

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

ОДЕСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ БУДІВНИЦТВА ТА АРХІТЕКТУРИ

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

Максюта Олена Володимирівна

УДК 624.012.25

ДИСЕРТАЦІЯ

**НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ТА НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ
СТИСНУТИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ДВОТАВРОВИХ ПОШКОДЖЕНИХ
ЕЛЕМЕНТІВ**

Спеціальність 192 Будівництво та цивільна інженерія

Галузь знань 19 Архітектура та будівництво

Подається на здобуття наукового ступеня доктора філософії

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



О.В. Максюта

Науковий керівник – Клименко Євгеній Володимирович, доктор технічних наук, професор

Одеса – 2022

АНОТАЦІЯ

Максюта О. В. Напружено-деформований стан та несуча здатність стиснутих залізобетонних двотаврових пошкоджених елементів. – Кваліфікаційна праця.

Дисертація на здобуття наукового ступеня доктора філософії за спеціальністю 192 – Будівництво та цивільна інженерія. – Одеська державна академія будівництва та архітектури, Одеса, 2022.

Дисертаційне дослідження присвячене вивченню впливу різних параметрів на несучу здатність стиснутих залізобетонних двотаврових колон, пошкоджених в процесі експлуатації.

У **вступі** роботи приведене обґрунтування вибору теми дослідження, сформульовані мета та задачі досліджень, наукова новизна та практичне значення роботи, представлена її загальна характеристика та зв'язок з науковими програмами.

Перш за все, слід зазначити, що залізобетон займає лідируючі позиції, як матеріал, що найчастіше використовується у будівельній галузі. В даний час до залізобетону пред'являють високі вимоги якості, , перш за все це стосується високої міцності, вогнестійкості, щільності, здатності чинити опір, як статичним так і динамічним навантаженням, сейсмостійкості, довговічності. Щодо останнього, то довговічність залізобетонних конструкцій може досягати, за певних сприятливих умов, понад 100 років. Але за певних умов, наприклад, збільшення навантажень на конструкцію при реконструкції та при модернізації устаткування, навпаки, привести будівельні конструкції до аварійних станів і змусити виконувати ремонт навіть раніше, ніж це передбачено. В умовах важкого економічного стану країни в наш час, дуже важливим є саме продовження строку експлуатації будівель і споруд.

Наукова новизна отриманих результатів пролягає в тому, що в ході дослідження експериментально вивчена робота пошкоджених в процесі

експлуатації залізобетонних колон двотаврового поперечного перерізу, вивчено вплив параметрів пошкодження та величини ексцентриситету прикладання зовнішнього зусилля, визначено ступінь їх впливу на несучу здатність зразків, встановлено залежності деформацій від діючого навантаження, що дозволило визначити напружено-деформований стан зразків, виділити основні характерні схеми руйнування, висунути основні передумови та розробити методіку розрахунку пошкоджених залізобетонних колон двотаврового поперечного перерізу на основі чинних нормативних документів, удосконалено методіку визначення залишкової несучої здатності залізобетонних стиснутих елементів двотаврового поперечного перерізу, пошкоджених в процесі експлуатації.

У **першому розділі** дисертації представлений детальний огляд та аналіз існуючих досліджень стосовно вивчення працездатності та напружено-деформованого стану як бетону й арматури, так і залізобетонних конструкцій в цілому за дії ексцентрично прикладених стискаючих навантажень. Особливу увагу приділено розгляду існуючих нормативних та авторських методів розрахунку залишкової несучої здатності стиснутих залізобетонних елементів за дії моменту, як в одній, так і в двох площинах.

В ході літературного аналізу встановлено, що особливості впливу складного навантаження (косий позацентровий стиск) на роботу залізобетонних конструкцій та вплив на них оточуючого середовища розглядалися в роботах Алексєєва С.М., Бабіча Є.М., Бамбури А.М., Барашикова А.Я., Бліхарського З.Я., Бондаря В.О., Бондаренка В.М., Васильєва А.І., Вікторова А.М., Глаголи І.І., Грунау Е., Дорофєєва В.С., Клименка Є.В., Коляди В.І., Кочкарьова Д.В., Москвіна В.М., Павлікова А.М., Підвального А.І., Попеско А.Н., Семка О.В., Хміля Р.С., Холода П.Ф., Чемпіона С., Ягупова Б.А., Яковенка І.А., Яременка О.Ф., Böttcher J., Kys K., Riedel W., Scholz E., Hirne W.G., Suchan M., Polder R.V. та інших.

Проте, у дослідників ще не склалася єдина думка щодо впливу багатьох чинників і факторів зовнішнього впливу на характер деформування та руйнування залізобетонних стиснутих елементів, пошкоджених в процесі

експлуатації. Зокрема, недостатньо вивченою є робота косостиснутих елементів, ексцентриситет в двох площинах у яких виник не від наявності ексцентриситетів в двох напрямках, а в результаті пошкодження колон по висоті.

Практично відсутні дані щодо роботи залізобетонних косостиснутих колон двотаврового поперечного перерізу, пошкоджених в процесі експлуатації, на їх залишкову несучу здатність.

У **другому розділі** роботи наведені план експериментальних досліджень, обґрунтування та передумови вибору дослідних факторів, детальний опис методики проведення випробувань дослідних зразків-колон.

В рамках запланованих досліджень були проведені випробування серії колон із 15 моделей двотаврового поперечного перерізу з габаритними розмірами $b \times h = 200 \times 300$ мм, з різними типами пошкодження, у вигляді різних глибин і кутів площини пошкодження. Режим проведення експерименту був однаковий для усіх колон. Заплановано дослідження різних комбінацій параметрів пошкоджень – три різних кута пошкоджень в поєднанні з трьома типами глибини пошкодження: глибина пошкодження 20, 60 і 100 мм; кут пошкодження 0° , 30° і 60° .

Заплановані серії дослідів виконували за три факторним трирівневим планом Бокса-Бенкіна.

Для створення макетів пошкоджень на зразках з ушкодженнями використовувалися бруски з відповідної форми з пінополістиролу.

Армування виконувалося у вигляді просторових в'язаних каркасів з робочою арматурою А 400 С Ø 12 мм та поперечними стержнями (хомутами) з арматури класу А 240 Ø 6 мм. Для підвищення міцності бетону в місцях можливої концентрації напружень (по кінцях колон) встановлювалося по три сітки непрямого армування з арматури Ø 6 мм класу А 240.

Бетонування, виконувалося готовим промисловим бетоном класу С 25/30 на будівельному майданчику.

З метою визначення напружено-деформованого стану бетону середнього за висотою пошкодженого перерізу колон на бетон наклеювалися (по контуру) електротензорезистори базою 50 мм з величиною електричного опору 120 Ом

Випробування пошкоджених колон на короткочасну дію стискаючого навантаження проводилось на 500-тонному гідравлічному пресі типу 2ПГ-500 №37 (м. Армавір), шкала на 200 тс, ціна поділки 666 кгс в лабораторії кафедри Залізобетонних конструкцій та транспортних споруд Одеської державної академії будівництва та архітектури.

Третій розділ дисертації присвячений аналізу отриманих експериментальних даних. А саме в ньому розглядається вплив вибраних факторів на залишкову несучу здатність пошкоджених стиснутих конструкцій.

За критерій руйнування дослідних балок було прийнято досягнення одного із факторів: значні деформації бетону та арматури, надмірна ширина розкриття тріщин, надмірні прогини колони та значний спад і подальша неможливість сприймати навантаження (падіння тиску в гідравлічній системі преса).

В середньому (за висотою) перерізі дослідного зразка по контуру наклеювалися тензорезистори на бетонну поверхню. Це дало можливість визначити величину відносних деформацій бетону на кожному ступеню навантаження.

Аналіз показав, що збільшення площі пошкодження призводить до збільшення ексцентриситету прикладання стискаючого зусилля.

Залежно від початкового ексцентриситету прикладання стискаючої сили та додаткового ексцентриситету, що виникає в перерізі з пошкодженням, за прийнятих параметрів варійованих величин може бути два види напружено-деформованого стану:

- перший напружено-деформований стан, коли увесь переріз, що досліджується – стиснутий;
- другий напружено-деформований стан, коли з'являється стиснута частина поперечного перерізу переріз.

На початку процесу навантаження до рівня $N/N_p=0,3$) має місце практично пружна робота бетону. При збільшенні навантаження все більше проявляється пластична складова деформування бетону, про свідчить викривлення кривої деформування. Описаний характер деформування отриманий, як для стиснутого, так і для розтягнутого бетону, але для останнього – в меншій мірі.

В процесі навантаження в дослідних зразках спостерігалася поява та розвиток нормальних тріщин в розтягнутій зоні бетону. В дослідних колонах з відносно невеликими ексцентриситетами, практично перед руйнуванням в найбільш стиснутій зоні перерізів пошкоджених колон утворювались поздовжні тріщини. Причиною появи таких тріщин є початок руйнування бетонного масиву від стиску.

В колонах мало місце випинання найбільш стиснутої поздовжньої робочої арматури. Передчасному випинанню арматури сприяла відсутність бетону в зоні пошкодження, як опори для робочих стержнів.

Результати дослідження залишкової несучої здатності пошкодженого перерізу і відповідний розрахунок в ПК ЛІРА САПР не дає достатньо точний результат розрахунку, тобто, при виконанні простого алгоритму дій не можливо отримати руйнуючі зусилля для прийняття подальших рішень щодо пошкодженого елемента. Коефіцієнт варіації відхилення теоретичних значень від експериментальних становить 0,444.

Аналіз експериментально-статистичних моделей (COMPEX) показав, що колони можуть витримувати максимальне руйнівне навантаження при куті нахилу фронту пошкодження 60° , мінімальній глибині пошкодження та при відсутності відносного ексцентриситету. А найменше руйнівне навантаження колони можуть витримати при відсутності кута нахилу фронту пошкодження, максимальній глибині пошкодження та максимальним відносним ексцентриситетом прикладеного навантаження.

В четвертому розділі дисертаційної роботи представлені теоретичні основи та передумови для створення інженерної методики розрахунку

залишкової несучої здатності стиснутих пошкоджених залізобетонних елементів двотаврового поперечного перерізу.

Основні передумови розрахунку:

1. Приймаємо гіпотезу плоских перерізів.
2. Напруження в стиснутій зоні розподіляються рівномірно з інтенсивністю ηf_{cd} .
3. Напруження в арматурі приймаються залежно від висоти стиснутої зони бетону. Зусилля у розтягнутій зоні сприймаються арматурою і не більші за розрахунковий спротив розтягненню f_t .
4. Робота розтягнутого бетону не враховується.
5. Приймаємо умову паралельності силових площин: площина дії зовнішніх і внутрішніх сил співпадають або паралельні залежно від розрахункового випадку.
6. Враховуємо оголення арматурних стрижнів $\sigma_{кр}$.
7. Вводяться поняття *прямого* пошкодження та пошкодження *під кутом*, які відповідають випадкам розрахунку, фронт пошкодження має прямолінійну форму.

Створено алгоритм розрахунку пошкоджених стиснутих і косостиснутих елементів, завдяки якому можна знайти невідомі величини.

В **п'ятому розділі** дисертації наведено детальний приклад розрахунку однієї з випробуваних колон. Результати співставлення свідчать про задовільний збіг теоретичних значень з величинами, отриманими при натурному експерименті (розбіжність в середньому не більше ніж на 12,2%). Це означає, що метод може бути застосований в будівельній практиці.

Результати, отримані в даній науково-дослідній роботі, впроваджені в практику проектування та експлуатації будівель, а також використовуються в навчальному процесі закладів вищої освіти.

Ключові слова: залізобетонні колони, двотавровий поперечний переріз, залишкова несуча здатність, пошкодження в процесі експлуатації, оголені арматурні стрижні.

ABSTRACT

Maksiuta O. V. Stress-strain state and bearing capacity of compressed reinforced concrete I-beam damaged elements. – Qualification work.

The dissertation on competition of a scientific degree of the doctor of philosophy on a specialty 192 – Construction and civil engineering. – Odesa State Academy of Civil Engineering and Architecture, Odesa, 2022.

The dissertation research is devoted to the study of the influence of different parameters on the bearing capacity of compressed reinforced concrete I-beams damaged during operation.

The **introduction** of the work provides a justification for the choice of research topic, formulates the purpose and objectives of research, scientific novelty and practical significance of the work, presents its general characteristics and connection with scientific programs.

First of all, it should be noted that reinforced concrete occupies a leading position as the material most commonly used in the construction industry. At present, high quality requirements are imposed on reinforced concrete, first of all, it concerns high strength, fire resistance, density, ability to resist both static and dynamic loads, seismic resistance, and durability. As for the latter, the durability of reinforced concrete structures can reach, under certain favorable conditions, more than 100 years. But under certain conditions, for example, an increase in the load on the structure during the reconstruction and modernization of equipment, on the contrary, lead building structures to emergency conditions and force repairs to be carried out even earlier than planned. In the conditions of the difficult economic state of the country in our time, it is very important to extend the life of buildings and structures.

