що на етапах руйнування зразка рівень напружень, що діють всередині зразка поступово зменшується, внаслідок зменшення його здатності до опору. На рис. 4.22 наведений розподіл пластичних деформацій усередині бетонної основи зразка і сталевій просічній обоймі окремо. Так само, як і для зразка БС, пластичні деформації локалізуються в осерді зразка БС-П із характерною х-подібною формою. Це свідчить про те, що механізм руйнування зразку БС-П подібний до механізму руйнування зразка БС, але руйнівні деформації розвиваються повільніше.



Рис. 4.22. Розподіл пластичних деформацій всередині зразка БС-П на різних стадіях його руйнування

На рис. 4.23 показано розподілення нормальних напружень у направленні поздовжньої осі зразку БС-ПШ при різних рівнях навантаження. Для зразка БС-ПШ також характерна наявність найбільшої концентрації нормальних напружень в осерді зразка, що свідчить про високий рівень зусиль, що спрямовані на розширення зразка у його середині. Наявність арматурної сітки та стержнів зумовлює відмінності у наведених розподілах, що виражаються в більш рівномірному розподілі напружень у бетонному осерді усередині зразка БС-ПШ.

На рис. 4.24 показаний механізм руйнування зразка БС-ПШ із розподіленнями пластичної деформації і у бетонній основі, і у просічній обоймі при постійно діючому зусиллі 5.22 МН, при дії якого відбувається руйнування зразка.



Рис. 4.23. Розподілення нормальних напружень σ_y (Па) у направленні поздовжньої осі зразка БС-ПШ при різних рівнях навантаження: *a*) N = 1.31 MH; $\delta - N = 2.61$ MH; e - N = 3.92 MH; e - N = 5.22 MH.



Рис. 4.24. Механізм руйнування бетонного зразка БС-ПШ із розподіленнями величини пластичних деформацій у бетонній основі та армуванні

Наведена картина руйнування бетонного зразка БС-ПШ подібна до обох попередніх зразків. Можна помітити, що процес руйнування полягає також у розширенні бетонного зразка БС-ПШ у його середині.

4.3.2. Схема навантаження ІІ

На рис. 4.25 показано розподілення нормальних напружень у направленні поздовжньої осі зразку БС при різних рівнях навантаження для другої схеми закріплення. Якісно дані зображення показують наявність найбільшої концентрації нормальних напружень в осерді зразка, що свідчить про високий рівень зусиль, що спрямовані на розширення зразка у його середині.



Рис. 4.25. Розподілення нормальних напружень σ_y (Па) у напрямку поздовжньої осі зразка БС при різних рівнях навантаження: *a*) N = 0.66 MH; δ) N = 1.31 MH; ϵ) N = 1.97 MH; ϵ) N = 2.62 MH

На рис. 4.26 показаний механізм руйнування зразка при постійно діючому зусиллі 2.62 МН, за дією якого відбувається руйнування зразка БС за другою схемою навантаження. Наведена картина руйнування бетонного зразка БС збігається із теоретичними уявленнями про даний процес для подібних бетонних зразків. Процес руйнування полягає у розширенні бетонного зразка у його середині. При цьому на поверхні та всередині зразка утворюються поздовжні тріщини. Також можна помітити, що на етапах руйнування зразка рівень напружень, що діють всередині зразка поступово зменшується, внаслідок зменшення його здатності до опору. Крім цього процес руйнування розвивається надзвичайно швидко із миттєвим вивільненням внутрішньої енергії деформації. Отримані результати повністю повторюють дані, наведені у роботі [135], як результат проведення розрахунків подібного зразка.



Рис. 4.26. Механізм руйнування бетонного зразка БС за II схемою навантаження із розподіленнями нормальних напружень σ_y (Па) у направленні його поздовжньої осі

На рис. 4.27 наведений розподіл пластичних деформацій усередині зразка БС за II схемою навантаження. Пластичні деформації локалізуються у зовнішніх шарах зразка. Це свідчить про те, що зразок руйнується з причини зсувних деформацій.



Рис. 4.27. Розподіл пластичних деформацій всередині зразка БС із другою схемою навантаження на початку його руйнування

На рис. 4.28 показано розподілення нормальних напружень у направленні поздовжньої осі зразку БС-П при різних рівнях навантаження за другою схемою.



Рис. 4.28. Розподілення нормальних напружень σ_y (Па) у напрямку поздовжньої осі зразка БС-П при різних рівнях навантаження за другою схемою: а) N = 0.89 MH; б) N = 1.71 MH; в) N = 2.57 MH; г) N = 3.42 MH

Якісно дані зображення, так само як і для зразка БС-П, при другій схемі показують наявність найбільшої концентрації нормальних напружень в осерді зразка, що свідчить про високий рівень зусиль, що спрямовані на розширення зразка у його середині. Тим не менше, наявність арматурної сітки зумовлює відмінності у наведених розподілах, що виражаються в більш рівномірному розподілі напружень у бетонному осерді усередині зразка БС-П. Така картина є результатом впливу просічної обойми.

На рис. 4.29 показаний механізм руйнування зразка БС-П із розподіленнями пластичної деформації і у бетонній основі, і у просічній

обоймі при постійно діючому зусиллі 3.42 МН, при дії якого відбувається руйнування зразка при другій схемі навантаження.



Рис. 4.29. Механізм руйнування бетонного зразка БС-П за другою схемою навантаження із розподіленнями величини пластичних деформацій у бетонній основі та армуванні

Характер руйнування бетонного зразка БС-П подібний до аналогічної картини руйнування для зразка БС. Можна помітити, що процес руйнування полягає також у розширенні бетонного зразка БС-П у його середині. При цьому, як і для зразка БС, на поверхні та всередині зразка БС-П утворюються поздовжні тріщини, але їх характер є іншім. Поверхневі тріщини поширюються вглиб далі від просічної обойми. Також можна помітити що на етапах руйнування зразка рівень напружень, що діють всередині зразка поступово зменшується, в наслідок зменшення його здатності до опору.

На рис. 4.30 наведений розподіл пластичних деформацій усередині бетонної основи зразка. Також, як і для зразка БС, пластичні деформації локалізуються в осерді зразка БС-П. Це свідчить що механізм руйнування зразка БС-П при другій схемі навантаження подібний до механізму руйнування зразка БС, але руйнівні деформації розвиваються повільніше.



Рис. 4.30. Розподіл пластичних деформацій всередині зразка БС-П на різних стадіях його руйнування за другою схемою навантаження

На рис. 4.31 показано розподілення нормальних напружень у направленні поздовжньої осі зразку БС-ПШ при різних рівнях навантаження за другою схемою.



Рис. 4.31. Розподілення нормальних напружень σ_y (Па) у напрямку поздовжньої осі зразка БС-ПШ при різних рівнях навантаження за другою схемою: *a*) N = 0.88 MH; *б*) N = 1.76 MH; *в*) N = 2.64 MH; *г*) N = 3.53 MH

Також для зразка БС-ПШ характерно наявність найбільшої концентрації нормальних напружень в осерді зразка, що свідчить про високий рівень зусиль, що спрямовані на розширення зразка у його середині. Наявність арматурної сітки та стержнів зумовлює відмінності у наведених розподілах, що виражаються в більш рівномірному розподілі напружень у бетонному осерді усередині зразка БС-ПШ.

На рис. 4.32 показаний механізм руйнування зразка БС-ПШ із розподіленнями пластичної деформації в бетонному ядрі та просічній оболонці при постійно діючому зусиллі 3.53 МН, при дії якого відбувається руйнування зразка при другій схемі навантаження.



Рис. 4.32. Механізм руйнування бетонного зразка БС-ПШ із розподіленнями величини пластичних деформацій у бетонній основі та армуванні при другій схемі навантаження

Наведена картина руйнування бетонного зразка БС-ПШ подібна до обох попередніх зразків. Можна помітити що процес руйнування полягає також у розширенні бетонного зразка БС-ПШ у його середині.

4.3.3. Аналіз отриманих результатів

На рис. 4.33 наведені графіки залежності максимального переміщення верхнього краю зразків від значення прикладеного навантаження для першої та другої схем випробування, відповідно. Отримані результати моделювання зразків в програмному комплексі LS-DYNA можна узагальнити до даних, наведених в таблиці 4.4.



Рис. 4.33. Графік залежності максимального переміщення верхнього краю зразків (q, мм) від значення прикладеного навантаження (N, H) для першої (a) та другої (б) схем навантаження

Таблиця 4.4.

Значення руйнівних зусиль

Тип дослід	ного зразку	БС	БС-П	БС-ПШ
Руйнівне	I схема	3.37	4.91	5.22
зусилля, МН	II схема	2.62	3.42	3.53

З результатів дослідження роботи зразків при ступінчатому навантаженні відзначається (табл. 4.4), що при схемі І, коли навантаження передається на всю бетонну поверхню зразка, досягнуті більші значення руйнівних зусиль (рис. 4.33, а), у порівнянні зі схемою II (рис. 4.33, б), коли навантаження прикладене через оголовник меншого діаметру, ніж діаметр зразка. Це пов'язано із появою концентраторів напружень навколо оголовників.

Оцінюючи ж руйнівні зусилля, отримані в ході натурних випробувань та моделювання, очевидно, що при схемі I (рис. 4.34), для зразків БС-П та БС-ПШ в експериментальних дослідах неможливо було досягнути руйнівних зусиль у зв'язку із тим, що максимально створюваний рівень навантаження в пресі ПСУ-500 складає 460-480т, що, в свою чергу, пов'язано із технічними можливостями випробувальної машини. Що ж стосується результатів для схеми II (рис. 4.35), то отримані результати корелюють із результатами експериментальних досліджень з похибкою 20-25%. Така розбіжність результатів пов'язана перш за все із якістю власне забетонованих зразків та значним розкидом отриманих класів бетону для випробуваних конструкцій. Разом з тим, якісний характер руйнування зразків для чисельного аналізу та експерименту повністю збігаються.



Рис. 4.34. Порівняння результатів визначення руйнівних зусиль для чисельних та експериментальних досліджень (схема I)



Рис. 4.35. Порівняння результатів визначення руйнівних зусиль для чисельних та експериментальних досліджень (схема II)

Загалом, можна вважати, що побудована розрахункова модель має високий рівень коректності та дозволяє в майбутньому відмовитися від

масштабних експериментальних досліджень, що характеризуються високою вартістю та дороговизною.

4.4. Висновки до розділу 4

Узагальнюючи наведену вище інформацію, слід підсумувати наступне:

1. Для чисельного аналізу пропонованих конструкцій було обрано нову розрахункову систему LS-DYNA. Принциповою її відмінністю від відомих систем є можливість отримання картини руйнування конструкції. Крім того, вона дозволяє моделювати імпульсні дії, контролювати контакт і динамічно перебудовувати сітку скінченних елементів, зменшувати похибку обчислення при описі контакту скінченних елементів різної розмірності. В даному випадку, двомірних скінченних елементів сітчастої обойми і тривимірних елементів бетонного ядра;

2. дані чисельного аналізу дозволяють переконатися в тому, що характер руйнування, отриманий шляхом скінченно-елементного моделювання зразків, повністю корелює з експериментальними даними і свідчить про високий ступінь коректності побудованої скінченно-елементної моделі. При цьому похибка визначення руйнівних зусиль становить 10-25%, що в більшій мірі пов'язане з якістю виготовлення дослідних зразків;

3. Побудовані розрахункові моделі підвищеної коректності можуть бути використані при подальшому вивченні конструктиву при різних схемах навантаження, зокрема, при дії динамічних впливів, та в проектуванні реальних споруд із застосуванням запропонованих конструктивних рішень.

РОЗДІЛ 5. ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДИСЕРТАЦІЙНОГО ДОСЛІДЖЕННЯ

Одним з головних завдань, що постають перед науковцями та наукодослідними установами різних рівнів, є впровадження результатів їхньої науково-дослідної діяльності.

Впровадження – це досягнення практичного використання результатів теоретичних і експериментальних досліджень (часто багаторічних), прогресивних ідей, відкриттів, інновацій. В процесі впровадження науководослідних робіт уточняється їх ефективність, виявляються питання, які потребують додаткових досліджень і доопрацювання. Саме масштабом і обсягом впровадженням результатів дослідження в практику визначається їх наукова новизна, теоретична і практична цінність.

Таким чином, для науковців інженерного спрямування важливим завершаючи етапом дослідження є апробація розроблених рішень в реальному будівництві та проектуванні. Спостереження за процесом реалізації, можливість перевірки життєздатності запропонованих конструктивів в реальних умовах експлуатації, оцінка отриманих реальних техніко-економічних показників – чи не найважливіший результат, що може бути досягнутий в процесі тривалої роботи над дослідженням.

В даному розділі наведена інформація щодо сфер застосування пропонованого конструктивного рішення залізобетонних колон та виконано техніко-економічну оцінку ефективності даного рішення у порівнянні з традиційними залізобетонними колонами.

5.1. Область використання пропонованого конструктивного рішення

Як було зазначено раніше, пропоновані залізобетонні колони з непрямим армування просічною обоймою можуть бути використані при проектуванні та новому будівництві мостових опор та колон висотних будівель круглого перерізу.

Щодо процесу зведення залізобетонних колон в сітчастих обоймах, то відмінностей в технологічних операціях та необхідних машинах механізмах у порівнянні з традиційними колонами немає. Виробництво власне просічних оболонок виконується в заводських умовах аналогічно традиційним просторовим стрижневим каркасам одразу на висоту поверху. Для зведення використовується стандартна кругла опалубка для колон фірми «DOKA» або одноразова картонна опалубка. Для бетонування рекомендується використовувати самоущільнювані бетоні суміші для якісного влаштування захисного шару бетону позва оболонкою. Використання СУБу дозволяє не розривати бетоновану конструкцію на захватки, та, крім того, надає можливість обійтись без вібрування бетонної суміші, за рахунок чого досягається додаткова економія часу, так і вартості ЯК зведення. Розпалублювання колон відбувається при досягненні бетоном 70% міцності.

Разом з новим будівництвом, застосування даних колон має великий підсиленні потенціал при реконструкції та існуючих конструкцій. Виготовлення обойми для підсилення круглих колон виконується наступним чином. Попередньо до заготовки просічної оболонки (плоский лист) з одного боку приварюється сталева пластина та вальцюється в заводських умовах. Перед установкою обойми, виконується підготовка колони, що потребує підсилення: видаляється штукатурний шар, виконується насікання поверхні, в разі наявності тріщин – вони мають бути розшиті, прочищені та оброблені (або ін'єктовані) спеціальними ремонтними сумішами, наносяться глибоко проникаючі грунтівки. Далі, заготовка одягається на колону та за допомогою тяжів або хомутів стягується, після чого вільний край сітки приварюється до пластини з іншого боку з обтисненням. По завершенню зварювальних робіт хомут можуть бути зняті, а на їх місце (в разі необхідності) можуть бути приварені арматурні шпангоути. Після підсилення колон рекомендується сформувати захисний шар бетону з використанням високоміцних ремонтних сумішей по типу Ceresit CD-25 або Ceresit CD-30. Також, захисний шар може бути сформований бетонною сумішшю шляхом її торкрет нанесення.

На даному етапі, за наведеною процедурою були підсилені просічною обоймою бетонні колони БС-0 з тріщинами, що були випробувані в ході циклу експериментальних досліджень (Розділ 3), та очікують подальшого випробування для перевірки їх поведінки під навантаженням після підсилення. Загальний вигляд процедури підсилення колон наведений на рис. 5.1-5.2.







а) заготовка просічної обойми

б) зварювання обойми за допомогою хомутів

в) підсилена колона

Рис. 5.1. Процес підсилення залізобетонних колон просічною обоймою



Рис. 5.3. Оштукатурювання підсилених колон

Слід також зазначити, що нерідко, в умовах реконструкції, колони можуть потребувати не просто підсилення, а суттєвого нарощування поперечного перерізу. В такому випадку також допустимо використовувати просічну обойму зі шпангоутами і виконувати бетонування в опалубці із застосуванням СУБ. Підбір товщини сітки, розмірів її чарунок, діаметр та шаг установки шпангоутів виконується для кожного випадку окремо з використанням підходу, наведеного в Розділі 2.

5.2. Опис об'єктів впровадження

Описане конструктивне рішення було використане при варіантному проектуванні та будівництві колон наступних будівельних об'єктів.

5.2.1. Житловий комплекс «Павлівський квартал» в м. Харкові

ЖК «Павлівський квартал» розташований вздовж лінії забудови вулиці Клочківської, в пішій доступності від метро «Наукова» та «Держпром». Генеральний підрядник та проектувальник будівлі – ТДВ «Житлобуд-2».

Комплекс складається з двох житлових будинків (черг будівництва). Перший пусковий комплекс представляє собою п'ятисекційний житловий будинок перемінної поверховості (17-21 поверх). Друга черга складається з двох секцій перемінної поверховості (12-20 поверхів) – рис. 5.3.



Рис. 5.3. Друга черга ЖК «Павлівський квартал» в процесі зведення

Конструктивне рішення

Обидва будинки комплексу виконані за монолітно-каркасною технологією. Конструктивне рішення будівлі представлене рамно-в'язевим каркасом, що складається з вертикальних колон, ядер і діафрагм жорсткості, затиснених в фундаментах і об'єднаних по поверхах горизонтальними дисками-перекриттями.

Монолітний залізобетонний безригельний каркас представлений наступними елементами:

• колони прямокутного перерізу 600х700мм, 600х 600мм, круглого перетину Ø500мм; зміна несучої здатності колон по висоті будівлі забезпечується зміною їх поперечного перерізу і інтенсивністю армування;

ядро жорсткості - замкнутий залізобетонний контур стін товщиною
200, 240мм сходово-ліфтового вузла;

- діафрагми жорсткості залізобетонні стіни товщиною 200мм;
- безбалкові перекриття товщиною 200мм;
- монолітні стіни підвалу товщиною 250мм.

Конструкції підземного гаража–стоянки (рис. 5.4) вирішені в монолітному залізобетоні в ув'язці з основним каркасом житлових секцій.

Монолітний залізобетонний безригельний каркас гаража:

• колони круглого перетину Ø400, верхнього рівня гаража із залізобетонними капітелями;

безбалкове монолітне залізобетонне перекриття та покриття товщиною
230мм;

 зовнішні стіни гаража запроектовані із збірних бетонних блоків і монолітних залізобетонних шпонок як збірно-монолітного стінового огородження товщиною 400мм.

В межах підземної і наземної парковки машин під несучі конструкції монолітного каркасу гаража передбачено влаштування безростверкових пальколон, що складаються з паль Ø620мм довжиною 10м, співвісних і жорстко

з'єднаних з колонами. Під зовнішню збірно-монолітну стіну передбачений залізобетонний стрічковий ростверк висотою 500мм по буроін'єкційним палям Ø620мм, довжиною 10м.



Рис. 5.4. Фрагмент плану гаража-стоянки

Застосування запропонованого конструктивного рішення на об'єкті

Пропоноване конструктивне рішення використане при варіантному проектуванні колон гаражу-стоянки другої черги будівництва. Замість традиційних залізобетонних колон круглого перерізу запропоновано використання ефективних колон в просічній обоймі. Діаметр колон залишився без зміни з метою використання наявного комплекту круглої опалубки. Техніко-економічне порівняння варіантів наведено в таблицях 5.1 - 5.2 для колон висотою 3.6м.

Таблиця 5.1

Варіант констр.	Схема	Обсяг арматури на колону	Обсяг бетону на колону	К-ть колон
Проектний	<u>12 Ø 25</u> А500С Ø <u>12А500С</u> крок 300 30 <u>440</u> 500	Ø12А500С: 17.5 кг (19.5 м.п.) Ø25А500С: 166.5кг (43.2 м.п.)	кл. C25/30 0.71м ³	45шт.
Пропо- нований	<u>ПВЛ 506</u> Ст. 3 30 440 30 500 30	ПВЛ 506 (1х2м) - 93.6кг (4.68м²)	кл. C20/25 0.71м ³	45шт.

Характеристика порівнюваних конструктивів

Таблиця 5.2

Результати техніко-економічного порівняння для ЖК «Павлівський квартал»

			Тра	адиційні	колони	Про	поновані	колони
№п/п	Найменування показника	Од. вим.	К-ть	Ціна, грн.	Вартість, грн.	К-ть	Ціна, грн.	Вартість, грн.
1	Арматура Ø12	Т	7.5	23 101	173 259	-	-	-
2	Арматура Ø25	Т	0.8	23 101	18 481	-	-	-
3	Бетон С20/25	м ³	-	-	-	32	2040	65 280
4	Бетон С25/30	м ³	32	2085	66 720			
5	ПВЛ 506	Т	-	-	-	4.21	33730	142 003
6	Заробітна плата	грн.	65.70	300	19 710	60.86	290	17 650
	Всього				278 170			224 933

Відзначається, що економія при зведенні колон однакової висоти та діаметру складає 53 777 грн (19.1%). Слід зазначити, що виготовлення як арматурних каркасів, так і просічних обойм частіше за все виконується в заводських умовах, отже трудомісткість власне армування колон є приблизно однаковою. Однак, як видно з розрахунків, обсяг сталі для традиційного варіанту майже в 2 рази більший, а якщо привести дану різницю до одного класу сталі, то з коефіцієнтом 0.46 (при порівнянні Сталі 3 та A500C) різниця досягне 3.5 разів.

5.2.2. Житловий комплекс «Резиденція» в м. Харкові

ЖК «Резиденція» – це житловий будинок з підземним паркінгом, об'єктами культурно-побутового і торгового призначення по вул. Новгородській, 46 в м. Харкові (рис. 5.5).



Рис. 5.5. Загальний вигляд ЖК «Резиденція»: в процесі зведення (зліва) та введений в експлуатацію (справа)

Конструктивне рішення

Конструктивна схема будинку представлена безригельним каркасом, що складається із залізобетонних колон квадратного перетину, діафрагм жорсткості і плоских перекриттів. Стійкість будівлі зумовлена монолітним жорстким ліфтово-сходовим вузлом і Г-подібними діафрагмами жорсткості, розташованими в районі кутів будівлі. Жорсткість будівлі забезпечується закріпленням колон і діафрагм каркасу в фундаменті, жорстким сполученням колон і діафрагм жорсткості із суцільними монолітними залізобетонними перекриттями.

Висота підвалу (частково паркінг) – 4,5 м, першого поверху – 3,6 м, типові поверхи – по 3,3 м.

Матеріал конструкцій – монолітний залізобетон класу C20/25, поздовжня арматура класу A500C, поперечна арматура класу A240C.