The scientific novelty of the obtained results lies in the fact that during the study the work of damaged in the process of operation of reinforced concrete columns of I-beam cross section was studied, the influence of damage parameters and eccentricity of external force was studied. dependence of deformations on the applied load, which

allowed to determine the stress-strain state of the samples, to identify the main characteristic schemes of fracture, to put forward the main prerequisites and to develop a method of calculating damaged reinforced concrete columns of I-beam cross-section. cross section damaged during operation.

The **first section** of the dissertation presents a detailed review and analysis of existing research on the study of performance and stress-strain state of both concrete and reinforcement, and reinforced concrete structures in general under the action of eccentrically applied compressive loads. Particular attention is paid to the consideration of existing normative and author's methods of calculating the residual bearing capacity of compressed reinforced concrete elements under the action of moment, both in one and in two planes.

In the course of the literature analysis it was established that the peculiarities of the influence of complex load (oblique extracentric compression) on the work of reinforced concrete structures and the influence of the environment on them were considered in the works of Alekseev S.M., Babich Ye.M., Bambura A.M., Barashikov A.Ya., Blikharsky Z.Ya., Bondary V.O., Bondarenko V.M., Vasiliev A.I., Viktorov A.M., Glagola I.I., Grunau E., Dorofeev V.S., Klymenko Ye.V., Kolyady V.I., Kochkarev D.V., Kos Ž., Moskvina V.M., Pavlikov A.M., Pidvalny A.I., Popesko A.N., Semka O.V., Khmily R.S., Kholod P.F., Champion S., Yagupov B.A., Yakovenko I.A., Yaremenko O.F., Böttcher J., Kys K., Riedel W., Scholz E., Hirne W.G., Suchan M., Polder R.B. and others.

However, researchers have not yet reached a consensus on the influence of many factors and factors of external influence on the nature of deformation and destruction of reinforced concrete compressed elements damaged during operation. In particular, the work of obliquely compressed elements, eccentricity in two planes in which arose not from the presence of eccentricities in two directions, but as a result of damage to the columns in height, is insufficiently studied.

There are almost no data on the operation of reinforced concrete oblique columns of I-beam cross section, damaged during operation, on their residual bearing capacity.

In the **second section** of the work the plan of experimental researches, substantiation and preconditions of a choice of research factors, the detailed description of a technique of carrying out of tests of experimental samples-columns are resulted.

As part of the planned research, a series of columns of 15 models of I-beam cross-section with overall dimensions, $b \times h = 200 \times 300$ mm, with different types of damage, in the form of different depths and angles of the damage plane. The mode of the experiment was the same for all columns. It is planned to study different combinations of damage parameters – three different damage angles in combination with three types of damage depth: damage depth 20, 60 and 100 mm; damage angle 0° , 30° and 60° .

The planned series of experiments were performed according to a three-factor three-level Box-Benkin plan.

Bars of the corresponding form from expanded polystyrene were used for creation of models of damages on samples with damages.

Reinforcement was performed in the form of spatial knitted frames with working reinforcement A 400 C \emptyset 12 mm and transverse rods (clamps) of reinforcement class A 240 \emptyset 6 mm. To increase the strength of concrete in places of possible concentration of stresses (at the ends of the columns) was installed three grids of indirect reinforcement of reinforcement \emptyset 6 mm class A 240.

Concreting was performed with ready-made industrial concrete class C 25/30 on the construction site.

In order to determine the stress-strain state of the concrete of the average height of the damaged section of the columns on the concrete were glued (along the contour) electrotensor resistors with a base of 50 mm with an electrical resistance of 120 Ohms.

Testing of damaged columns for short-term compressive load was carried out on a 500-ton hydraulic press type 2PG-500 № 37 (Armavir), scale on 200 tons, the price of 666 kg in the laboratory of the Department of Reinforced Concrete Structures and Transport Structures of Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture .

The **third section** of the dissertation is devoted to the analysis of the obtained experimental data. Namely, it considers the influence of selected factors on the residual bearing capacity of damaged compressed structures.

One of the following factors was considered to be the criterion of destruction of test beams: significant deformations of concrete and reinforcement, excessive crack opening width, excessive deflections of the column and significant drop and subsequent inability to accept the load (pressure drop in the hydraulic system).

In the middle (height) section of the prototype along the contour were glued strain gages on the concrete surface. This made it possible to determine the magnitude of the relative deformations of the concrete at each load stage.

The analysis showed that increasing the area of damage leads to an increase in the eccentricity of the application of compressive force.

Depending on the initial eccentricity of the application of compressive force and the additional eccentricity that occurs in the cross section with the damage, the accepted parameters of the variables can be two types of stress-strain state:

- the first stress-strain state, when the entire cross-section under study is compressed;
- the second stress-strain state, when the compressed part of the cross section of the cross section appears. At the beginning of the loading process to the level of $N/N_p=0,3$) there is almost elastic work of concrete. With increasing load, the plastic component of deformation of concrete is increasingly manifested, as evidenced by the curvature of the deformation curve. The described nature of deformation is obtained for both compressed and stretched concrete, but for the latter – to a lesser extent.

During the loading process, the appearance and development of normal cracks in the stretched zone of concrete was observed in the experimental samples. In experimental columns with relatively small eccentricities, longitudinal cracks were formed in the most compressed cross-sectional area of the damaged columns almost before destruction. The reason for the appearance of such cracks is the beginning of the destruction of the concrete mass from compression.

In columns there was a protrusion of the most compressed longitudinal working armature. Premature protrusion of the reinforcement was facilitated by the lack of concrete in the area of damage, as a support for the working rods.

The results of the study of the residual bearing capacity of the damaged section and the corresponding calculation in the PC LIRA CAD does not give a sufficiently accurate calculation result, i.e. when performing a simple algorithm it is not possible to obtain destructive efforts to make further decisions about the damaged element. The coefficient of variation of the deviation of theoretical values from experimental ones is 0,444.

Analysis of experimental-statistical models (COMPEX) showed that the columns can withstand the maximum destructive load at an angle of inclination of the damage front 60° , the minimum depth of damage and in the absence of relative eccentricity. And the least destructive load of the column can withstand the absence of the angle of the damage front, the maximum depth of damage and the maximum relative eccentricity of the applied load.

The **fourth section** of the dissertation presents the theoretical foundations and prerequisites for creating an engineering method for calculating the residual bearing capacity of compressed damaged reinforced concrete elements of I-beam cross section.

The main prerequisites for the calculation:

1. We accept the hypothesis of flat sections.
2. The stresses in the compressed zone are evenly distributed with intensity ηf_{cd} .
3. Stresses in the reinforcement are accepted depending on the height of the compressed zone of concrete. The forces in the stretched zone are perceived by the reinforcement and are not greater than the calculated tensile resistance f_t .
4. The work of stretched concrete is not taken into account.
5. We accept the condition of parallelism of force planes: the plane of action of external and internal forces coincide or are parallel depending on a settlement case.
6. We take into account the exposure of the reinforcing bars σ_{kp} .

7. The concepts of direct damage and damage at an angle are introduced, which correspond to the cases of calculation, the front of the damage has a rectilinear shape.

An algorithm for calculating damaged compressed and obliquely compressed elements has been created, thanks to which it is possible to find unknown quantities.

The **fifth section** of the dissertation provides a detailed example of the calculation of one of the tested columns. The results of the comparison indicate a satisfactory coincidence of the theoretical values with the values obtained in the field experiment (discrepancy on average not more than 12,2%). This means that the method can be applied in construction practice.

The results obtained in this research work are implemented in the practice of design and operation of buildings, as well as used in the educational process of higher education institutions.

Key words: reinforced concrete columns, I-beam cross-section, residual bearing capacity, damage during operation, bare reinforcing bars.

Список публікацій здобувача за темою дисертації
Наукові праці, в яких опубліковані основні наукові результати
дисертації:

Статті у наукових фахових виданнях України

1. Клименко Є.В., Антонюк Н.Р., Максюта О. В. Несуча здатність пошкоджених залізобетонних двотаврових колон. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*. 2021. Вип. 85. С. 18-27. <https://doi.org/10.31650/2415-377X-2021-85-18-27>.

2. Клименко Є.В., Максюта О. В. Визначення несучої здатності двотаврових залізобетонних колон при прямому пошкодженні. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*. 2022. Вип. 86. С. 24-34. <https://doi.org/10.31650/2415-377X-2022-86-24-34>.

3. Клименко Є. В., Максюта О. В. Сталева обойма, як експресметод підсилення залізобетонних пошкоджених колон. *Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини*. 2022. Вип. 26. С. 115-127 <https://doi.org/10.31650/2707-3068-2022-26-115-127>.

4. Клименко Є. В., Максюта О. В. Залишкова несуча здатність пошкоджених залізобетонних колон двотаврового профілю. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. 2022. Вип. 41. С. 298-306.. <https://doi.org/10.31713/budres.v0i41.34>.

Стаття у виданні, що індексується в наукометричних базах

5. Klymenko Y., Zeljko Kos Z., Grynyova I., Maksjuta O. Operation of Damager H-Shaped Columns. *Lecture Notes in Civil Engineering* 2021. V. 100. P. 192–201. https://doi.org/10.1007/978-3-030-57340-9_24.

(індексується в наукометричній базі Scopus).

Наукові праці, які додатково відображають наукові результати
дисертації:

6. Боделан О. Є., Клименко Є. В., Максюта О. В. Основні положення визначення несучої здатності двотаврових колон, пошкоджених в процесі експлуатації. Збірка студентських наукових праць за 2019-2020 навчальний рік. Одеса: ОДАБА, 2020. С. 67-72.

7. Орел М. О., Клименко Є. В., Максюта О. В. Експериментальні дослідження пошкоджених двотаврових залізобетонних колон. Збірка студентських наукових праць за 2020-2021 навчальний рік. Одеса: ОДАБА, 2021. С.299-303.

Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації:

8. Ваноні М. І., Клименко Є. В., Максюта О. В. Робота пошкоджених двотаврових колон. Тези доповідей 75-ї науково-технічної конференції професорсько-викладацького складу академії. Одеса: ОДАБА, 2019. С. 94.

9. Клименко Є. В., Максюта О. В. Влияние повреждений на работу двутавровых железобетонных колонн. Тезисы докладов XI Республиканской научно-практической конференции «Современное строительство и архитектура, энергосберегающие технологии» (с международным участием). Бендер (Молдова), 2020. С. 38-42.

10. Клименко Є. В., Максюта О. В. Основні положення визначення несучої здатності двотаврових колон, пошкоджених в процесі експлуатації. Тези доповідей 76-ї науково-технічної конференції професорсько-викладацького складу академії. Одеса: ОДАБА, 2020. С. 78.

11. Клименко Є. В., Максюта О. В. Дослідження роботи двотаврових залізобетонних колон, пошкоджених в процесі експлуатації. Збірка тез доповідей III всеукраїнської науково-практичної конференції «Проблеми та перспективи розвитку будівельного комплексу м. Одеси». Одеса: ОДАБА, 2020. С. 142.

12. Клименко Є. В., Максюта О. В. Розрахунок несучої здатності складнонапружених стиснутих залізобетонних елементів. Тези доповідей 77-ї

науково-технічної конференції професорсько-викладацького складу академії..
Одеса: ОДАБА, 2021. С. 70.

13. Клименко Є. В., Орешкович М., Максюта О. В. Напружено-деформований стан пошкоджених двотаврових колон. Тези доповідей IV міжнародної конференції *«Експлуатація та реконструкція будівель і споруд»*. Одеса: ОДАБА, 2021. С. 74 –76.

14. Максюта О. В. Відновлення залізобетонних колон сталевую обіймою. Тези доповідей 78-ї науково-технічної конференції професорсько-викладацького складу академії. Одеса. ОДАБА, 2022. С. 74.

15. Максюта О. В. Підсилення залізобетонних двотаврових колон сталевую обіймою. Тези доповідей міжнародної науково-технічної конференції *«Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини»*. Одеса: ОДАБА. 2022. С. 34-36.