Колони в підвалі мають перетин 600х600мм, з 1-го по 6-ий поверхи – 500х500мм, з 7-го по 10-й поверхи – 400х400мм. Діафрагми товщиною 300мм, підпірна стіна в підвалі товщиною 400мм. Стіни ліфтово-сходового вузла: зовнішні – 300мм, внутрішні – 250мм. Перекриття і покриття – плити товщиною 200мм. Зовнішні огороджувальні конструкції будинку – піноблоки товщиною 200мм з мінераловатним утеплювачем товщиною 100мм.

Застосування запропонованого конструктивного рішення на об'єкті

Запропоноване конструктивне рішення було застосоване при зведенні колон вхідних груп (рис. 5.6) будівлі ЖК «Резиденція». Діаметр колон складає 400мм, висота 2.50м. В порівнянні з проектним рішенням, стрижневе армування було замінено на оболонку з просічно-витяжного листа, а для додаткової економії бетону використаний захоронюваний вкладиш з пінополістиролу, площа поперечного перерізу якого змінюється по експоненті для забезпечення енергетичної рівноміцності конструктиву. Результати порівняння проектного варіанту та запропонованого наведені в табл. 5.3-5.4.



Рис. 5.6. Колони вхідної групи ЖК «Резиденція»

Таблиця 5.3

Варіант констр.	Схема	Обсяг арматури на колону	Обсяг бетону на колону	К-ть колон
Проектний	<u>12 Ø 16</u> А500С Ø8А240С крок 250 30 <u>340</u> 400	Ø8А240С: 0.5 кг (13.2 м.п.) Ø16А500С: 47.4 кг (30 м.п.)	кл. C20/25 0.3м ³	9шт.
Пропо- нований	ПВЛ 406 Вкладиш 3 ППС 30 340 30	ПВЛ 406 (1х2м) - 53.5кг (2.68м ²)	кл. C20/25 0.3м ³	9шт.

Характеристика порівнюваних конструктивів

Таблиця 5.4

Результати техніко-економічного порівняння для ЖК «Резиденція»

				Традиційні колони			Пропоновані колони		
№п/п	Найменування показника	Од. вим.	К-ть	Ціна, грн.	Вартість, грн.	К-ть	Ціна, грн.	Вартість, грн.	
1	Арматура Ø8	Т	0.01	23 503	235	-	-	-	
2	Арматура Ø12	Т	0.47	23 101	10858	-	-	-	
3	Бетон С20/25	м ³	2.7	2040	5508	1.8	2040	3672	
4	ПВЛ 406	Т	-	-	-	0.37	33730	12480	
5	ППС	м ³	-	-	-	0.9	1370	1233	
6	Заробітна плата	грн.	35.70	300.00	10710	25.80	330.00	8514	
	Всього				27 311			25 899	

Аналізуючи дані, наведені в таблиці 5.4, слід відзначити, що економія вартості зведення колон відрізняється несуттєво – на 1412 грн. (5%). Однак,

матеріалоємність колон з просічно-витяжною обоймою є меншою як по витраті сталі (на 23%), так і по витраті бетону (на 33%). Навіть незначне збільшення трудомісткості за рахунок використання вкладишів нівелює здорожчання конструкції шляхом зменшення обсягу укладуваного бетону. Крім того, завдяки використанню вкладиша-пустотоутворювача досягається і екологічна позитивність конструктиву [91,94]:зменшення власної ваги конструкції колон призводить до зменшення навантаження, що передається на фундамент і далі на ґрунтову основину.

Порівнюючи дану економію з економією витрат на зведення колон паркінгу, описаних у попередньому параграфі, можна зробити висновок, що більшого економічного ефекту можна досягти при зведенні масивних або високих опор, оскільки помітна тенденція, що чим більша витрата арматури для конструктиву, тим вигідніше замінювати традиційне армування просічно-витяжною оболонкою.

5.2.3. Водонапірна вежа в м. Сарафанд, Ливан

Розглянута водонапірна башта зводиться за типовим проектом по всій країні. Башта виконана в монолітному залізобетонному каркасі з висотою надземної частини 32.0м. Фундамент плитний, круглий в плані, висотою 1300мм, діаметром 12.8м (див. рис. 5.7).



Рис. 5.7. Зведення фундаменту водонапірної башти

Надземна частина представляє собою п'ятирівневу споруду (рис. 5.8) з круглими колонами діаметром 1000мм та перекриттями товщиною 600мм. П'ятий рівень башти власне є резервуаром для води, об'єм якого складає

500м³; він може забезпечити водою половину міста Сарафанд. Висота одного рівня споруди складає 4.6-5.0м. По центру башти проходить пустотілий канал круглого перерізу для подачі води.



Рис. 5.8. Загальний вигляд водонапірної башти та її колон в процесі зведення

З огляду на типове армування колони, наведене в табл. 5.5, можна відмітити, що переріз дещо переармований (процент армування складає 3.1%), ЩО відкриває можливості до раціоналізації застосованого конструктивного рішення та оптимізації як перерізів, так і власне армування. Враховуючи навантаження, обумовлене вагою води в резервуарі та власною вагою конструкції, вертикальне зусилля, що виникає в колоні нижнього ярусу не перевищує 2000кН. Таким чином, з урахуванням вітрових та сейсмічних впливів м.Сарафанд, діаметр колони може бути зменшений до 600мм. Армування пропонується виконати просічним листом товщиною 5мм i3 шпангоутів застосуванням арматурних 3 арматури Ø12A500C, установлених з кроком 500мм. Порівняння витрат матеріалів для зведення колон нижнього ярусу наведено в табл. 5.6.

Таблиця	5	5
гаолиця	Э.	. J

Варіант констр.	Схема	Обсяг арматури на колону	Обсяг бетону на колону	К-ть колон
Проект- ний	<u>З0 Ø 32</u> А500С Ø12А500С крок 200 30 940 30	Ø12 А500С: 157 кг (177 м.п.) Ø32 А500С: 505 кг (120 м.п.)	кл. C25/30 3.14 м ³	8 шт.
Пропо- нований	ПВЛ 506 30 540 30 600	ПВЛ 506 (1х2.5м) - 136кг (6.78м ²) Ø12 А500С: 1.5 кг (1.7м.п.)	кл. C20/25 1.1м ³	8шт.

Характеристика порівнюваних конструктивів

Таблиця 5.6

Результати техніко-економічного порівняння для водонапірної башти

			Традиційні колони			Пропоновані колони		
№п/п	Найменування показника	Од. вим.	К-ть	Ціна, грн.	Вартість, грн.	К-ть	Ціна, грн.	Вартість, грн.
1	Арматура Ø12	Т	1.25	23 101	28 786	0.1	23 101	2 310
2	Арматура Ø32	Т	4.04	23 101	93 328	-	-	-
3	Бетон С25/30	м ³	25	2085	52 125	9.0	2085	18 765
4	ПВЛ 506	Т	-	-	-	1.1	33730	37 100
6	Заробітна плата	грн.	75.80	500	37 900	70.60	390	21 180
	Всього				212 139			79 355

Очевидно, що пропоноване конструктивне рішення відрізняється значною економією як власної ваги, так і вартості матеріалів. Витрата сталі зменшується майже в 5 разів, а витрата бетону – в 2.8 рази. Досягнутий економічний ефект складає 132 784 грн. При цьому несуча здатність конструктиву для сприйняття виникаючих навантажень гарантована відповідно до діючих норм.

5.3. Висновки до розділу 5.

На основі проведених теоретичних, чисельних та експериментальних досліджень запропоновано та впроваджено в проектування та будівництво конструктивне рішення ефективної залізобетонної стійки в просічній оболонці. Співставлення даного рішення з традиційними залізобетонними стійками дозволяє переконатися в повній ідентичності як технологічних використовуваних операцій зведення, так i машин i механізмів. Запропонований конструктив дозволяє виключити з процесів будівництва колон будівель та опор мостів такий процес як вібрування бетонної суміші за рахунок використання самоущільнюваного бетону. Крім того, використання вкладишів-пустотоутворювачів дозволяє надавати конструктиву наперед задані позитивні характеристики, зменшуючи, разом з тим, їх власну вагу.

Використання пропонованого конструктивного рішення на перелічених об'єктах впровадження дозволило досягти наступних техніко-економічних параметрів: зменшення обсягу використовуваної сталі — від 23% до 500%; зменшення обсягу бетону — від 33% до 280%; зменшення вартості зведення - від 5% до 267%. Очевидним є той факт, що для масивніших об'єктів з великим відсотком армування, ефект економії є суттєвішим та більш виправданим, ніж для колон малих діаметрів з конструктивним армуванням.

Подальшого перспектива вивчення позначеного конструктиву полягає у його верифікації для потреб реконструкції.

Акти впровадження результатів дисертаційного дослідження наведені в Додатку Е.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. Проаналізовано основні конструктивні рішення залізобетонних колон з непрямим армуванням. Відзначено, що застосування сітчастого армування на основі просічно-витяжних обойм є перспективним шляхом збільшення несучої здатності конструкції при забезпеченні її високої корозійної та вогневої стійкості, екологічної позитивності, а також економії витрат матеріалів як сталі, так і бетону;

2. Отримано залежності для визначення деформацій бетонного ядра, деформацій та переміщень сітчастої оболонки, в результаті чого поставлено та вирішено задачу пошуку контактних напружень на межі "бетон - обойма". З використанням критерію Василькова-Шмуклера побудований алгоритм раціоналізації конструкції, який передбачає пошук геометричних параметрів стійки, що забезпечують заданий рівень контактних напружень при мінімальному значенні потенційної енергії деформації конструкції;

3. Проведено експериментальну верифікацію раціоналізованого конструктиву в умовах статичного та малоциклового навантаження. Випробувано 18 дослідних зразків трьох різних серій, в результаті чого визначено руйнівні зусилля та характер руйнування нової конструкції. Встановлено, що конструкція з просічною обоймою та шпангоутом дозволяє збільшити несучу здатність колон в середньому в 1.26-1.38 рази та зменшує деформативність в 1.10-1.25 рази;

4. З використанням програмного комплексу "LS-DYNA" отримані нові результати якісної та кількісної оцінки напружено-деформованого стану пропонованого конструктивного рішення аж до його руйнування. Отримані результати демонструють високий ступінь якісної кореляції з натурним експериментом та підтверджують збільшення несучої здатності в 1.26-1.52 рази (для різних схем навантаження);

5. Використання пропонованого рішення інтегрально дозволяє зменшити вартість зведення залізобетонних колон на 20-30% в порівнянні з традиційними конструкціями та зменшити обсяг матеріалів на 20-50%, а використання вкладишів-пустотоутворювачів всередині конструкції створює відповідний екологічний ефект.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Абовский Н.П., Енджиевский Л.В., Савченков В.И., Деруга А.П., Рейтман М.И. Избранные задачи по строительной механике и теории упругости. М.: Стройиздат, 1978. 189 с.

 Абрамов Н.М. Изучение свойств бетона в обойме.
Механическая лаборатория института инженеров путей сообщения. СПб, 1905.

3. Адлер Ю.П., Маркова Е.В., Грановский Ю.В. Планирование эксперимента при поиске оптимальных условий. М.: Наука, 1976. 280 с.

4. Азаров А.В. Континуальная. модель композитных сетчатых оболочек, образованных системой спиральных ребер. // Композиты и наноструктуры. М.:2015. Том 7. №3. стр. 151 - 161.

5. Алперина О.Н. Исследование сжатых железобетонных элементов с поперечным армированием: Автореф. дисс. ... канд. техн. наук / Алперина Ольга Николаевна. М., 1960. 24 с.

6. Астафьева М.А. Прочность сталетрубобетонных колонн со спиральным армированием бетона. [Текст] : автореф. дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Астафьева Марина Анатольевна; Мангитогорский государственный технический университет им. Г.И. Носова. Ростов-на-Дону, 2019. 22 с.

7. Бабаєв В.М., Бугаєвський С.О., Евель С.М., Євзеров І.Д., ЛантухЛященко А.І., Шеветовський В.В., Шимановський О.В,. Шмуклер В.С. Чисельні та експериментальні методи раціонального проектування та зведення конструктивних систем. Київ, «Сталь». 2017. 404с.

8. Бакиров К.К. Несущая способность сжатых железобетонных элементов прямоугольного сечения с косвенным армированием в виде сеток (При кратковременном действии нагрузки): Дис. ... канд. техн. наук / Бакиров Келес Капашевич. М., 1976. 127 с.

9. Баландин П.П. К вопросу о гипотезе прочности. Вестник инженеров и техников. 1956. № 1. С. 5-7.

10. Берг О. Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона. М.: Стройиздат, 1974

Болотин В.В. Динамическая устойчивость упругих систем.
М.: Государственное издательство технико-теоретической литературы,
1956. 593 с.

12. Ванус Д.С. Применение косвенного сетчатого армирования для повышения жесткости и трещиностойкости железобетонных элементов: Дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Ванус Дахи Сулеман М.: МГСУ, 2011. 184 с.

Васильков Г.В. Эволюционные задачи строительной механики.
Синергетическая парадигма: Учебное пособие. Ростов-на-Дону:
Инфосервис, 2003. 180 с.

14. Васильков Г.В. Эволюционная теория жизненного цикла механических систем. Теория сооружений. М.: Изд. ЛКИ, 2008. 320с.

15. Виноградова О.Ф. Экспериментальные исследования центрально-сжатых железобетонных элементов с косвенным армированием сетками нового типа. Сб. трудов ЛИИЖТ, Вып. 350. 1973.

16. Гамбаров Г.А. Исследование работы спирально армированных и трубобетонных элементов под воздействием центрального сжатия: Дисс. ... канд.техн.наук. / Гамбаров Георгий Александрович. М., 1961. 166 с.

17. Гениев Г.А., Киссюк В.Н. К вопросу обобщения теории прочности бетона. Бетон и железобетон. 1965. № 2. С.5-8

18. Гениев Г.А., Киссюк В.Н., Тюпин Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона. М.: Стройиздат. 1974. 316 с.

19. Гнедовский В.И. Косвенное армирование железобетонных конструкций. Л.:Стройиздат, 1981. 125 с

20. Гольденблат И.И. Исследование обычных и предварительно напряженных конструкций. Стройиздат, 1949.

21. Гольденблат И.И., Копнов В.А. Критерии прочности и пластичности конструкционных материалов. М.: Машиностроение, 1968. 192 с.
22. Гончаров А.А. Внецентренно сжатые железобетонные элементы с косвенным армированием при кратковременном динамическом нагружении: автореферат дисс... канд. техн. наук: 05.23.01 / Гончаров Александр Анатольевич. М., 1988. 186с.

23. Городецкий Д. А., Барабаш М. С. и др. Программный комплекс Лира: учеб. пособие / под ред. академика РААСН А. С. Городецкого. Киев– Москва, 2013. 376 с.

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

25. Гусев Б.В., Звездов А.И., Ин С.И.Л. Напряженнодеформированное состояние в бетоне при действии сжимающих нагрузок и рациональное армирование колонн спиральной арматурой. В сб.: Бетон и железобетон - взгляд в будущее научные труды III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону: в 7 томах. 2014. С.245-250.

26. Данилов А.А. Способы построения трехмерных поверхностных триангуляций и тетраэдральных сеток // Научно-технический вестник Санкт-Петербургского государственного университета информационных технологий, механики и оптики, №1(65), 2010. С.87-92.

27. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування. [Чинний від 2011-06-01]. К.: Мінрегіонбуд України, 2011. 71с.

28. ДБН В.1.2-14-2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ [Чинний від 2009-12-01]. К.: Мінрегіонбуд України, 2009. 48 с. (Державні будівельні норми України)

ДБН В.1.1.7-2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва.
 Загальні вимоги. [Чинний від 2017-06-01]. К.: Мінрегіонбуд України, 2017.
 39 с. (Державні будівельні норми України).

ДБН А.1.1-94.62010. Проектування будівельних конструкцій за єврокодами. Основні положення. [Чинний від 2013-07-01]. К.: Мінрегіонбуд України, 2012. 38 с. (Державні будівельні норми України).

31. ДБН В.2.3-20-2008. Споруди транспорту. Мости та труби. Виконання та приймання робіт. [Чинний від 2008-08-01]. URL: https://dbn.co.ua/load/normativy/dbn/1-1-0-155 (дата звернення: 04.09.2019).

32. ДБН В.2.6-160:2010. Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення. [Чинний від 2011-09-01]. К.: Мінрегіон буд України, 2011. 55 с.

Долженко А.А. Трубобетонные конструкции на строительстве производственного здания. Промышленное строительство. 1965. № 6. С.23-26.

34. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. [Чинний від 2011-06-01]. Київ, Мінрегіонбуд України, 2011. 123с.

35. ДСТУ-Н Б EN 199411:2010. Проектування сталезалізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 199411:2004, IDT). [Чинний від 2013-07-01]. К.: Мінрегіонбуд України, 2012. 167 с. (Національний стандарт України).

36. Егоров А.В., Азаров А.В. Численно-аналитический метод расчета металлокомпозитного цилиндрического баллона давления. // Электронный журнал труды «МАИ». 2014. вып. 73. С. 1-16.

37. Жемочкин Б.Н. Теория упругости. М.: Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1957. 256 с.

38. Жиренков А.Н. Деформирование и прочность обычного тяжелого бетона при сложном напряженном состоянии: Дисс. ... канд. техн. наук: 01.02.04 / Жиренков Александр Николаевич. М., 2009. 205 с.

39. Зайцев Ю.В. Моделирование деформаций и прочности бетона методами механики разрушения. М.: Стройиздат, *1982. 196* с.

40. Зедгинидзе И.Г. Планирование эксперимента для исследования многокомпонентных систем. М., «Наука», 1976. 390 с.

41. Зелигер Р. Железобетон, его расчет и проектирование. М.: ГОНТИ, 1931. 671 с.

42. Иен-Лян Ин Самуэл. Экспериментальные исследования гибридного спирального армирования в прямоугольных колоннах. Промышленное и гражданское строительство. Москва, № 12. 2012. С.77-80.

43. Калмиков О.О., Гапонова Л.В., Гребенчук С.С. Раціоналізація параметрів залізобетонних анізотропних оболонок. *Опір матеріалів і теорія споруд: наук.- техн. зб. КНУБА*. Київ, 2018. Вип. 100. С. 181-190.

44. Карпинский В.И. Бетон в предварительно-напряженной спиральной обойме. Орггрансстрой, 1961.

45. Катаев В.А. Теоретическое исследование и расчет трубобетона. Бетон и железобетон. 1994. № 11. С.26-28.

46. Кичаева О.В., Яковлев Е.А., Убийвовк А.В. Напряженнодеформированное состояние балки-стенки с отверстиями на неравномерно деформируемом основании. *Будівельні конструкції*. 2016. Вип. 83(2). С. 126-135.

47. Клованич, С.Ф. Метод конечных элементов в нелинейных задачах инженерной механики. ООО «НПО Запорожье», 2009. 400 с.

48. Кришан А.Л. Прочность трубобетонных колонн с предварительно обжатым ядром: Дис. ... докт. техн. наук: 05.23.01 / Кришан Анатолий Леонидович. Магнитогорск, 2011. 335 с.

49. Кришан А.Л. Определение разрушающей нагрузки сжатых трубобетонных элементов / А.Л. Кришан, А.И. Заикин, М.С. Купфер // Бетон и железобетон. 2008. № 2. С.22-24.

50. Кудзис А.П. О погрешностях двухосных испытаний бетона / А.П. Кудзис, А.И. Ноткус // Бетон и железобетон. 1978. № 6. С.32-34.

51. Курылло А.С. Результаты новых испытаний железобетонных колонн с косвенной арматурой. М.: Строительная промышленность, №8. 1952.

52. Лукша Л.К. Исследование прочности и пластичности бетона в условиях стесненной поперечной деформации: Дисс. ... канд. техн. наук / Лукша Леонид Константинович. Минск, 1962.

53. Лукша Л.К. К расчету прочности бетона в обойме. Бетон и железобетон. 1993. № 1. С.23-25.

54. Людковский, И.Г. Исследование сжатых трубобетонных элементов, армированных высокопрочной продольной арматурой / И.Г. Людковский, В.М. Фонов, Н.В. Макаричева // Бетон и железобетон. 1980. - № 7. С. 17-19.

55. Малашкин Ю.Н. К испытаниям бетонных образцов в условиях двухосного и трехосного напряженного состояния. / Ю.Н. Малашки, В.Г. Иш // Заводская лаборатория. 1972. № 5. С.606-608.

56. Малашкин Ю.Н. Влияние граничных условий на деформативность бетона при многоосевых испытаниях. / Ю.Н. Малашкин, В.Г. Иш, Б.В Тябликов // Тр. ин-та Гидропроект: Разработки по технологии и конструкциям АЭС. Вып.41. М., 1975. С.119-128.

57. Малинин Н.Н. Прикладная теория пластичности и ползучести.М.: Машиностроение, 1968. 400с.

58. Манаенков И.К. Напряженное состояние изгибаемых железобетонных элементов с учетом деформативности сжатой зоны, усиленной косвенным армированием: Дисс... канд. техн. наук 05.23.01 / Манаенков Иван Константинович. М., 2018. 202с.

59. Манаенков И.К. Учет свойств ограниченного бетона в российских нормах проектирования бетонных и железобетонных конструкций. Новая наука: Стратегии и векторы развития. 2015. № 4. С.89-92.

60. Маренин В.Ф. Исследование прочности стальных труб, заполненных бетоном, при осевом сжатии: Дисс. ... канд. техн. наук / Маренин Василий Федорович. М., 1959. 158 с.

61. Мартиросов Г.М. Исследование прочности и деформативности элементов в напряжённой спиральной обойме с различными видами

защитных покрытий: Дис. ... канд. техн. наук / Мартиросов Геннадий Михайлович. М.: НИИЖБ, 1973. 145 с.

62. Мартиросов Г.М., Мартиросян Р.В. Повышение эффективности косвенного армирования. Бетон и железобетон. 1980. № 9. С. 12-13.

63. Матков Н.Г. Железобетонный стык колонн многоэтажных каркасных зданий / Н.Г. Матков, Б.П. Филиппов, С. Шериф. – Стыки железобетонных конструкций. М., Стройиздат, 1970.

64. Мельничук А.С. Прочность коротких трубобетонных колонн квадратного поперечного сечения: Дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Мельничук Александр Станиславович; Магнитогорск, 2014. 191 с.

65. Миролюбов И.Н. К вопросу об обобщении теории прочности октаэдрических касательных напряжений на хрупкие материалы. Труды ЛТИ, 1953. № 25. С. 15-21

66. Мор О. Чем обусловлен предел упругости и временное сопротивление материала? "Новые идеи в технике". В сб. "Теории прочности" № 1, Образование. Петроград, 1915. С. 1-50.

67. Некрасов, В.П. Метод косвенного вооружения бетона. Новый железобетон.4.1. Транспечать, 1925.