ЗМІСТ

	Стор.
АНОТАЦІЯ	2
ВСТУП	19
РОЗДІЛ 1. СТАН ДОСЛІДЖЕНЬ РОБОТИ СТИСНУТИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ	26
1.1. Технічний стан будівель та споруд	26
1.2. Аналіз досліджень стиснутих залізобетонних елементів	40
1.3. Висновки за розділом	48
РОЗДІЛ 2. ПОСТАНОВКА ЕКСПЕРИМЕНТУ І МЕТОДИКА ЙОГО ПРОВЕДЕННЯ	51
2.1. Постановка експерименту щодо дослідження напружено- деформованого стану та залишкової несучої здатності пошкоджених залізобетонних колон двотаврового перерізу	51
2.2. Конструкція і матеріали дослідних зразків	52
2.2.1. Планування експерименту	52
2.2.2. Конструкція дослідних зразків та технологія їх виготовлення	59
2.3. Методика визначення фізико-механічних характеристик бетону та арматури	65
2.4. Методика лабораторних випробувань пошкоджених залізобетонних колон	68
2.5. Методика моделювання роботи пошкоджених двотаврових колон в програмних комплексах	71
2.5.1. Моделювання в ПК ЛІРА САПР	71
2.5.2. Моделювання в ПК «Сотрех»	75
2.6. Висновки за розділом	77
РОЗДІЛ 3. АНАЛІЗ РЕЗУЛЬТАТІВ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ	78

3.1. Результати чисельного дослідження в програмному комплексі ЛПРА САПР	78
3.2. Результати випробування дослідних зразків матеріалів	90
3.3. Аналіз результатів експериментальних досліджень колон	93
3.4. Експериментально-статистичне моделювання результатів експерименту за допомогою ПК COMPEX	104
3.5. Висновки за розділом	108
РОЗДІЛ 4. ТЕОРЕТИЧНЕ ВИЗНАЧЕННЯ ЗАЛИШКОВОЇ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ПОШКОДЖЕНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ ДВОТАВРОВОГО ПЕРЕРІЗУ	111
4.1. Передумови теоретичного розрахунку	111
4.2. Покроковий метод розрахунку пошкоджених двотаврових елементів	118
4.2.1. Двотаврові елементи з прямими пошкодженнями	119
4.2.2. Двотаврові елементи з пошкодженнями під кутом	126
4.3. Висновки за розділом	141
РОЗДІЛ 5. ПРАКТИЧНИЙ РОЗРАХУНОК ПОШКОДЖЕНИХ ДВОТАВРОВИХ ЗРАЗКІВ	143
5.1. Розрахунок двотаврової колони з прямим пошкодженням	143
5.2. Розрахунок двотаврової колони з пошкодженням під кутом	147
5.3. Впровадження результатів досліджень	154
5.3.1. Впровадження методу розрахунку пошкоджених елементів в практику реконструкції	154
5.3.2. Впровадження в навчальний процес	155
5.4. Висновки за розділом	155
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	157
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	160
ДОДАТКИ	177
ДОДАТОК А. Список публікацій здобувачки	178
ДОДАТОК Б. Довідки про впровадження результатів досліджень	182

ВСТУП

Обґрунтування вибору теми дослідження. Залізобетон займає лідируючі позиції, як матеріал, що найчастіше використовується у будівельній галузі. В даний час до будівельних матеріалів пред'являють високі вимоги якості, що в залізобетоні, перш за все, стосується високої міцності, вогнестійкості, щільності, здатності чинити опір, як статичним так і динамічним навантаженням, сейсмостійкості, довговічності. Щодо останнього, то довговічність залізобетонних конструкцій може досягати, за певних сприятливих умов, понад 100 років, тим самим перевершуючи навіть призначений термін експлуатації при проєктуванні. Як зазначено в [80], у промислових будівлях фізичний знос конструкцій може настати через 100...120 років після зведення. Але за певних умов (неправильна експлуатація, помилки при проєктуванні, зміна умов впливи агресивних середовищ, збільшення навантажень на конструкцію при реконструкції та при модернізації устаткування, механічні та різного роду пошкодження), навпаки, привести будівельні конструкції до аварійних станів і змусити виконувати ремонт навіть раніше, ніж це передбачено правилами [88, 116]. В умовах важкого економічного стану країни в наш час, дуже важливим є саме продовження строку експлуатації будівель і споруд, оскільки це є значно дешевше порівняно із новим будівництвом.

Також необхідно забезпечити тривалий термін експлуатації, обслуговування конструкцій має бути якомога простішим.

Неправильна експлуатація і різні типи ушкоджень, що виникли в результаті впливу комбінації певних чинників: старіння конструкцій і перевищення нормативних термінів експлуатації, збільшення експлуатаційних навантажень, механічних, хімічних та інших впливів, може призвести до зниження рівня несучої здатності конструкції значно раніше проєктного терміну. До основних причин зниження терміну експлуатації можна віднести збільшення навантажень на конструкцію в результаті реконструкції або

технічного переоснащення підприємств, експлуатацію в умовах впливу агресивних середовищ, початкові помилки в проектуванні несучих елементів, механічні пошкодження, які найчастіше носять локальний характер, природний знос конструкцій тощо.

Усі наведені вище фактори змушують виконувати ремонт частіше, ніж це передбачено правилами [174, 175].

Проблемою визначення технічного стану пошкоджених структурних елементів будівель є достовірне визначення їх залишкової несучої здатності.

Відомо, що існуюча методика розрахунку залізобетонних конструкцій за першою групою граничних станів має досить високу надійність і базується на експериментально-теоретичних дослідженнях, проведених для центрально- і позацентрово стиснутих елементів (у випадку плоского позацентрового стиску). Рекомендації щодо розрахунку несучої здатності позацентрово стиснутих залізобетонних елементів в чинних нормах відсутні. Робота бетонних і залізобетонних конструкцій найбільш загального профілю – двотаврового, у яких позацентрове стиснення реалізується в результаті пошкодження (несиметричного щодо головних осей поперечного перерізу), на даний час залишається невивченою.

У чинних нормативних документах відсутні конкретні рекомендації щодо розрахунку ушкоджених елементів двотаврового профілю. У зв'язку з цим виникає ряд проблем, як і потребують вирішення. Однією з них є удосконалення і створення нових методів розрахунку та оцінювання залишкової несучої здатності пошкоджених залізобетонних елементів, тобто розрахунку їх міцності на основі якої приймається та чи інша схема підсилення. Це є раціональним підходом, оскільки витрати на підсилення не завжди виправдані. Проте, реконструкція несучих елементів у низці випадків економічно вигідна і менш трудомістка, оскільки може виконуватися без залучення спецтехніки та зупинки виробничих процесів.

Тому, важливо правильно і своєчасно приймати рішення щодо реконструкції, модернізації, методів посилення пошкоджених елементів.

Виходячи із цього можна прийти висновку, що тема дисертаційної роботи є актуальною у наш час, як із наукової, так і з практичної точки зору.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Тема дисертації безпосередньо пов'язана і відповідає актуальним напрямкам науково-технічної політики України в розрізі загальнодержавної міжгалузевої програми «Ресурс» та її розділу «Будівництво». Дисертаційну роботу виконано відповідно до тематики наукових досліджень кафедри Залізобетонних конструкцій та транспортних споруд Одеської державної академії будівництва та архітектури в рамках держбюджетної теми «Визначення, прогнозування та регулювання технічного стану будівельних конструкцій, будівель і споруд в цілому» і теми «Відновлення працездатності залізобетонних будівельних конструкцій, пошкоджених під час експлуатації та бойових дій» (№ державної реєстрації 0119U001208).

Мета роботи – визначення залишкової несучої здатності стиснутих пошкоджених залізобетонних елементів двотаврового поперечного перерізу на підставі фактичного напружено-деформованого стану (НДС) конструкції.

Досягнення поставленої мети здійснюється на підставі вирішення

наступних завдань досліджень:

- виконати натурний експеримент над пошкодженими залізобетонними стиснутими елементами двотаврового поперечного перерізу з метою вивчення НДС та залишкової несучої здатності;

- провести аналіз параметрів НДС елементів, що досліджуються, та встановити їх вплив на залишкову несучу здатність;

- виконати розрахунок пошкоджених елементів в комп'ютерному програмному комплексі ЛІРА САПР;

- оцінити ступінь впливу факторів, що варіювалися на залишкову несучу здатність з використанням методів математичної статистики;

- створити модель розрахунку пошкоджених стиснутих залізобетонних елементів двотаврового поперечного перерізу;

- проаналізувати отримані результати досліджень і порівняння аналітичних і експериментальних характеристик несучої здатності пошкоджених залізобетонних елементів двотаврового поперечного перерізу;

- впровадити результати досліджень в практику реконструкції та навчальний процес.

Об'єкт досліджень – процес руйнування залізобетонних пошкоджених колон двотаврового поперечного перерізу.

Предмет досліджень – вплив ушкоджень залізобетонних стиснутих елементів двотаврового поперечного перерізу на параметри напружено-деформованого стану (НДС) та залишкову несучу здатність конструкцій.

Методи досліджень: емпіричні – проведення експериментальних досліджень залізобетонних колон двотаврового поперечного перерізу, які мали штучні пошкодження, при дії статичних навантажень з застосуванням сучасних методів вимірювання. Збір, вивчення та аналіз публікацій проведених у напрямку вибраної теми дисертації, розробка методики експериментальних досліджень з застосуванням теорії планування експерименту, чисельне моделювання, аналіз та статистична обробка отриманих результатів досліджень, порівняння отриманих результатів, абстрагування, узагальнення, індукція, дедукція, формулювання основних висновків та рекомендацій. Застосування нормативної методики розрахунку несучої здатності залізобетонних елементів з розширенням її дії на випадок косоного позацентрального стиску і обґрунтованих передумов розрахунку і результатами співставлення отриманих теоретичних результатів із експериментальними.

Наукова новизна отриманих результатів полягає в наступному:

вперше:

- експериментально вивчена робота пошкоджених в процесі експлуатації залізобетонних колон двотаврового поперечного перерізу, отримані дані про вплив параметрів пошкодження і відносного ексцентриситету на залишкову несучу здатність;

- розроблено модель визначення залишкової несучої здатності пошкоджених залізобетонних колон двотаврового поперечного перерізу;

отримала подальший розвиток:

- методика розрахунку пошкоджених двотаврових залізобетонних колон на основі основних положень чинних нормативних документів;

удосконалено:

- методику визначення залишкової несучої здатності залізобетонних стиснутих елементів, пошкоджених в процесі експлуатації.

Практичне значення отриманих результатів роботи. Результати експериментально-теоретичних досліджень дали можливість розробити алгоритм розрахунку залишкової несучої здатності пошкоджених залізобетонних колон двотаврового поперечного перерізу, який може бути використаний в практиці будівництва і реконструкції будівель і споруд, що дозволить раціонально підходити до питання підсилення і ремонту позацентрово стиснутих ушкоджених елементів, знаючи їх залишкову несучу здатність.

Особистий внесок здобувача. Представлені в дисертаційній роботі результати досліджень отримані автором самостійно. Особистий внесок полягає в наступному:

- розробка методики випробувань, виготовлення дослідних зразків, проведення експериментальних досліджень;

- моделювання експериментальних зразків в ПК ЛІРА САПР;

- аналіз і обробка результатів виконаних досліджень;

- формулювання основних передумов розрахунку пошкоджених залізобетонних колон двотаврового поперечного перерізу;

- пропозиції щодо розрахунку пошкоджених колон та розробка послідовної методики і алгоритму розрахунку.

Впровадження результатів роботи. Результати дисертаційної роботи використані в проєктній компанії ТОВ «Урбан.куб» (м. Одеса) в процесі обстеження та розробки проєкту реконструкції залізобетонних елементів

несучої системи будівлі за адресою: м. Одеса, Фонтанська дорога, 123. Запропонований метод розрахунку залишкової несучої здатності залізобетонних колон дозволив розробити критерії для визначення існуючої (зниженої) несучої здатності колон, що, в свою чергу, дозволило оцінити необхідність подальшої реконструкції.

Результати, отримані в дисертаційній роботі використані в процесі будівництва в товаристві з обмеженою відповідальністю «Руніком інвест» (Одеська область, Овідіопольський район, с. Лиманка) при впровадженні системи оцінювання залишкової несучої здатності стиснутих монолітних елементів каркасу (колони, пілони, діафрагми жорсткості тощо) багатоповерхових житлових будинків, які отримали дефекти та пошкодження різного виду під час зведення будівель. Впровадження даної системи дає можливість оцінювати технічний стан дефектних та пошкоджених конструкцій та прийняти обґрунтоване рішення щодо подальшої їх нормальної експлуатації.

Результати дисертаційної роботи також використовуються в навчальному процесі в Одеській державній академії будівництва та архітектури при читанні лекцій і проведенні практичних занять на кафедрі Залізобетонних конструкцій та транспортних споруд для аспірантів, що навчаються за спеціальністю «Будівництво та цивільна інженерія» галузі знань «Архітектура та будівництво» в 2020-2021 та 2021-2022 навчальних роках.

Апробація результатів дисертації. Основні положення дисертаційної роботи доповідалися на: 75-й, 76-й, 77-й та 78-й науково-технічних конференціях професорсько-викладацького складу Одеської державної академії будівництва та архітектури (м. Одеса, 2019...2022 рр.); XI Республиканской научно-практической конференции «Современное строительство и архитектура, энергосберегающие технологии» (с международным участием) (Бендер: Молдова, 2020 р.); конференціях Eсо Comfort (Львів, 2020 та 2022 р.р.); III всеукраїнській науково-практичній конференції «Проблеми та перспективи розвитку будівельного комплексу м. Одеси (Одеса, 2020 р.); IV міжнародній конференції «Експлуатація та

реконструкція будівель і споруд» (Одеса, 2021 р.); міжнародній науково-технічній конференції «Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини» (м. Одеса, 2022 р.).

Достовірність результатів досліджень підтверджується застосуванням нормативної методики розрахунку несучої здатності залізобетонних елементів двотаврового поперечного перерізу з розповсюдженням її дії на випадок позацентрального стиску, обґрунтованих передумов розрахунку та порівнянням отриманих теоретичних результатів з експериментальними.

Публікації. Основний зміст дисертації викладено в 15 друкованих роботах, 4 з яких – в фахових збірниках наукових праць, 1 – за кордоном, що індексується в науко метричній базі Scopus.