68. Пак А.П. Исследование прочности бетона при двухосном сжатии. Известия БВМГ. 1968. Т.87. С.36-45.

69. Палагин Е.В. Исследование некоторых вопросов прочности бетона при сложных напршсенных состояниях: Автореф. дис. ... канд. техн. наук. / Палагин Евгений Васильевич. М., 1968. 21 с.

70. Пановко Я.Г. Основы прикладной теории колебаний и удара. Л.: Машиностроение, 1976. 380с.

71. Передерий Г.П. Трубчатая арматура. М.: Трансжелдориздат, 1945. 105 с.

72. Рекач В.Г. Руководство к решению задач по теории упругости.М.: Высшая школа, 1966. 224 с.

73. Росновский В.А., Липатов А.Ф. Исследование труб,
заполненных бетоном. Железнодорожное строительство. 1952. № 11. С. 27-30.

74. Санжаровский Р.С. Теория и расчет прочности и устойчивости элементовконструкций из стальных труб, заполненных бетоном: Дисс. ... докт. техн. наук / Санжаровский Рудольф Сергеевич. М, 1977. 453 с.

75. Синьковская Е.В. Опора моста облегченного типа. Науковий вісник будівництва. Харків, ХНТУБА ХОТВ АБУ, 2012. Вип.68. С. 96-100.

76. Синьковская Е.В., Суржан Е.А. Сталебетонные цилиндрические несущие элменты опор зданий и сооружений нового типа, их несущая способность. Збірник наукових праць Української державної академії залізничного транспорту. Вип. 149. 2014. С. 169-178.

77. Стороженко Л.И. Объемное напряженно-деформированное состояние железобетона с косвенным армированием: Дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.01 / Стороженко Леонид Иванович. - Криворожский Ордена Трудового Красного Знамени горнорудный ин-т. Кривой Рог, 1984. 495 с.

78. Стороженко Л. І., Авраменко Ю. О., Семко П. О. Розрахунок стиснутих трубобетонних елементів та порівняння результатів з експериментальними данними. Современные строительные конструкции из металла и древесины, № 20. 2016. С. 134-140.

79. Стороженко Л.І., Єрмоленко Д.А., Демченко О.В. Несуча здатність коротких сталевих труб заповнених високоміцним бетоном. Строительство. Материаловедение. Машиностроение. Серия: Инновационные технологии жизненного цикла объектов жилищно-гражданского, промышленного и транспортного назначения. Вып. 69. 2013. С. 492-496.

80. Тимошенко С.П. Сопротивление материалов. М.: Наука, 1965. Том I. 364с.

81. TOB«СБС-ІНВЕСТ».[Електронний ресурс].URL:https://www.proflinenew.ua/ (дата звернення: 10.12.2020р.)

82. ТУ 36-26.11-5-89. Листи сталеві просічно-витяжні. Технічні умови. [Чинні від 1990-01-01]. 1989. 12с.

Феодосьев В.И. Избранные задачи и вопросы по сопротивлению материалов. М.: Наука, 1967. 376 с.

Филин А.П. Прикладная механика твердого деформируемого тела. Т.1 – М.: Изд. «Наука», 1975. – 832с.

85. Хаммуд М.Т. Сучасні конструктивні рішення сталезалізобетонних колон із непрямим армуванням. Науковий вісник будівництва, т. 102. №4. 2020. С. 127-133.

86. Хаммуд М.Т., Петрова О.О. Визначення характеру руйнування та несучої здатності залізобетонних колон в сітчастих обоймах. *Збірник наукових праць УкрДУЗТ*. Вип. 195. 2021. С. 25-34.

87. Хаммуд М.Т., Пчолкін Р.М. Експериментальне дослідження коротких сталебетонних колон на статичні впливи. *Збірник наукових праць УкрДУЗТ*. Вип. 194. 2020. С. 24-33.

88. Червонобаба В.А. Исследование сопротивления смятию и сжатию бетона, армированного сетками, применительно к стыкам сборных железобетонных колонн: Автореферат дис. ... канд. техн. наук / Червонобаба, Виктор Акимович. М: 1958. 21 с.

89. Шахворостов А.И. Исследование напряженнодеформированного состояния трубобетона на напрягающем цементе: Дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.01. Шахворостов Алексей Иванович. М, 2000. 158 с.

90. Шериф М. Исследование замоноличенных стыков колонн сборных железобетонных каркасов многоэтажных зданий: Дисс. ... канд. техн. наук / Шериф Мохамед Хельми Абдель Хамид Сулейман. "НИИЖБ". Москва, 1969. 114 с.

91. Шмуклер В.С., Климов Ю.А., Бурак Н.П. Каркасные системы облегченного типа. Харьков: Золотые страницы, 2008, 336 с.

92. Шмуклер В.С. Новые энергетические принципы рационализации конструкций. Збірник наукових праць Українського

державного університету залізничного транспорту. Х.: 2017. Вип. 167. С. 54-70.

93. Шмуклер В.С. Оптимизация параметров строительных конструкций в условиях регулирования их напряженно-деформированным состоянием. Коммунальное хозяйство городов: науч.-техн. сб. К: Техніка, Вип. 8, 1997. С. 3–14.

94. Шмуклер В.С. Трансформация внутренней геометрии конструкции при рационализации её параметров. Юбилейные научные чтения по проблемам теории железобетона. ИПЦ МИКХиС, Москва, 2005. С. 124–134.

95. Шмуклер В.С., Лугченко О.І., Нажем А. Чисельна верифікація одного підходу біонічної раціоналізації конструкцій. Збірник наукових праць УкрДУЗТ. Харків, Вип. 189, 2020. С. 61–80.

96. Шмуклер В.С., Петрова Е.А., Синьковская Е.В. Рациональные конструкции сталебетонных мостовых опор. Науковий вісник будівництва. Х.: ХНУБА, ХОТВ АБУ, 2013. Вып. 74. С. 148-156

97. Шмуклер В.С., Синьковская Е.В. Экспериментальные исследования сталебетонных столбчатых мостовых опор при внецентренном малоцикловом сжатии. Будівельні конструкції. 2013. Вип. 79. С. 363-369.

98. Aagaard, B.T. Finite-Element Simulations of Earthquakes. PhD-Thesis, California Institute of Technology: Pasadena, California, 2000.

99. Abdullah, Takiguchi K. An investigation into the behavior and strength of reinforced concrete columns strengthened with ferrocement jackets. Cement and Concrete Composites 2003;25(2). Pp. 233–242.

100. ACI Committee 549. Guide for the design, construction, and repair of ferrocement; ACI 549.1R-93. Detroit (Michigan, USA): ACI; 1993. Re-approved; 1999.

101. Ahmed M. El-Kholy, Hany A. Dahish. Improved confinement of reinforced concrete columns. Ain Shams Engineering Journal, 34(2). 2016. P. 717-728.

102. ANSYS, Inc.: ANSYS Structural Analysis Guide, ANSYS, Inc.: Canonsburg, PA 2004.

103. Babaev V., Ievzerov I., Evel S., Lantoukh-Liashchenko A., Shevetovsky V., Shimanovskyi O., Shmukler V., Sukhonos M. Rational Design of Structural Building Systems. ISBN 978-3-86922-733-7. DOM publishers. Berlin/Germany, 2019. 384 p.

104. Bakeer T.: Collapse analysis of masonry structures under earthquake actions. Publication Series of the Chair of Structural Design, TU Dresden, 2009.

105. Belytschko, T.; Chiapetta, R.L. & Bartel, H.D.: Efficient Large Scale Non-Linear Transient Analysis by Finite Elements. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 10 (1976) 1, pp. 579-596.

106. Bergues J. Etude du coraportement mecanique du beton soumis a des contraintes triaxiales / J. Bergues, P. Habib, P. Morlier // Annales de L'I.T.B.T.P.
1970. № 226. Pp.174-187.

107. Blikharskyy Z., Selejdak J., Blikharskyy Y., Khmil R. Crack Resistance RC Columns Strengthened by CFRP System. Key Engineering Materials (Volume 878). 2021. Pp. 127-133.

108. Considere N. Reniatase a la compression an beton arac et an beton xrotto . Conie Civil, t. XLII, 1902.

109. EN 1992-1-1:2004. Eurocode 2: Design of concrete structures - Part1-1: General rules and rules for buildings. 227p.

110. EN 1994-1-1: 2004. Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. 121p.

111. Fumagalli E. Strength Characteristics of Concrete under Conditions of Multiaxial Compression. em. and Concrete Association (trans.), London, 1968.128 p.

112. Gardner N. Structural behavior of concrete filled steel tubes / N.Gardner, E.R. Jacobson // Journal of ACI. 1967. vol. 64. № 7. Pp. 404 - 413.

113. Giakoumelis G., Lam D. Axial capacity of circular concrete-filled tube columns. Journal of Constructional Steel Research, №60 (7). 2004. P.1049-1068.

114. Hallquist, J.O.: LS-DYNA Theory Manual, Livermore Software Technology Corporation: California, USA 2005.

115. Ho I, Lam E, Wu B, Wang Y. Monotonic behavior of reinforce concrete columns confined with high-performance ferrocement. Journal of Structural Engineering, ASCE 2013;139(4). Pp. 574–583.

116. Hobbs D.W. Strength of Concrete Under Combined Stress / D.W. Hobbs // Cem. and Concrete Res. Vol. 1. 1971. Pp. 1-56.

117. Iyengar K.T. Strength of Concrete under Biaxial Compression / K.T.Iyengar, K. Chandrashekhara, K.T. Krishnaswamy // A C I Journal. Proc, 1965.V.62, No 2. Pp. 239-250

118. Jianqi Wang. Behaviour of ferrocement columns under static and cyclic loading. PhD dissertation. School of mechanical, aerospace and civil engineering, 2013.

119. Johnson R.P. Behavior of Concrete Under Biaxial and Triaxial Stress / R.P. Johnson, P.G. Lowe // Proc. of Entern. Conf. on Structure, Solid mechanics and Engineering design in civil Eng. Materials. Southampton, part 2, 1969. № 4. Pp.1039-1051.

120. Kaish ABMA, Alam MR, Jamil M, Zain MFM, Wahed MA. Improved ferrocement jacketin for restrengthening of square RC short column. J Constr Build Mater 2012;36. Pp. 228–237.

121. Kiyoshi K*amo*. Development of learning capacity and toughness of RC Column. Blast - resistant structures. China, Beising, Tsinghua University. 1992. Pp.59-68.

122. Kobayashi S. Fracture Criteria of Cement Paste, Mortar and Concrete Subjected to Multiaxial Compressive Stresses / S. Kobayashi, W. Koyanagi // The Deformation and the Rapture of Solids Subjected to Multiaxial Stresses. P.I. - Concrete / Proc. of Colloque International, Cannes, 1972. – Paris 1973, Q 1/9.

123. Krishan A.L. Load-bearing capacity of short concrete-filled steel tube columns of circular cross section / A.L. Krishan, E.A. Troshkina, V.I.

Rimshin, V.A. Rahmanov, V.L. Kurbatov // Research Journal of Pharmaceutical, Biological and Chemical Sciences. 2016. T. 7, № 3. Pp. 2518-2529.

124. Krishnapriya A. K., Saravana Kumar N., Sree Rameswari A. Study on the Compression behaviour of Self-Compacting Concrete Columns using Expanded Metal Mesh as Internal Confinement. International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET). Volume: 04. Issue: 03. 2017. P. 2295-2300.