Структура і обсяг роботи. Дисертацію викладено на 184 сторінках, у тому числі 119 сторінок основної частини, складається із вступу, 5 розділів, висновків, списку використаних джерел (182 найменування) та додатків на 7 сторінках, містить 82 рисунка і 7 таблиць.

РОЗДІЛ 1

СТАН ДОСЛІДЖЕНЬ РОБОТИ СТИСНУТИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

1.1. Технічний стан будівель та споруд

Так званий, «будівельний бум» у 50–80 роках минулого століття, коли індустріальними методами зводилася велика кількість громадських, житлових, промислових будівель та споруд, частина яких після економічного занепаду 90-х років не експлуатувалася або експлуатувалась неналежним чином та не отримувала необхідного технічного обслуговування. Багато об'єктів залишилися не завершеними, а роботи з консервації будівництва не було виконано на належному рівні. Будівлі, що зводилися на той час, розраховані на 50-60 років експлуатації, в даний час практично вичерпали свій ресурс, перевищивши його. На подібних будівельних об'єктах є низка пошкоджень, усунення яких є пріоритетним напрямом.

Зараз внаслідок будівельного спаду та напередодні чергової хвилі економічної кризи будівництво нових об'єктів не має колишніх обсягів, а реконструкція та підтримання старих будівель у належному стані є невідкладними справами, що потребують швидкого втручання. Вартість основних будівельних фондів України сягає майже 850 млрд. грн. [87], а середнє їхнє зношування досягає 45%.

З іншого боку, збільшення вартості земельних ділянок та дефіцит їх на ринку нерухомості викликає потребу у збільшенні кількості поверхів існуючих будівель. Це призводить до необхідності ухвалення рішень щодо визначення технічного стану окремих конструкцій та будівель і споруд в цілому і, в ряді випадків, – до підсилення несучих елементів будівель.

Ринок вимагає частоті заміни технології виробництва, модернізації обладнання, що, в свою чергу тягне за собою реконструкцію будівель. Цей процес неможливо раціонально провести без обстеження окремих конструкцій визначення їх залишкової (після довготривалої експлуатації) несучої здатності

та прийняття адекватного рішення щодо можливості подальшої нормальної експлуатації:

Крім того, прямі фізичні навантаження, вплив навколишнього середовища, а також неналежні умови експлуатації призводять до виникнення пошкоджень в конструктивних елементах, таких як поява тріщин, відколів, відшарування і корозія бетону та арматури (рис. 1.1).



Рис. 1.1. Пошкодження залізобетонних конструкцій



Рис. 1.1. Пошкодження залізобетонних конструкцій (продовження)

Таким чином, можна виділити основні причини, що викликають відмову будівельних конструкцій та викликають необхідність посилення:

- тривала експлуатація будівель, фізичне старіння матеріалів конструкцій;
- переозброєння і модернізація підприємств;
- зміна функціонального призначення будівель;
- неналежні температури та вологості умови експлуатації або вплив агресивних середовищ;
- експлуатація з перевищенням розрахункових навантажень;
- помилки проєктування, виготовлення або монтажу елементів конструкції;
- форс-мажорні обставини (природні катаклізми, пожежі тощо) та інші фактори.

З огляду на вищесказане, можна зробити висновок, що точне визначення залишкової несучої здатності є одним з найбільш важливих питань і вимагає подальшого ретельного вивчення в першу чергу тому, що може запобігти появі аварійних ситуацій, а з іншого боку для підвищення якості робіт з реконструкції та зниження витрат на їх виконання [73].

Косом Ж. [163] наведено сукупність причин (факторів), що викликають зміну працездатності будівлі, як в цілому, так і його окремих елементів, з точки зору механізму їх впливу може бути умовно розділена на дві групи – внутрішнього і зовнішнього характеру (рис. 1.2).

До причин внутрішнього характеру відносять фізико-хімічні процеси, що протікають в матеріалах, з яких виготовлені конструктивні елементи, навантаження і процеси, які виникають в процесі експлуатації, конструктивні фактори, якість виготовлення (дефекти виробництва).

До причин зовнішнього характеру відносять кліматичні чинники (температуру, вологість, сонячну радіацію тощо), фактори навколишнього середовища (вітер, пил і пісок, наявність в атмосфері агресивних сполук, біологічні чинники), а також якість експлуатації. До них, також, ймовірно,

можна віднести і впливу, передбачені системою технічного обслуговування ремонту.

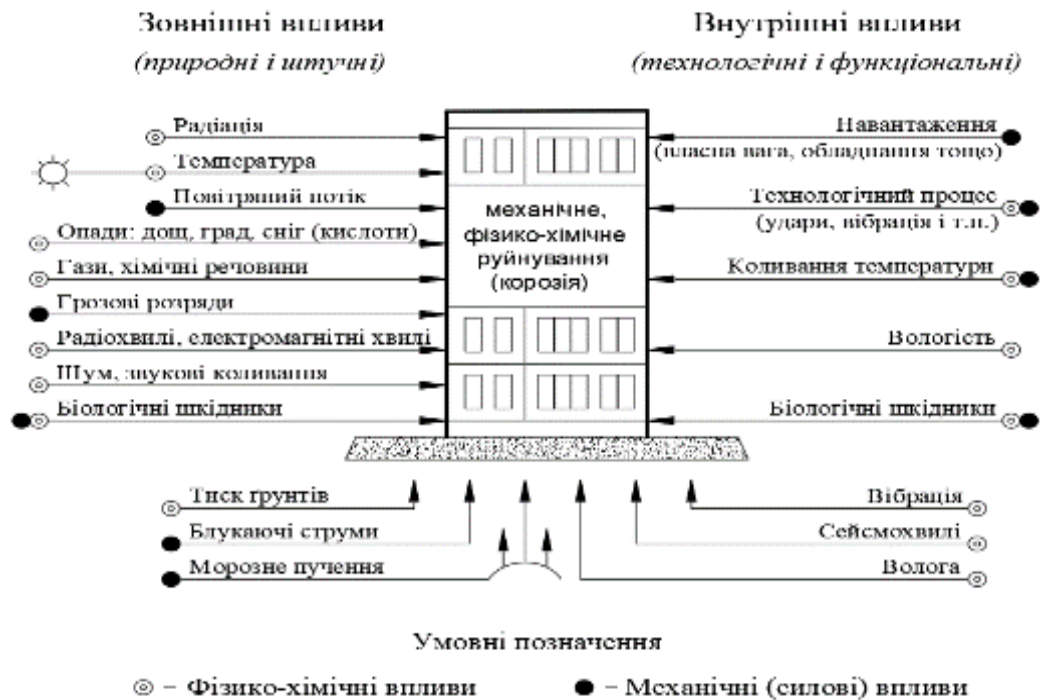


Рис. 1.2. Фактори, що впливають на будівлі і споруди [163]

Найбільш істотними факторами, які є причиною зміни технічного стану будівель в процесі їх експлуатації, є фактори конструктивного характеру. Раціональні конструктивні рішення забезпечують необхідну працездатність всіх елементів будівель протягом встановленої тривалості їх експлуатації при мінімальних затратах праці і коштів на підтримку їх нормального стану. У той же час не раціональні і помилкові конструктивні рішення можуть бути причиною швидкої втрати працездатності або руйнування окремих конструктивних елементів.

До найбільш серйозних пошкоджень, що виникають при неправильній експлуатації конструкцій і від агресивного впливу навколишнього середовища відносяться:

- втрата поверхневими шарами бетону конструкцій захисних властивостей по відношенню до арматури;
- утворення в елементах конструкції різних тріщин;

- корозія арматури і відшаровування, в зв'язку з цим, бетонних захисних шарів;
- розтріскування або луцнення розчинної частини, порушення її зв'язку з крупним заповнювачем бетону, зниження міцності бетону;
- поява на поверхні бетону висолів;
- втрата бетоном міцності в результаті його пересушування, тривалого впливу машинного масла тощо;
- утворення люфтів в стиках підкранових балок і часткове руйнування їх полиць і ребер;
- пошкодження температурних швів і елементів їх конструкцій;
- вібрація конструкцій;
- біопошкодження конструкцій;
- механічні пошкодження від порушень правил експлуатації.

Савицький М. В. [125] проводить загальний аналіз причин, які найчастіше викликають відмову будівельних конструкцій (табл. 1.1).

Ці дані показують, що людські помилки виникають з набагато більшою частотою, ніж великі відхилення міцності матеріалу і навантажень. Автором запропонована модель, слідуючи якій можливо запобігти виникненню найбільш грубих помилок.

Найбільш поширеним видом пошкодження залізобетонних елементів є зменшення площі перерізу бетону внаслідок впливу різних, як правило, зовнішніх факторів [163].

Таблиця 1.1

Кількісна оцінка причин відмов будівельних об'єктів

Причини аварії	Частка в загальній кількості
Неточне проектування	0,2330
Неточне виконання	0,3689
Недбала експлуатація	0,3495
Інші причини	0,0485

Так, в даній роботі вивчена робота жорстких залізобетонних колон найбільш загального та раціонального двотаврового поперечного перерізу, у яких ушкодження знаходяться в середній третині висоти моделі, в розмірі незначного пошкодження захисного шару до відколу бетону і в розмірі половини перетину залізобетонного елемента.

Вивченням питань експлуатації конструкцій в умовах агресивних середовищ багато років займалися такі вчені України, ближнього і далекого зарубіжжя, як: Алексєєв С. М. [2, 3], Барашиков А. Я. [19], Бліхарський З. Я. [19], Бондар В. О. [28], Бондаренко В. М. [29-31, 34], Васильєв А. І. [40], Грунау Е. [49], Дорофєєв В. С. [57], Клименко Є. В. [80, 81], Москвін В. М. [104], Ягупов Б. А. [146], Böttcher J. [151], Kys K. [162], Riedel W. [170-172], Scholz E. [173], Suchan M. [174], Polder R.V. [169] та інші.

Механічне руйнування (рис. 1.1) включає в себе, в основному, два види дефектів.

До першого виду належать внутрішні або поверхневі руйнування конструкцій під дією усадки або розширення, до другого – перенапруження, викликане зусиллям стиснення, розтягування, зрізу і крутіння.

Корозійні впливи тягнуть за собою значну деградацію несучої здатності залізобетонних елементів будівель і споруд в період їх експлуатації. Серед цих впливів значуще місце займає хімічна корозія. Результатом хімічних реакцій, ініційованих агресивними по відношенню до компонентів конструктивних елементів факторами зовнішнього середовища, є зміна фізико-механічних характеристик бетону та сталі.

Хімічні впливи – це, в першу чергу, експлуатація конструкцій в умовах агресивних середовищ, які не запланованих проєктним рішенням: впливу різноманітних кислот, лугів, солей, парів газів та біологічні впливи.

Корозія арматури настає, коли внаслідок прогресуючої карбонатизації пасивний шар поверхні арматури повністю або частково розчиняється. У багатьох роботах [148, 149, 150, 158-159, 168, 177, 179, 181 та ін.] висвітлено вплив ширини розкриття тріщин у бетоні на швидкість корозії арматури.

Більшість з авторів робить висновок, що чим більше тріщини в залізобетонних конструкціях, тим вища швидкість корозії арматури.

Алексєєв С. М. [3] приходять до висновку, що корозійні пошкодження знижують термін експлуатації конструкцій і для забезпечення необхідної довговічності необхідно або покращувати середовище, в якому експлуатуються конструкції, або підвищувати стійкість до впливу агресивних речовин, або забезпечити повну ізоляцію від несприятливого середовища.

Бондаренко В. М. та Ягупов Б. А. займалися оцінюванням залишкового ресурсу силового опору залізобетонних елементів, пошкоджених корозією. У їхніх роботах [29-31, 34] наводяться рівняння стану силового опору, розвитку деформацій повзучості та накопичення ушкоджень, рівняння, що описують кінематику розвитку ушкоджень у часі тощо.

Барашіков А. Я. [19] наголошує на тому, що згодом під дією агресивного середовища змінюється НДС залізобетонних конструкцій, пов'язаний з корозійним пошкодженням. Автор провів експериментальні дослідження залізобетонних балок за одночасної дії агресивного середовища та навантаження. Розглянуті експериментальні дослідження дозволяють визначити деформацію залізобетонних балок з корозійними ушкодженнями з урахуванням фактора часу.

Бліхарським З. Я. [24-26] були виконані дослідження залізобетонних балок з корозійними ушкодженнями, отриманими за одночасної дії агресивного середовища та навантаження у часі. У роботі [25] наголошується, що у таких елементів можливе відновлення повної несучої здатності за умови використання обидвома нарощуванням нового бетону та забезпеченням спільної роботи нового та старого бетонів без нарощування перерізу робочої арматури.

Відмінною рисою досліджень Бондаря В. О. [28] є те, що на відміну інших учених, він розглядає вплив корозійних ушкоджень на робочу арматуру, а не на захисний шар бетону.

Цікавими з погляду розгляду питань реконструкції є дослідження Böttcher J. [151]. Розглядаються конкретні випадки корозійних пошкоджень

різних елементів. Kys K. [162] описує найпоширеніші причини пошкоджень залізобетонних конструкцій та наводить характеристику кожного виду ушкодження.