125. Ksuma B, Tavio, Suprobo P. Axial load behavior of concrete columns with welded wire fabric as transverse reinforcement. Procedia Engineering. 2011. Vol. 14. Pp. 2039–2047.

126. Kumar PR, Oshima T, Mikami S. Ferrocement confinement of plain and reinforced concrete. Prog Struct Eng Mater 2004. 6(4). Pp. 241–251.

127. Kupfer H.B. Behavior of Concrete Under Biaxial Stresses / H.B. Kupfer, K.H. Gerstle // ACI Journal. 1969. Vol. 66, N 8. Pp. 656-666.

128. Lewis D.J. Multiaxial failure diagram for concrete / D.J. Lewis,G.D.T. Carmichael // Civil Engineering and Public Works Review, april 1970.Pp. 389-394.

129. Li Q. Mechanics of damage and constitutive relationships for highstrength concrete in triaxial compression / Q. Li, F. Ansari // J Eng Mech. 1999. № 125. Pp. 110.

130. Long Y. Stress–strain relationship of concrete confined by rectangular steel tubes with binding bars / Y. Long, J. Cai // Journal of Constructional Steel Research. 2013. № 88. Pp.1-14.

131. Mills L.L., Zimmerman R.M. Compressive Strength of Plain Concrete Under Multiaxial Loading Conditions / L.L. Mills, R.M. Zimmerman // ACI Journal. 1970. Vol. 67. № 10. Pp. 802-807

132. Mohamed M. Masaoud, Ahmed M. El-Kholy, Magdy A. Abd El-Aziz. Enhanced Ferrocement Jackets for Strengthening Long Reinforced Concrete Columns. International Journal of Civil Engineering and Technology (IJCIET) Volume 10, Issue 08, 2019. P. 61-72. 133. Mohammad H., Shmukler V., Reznik P. and Petrova O. On the criterion of the Limit State for Concrete. Proc. of the 12th fib International PhD Symposium in Civil Engineering. Prague, Czech Republic, 2018. P. 593-599.

134. Mourad SM, Shannag MJ. Repair and strengthening of reinforced concrete square columns using ferrocement jackets. Cem Concr Compos 2012; 34(2). Pp. 288–294.

135. Murray, Y.D., A. Abu-Odeh, and R. Bligh, Evaluation of Concrete Material Model 159, FHWA-HRT-05-063, June 2006.

136. Newman J.B. Apparaturs for testing concrete under multiaxial states of stress. Maf. of Concrete Res. 1974. Vol. 26. № 89. Pp. 229-238

137. Nikiforova T., Gukasian O., Mahas N. Choice recommendations for rational concreting technology of steel reinforced concrete structures. International Journal of Engineering & Technology. Vol. 7, № 3.2, (2018), pp. 275–279.

138. Saatcioglu M, Grira M. Confinement of reinforced concrete columns with welded reinforcement girds. ACI Struct J 1999;96(1):29–39.

139. Semko V.O., Mahas N.M., Fenko O.G., Sirobaba V.O., Hasenko A.V. Stability of light steel thin-walled structures filled with lightweight concrete.
IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, Volume 708, 012071.
2019.

140. Sheikh SA. Effectiveness of rectangular ties as confinement steel in reinforced concrete columns. PhD dissertation, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Canada; 1978.

141. Shmukler V. Evolutionist approach in rationalization of building structures. / ISEC-03 Third International Structural Engineering and construction conference, Shunan, Japan, 2005.

142. Shmukler V., Petrova O., Mohammad H. Rationalization of the parameters of the cylindrical bridge support (theoretical basis). MATEC Web of Conferences 230, 02031 (2018).

143. Shmukler V., Petrova O., H. Mohammad. To the rationalization of the constructive solutions of the bridge supports. MATEC Web of Conferences 116, 02025 (2017).

144. Stegbaur A. Comparison of stress-strain behavior of concrete and other materials under biaxial loading / A. Stegbaur, D. Linse // Proc. PILEM Symposium, Cannes, 1972, Q. 1/15.

145. Tahir M.F., Khan Q.U.Z., Shabbir F., Ijaz N., Malik A.A. Performance of RC Columns Confined with Welded Wire Mesh Around External and Internal Concrete Cores. Technical Journal. University of Engineering and Technology (UET) Taxila, Pakistan. Vol. 22, No. I. 2017. p. 8-16.

146. 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, №. 1. Pp.13-31.

147. Tsuda K. Simplified Design Formula of Slender Concrete-Filled
Steel Tubular Beam-Columns / K. Tsuda, C. Matsui, T. Fujinaga // Proceedings,
6th ASCCS Conference on Composite and Hybrid Structures. Los Angeles, 2000.
V. 1. Pp. 457-464.

148. Van Mier J., Shah S., Arnaud M., Balayssac J., Bascoul A., Choi S., et al. Strainsoftening of concrete in uniaxial compression / J. Van Mier, S. Shah, M. Arnaud, J. Balayssac, A. Bascoul, S. Choi // Mater Struct. 1997. № 30. Pp.195–209.

149. Vatulia G.L., Petrenko D.H., Novikova M.A. Experimental estimation of load-carrying capacity of circular, square and rectangular CFTS columns. Науковий вісник НГУ, №6, С.97–102, 2017. ISSN 2071-2227.

150. Vatulia G., Rezunenko M., Petrenko D., Rezunenko S. Evaluation of the carrying capacity of rectangular steel-concrete columns. Civil and Environmental Engineering, Vol. 14, Issue 1/2018, pp. 76-83. eISSN2199-6512, ISSN1336-5835.

151. Weigler H. Über das Bruchund Verformungsverhalten von beton bei mehracshiger Beanspruchung / H. Weigler, G. Becker // Der Bauingenieur. 1961. № 10. Pp.390-396. 152. Xiong GJ, Wu XY, Li FF, Yan Z. Load carrying capacity and ductility of circular concrete columns confined by ferrocement including steel bars. J Constr Build Mater 2011;25(5):2263–8.

153. Yaqub M, Bailey CG, Nedwell P, Khan QUZ, Javed I. Strength and stiffness of post-heated columns repaired with ferrocement and fiber reinforced polymer jackets. J Compos Part B: Eng 2013;44(1):200–11.

154. Zhaoynan C. Use of High strength concrete in blast resistant structures / C. Zhaoynan, W. Zihao, Z. Qingin // Tsinghua university, Beising, China, 1992.

ДОДАТОК А. Перелік наукових публікацій здобувача Статті у наукових фахових виданнях України:

1. Хаммуд М.Т. Сучасні конструктивні рішення сталезалізобетонних колон із непрямим армуванням. *Науковий вісник* будівництва, т. 102. №4. 2020. С. 127-133.

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

2. Хаммуд М.Т., Петрова О.О. Визначення характеру руйнування та несучої здатності залізобетонних колон в сітчастих обоймах. *Збірник наукових праць УкрДУЗТ*. Вип. 195. 2021. С. 25-34. (Видання включене до МНБД Index Copernicus).

3. Хаммуд М.Т., Пчолкін Р.М. Експериментальне дослідження коротких сталебетонних колон на статичні впливи. *Збірник наукових праць УкрДУЗТ*. Вип. 194. 2020. С. 24-33. (Видання включене до МНБД Index Copernicus).

4. V.Shmukler, O.Petrova, M.Hammoud. Rationalization of the parameters of the cylindrical bridge support (theoretical basis). *MATEC Web of Conferences 230*, 02031 (2018). 9р. (Видання включене до МНБД Scopus).

5. O.Petrova, O.Lugchenko, M.Hammud, and A.Nazhem. To the rationalization of the constructive solutions of the bridge supports. *MATEC Web of Conferences 116*, 02025 (2017). 8р. (Видання включене до МНБД Scopus, Web of Science).

Публікації апробаційного характеру:

6. Хаммуд М.Т., Петрова О.О. Планування експериментальних досліджень коротких бетонних стійок у просічній обоймі Матеріали міжнародної науково-практичної конференції «Тренди та тенденції розвитку будівельної галузі». Харків: ХНУМГ, 2020. С. 46-48.

7. V.Shmukler, O.Petrova, P.Reznik, M.Hammoud, M.Sosnowska. Improvement of the structural parameters of the reinforced concrete support in a mesh cage. *AIP Conference Proceedings* 2077, 020048 (2019). 9р. (Видання включене до МНБД Scopus, Web of Science).

8. H.Mohammad, V.Shmukler, P.Reznik and O.Petrova. On the criterion of the limit state for concrete. Proc. of the 12th fib International PhD Symposium in Civil Engineering. 2018. P. 593-599. (Видання включене до МНБД Scopus).

9. Шмуклер В.С., Петрова О.О., Хаммуд М.Т. Раціоналізація параметрів циліндричної мостової опори (теоретичні основи). Матеріали 7-ї Міжнародної науково-технічної конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті»: тези доповідей. Харків: УкрДУЗТ, 2018. С. 160-161.

10. Хаммуд М.Т., Петрова Е.А. К рационализации конструктивных решений опор мостов. Матеріали 6-ї Міжнародної науково-технічної конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті»: тези доповідей. Харків: УкрДУЗТ, 2017. С. 146-147.

Додаткові публікації та патенти:

11. Шмуклер В.С., Петрова О.О., Хаммуд М.Т. Раціоналізація параметрів циліндричної мостової опори (теоретичні основи). Будівельні конструкції. Теорія і практика: збірник наукових праць. Київ: КНУБА. Вип. 3. 2018. С. 3-16.

Відомості про апробацію результатів дисертації:

1. Міжнародна науково-технічна конференція «Тренди та тенденції розвитку будівельної галузі». Харків (Україна) (18-19 листопада 2020р.) (очна участь).

2. 7-ма міжнародна науково-технічна конференція «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті присвячена 110-річчю зі дня народження Заслуженого діяча науки і техніки України д.т.н., професора Ангелейка В.І.», Харків (Україна) (16-18 листопада 2018р.) (очна участь).

3. The 12th FIB International PhD Symposium In Civil Engineering, Прага (Чехія) (29-31 серпня 2018) (заочна участь).

4. 6-та міжнародна науково-технічна конференція «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд та будівель на залізничному транспорті», Харків (Україна) (19-21 квітня 2017р.) (очна участь).

ДОДАТОК Б. Таблиці визначників

Таблиця Б.1.

Познач.	Функції			
F_2	$\Delta D_2 = (-1)_{\boldsymbol{\mathcal{E}}_u}^{7} \left[R \left(D + \sum_{k=1}^{7} \boldsymbol{\mathcal{\psi}}_{2k} \right) + E_{\boldsymbol{\mathcal{E}}_u} \left(C + \sum_{k=1}^{7} \boldsymbol{\eta}_{2k} \right) \right]$			
D_2	$D = 3 \cdot (1 - n)$	C_2	0	
ψ_{2m}	$\Psi_{21} = -\varphi(8n^2 - 21n + 13)$	η_{2m}	$\eta_{21} = 2\varphi(n-1)$	
	$\Psi_{22} = -\varphi^2 (6n^3 - 33n^2 + 48n - 21)$		$\eta_{22} = \varphi^2 (5n^2 - 14n + 9)$	
	$\Psi_{23} = 15\varphi^3(n^3 - 3n^2 + 3n - 1)$		$\eta_{23} = 3\varphi^3(n^3 - 7n^2 + 11n - 5)$	
	$\Psi_{24} = \varphi^4 \left(n^5 (1-i) - 10n^3 + 20n^2 - 15n + j + 4 \right)$		$\eta_{24} = -2\varphi^4 (4n^3 - 15n^2 + 16n - 5)$	
	$\psi_{25} = 3\varphi^5 (3n-j)$		$\eta_{25} = 2\phi^5(3n^3 - 7n^2 + 4n)$	
	$\Psi_{26} = 3j\phi^6(n^2 - 2n + 1)$		$\eta_{26} = -3\varphi^6(n^2 - 2n + 1)$	
	$\Psi_{27} = j\varphi^7 (n^3 - 3n^2 + 3n - 1)$		$\eta_{27} = -\phi^7 (n^3 - 3n^2 + 3n - 1)$	

Визначник А2

Таблиця Б.2.

Визначник Аз

Познач.	Функції			
F_3	$\Delta D_{3} = \boldsymbol{\mathcal{E}}_{u}^{7} \left[R \left(D + \sum_{k=1}^{7} \boldsymbol{\mathcal{V}}_{3k} \right) + E \boldsymbol{\mathcal{E}}_{u} \left(C + \sum_{k=1}^{7} \boldsymbol{\eta}_{3k} \right) \right]$			
D_3	$D=2\cdot(1-n)$	C_3	0	
ψ_{3m}	$\Psi_{31} = -2\varphi \left(4n^2 - 7n + 3\right)$	η_{3m}	$\eta_{_{31}}=\varphi(n-1)$	
	$\psi_{32} = -2\varphi^2 \left(4n^3 - 14n^2 - 11n - 1\right)$		$\eta_{32} = \varphi^2 (4n^2 - 7n + 3)$	
	$\psi_{33} = 5\varphi^3 (3n^3 - 4n^2 - n + 2)$		$\eta_{33} = \varphi^3 (3n^3 - 14n^2 + 11n)$	
	$\Psi_{34} = 2\varphi^4 \left(n^5 (1-i) - 10n^2 + 15n + j - 6 \right)$		$\eta_{34} = -2\varphi^4(3n^3 - 5n^2 - 3n + 5)$	
	$\Psi_{35} = \varphi^5 \left(n^5 (1-i) - 10n^3 + 20n^2 - 15n + 7jz - 6j + 4 \right)$		$\eta_{35} = \varphi^5 (14n^2 - 29n + 15)$	
	$\Psi_{36} = 2\varphi^6 j (4n^2 - 7n + 3)$		$\eta_{36} = \varphi^6 (6n^3 - 22n^2 + 25n - 9)$	
	$\psi_{37} = -\phi^7 j \left(3n^3 - 8n^2 + 7n - 2\right)$		$\eta_{37} = -\varphi^7 (3n^3 - 8n^2 + 7n - 2)$	

Таблиця Б.3

163

Познач.	Функції			
F_4	$\Delta D_4 = (-1) \mathcal{E}_u^6 \left[R \left(D + \sum_{k=1}^6 \psi_{4k} \right) + E \mathcal{E}_u \left(C + \sum_{k=1}^6 \eta_{4k} \right) \right]$			
D_4	$D=2\cdot(1-n^2)$	C_4	0	
ψ_{4m}	$\psi_{41} = -\varphi \left(2n^3 - 2n^2 - 10n + 9 \right)$	η_{4m}	$\eta_{_{41}} = \varphi(n^2 - 1)$	
	$\psi_{42} = 5\varphi^2 \left(4n^2 - 7n + 3\right)$		$\eta_{_{42}} = \varphi^2 (n^3 - n^2 - 5n + 5)$	
	$\Psi_{43} = \varphi^3 (n^5 - in^5 + 15n^3 - 45n^2 + 40n + j - 11)$		$\eta_{_{43}} = -10\phi^3(n^2 - 2n + 1)$	
	$\Psi_{44} = \varphi^4 \left(2n^5 - 15n^3 + 25n^2 - 15n + 3 + 5jn - 3j - 2in^2 \right)$		$\eta_{_{44}} = -2\phi^4(3n^3 - 13n^2 + 15n - 5)$	
	$ \Psi_{45} = \varphi^5 j (7n^2 - 10n + 3) $		$\eta_{45} = \varphi^5(8n^3 - 23n^2 + 20n - 5)$	
	$\Psi_{46} = \varphi^6 j \left(3n^3 - 7n^2 + 5n - 1 \right)$		$\eta_{46} = -\varphi^6(3n^3 - 7n^2 + 5n - 1)$	

Визначник А4

Таблиця Б.4

Визначник А5

Познач.	Функції				
F_5	$\Delta D_5 = \mathcal{E}_u^5 \left[R \left(D + \sum_{k=1}^5 \psi_{5k} \right) + E \mathcal{E}_R \left(C + \sum_{k=1}^5 \eta_{5k} \right) \right]$				
D_5	D = 2n(1-n)	C_5	C = -n(1-n)		
ψ_{5m}	$\psi_{51} = -n\varphi \left(3n^2 - 10n + 7\right)$	η_{5m}	$\eta_{51} = n\varphi(n^2 - 5n + 4)$		
	$\psi_{52} = 8n\varphi^2 (1-n)^2$		$\eta_{52} = -3n\phi^2(n^2 - 3n + 2)$		
	$\Psi_{53} = n\varphi^3 (n^4 (1-i) - 6n^2 + 8n + j - 3)$		$\eta_{53} = n \varphi^3 (3n^2 - 7n + 4)$		
	$\psi_{54} = 2\varphi^4 j(n-1)$		$\eta_{54} = -n\phi^4(1-n)^2$		
	$\mathcal{\Psi}_{55} = n\varphi^5 j \left(1 - n\right)^2$		$\eta_{55}=0$		

ДОДАТОК В. Значення головних напружень для різних варіантів конструктиву

			Значення σ (МПа) для випадків		
No			З обтисненням	Без обтиснення	
л⊻ п/п	Конструктив	3-D поле	(A)	(B)	
11/11			р=1.98 МПа,	р=1.98 МПа,	
			q =19.5 МПа	q =0 Мпа	
1	Суцільний	Головні напруження о1, МПа	$\sigma 1 = -4.28 \dots$	$\sigma 1 = -3.93 \dots 0.1$	
	циліндр	I A I B	0.59 МПа	МПа	
	h = 3000 мм,				
	d = 750 MM				
	Бетон С30/35				
		8			
2	Consider and State		-2	-2 - 22.07	
2	Суцільний	1 оловні напруження 63, міта	6324.3118.6	6322.97 17.06	
	h = 3000 MM	AB	18.0	17.90	
	d = 750 MM				
	Бетон С30/35	a			
3	Порожнистий	Главные напряжения σ1, МПа	$\sigma 1 = -3.96 \dots$	$\sigma 1 = -3.66 \dots 0.1$	
	циліндр		0.52		
	h = 3000 мм,				
	d = 750 MM,				
	внутрішній				
	даметр	-e - e			
	Бетон С30/35				
		💵 🛄 🎇 🚝			
4	Попочениети		$\sigma^2 - 21.45$	$\sigma^2 - 22.05$	
4	порожнистии	толовні напруження 63, мпта	18.8724.45	$03 = -22.93 \dots =$ 17.85	
	h = 3000 MM		10.07	17.05	
	d = 750 MM.				
	внутрішній				
	діаметр				
	100мм				
	Бетон С30/35				

Додаток В. Продовження

5	Порожнисти	Головні напруження σ1, МПа	$\sigma 1 = -3.16 \dots 0.05$	$\sigma 1 = -3.25 \dots 0.1$
	й циліндр h = 3000 мм, d = 750мм, внутрішній діаметр 300мм Бетон C30/35			
6	Порожнисти й циліндр h = 3000 мм, d = 750мм, внутренний диаметр 300мм Бетон	Головні напруження σ1, МПа	σ1 = -24.0 19.47	σ1 = -22.717.4
7	С30/35 Суцільний циліндр h = 3000 мм, d = 750мм: Бетон С30/35	Щільність ПЕД, тс/м ²	0.77 1.78 тс/м ²	0.48 1.2 тс/м ²
8	Порожнисти й циліндр h = 3000 мм, d = 750мм, внутрішній діаметр 100мм Бетон C30/35	Щільність ПЕД, тс/м ²	0.76 1.77 тс/м ²	0.49 1.98 тс/м ²
9	Порожнисти й циліндр h = 3000 мм, d = 750мм, внутрішній діаметр 300мм Бетон C30/35	Щільність ПЕД, тс/м ²	0.76 1.76 тс/м ² ;	0.47 1.14 тс/м ²

$$\begin{split} I_{1} &= \int_{0}^{L} \sin^{2} \frac{k\pi z}{L} dz = \left(\frac{1}{2}z - \frac{1}{4k\pi} \sin \frac{2k\pi z}{L}\right) I_{0}^{L} = \frac{L}{2}; \\ I_{3} &= \int_{0}^{L} \sin^{4} \frac{k\pi z}{L} dz = \left(-\frac{\sin^{3} \frac{k\pi z}{L} \cos \frac{k\pi z}{L}}{\frac{4k\pi}{L}} + \frac{3}{4} \int_{0}^{L} \sin^{2} \frac{k\pi z}{L} dz\right) I_{0}^{L} = \frac{3L}{8}; \\ I_{2} &= \int_{0}^{L} \sin^{3} \frac{k\pi z}{L} dz = \frac{1}{3} \sin^{3} \frac{k\pi z}{L} \cos \frac{k\pi z}{L} + \frac{2}{3} \int_{0}^{L} \sin \frac{k\pi z}{L} dz = -\frac{1}{\frac{k\pi z}{L}} \cos \frac{k\pi z}{L} =; \\ I_{4} &= \int_{0}^{L} \sin^{8} \frac{k\pi z}{L} dz = \left(-\frac{\sin^{7} \frac{k\pi z}{L} \cos \frac{k\pi z}{L}}{\frac{8k\pi}{L}} + \frac{7}{8} \int_{0}^{L} \sin^{6} \frac{k\pi z}{L} dz\right) I_{0}^{L} = \frac{35L}{128}; \\ I_{6} &= \int_{0}^{L} \sin^{2} \frac{k\pi z}{L} \cos^{2} \frac{k\pi z}{L} dz = \left(-\frac{\sin \frac{k\pi z}{L} \cos^{3} \frac{k\pi z}{L}}{\frac{k\pi z}{L} \cos^{2} \frac{k\pi z}{L}} + \frac{1}{4} \int_{0}^{L} \cos^{2} \frac{k\pi z}{L} dz\right) I_{0}^{L} \\ &= \frac{1}{4} \left(\frac{1}{2}z + \frac{L}{4k\pi} \sin^{2} \frac{k\pi z}{L}\right) I_{0}^{L} = \frac{L}{8}; \\ I_{8} &= \int_{0}^{L} \sin^{4} \frac{k\pi z}{L} \cos^{2} \frac{k\pi z}{L} dz = \left(-\frac{\sin^{3} \frac{k\pi z}{L} \cos^{3} \frac{k\pi z}{L}}{6\frac{k\pi}{L}} + \frac{1}{2} \int_{0}^{L} \sin^{2} \frac{k\pi z}{L} \cos^{2} \frac{k\pi z}{L} dz\right) I_{0}^{L} \\ &= \frac{1}{2} \cdot \frac{L}{8} = \frac{L}{16} \\ I_{7} &= \int_{0}^{L} \sin^{6} \frac{k\pi z}{L} \cos^{2} \frac{k\pi z}{L} dz = \left(-\frac{\sin^{5} \frac{k\pi z}{L} \cos^{3} \frac{k\pi z}{L}}{8\frac{k\pi}{L}} + \frac{5}{8} \int_{0}^{L} \sin^{4} \frac{k\pi z}{L} \cos^{2} \frac{k\pi z}{L} dz\right) I_{0}^{L} \\ &= \frac{5}{8} \cdot \frac{L}{16} = \frac{5L}{128} \end{array}$$

ДОДАТОК Г. Допоміжна таблиця інтегралів

ДОДАТОК Д. Визначення кубикової міцності бетону дослідних зразків

Визначення міцності бетону виконано відповідно до діючого нормативу ДСТУ Б В.2.7-214:2009 [34]. Визначення міцності полягає у визначенні мінімальних зусиль, що руйнують спеціально виготовлені контрольні зразки бетону при статичному навантаженні з постійною швидкістю зростання навантаження та послідуючим визначенням напружень при цих зусиллях.