Грунау Е. [50] розглядає, як одну з причин корозії, біологічну дію. Наводиться приклад руйнувань, яких зазнають шпалери, шпалерні клеї та фарби, до складу яких входять органічні речовини, а також деревина (ДВП, ДСП-бетон). Ці біологічні дії мають бути вчасно виявлені та виключені.

Polder R. V. [169] вивчав особливості експлуатації морських берегових споруд та вплив на них корозії.

Вивченню дефектів у будівельних конструкціях та способам їх усунення, а також рішенням щодо їх посилення присвячені праці Альбрехта Р. [5], Альсухайджі С. А. [7], Байди Д. Н. [12], Бамбури А. М. [18], Бондаренко С. В. [32, 33], Валового О. І. [38], Вирового В. М. [43, 44], Гімадетдінова К. І. [47], Голишева О. Б. [48], Гроздова В. Т. [49], Дорофєєва В. С. [57, 58], Каганаса М. А. [63], Кара Дамура А. Х. [64], Килимника Л. Ш. [65], Клименка Є. В. [80], Ле Мінъ Лонга [91], Литвинова І. М. [92], Лосьє А. [93], Мальганова А. І. [98], Мартьянова В. В. [100], Онуфрієва М. М. [106, 107], Пецольда Т. М. [111], Рабіновича Є. А. [117], Руфферта Г. [124], Стеблянко Л. В. [129], Тьєррі Ю. [131], Фізделя І. А. [134-136], Ягупова Б. А. [146], Anclade С. [149], Sues R. H. [176], Emmons P. H. [152], Fu X. [157] та ін.

У роботі [80] автор зазначає, кожен дефект у будівельних конструкціях є відхиленням від технічних вимог і може викликати порушення нормальної роботи споруди. Один дефект може спричинити появу низки інших порушень. Правильно поставлена діагностика на ранній стадії дозволяє запобігти можливості розвитку дефектів і обмежитися при цьому виконанням незначних робіт з їх усунення. Зовнішні дефекти переважно належать до порівняно легко піддаються виправленню, тоді як глибинні (внутрішні) дефекти можуть вимагати виконання спеціальних робіт їхнього усунення. Наводиться докладний опис можливих зовнішніх дефектів. Кожен дефект характеризується причинами, що його викликали, розмірами, обсягом ушкоджень та прогнозом

його можливого розвитку. До основних видів відносяться: раковини, порожнечі, сколи, виколи та спучування, тріщини та деформації.

При планових ремонтних роботах особлива увага має приділятися існуючим дефектам, способам їх ліквідації, наявності корозій бетону та арматури при дії агресивних середовищ, поперемінного заморожування та розморожування, механічних пошкоджень. Під час обстеження конструкції необхідно уточнювати геометричні розміри, розрахункові схеми.

У [170] викладено способи розрахунку залізобетонних конструкцій, що підсилюються. Основну увагу приділено стійкості позацентрово стиснутих елементів та підсиленню конструкцій шляхом зміни граничних умов. Наводяться алгоритми, що враховують передісторію навантаження, нелінійний деформування характер, повзучість.

Бондаренко С. В. виділяє три основні способи посилення конструкцій:

- зміна конструктивної схеми;
- зміна напруженого стану конструктивного елемента;
- збільшення поперечних розмірів елементів (наращування перерізів).

Руфферт Гюнтер у своїй роботі [124] окреслює коло проблем, пов'язаних із причинами виникнення дефектів конструкцій та способами ремонтно-відновлювальних робіт. Головною з причин виникнення дефектів автор вважає вплив агресивного середовища. Також висловлюється думка щодо зниження кількості арматури в залізобетонних елементах, в силу того, що в більшості випадків причиною виходу конструкцій з ладу є корозія арматури. Робота має загальний ознайомлювальний характер, узагальнює практику ФРН. В основному розглянуті приклади відносяться до монолітного будівництва, що на даний момент є актуальним через збільшення обсягів монолітних робіт. Недоліком є відсутність конкретних рекомендацій щодо розрахунку елементів конструкцій, що мають ушкодження.

Гроздов В. Т. в [49] розкриває зміст таких понять як «аварія», «аварійний стан», «передаварійний стан». Автор стверджує, що більшість аварій будівель

та споруд можна запобігти шляхом спостереження за ними, фіксації ознак аварійного стану та вжиття заходів щодо їх ліквідації.

Роботи [98, 98] присвячені вирішенню практичних завдань, що виникають при реконструкції будівель та споруд. Основою є результати багаторічної роботи авторів з обстеження та оцінки технічного стану. [98] наочно представлені характерні дефекти в залізобетонних колонах.

Практичні розрахунки при різних випадках ушкоджень висвітлено [12, 47, 64, 65, 91, 100, 129].

У праці [47] автор розглядає ушкодження, які часто зустрічаються в практиці обстеження – порушення зчеплення арматури з бетоном. Він зазначає, що у нормативних документах [23] відсутні рекомендації з урахування впливу порушення зчеплення на міцність стиснутих елементів. Автор пропонує методику перевірочних розрахунків, які дозволяють з достатньою точністю визначити міцність експлуатованих стиснутих конструкцій при різних ступенях порушення зчеплення бетону з арматурою.

Питання корозійного впливу на зчеплення бетону з арматурою висвітлено у працях зарубіжних учених Fu X., Chung D. D. L. [157]. Ще один можливий випадок ушкодження розглядає Килимник Л. Ш. Автор аналізує можливі ушкодження після землетрусів. У [65] відзначено, що руйнування та пошкодження при позацентровому стиску та згині найчастіше зустрічаються в колонах, ригелях, елементах обв'язок і вузлових сполучення каркасних будівель. Залежно від ступеня ушкодження утворюються і розкриваються тріщини, оголюється арматура, викришується бетон, випинаються окремі стрижні.

Каганас М. А. [63] розглядає ще один фактор, що викликає фізико-хімічне пошкодження залізобетону – це електричний струм. Автор досліджує виразкові утворення на опорах електропередач, які можуть сягати значних розмірів.

Мартьянов В. В. [100] у публікації розглянув вирішення такого питання, як визначення прогину позацентрово стисненого елемента з частковим

ушкодженням захисного шару бетону. Автором запропоновано алгоритм визначення жорсткості та прогинів таких елементів.

Також вивченням впливу пошкодження захисного шару займався Ле Мінь Лонг. Його робота [91] присвячена побудові наукових принципів розрахунку стислих залізобетонних елементів, що мають різні ушкодження захисного шару. Автором проаналізовано вплив оголення арматури на розподіл напружень у ній. На основі проведених досліджень встановлено емпіричну залежність між деформаціями арматури та бетону та розроблено методику визначення напруг та деформацій в арматурі при пошкодженні захисного шару бетону.

Стеблянко Л. В. [129] розроблено методику розрахунку та програмний комплекс для визначення міцності залізобетонних стін ослаблених дефектами та пошкодженнями з характерним розміщенням.

У [149, 176] висвітлено основні характеристики дефектів та пошкоджень, а також даються рекомендації щодо визначення надійності роботи пошкоджених елементів.

Праця Байди Д. М. [12] присвячена визначенню залишкової міцності частково пошкоджених залізобетонних балок під впливом руйнівних навантажень. У роботі пропонується вважати такі елементи частково зруйнованими. Автором запропоновано методику визначення залишкової несучої здатності, облік якої при посиленні може бути доцільним.

Питання довговічності та технічного стану будівель та споруд відображені у працях Заволоки М. В. [6], Клименка Є. В. [66-68, 80-82], Колотілкіна Б. М. [84], Кривошеєва П. І. [87], Матвеева Є. П., Мешечкіна В. В. [101], Савицького М. В. [125], Тамразяна А. Г. [130], Худолія Є. Ю. [141] та Frangopol D. M. [156].

У працях цих та інших вчених розглядаються окремі питання оцінки технічного стану та вплив різних факторів. Так у роботах Клименка Є. В. наголошується, що в даний час робота з визначення та прогнозування технічного стану будівельних конструкцій та споруд проводиться на

інтуїтивному (експертному) рівні. Запропоновано підхід до визначення технічного стану, що базується на прогнозуванні зміни геометричних характеристик та характеристик міцності матеріалів. Ця система дозволяє формалізувати обстеження будівель та споруд. Також у роботах описані принципи посилення конструкцій та захисту їх від корозії.

Колоткілкін Б. М. у роботі [84] стверджує, що з моменту зведення будівлі всі елементи та конструкції поступово знижують свої якості. Надійність та довговічність конструкції залежить від інтенсивності руйнівних процесів. Основною характеристикою будівель є довговічність. Під цим терміном розуміється строк, протягом якого, незважаючи на вживані заходи, будівля під впливом сил природи і в результаті її експлуатації зношується, старіє і приходить у стан, при якому подальша експлуатація стає неможливою, а ремонт та відновлення економічно недоцільним.

Матвєєва Є. П. і Мешечкіна В. В. [101] дають своє уявлення про фізичний знос. Так, під фізичним зносом конструкції та будівель мається на увазі погіршення технічного стану, що призводить до втрати міцності, експлуатаційних та інших якостей. Також висловлюється думка, що відновленню (ремонту) повинні піддаватися тільки конструкції, що замінюються, термін служби яких менший ніж нормативний термін незмінюваних конструкцій. У свою чергу, незмінювані конструкції за наявності фізичного зносу повинні піддаватися відновлювальним реконструктивним роботам, що забезпечують відновлення або збільшення несучої та експлуатаційної здатності. В результаті використання нових матеріалів та технологій відновлювальні роботи можуть суттєво підвищити рівень надійності та довговічності конструкцій та будівель загалом. На довговічність насамперед впливає рівень технічної експлуатації, екологічний стан довкілля, капітальність будівель та якість виконання будівельно-монтажних робіт. Неправильна експлуатація, вплив на конструкції різних факторів, у тому числі довкілля призводить до необхідності проведення позапланових ремонтних робіт. Загалом реконструкція та посилення може знадобитися при неправильній

експлуатації, технічному переозброєнні виробничих підприємств, збільшенні поверховості тощо. У багатьох підприємствах старе фізично зношене та морально застаріле обладнання замінюють на сучасніше. Це може призвести до збільшення навантажень на несучі будівельні конструкції будівель, зміни характеру їх впливу, наприклад, появи динамічних навантажень, зміни умов роботи конструкції і тим самим до необхідності посилення. Нарешті, причинами необхідності посилення конструкцій можуть з'явитися помилки при проектуванні, наприклад неповний облік діючих навантажень, невідповідність обраної розрахункової схеми дійсному напружено-деформованому стану конструкції, недоліки при виробництві робіт, що виявилися в поганій якості зварювання арматури, бетонування, анкерування стрижнів, діаметра стрижнів арматури та класу бетону за проектом. Причин виникнення пошкоджень безліч. Необхідно навчитися правильно та своєчасно визначати ці причини, щоб уникнути аварійних ситуацій. Кожен із видів ушкоджень потребує індивідуального вивчення для прийняття правильного рішення щодо подальшої долі пошкоджених елементів.

1.2. Аналіз досліджень стиснутих залізобетонних елементів

Залізобетонні стиснуті елементи широко поширені в практиці будівництва промислових і цивільних будівель. До них відносяться несучі колони одноповерхових і багатоповерхових будівель різного призначення, опори-стійки секцій мостів, стиснуті елементи ферм (верхні пояси, стійки, деякі розкоси) та інші елементи конструкцій. Форма їх поперечного перерізу з точки зору доцільності та економічності частіше застосовується квадратної або прямокутної, розвиненою в площині дії моменту. Найбільш раціональною з точки зору роботи матеріалів (бетону та сталевий арматури) є двотавровий переріз.

Таким чином, актуальність розробок щодо вдосконалення методики розрахунку несучої здатності двотаврових залізобетонних колон зростає. Визначення максимальної несучої здатності конструкції є однією з найбільш

поширених інженерних задач. У разі двотаврових колон маємо найбільш загальний вид поперечного перерізу, а методика визначення несучої здатності є універсальною при значенні нулю величини вильоту полицок – маємо окремий випадок – прямокутний переріз.

Рішення для пружного поздовжнього вигину колон при різних навантаженнях, обмеження і граничних умовах добре описані в літературі [178]. Крім того, колони та інші елементи конструкції можуть мати пошкодження і слабкі місця, такі як тріщини [180]. Ці тріщини можуть розвиватися через довготривалий вплив, циклічні навантаження, механічні коливань тощо. [155, 161]. Виходячи з цього очевидно, що тріщини ведуть до більш низької структурної цілісності і, безумовно, повинні враховуватися при розрахунку стійкості та деформативності конструкцій.

Над вивченням роботи центрально стислих залізобетонних елементів працювала велика кількість вчених: Аксьонов В. М. [1], Аль-надфе Н. [6], Артемчук О.О. [8], Ель Луз А. [11], Бабіч В. І. [33], Байков В. М. [15], Бекірова М. М. [20], Беліков В. А. [22], Боровських А. В. [35], Дегтерев В. В. [54], Довгалюк В. І. [55], Додонов М. І. [56], Кусакін А. П. [89], Маданян С. А. [94], Нурмаганбет Є. К [105], Отсмаа В. А. [109], Першаков В. М. [12], Пісанко Г. М. [114], Ріскінд Б. Я. [118], Слезінгер І. М. [128], Уткін В. С. [133], Фоміца Л. М. [137], Ходжаєв А. А. [207], Чихаладзе Е. Д. [142], Щелкунов В. Г. [145] та інші. Визначенням надійності стиснутих залізобетонних елементів займалися Уткін В. С. [133] та Сапожніков Н. Я. [126].

У роботі [126] автор представив статистичні результати численних випробувань надійності центральних та позацентрово стиснутих елементів. Встановлено, що надійність позацентрово стиснених елементів значно нижча, ніж центрально стиснутих. Зі збільшенням ексцентриситетів та гнучкості надійність позацентрово стислих зразків зменшується. Найнижча надійність відзначалася у позацентрово стиснутих елементах із великими ексцентриситетами. Автор робить висновок, що для реалізації заданого рівня надійності на стадії проектування необхідно розробити систему коефіцієнтів до

розрахункових опорів арматури та бетону, що враховують специфіку конструкції. Уткін В. С. [205] розглядає випадки, коли доводиться виявляти надійність роботи стиснутих елементів при відомому значенні стискаючого навантаження N . Для вирішення такого завдання зазвичай переглядають документацію або шляхом розкриття арматури визначають її клас. Однак, якщо на арматурі є корозійні пошкодження, визначення її діаметра виміром дає нечіткий результат. Міцність бетону, що визначається неруйнівними методами, дає лише наближене значення. Автором запропоновано алгоритм розрахунку, який дозволить отримати інформацію про розрахункову надійність колони та прийняти те чи інше рішення про безпеку та необхідність посилення тощо.

Вивченню несучої здатності стиснутих елементів приділили увагу такі вчені, як Аль-надфе Н. [6], Отсмаа В. А. [109], Ріскінд Б. Я. [118], Чихаладзе Е. Д. [142]. Напружено-деформований стан стиснутого залізобетону розглядається у роботах [6, 15, 56, 105, 114, 128, 137, 145, 138].

Писанко Г. М. [114] досліджував процеси деформування бетону, вплив макроструктури на його поведінку під навантаженням. Автором описує, що при зростанні статичного стискаючого навантаження в бетоні відбуваються послідовні процеси ущільнення, розущільнення та руйнування структури. Результатом роботи є наступний висновок: несуча здатність бетону визначається переважно властивостями міцності цементного каменю, характер же процесу деформування та розвитку мікроруйнувань бетону багато в чому обумовлений присутністю в ньому заповнювача. Деформативність бетону більшою мірою, ніж його показники міцності, залежить від макроструктури матеріалу. Тому початковий модуль пружності та характер розвитку деформацій у міру зростання навантаження не можуть бути однозначно пов'язані з міцністю матеріалу.

Цікаві також дослідження Ходжаєва А. А. [138]. Наведені автором дані щодо коротких і гнучких залізобетонних колон суцільного і комплексного перерізу показали, що попередні неодноразово повторні впливи в ряді випадків змінюють несучу здатність залізобетонних колон при наступному навантаженні

до руйнування. У процесі повторних навантажень підвищуються деформації бетону на кожному циклі, зростає прогин конструкції, що спричиняє збільшення згинального моменту.

Багато уваги було приділено розгляду питань, пов'язаних з армуванням стиснутих залізобетонних елементів [11, 35, 54, 55, 89, 94, 118].

Окремо хочеться розглянути роботу [138]. Автор досліджує поперечне армування та його вплив на НДС. Поперечне армування суттєво змінює напружено-деформований стан стиснутих елементів у зоні його розміщення, створюючи в бетоні ефект обойми. Деформації бетону захисного шару досягають граничних значень раніше, ніж у ядрі. Досліджено вплив кроку поперечного армування в межах 20, 25, 30 d у центрально та позацентрово стиснутих стрижнях. Збільшення кроку поперечного армування у зазначених межах знизило міцність зразків на 2...4%.

Значна кількість наукових праць [1, 8, 22, 110] присвячена вивченню стиснутих елементів різних складів та класів бетонів.

Артемчук О. О. в [8] наводить результати використання високоміцної арматури в стиснутих елементах із дрібнозернистого бетону. В результаті досліджень виявлено, що при випробуванні бетонів на дрібних пісках їх деформації сягають 80%, що дозволяє рекомендувати використання високоміцних сталей. Дослідні руйнівні зусилля виявилися вищими за теоретичні, підраховані за нормами [23, 115, 52].

Аксьонов В. М. в [1] розглядає роботу залізобетонних колон із високоміцного бетону. Він вивчав вплив гнучкості колон на несучу здатність, ексцентриситет прикладання зовнішнього навантаження та попередня напруга арматури. Головними результатами роботи автора є наступні висновки: зниження несучої здатності, зумовлене підвищенням ексцентриситету, у колонах із високоміцних бетонів відбувається швидше, ніж у зразках із бетонів середньої міцності. Попереднє розтягування арматури, як у коротких, так і в гнучких стійках веде до зниження прогину в порівнянні з аналогічним зразком без попереднього напруження арматури. Вплив попередньої напруги на

тріщиностійкість позацентрово стиснутих стійок з міцного бетону не настільки значний, як для бетонів середньої міцності.

Центральний стиск докладно розглянуто у працях вітчизняних учених та вчених ближнього зарубіжжя. Робота стислих елементів у всіх можливих аспектах. Але відсутні роботи, які враховували б можливе пошкодження. Також до недоліків можна віднести, більшість сучасних досліджень роботи залізобетонних конструкцій носить описуючий характер, і присвячена якимось приблизним методам розрахунку, з допомогою, наприклад, запровадження коефіцієнтів умов роботи, обліку впливу довкілля тощо.

Вивченням позацентрово стиснутих елементів займалася велика кількість вчених: Алієва Ж. І. [4], Бабіч С. В. [10], Байков В. М. [13, 14], Баклушев Є. В. [16], Бамбура А. М. [17], Беліков В. А. [19], Бурлаченко П. І. [36, 37], Веретенніков В. І. [42], Гвоздєв О. О. [45], Гусаков В. М. [51], Дегтярьов В. В. [53], Ізотов Ю. Л. [61, 62], Кіріакіді Г. І. [83], Кормер Б. Г. [85], Краковський М. Б. [86], Кудрявцев А. А. [88], Лекішвілі Г. Л. [90], Маїлян Д. Р. [95], Морін А. Л. [102, 103], Пірадов А. Б. [112, 113], Попов М. М. [116], Роговий С. І. [119, 120], Руденко В. В. [122, 123], Сігалов Е. Є. [127], Узун І. О. [132], Холмянський М. М. [139, 140], Шатохін В. І. [143], Шестаков Л. П. [144], Яковлєв С. К. [147].

Більшість робіт з вивчення позацентрово стиснених елементів – це роботи, присвячені розгляду таких питань, як визначення несучої здатності та міцності елементів [13, 85, 112, 123, 120], вплив різних факторів, таких як клас та склад бетону [4, 21, 102, 103, 122], форма перерізу [42], гнучкість елементів [16, 45, 53], армування [37, 61, 144], різних режимів навантажень [116, 122, 139, 147] на характеристики міцності залізобетону.

Напружено-деформований стан позацентрово стиснутих елементів розглянуто у працях [14, 51, 95, 113, 132, 139, 140]. Вчені, що працюють в галузі вивчення впливу різних факторів на несучу здатність позацентрово стиснутих елементів, приходять до висновку, що одним з найважливіших є ексцентриситет прикладання зовнішнього навантаження [10, 16, 36, 218, 62, 90,

119, 122, 123]. Морін А. Л. [102, 103] займався дослідженням несучої здатності та деформативності позацентрово стиснутих залізобетонних елементів із високоміцного бетону. Дослідження автора показали ефективність застосування конструкцій із бетону М 600...800. Ефективність виявляється у зниженні ваги збірних елементів, зменшенні вартості, скороченні витрати бетону та економії сталі. Запропоновано виділяти три випадки позацентрового стиснення: відносно великий ексцентриситет, відносно малий ексцентриситет (арматура розтягнута), найменший ексцентриситет (арматура стиснута). Автор приходить до висновку, що характер напруженого стану позацентрово стиснутих елементів із міцного бетону залежить від ексцентриситету навантаження.

Веретенников В. І. [42] вивчав впливи розмірів та форми перерізу елементів на ПДВ та діаграму деформування бетону при позацентровому стисканні. Він робить висновок, що на НДС стиснутої частини залізобетонних елементів можуть впливати їх форма, геометричні розміри, армування та деякі інші фактори. У підходах до врахування цих факторів при розрахунку конструкцій багато ймовірного, що пов'язано з недостатньою вивченістю питання, недосконалістю методики експериментальних досліджень тощо. У ході експерименту на позацентрове стиснення автором випробовувалися зразки з прямокутною, ромбоподібною та сегментною формою поперечного перерізу. Проведені дослідження показали, що незалежно від форми перерізу при зменшенні висоти зразків, випробуваних із трикутною епюрою деформацій, коефіцієнт повноти епюри напружень зростає. При цьому за рівних значень умовної висоти стиснутого бетону найбільше значення повноти епюри мали зразки з ромбоподібною формою перерізу. За будь-якої форми зі зменшенням висоти перерізу зразків спостерігається збільшення b_{max} . Найбільші деформації реалізуються для сегментних та ромбоподібних зразків та досягають 1,5-2 ϵ_0 .

Бабич С. В. у публікації [10] розглядає позацентрово стиснуті елементи зі змінними ексцентриситетами за довжиною. Він стверджує, що для стиснутих елементів стрижневих систем зі змінним ексцентриситетом (моментом) за їх

довжиною СНиП 2.03.01-84* ігнорує схему його завантаження і дає занижене значення несучої здатності і завищує площу перерізу робочої арматури. З метою з'ясування впливу схеми завантаження на несучу здатність позацентрово стислих елементів був проведений експеримент, результати якого показали, що експериментальна здатність, що несе, перевищує несучу здатність обчислену за методикою СНиП 2.03.01-84* в 1,11-2,31 рази. Тобто, на думку автора, такі елементи можна розраховувати за вищезгаданим нормативним документом, застосувавши деякі доповнення.

Ізотов Ю. Л. у статті [61] вивчав вплив значного насичення перерізів згинальних або позацентрово стиснутих елементів, що зазнають за своєю довжиною знакозмінного навантаження. З метою уніфікації поперечного перерізу окремі їх ділянки армуються подвійною арматурою. Відповідно до розрахунку за СНиП 2.03.01-84*, ці ділянки можуть мати значне насичення робочою арматурою, яке, як показано у статті, не забезпечує несучу здатність елемента. У статті розглянуто результати випробування ригеля рами сільськогосподарської будівлі, яка зазнає позацентрового стиску. Оскільки бетон стиснутої зони поперечного перерізу ригеля до прикладання навантаження має порушення суцільності матеріалу, міцність бетону стиснутої зони елемента менше граничної міцності. Несуча здатність такого елемента буде нижчою за розрахункову. Наявність усадкових тріщин, що йдуть вздовж стрижнів арматури, ще більше посилюють роботу стиснутої зони перерізу. Спостерігалось передчасне руйнування таких ригелів із подібним насиченням стиснутої зони поперечного перерізу рами. Руйнування рами походить від роздавлювання стиснутої зони. При напруженнях, що розтягують, в бетоні перетин елемента пронизується мікротріщинами, при значному насиченні залізобетонних елементів поздовжньою арматурою. У зв'язку з цим стисла зона перерізу рівномірно пронизана взаємно перпендикулярно спрямованими усадочними мікротріщинами.

Кормер Б. Г. у публікації [85] описує нові практичні методи експертної експрес-оцінки несучої здатності залізобетонних будівельних конструкцій на

стадії проектування, розроблені на підставі СНиП 2.03.01-84*. Для перевірки міцності нормальних перерізів позацентрово стиснутих елементів запропоновано спосіб, що ґрунтується на застосуванні таблиці безрозмірних коефіцієнтів несучої здатності. Таблиця складена для елементів симетричного перерізу з ненапруженою арматурою з м'яких сталей, зосередженою у найбільш стиснутої і найбільш розтягнутої граней елемента при розташуванні сили в площині симетрії перерізу. Таблиця є універсальною і може застосовуватися для розрахунку елементів будь-якої форми при симетричному і не симетричному армуванні. Такий спосіб визначення несучої здатності є зручним, скорочує розрахунки, але його застосування неможливе при розрахунку стиснутих елементів, які мають пошкодження.

Краковський М. Б. в [86] при оцінюванні надійності нормальних перерізів позацентрово стиснутих залізобетонних елементів прямокутного елемента порівнював значення несучої здатності, одне з яких визначено ймовірнісним розрахунком із забезпеченістю 0,9986, а друге – детермінованим розрахунком за СНиП 2.03.01-84*. Використовуючи методи статистичного моделювання, задавали реалізацію призмової міцності бетону відповідно до прийнятого закону розподілу. Автор пропонує коригування, яке призведе до більш економного проектування позацентрово стиснутих елементів, оскільки в більшості випадків при розрахунку за пропонованими уточненими формулами.