Для визначення міцності на стиск форма і номінальні розміри контрольного зразка відповідали ДСТУ [34], згідно якому, у випадку найбільшого розміру зерна заповнювача 20мм і менше, стандартний розмір куба складає 100мм. Зразки виготовлені та випробувані в кількості 6 штук. Відхилення від площини опорних поверхонь кубів, що прилягають до плит пресу, не перевищувало 0,1мм; відхилення від перпендикулярності суміжних граней кубів не перевищувало 1мм.

Відбір проб бетонної суміші для виготовлення контрольних зразків виконаний згідно вимог ДСТУ [34] одночасно з виготовленням експериментальних конструктивів. Зразки виготовлювались в повірених формах. Перед випробуванням зразки були піддані візуальному огляду. Дефекти у вигляді сколів ребер, раковин, чужорідних включень не виявлені.

При випробуваннях зразки-куби встановлювались однією з вибраних граней на нижню опорну плиту пресу центрально відносно його поздовжньої вісі, використовуючи риски, нанесені на плиту пресу (рис. 3.9).

Максимальні зусилля, досягнуті в процесі випробувань, прийняті за руйнівне навантаження відповідного зразка (табл. 1). Зруйновані зразки також були піддані візуальному огляду з метою визначення: характеру пошкоджень, наявності крупних (обсягом більше 1 см³) раковин та каверн всередині зразка, наявності зерен заповнювача більше $1,5d_{max} = 30$ мм, грудок глини, слідів розшарування. Зразки, що мають перераховані дефекти структури та характеру руйнування, виявлені не були.

Міцність бетону визначають з точністю до 0.01МПа згідно ДСТУ [34] та ДБН [27] для кожного зразка за формулою:

$$fck, cube = \alpha \frac{N_{\text{руйн}}}{A_c}, \qquad (\Gamma.1)$$

де N – руйнівне навантаження, кH; A_c – площа робочого перерізу зразка, мм2; α – масштабний коефіцієнт для приведення міцності зразка до міцності бетону базового розміру та форми (для куба 100х100х100 α =*1*).



Рис. 3.9. Стандартні випробування по визначенню кубикової міцності бетону на стиск в пресі ПСУ-250

Міцність бетону визначалась як середнє арифметичне значення в серії з шести зразків за формулою:

$$fck, cube = \frac{\sum fck, cube}{n}, \qquad (\Gamma.2)$$

де *n* – кількість *i* зразків кубів.

В результаті проведених стандартних випробувань бетонних кубів на стиск було встановлено клас бетону рівний C25/30 (табл. Г.1).

Таблиця Г.1.

13Ka	Розміри	Площа	Руйнівне <i>fak auba</i> .		fahauha: fahauha	Згідно ДБН	[27]
Nº 3pa	куба, мм	куба Ас, 10 ⁻² , м ²	навантаження, кН	МПа	Л МПа	Встановлений клас бетону	<i>f_{ck,cube},</i> МПа
1	101x100x101	1.01	346	34.6			
2	99x100x99	0.99	225	22.73			
3	100x100x99	1.00	271	27.1	20.84	C25/20	20.00
4	99x99x100	0.98	258	26.33	29.04	C25/50	30.00
5	100x100x101	1.00	268	26.8			
6	101x100x101	1.01	419	41.48			

Визначення кубикової міцності бетону

ДОДАТОК Е. Акти впровадження результатів дослідження

CONFIRMATION

«SAMA for Engineering and Contracting»

General manager

Eng. Rabie Khalife



ACT OF INTODUCING

results of PhD thesis "Stress-strain state and rationalization of the parameters of reinforced concrete columns with mesh reinforcement"

performed by Hammoud Mohammad Tahran,

a graduate student of the O.M. Beketov National University of Urban Economy in Kharkiv,

at «SAMA for Engineering and Contracting» company,

DRAWN UP BY THE COMMISSION, CONSISTING OF:

HEAD OF THE COMMISSION:

Director of «SAMA for Engineering and Contracting» Company

Mr. Ali Khamud-

MEMBERS OF THE COMMISSION

Chief Engineer of «SAMA for Engineering and Contracting» Company Senior Lecturer of the Department of Building Structures

of O.M. Beketov NUUE, PhD

Graduate student of the Department of Building Structures of O.M. Beketov NUUE

Olena Petrova Medy

Ahmad Matar

Mohammad Hammoud

In the period from 20 to 24 July 2020, the commission carried out the work of determination of practical implementation of the results of the PhD thesis "Stress-strain state and rationalization of the parameters of reinforced concrete columns with mesh reinforcement":

1. The development was accepted for implementation in May 2020.

2. Characteristics of the application.

The implementation of the research results was carried out in the design of a water tower in Sarafand, Lebanon.

3. Results of implementation.

a) The design of reinforced concrete columns with a mesh cage, supported by reinforced frames, was used in the variant design of the columns of a water tower with 32.0m height, equipped with a reinforced concrete water tank with a capacity of 500 m³. The use of the proposed solution integrally ensured an economic effect within the range of 18,950 US dollars at the prices of the year of development and made it possible to accelerate the pace of construction by 10%;

b) due to the use of the proposed constructive solution of the columns, it was possible to achieve a decrease in the volume of the used reinforcement by 4.19t and poured concrete by 18t.

4. Conclusions and suggestions for the further use of the development.

The proposed constructive solution of reinforced concrete columns in mesh cages, supported by reinforced frames, can be used in the serial design and construction of engineering structures and facilities for civil purpose, including areas with seismic activity.

	Head of the commission
Sarafand Lebanon T/F +961 7 441 424 +961 70 442 424	Members of the commission
E.mail sama4eng@gm	iail.com
	SAMA ENGINEERING

Ali Khamud A. How Ahmad Matar Olena Petrova May Mohammad Hammoud

ЗАТВЕРДЖУЮ: Голова кооперативу СТ «ЖБК «Авантаж» /Г.І.Аніканов /

АКТ ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ НА СТ «ЖБК «АВАНТАЖ»

KPA

Xapkin

результатів дисертаційної роботи

«Напружено-деформований стан та раціоналізація параметрів залізобетонних колон із сітчастим армуванням» виконаної аспірантом Харківського національного університету міського господарства імені О.М. Бекетова Хаммудом Мохаммадом Тахраном

СКЛАДЕНИЙ КОМІСІЄЮ В СКЛАДІ:

ГОЛОВА:

Керівник проекту

Коблюк М.М.

ЧЛЕНИ КОМІСІЇ:

Помічник керівника проекту

Ст. викл. каф. будівельних конструкцій ХНУМГ ім. О.М. Бекетова, к.т.н

Аспірант каф. будівельних конструкцій ХНУМГ ім. О.М. Бекетова

Хаммуд М.Т.

У період з 17 по 21 червная 2019 року комісія провела роботу по визначенню практичного впровадження результатів дисертаційної роботи ««Напружено-деформований стан та раціоналізація параметрів залізобетонних колон із сітчастим армуванням»»:

1. Розробка прийнята до впровадження в березні 2019р.

2. Характеристика впровадження.

Впровадження результатів дослідження здійснено при будівництві колон вхідної групи житлового комплексу з підземним паркінгом та об'єктами культурно-побутового та торгівельного призначення «Резиденція» по вул. Новгородській, 46в м. Харкові.

3. Результати впровадження.

залізобетонних просічних обоймах з вкладишем-Конструкція колон в a) пустотоутворювачем були застосовані при зведенні колон вхідної групи житлового комплексу, що інтегрально забезпечило отримання економічного ефекту в межах 10% у цінах року розробки;

б) використання запропонованого конструктивного рішення колон дозволило на 23% зменшити обсяг використовуваної арматурної сталі та на 33% зменшити обсяг укладуваного бетону.

4. Висновки та пропозиції щодо подальшого використання розробки.

Конструктивне рішення залізобетонних колон в просічній обоймі з легкими вкладишами може використовуватися при зведенні конструкцій каркасів об'єктів громадського та житлового призначення.

Голова комісії:

Члени комісії:

AL AL Шардакова К.В. Петрова О.О. Хаммуд М.Т

Коблюк М.М.

Шардакова К.В.

Петрова О.О.

олова Нагладової Ради ТДВ «Житлобуд-2» /Кроленко Д.Ю./ Для документів

AKT ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ НА ТДВ «ЖИТЛОБУД-2»

результатів дисертаційної роботи «Напружено-деформований стан та раціоналізація параметрів залізобетонних колон із сітчастим армуванням», виконаної аспірантом Харківського національного університету міського господарства імені О.М. Бекетова Хаммудом Мохаммадом Тахраном

СКЛАДЕНИЙ КОМІСІЄЮ В СКЛАДІ:

ГОЛОВА:

Головний інженер ТДВ «Житлобуд-2»

Покуль В.О.

ЧЛЕНИ КОМІСІЇ:

Головний технолог ТДВ «Житлобуд-2»	Нікулін В.Б.
Начальник АрТУ ТДВ «Житлобуд-2»	Лавриненко О.М.
Ст. викл. каф. будівельних конструкцій ХНУМГ ім. О.М. Бекетова, к.т.н	Петрова О.О.
Аспірант каф. будівельних конструкцій ХНУМГ ім. О.М. Бекетова	Хаммуд М.Т.

У період з 30 листопада по 4 грудня 2020 року комісія провела роботу по визначенню практичного впровадження результатів дисертаційної роботи «Напружено-деформований стан та раціоналізація параметрів залізобетонних колон із сітчастим армуванням»:

1. Розробка прийнята до впровадження в липні 2020р.

2. Характеристика впровадження.

Впровадження результатів дослідження здійснено при проектуванні колон підземного (друга черга) по квартал» комплексу «Павлівський гаражу-стоянки житлового вул. Клочківській, 117 в м. Харкові.

3. Результати впровадження.

а) Конструкція залізобетонних колон в просічних обоймах і технологія їх бетонування самоущільнюваним бетоном були застосовані при проектуванні колон підземного гаражу-стоянки, що інтегрально забезпечило отримання економічного ефекту в межах 53 777 грн. (20%) у цінах року розробки та прискорення темпів будівництва на 15%;

б) за рахунок використання запропонованого конструктивного рішення колон та вдосконаленої технології їх бетонування вдалося зменшити обсяг використовуваної арматурної сталі на 4900кг та понизити використовуваний клас бетону.

4. Висновки та пропозиції щодо подальшого використання розробки.

Конструктивне рішення залізобетонних колон в просічній обоймі та вдосконалена технологія їх бетонування може використовуватися при зведенні об'єктів громадського та житлового призначення.

Голова комісії:

Члени комісії:

Покуль В.О.

Нікулін В.Б. Лавриненко О.М. Петрова О.О. Хаммуд М.Т.