Баклушев Є. В. у роботі [16] дійшов висновку, що колони з різною гнучкістю не рівнонадійні. До цього висновку автор приходять на підставі попереднього аналізу результатів випробування позацентрово стиснутих елементів. Так, надійність розрахунку за СНиП 2.03.01-84* для вибірки елементів з малою та середньою гнучкістю вища, ніж для елементів із більшою гнучкістю. При аналізі надійності розрахунку із двох чинників лише гнучкість впливає на $C=N_{руйн}/N_{розрах.}$. Залежність від відносного ексцентриситету незначна. C залежить в основному від зміни відносного ексцентриситету прикладання навантаження. При збільшенні гнучкості підвищується роль арматури у роботі позацентрово стиснутих елементів. Отримані результати

дозволяють розробити пропозиції щодо коригування розрахунку позацентрово стиснутих елементів залежно від їхньої гнучкості для досягнення рівнонадійності у всьому діапазоні зміни гнучкості. Звісно ж доцільним прийняти надійність елементів із гнучкістю $\lambda = 18 \dots 24$. Тоді в колонах малої та середньої гнучкості ($\lambda < 18$) відзначаються невраховані резерви надійності.

Яковлєвим С. К. [147] в результаті експериментально-теоретичних досліджень розроблено методику розрахунку несучої здатності позацентрово стиснутих елементів з умови пристосовуваності. Ця методика цікава тим, що в СНиП 2.03.01-84 відсутня методика розрахунку з урахуванням пристосовуваності зразків. Як показано вище, розгляд роботи позацентрового стиску вивчено багатьма вченими, з різних боків. Тим не менш, існує ще багато питань, які потребують вирішення. Проблема розрахунку позацентрово стиснутих елементів двотаврового перерізу, які мають будь-які ушкодження, у працях недостатньо. Відсутні рекомендації щодо розрахунку таких елементів та їх подальшої роботи.

1.3. Висновки за розділом

1. Залізобетон є одним з найбільш міцних і довговічних матеріалів, однак, в силу дії різних зовнішніх факторів, несучі конструкції будівель часто отримують механічні пошкодження, які, однак, ніяк не порушують структуру і характеристики матеріалу. Також існуючі конструкції часто працюють під навантаженнями, на які вони не розраховувалися на стадії проектування в зв'язку з переоснащенням існуючих будівель і споруд. Таким чином, часто виникає необхідність прийняти рішення щодо подальшої експлуатації існуючих конструкцій, що в свою чергу, вимагає наявності методу визначення їх несучої здатності, особливо, несучої здатності гнучких стиснутих елементів, які отримали пошкодження. Чинні нормативні документи рекомендують проводити оцінювання стану будівель і споруд за найгіршим технічного стану окремих несучих або огороджувальних конструкцій, покладаючись, в основному, на результати візуальних обстежень та експертні оцінки. Це часто

призводить до того, що ресурс несучої здатності існуючих конструкцій буває недооцінений.

2. ДБН В.2.6.-2011, що нині є чинним, вимагає розраховувати такі елементи з урахуванням нелінійності деформування залізобетону. Такий метод є найбільш правильним, оскільки відповідає реальній фізичній моделі роботи бетону як неоднорідного матеріалу.

3. Стиснуті залізобетонні елементи широко застосовуються у будівельній практиці. Це колони, елементи ферм, стійки, стовпи тощо.

4. Центральний та позацентровий стиск досить докладно розглянуто у працях вітчизняних та зарубіжних учених. Але мало робіт, які враховували б можливе пошкодження. Також до недоліків можна віднести, більшість сучасних досліджень роботи залізобетонних конструкцій носить описуючий характер, і присвячена якимось приблизним методам розрахунку, з допомогою, наприклад, запровадження коефіцієнтів умов роботи, врахування впливу довкілля тощо.

5. Аналіз літературних даних показав, що в жодній з цих робіт не враховується можливе пошкодження залізобетонного елемента та його вплив на НДС таких елементів. У жодному з чинних нормативних документах немає рекомендацій щодо оцінювання залишкової несучої здатності елементів із ушкодженнями найбільш загального двотаврового поперечного перерізу. На сьогоднішній день не існує розроблених алгоритмів розрахунку елементів, що зазнають складного напруженого стану, викликаного пошкодженнями бетону. Існують методики визначення основних розрахункових характеристик, але аналіз показав, що відсутня єдина методика розрахунку пошкоджених залізобетонних елементів, що зазнають складного напруженого стану – косий стиск. Таким чином, розрахунки не можуть дати справжнього уявлення про напружено-деформований стан і роботу елемента в цілому. Немає також експериментальних дослідження, на основі яких можна розробити методику розрахунку подібних елементів. Тому необхідні додаткові дослідження для

оцінювання НДС пошкоджених залізобетонних елементів двотаврового перерізу.

З урахуванням вищесказаного сформульовані наступні **завдання досліджень**:

- виконати натурний експеримент над пошкодженими залізобетонними стиснутими елементами двотаврового поперечного перерізу з метою вивчення НДС та залишкової несучої здатності;

- провести аналіз параметрів НДС елементів, що досліджуються, та встановити їх вплив на залишкову несучу здатність;

- виконати розрахунок пошкоджених елементів в комп'ютерному програмному комплексі ЛІРА САПР;

- оцінити ступінь впливу факторів, що варіювалися на залишкову несучу здатність з використанням методів математичної статистики;

- створити модель розрахунку пошкоджених стиснутих залізобетонних елементів двотаврового поперечного перерізу;

- проаналізувати отримані результати досліджень і порівняння аналітичних і експериментальних характеристик несучої здатності пошкоджених залізобетонних елементів двотаврового поперечного перерізу;

- впровадити результати досліджень в практику реконструкції та навчальний процес.

Результати досліджень, що викладені в даному розділі, опубліковані в роботах [69, 79, 167].

РОЗДІЛ 2

ПОСТАНОВКА ЕКСПЕРИМЕНТУ І МЕТОДИКА ЙОГО ПРОВЕДЕННЯ

2.1. Постановка експерименту щодо дослідження напружено-деформованого стану та залишкової несучої здатності пошкоджених залізобетонних колон двотаврового перерізу

Як випливає з проведеного аналізу наукової літератури, визначення залишкової несучої здатності пошкоджених стиснутих елементів є актуальною задачею, оскільки це питання недостатньо вивчене на сьогоднішній день.

Основним завданням експериментальної програми є вивчення поведінки пошкоджених залізобетонних колон двотаврового поперечного перерізу під навантаженням стиску та визначення параметрів їх напружено-деформованого стану. Експериментальна частина програми випробувань включала дослідження 15 моделей залізобетонних колон, які зазнавали впливу ексцентрично (в тому числі і з нульовим розрахунковим ексцентриситетом) прикладеної осьової сили, що поступово рівномірно зростає до руйнуючого значення, тобто до втрати несучої здатності моделі. У даному розділі представлені конструкція дослідних зразків, властивостей матеріалів, підготовка стандартних кубиків та призм, конструкцію випробувального устаткування і процесу випробувань.

Завданням експериментального дослідження є визначення параметрів напружено-деформованого стану моделей колон і розробка методики визначення залишкової несучої здатності двотаврових залізобетонних стиснутих елементів, пошкоджених в процесі експлуатації.

Крім випробування експериментальних моделей також вивчалися параметри використаного бетону, виготовленням та випробуванням кубів і призм. Все це – відповідно до чинних стандартів і регламентів [23, 52, 59].

2.2. Конструкція і матеріали дослідних зразків

2.2.1. Планування експерименту

Аналіз наукової літератури, присвяченої роботі пошкоджених стиснутих елементів, а також результати натурних обстежень конструкцій, що тривалий час знаходилися в експлуатації та отримали пошкодження (рис. 2.1), дали можливість зробити висновок, що руйнування частини бетону в перерізі є найпоширенішим видом ушкоджень.



Рис. 2.1. Пошкоджені колони двотаврового профілю

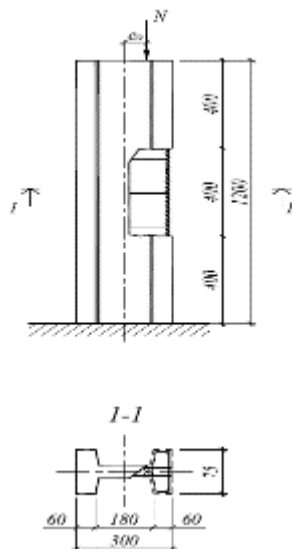


Рис. 2.2. Конструкція дослідних зразків

При цьому не ставилося завдання визначення причин цих пошкоджень, а оцінювання несучої здатності залізобетонних елементів, що втратили частину перерізу внаслідок впливу будь-яких факторів зовнішнього середовища.

В ході експерименту випробовувалися залізобетонні зразки-колони двотаврового перерізу (рис. 2.2) з проектним класом бетону на стиск С 25/30.

Пошкодженість зразків моделювалися шляхом зменшення площі бетону в поперечному перерізі середньої третини, але в такий спосіб, що армування не отримувало ушкоджень, тобто. продовжувало приймати навантаження.

Для вирішення поставлених задач було прийнято модель з фронтом руйнування бетону у вигляді прямої. Враховувався вплив трьох факторів, а саме: глибини ушкодження a , кута нахилу фронту руйнування θ та відносного ексцентриситету прикладання сили e_0/h , як показано на рис. 2.3.

Для практичного опису властивостей прийнятої математичної моделі дослідних зразків було використано методи експериментально-статистичного планування, що дозволяє врахувати стохастичний характер процесів, які проходять у об'єктах, які досліджувалися.

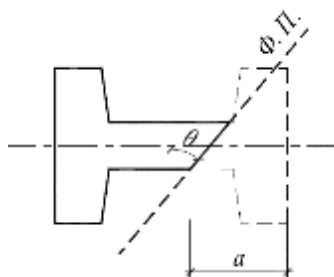


Рис. 2.3. Параметри пошкодження

З урахуванням того, що прийнята модель експерименту є керованою, її схематичний можна описати за допомогою термінології «чорної скриньки», в якій задаються рівні варіювання вхідних параметрів X_i при цьому стабілізуються впливи зовнішнього середовища, що збурюються (рис. 2.4).

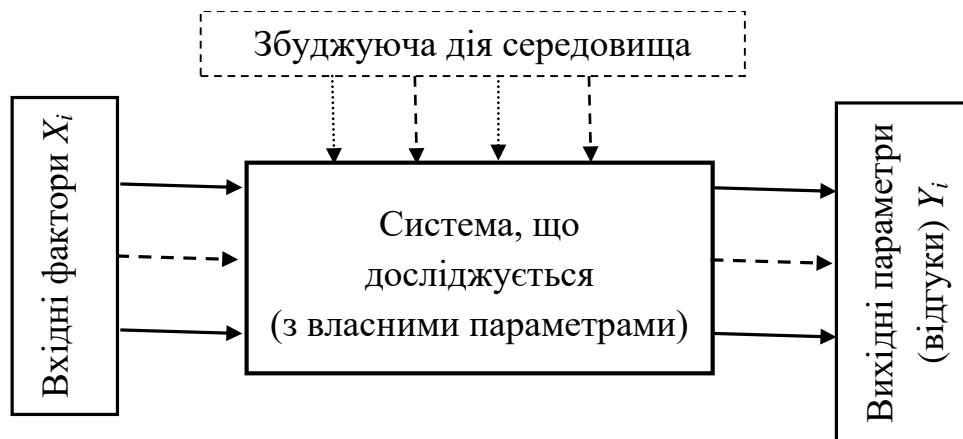


Рис. 2.4. Модель «чорної скриньки»

У даній роботі кожен із прийнятих вхідних факторів варіюється на трьох рівнях. Отриманий набір станів об'єкта дослідження дозволяє отримати вихідні параметри несучої здатності зразків і сформулювати її залежність від значень глибини та кута нахилу фронту пошкоджень, а також відносного ексцентриситету прикладання навантаження у вигляді ступеневої функції

другого порядку. Вхідні фактори у кодованому вигляді залежно від діапазону (розмаху) варіювання наведені у таблиці 2.1.

Таблиця 2.1

Варіювання вхідних факторів

Вхідний фактор			Рівні варіювання			Розмах варіювання	Інтервал варіювання
код	значення	од. вим.	«-1»	«0»	«1»		
1	2	3	4	5	6	7	8
x_1	кут нахилу фронт пошкодження θ	град.	0	30	60	60	30
x_2	глибина пошкодження a	см.	2	6	10	8	4
x_3	відносний ексцентриситет e_0/h	-	0	1/8	1/4	1/4	1/8

Повний факторний експеримент для трифакторного експерименту має 27 рядків, що є надлишковим для вирішення поставленого завдання, тому для практичної оптимізації прийнятої експериментальної моделі було прийнято 15-точковий симетричний план, що дозволяє отримати статистично достовірні результати при скороченій кількості дослідних зразків.

Усі експериментальні зразки залежно від значень третього фактору можна розділити на дві основні групи: центрально і позацентрово завантажені, крім того, через симетричність плану експерименту, маємо по 5 зразків зі значеннями третього фактору на кожному рівні.

На підставі вищесказаного зручно прийняти наступну номенклатуру (таблиця 2.2).

Таблиця 2.2

15-точковий план експерименту

№ дослідю	Код			Значення		
	x_1	x_2	x_3	θ	a	e_0/h
				град.	см	-
1	2	3	4	5	6	7
1	-1	-1	-1	0	2	0
2	-1	1	-1	0	10	0
3	0	0	-1	30	6	0
4	1	-1	-1	60	2	0
5	1	1	-1	60	10	0
6	-1	0	0	0	6	1/8
7	0	-1	0	30	2	1/8
8	0	0	0	30	6	1/8
9	0	1	0	30	10	1/8
10	1	0	0	60	6	1/8
11	-1	-1	1	0	2	1/4
12	-1	1	1	0	10	1/4
13	0	0	1	30	6	1/4
14	1	-1	1	60	2	1/4
15	1	1	1	60	10	1/4

Таким чином, план експерименту буде мати вигляд (таблиця 2.3).

Таблиця 2.3

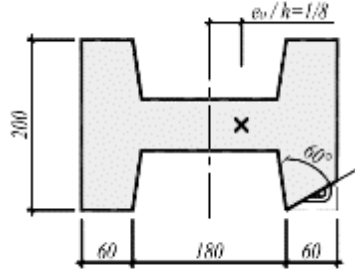
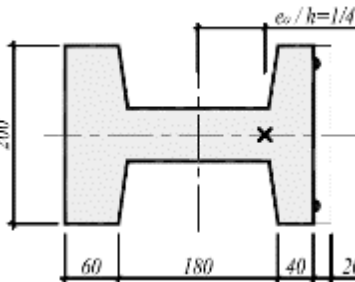
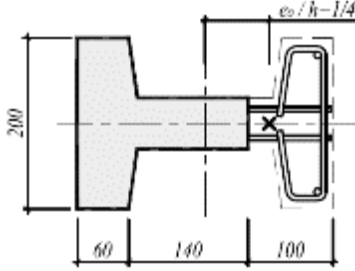
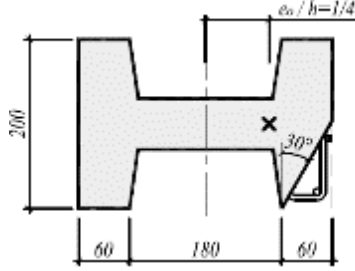
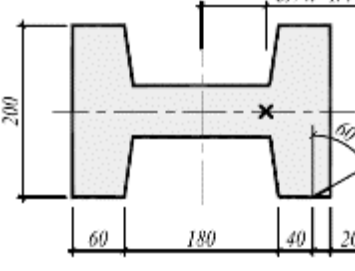
План експерименту

Марка	Ескіз	Висота відколу a , мм	Відносний ексцентриситет e/h	Кут нахилу фронту пошкодження θ , град.
1	2	3	4	5
К-1-1-1		0	2	0
К-1-1-1		0	10	0
К00-1		30	6	0
К1-1-1		60	2	0

Продовження таблиці 2.3

1	2	3	4	5
K111-1		60	10	0
K-100		0	6	1/8
K0-10		30	2	1/8
K000		30	6	1/8
K010		30	10	1/8

Продовження таблиці 2.3

1	2	3	4	5
К100		60	6	1/8
К-1-11		0	2	1/4
К-1111		0	10	1/4
К001		30	6	1/4
К1-11		60	2	1/4

Продовження таблиці 2.3

1	2	3	4	5
K1111		60	10	1/4

2.2.2. Конструкція дослідних зразків та технологія їх виготовлення

Для експериментального дослідження напружено-деформованого стану пошкоджених двотаврових залізобетонних колон, навантажених ексцентричними силами стиску в умовах будівельного майданчика.

Послідовність проведення натурального експерименту була наступною: підготовчий період, виготовлення арматурних каркасів, виготовлення моделей пошкоджень, монтаж каркасів на проєктні місця, бетонування, догляд за бетоном та подальше випробування виготовлених зразків.

Підготовчий етап полягав у виготовленні опалубки з бакелітової фанери. Перед бетонуванням форми змащувалися технічним мастилом олією (рис. 2.5, рис. 2.6).

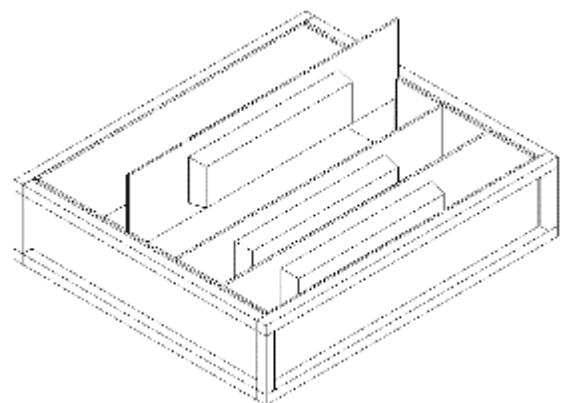
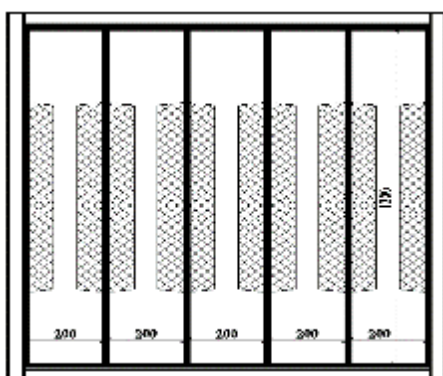


Рис. 2.5. Ескіз опалубки

Для створення двотаврового профілю перерізу в опалубку встановлювалися вкладиші з пінополістиролу. Гідрофобізація вкладишів здійснювалася поліетиленовою плівкою (рис. 2.6).



а)



б)

Рис. 2.6. Опалубка для виготовлення дослідних зразків: а – вкладиші для створення двотаврового перерізу; б – збирання опалубки

Армування виконувалося у вигляді просторових в'язаних каркасів з робочою арматурою А 400 С \varnothing 12мм та поперечними стержнями (хомутами) з арматури класу А 240 \varnothing 6 мм. Для підвищення міцності бетону в місцях можливої концентрації напружень (по кінцях колон) встановлювалося по три сітки непрямого армування з арматури \varnothing 6 мм класу А 240 (рис. 2.7). Армування не було варіативним чинником, воно є однаковим у всіх зразках.

Попередньо на стержнях робочої арматури наклеювалися тензорезистори. Заміри відносних деформацій поздовжніх робочих стержнів здійснювалось у пошкодженому перерізі посередині висоти колони. Використовувалися тензорезистори КФ5. Вони призначені для вимірювання деформацій та для використання як чутливих елементів вимірювальних перетворювачів.

Монтаж тензорезисторів виконувався з дотриманням наступної технології: кожен арматурний стрижень у місці приклеювання тензорезистора зачищався шліфувальною машиною, потім напилком та дрібним наждачним

папером. Після зачистки місця наклеювання тензорезисторів очищалися від пилу та знежирювалися ацетоном.

Наступним етапом підготовки була ґрунтовка поверхні, яка утворює проміжний клейовий шар, що підвищує адгезію при наступній наклеїці резисторів. У нашому випадку використовувався клей БФ-2.

На підготовлені ділянки пензлем наносився тонкий шар клею Сіанофіх, одночасно такий шар наносять на контактну поверхню основи тензорезистора.



Рис. 2.7. Просторовий арматурний каркас

До наклеєного датчика припаювалися дроти. Місце припаювання покривалося лаком. Увесь датчик герметизувався, щоб уникнути попадання води при бетонуванні (рис. 2.8).

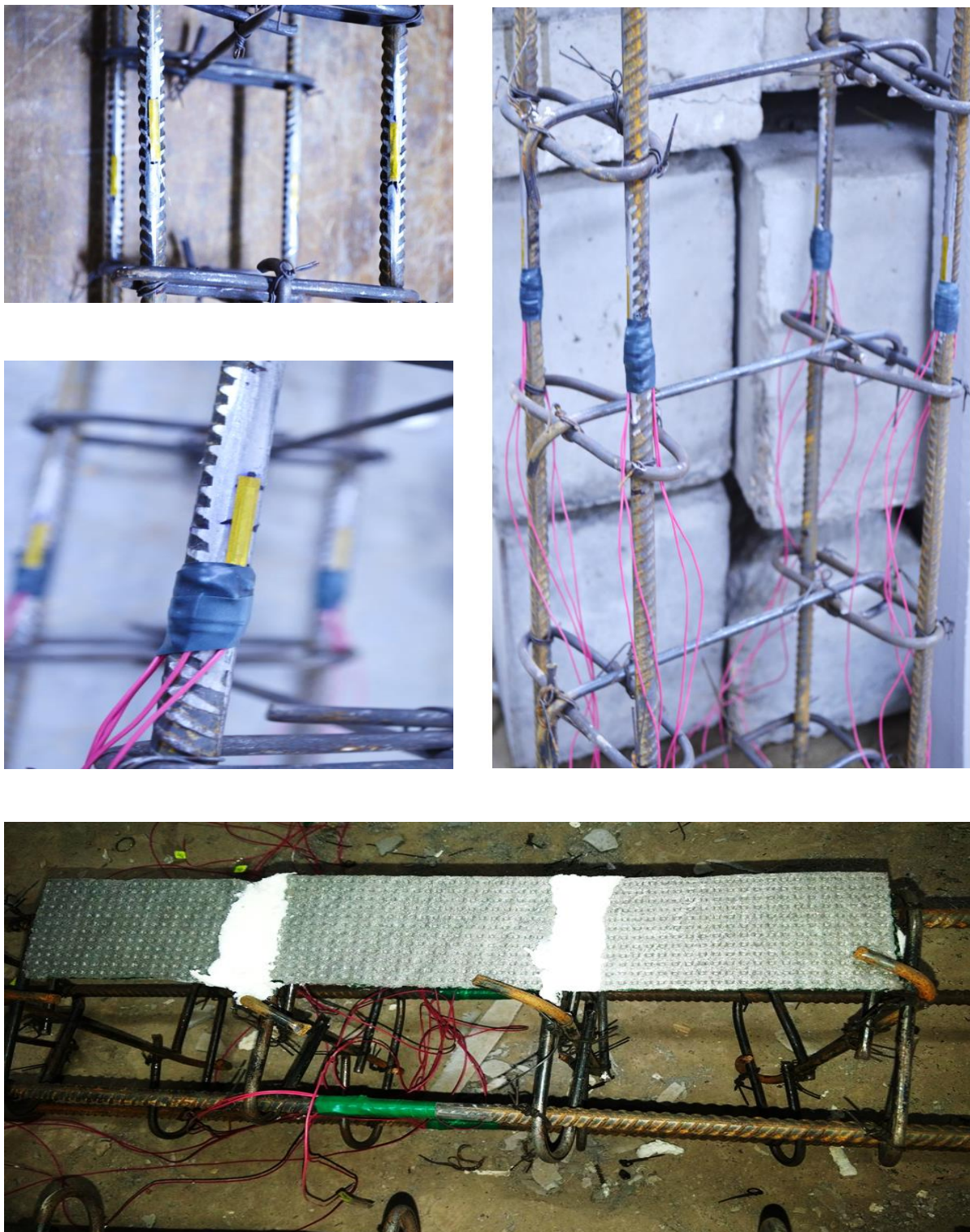


Рис. 2.8. Наклеювання тензорезисторів на робочу арматуру

Перед бетонуванням на каркаси у проєктних місцях монтувалися моделі пошкоджень з пінополістиролу (рис. 2.9).



Рис. 2.9. Монтаж моделей пошкоджень на проєктні місця

Проєктне розміщення арматури каркасів досягалося завдяки встановленим пластмасовим фіксаторам захисного шару бетону типу «стілчик» та допоміжних металевих деталей-дротиків.

Після установки арматурних каркасів в проєктне положення в опалубку виконувалися контрольні перевірки правильності усіх геометричних розмірів опалубки та майбутніх дослідних зразків, розташування арматури в тілі бетону, положення піно полістирольних вкладишів імітаторів пошкоджень, надійність кріплення опалубки та інших елементів (каркаси, фіксатори, вкладиші).

Бетонування зразків проводилося бетоном класу С 25/30. Розрахована міцність бетону на стиск $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 19,23 \text{ Н/мм}^2$.

Процес бетонування полягав у подачі, розрівнюванні та ущільненні в опалубці бетонної суміші. Бетонування виконувалося на будівельному майданчику житлового будинку, що зводиться м. Одесі по вулиці Дюківській з використанням готового бетонного розчину, що привозився з бетонозмішувального вузла бетоновозом протягом 15 хвилин після приготування. Осада конуса становила 5-10 см.

Характеристика компонентів:

1). Пісок – з кар'єру у Вознесенському районі. Модуль крупності піску становить 2,5. Наявність глинистих, мулистих часток – 1%.

2). Цемент – ТОВ «Одеський цементний завод», М 400. 3). Щебінь гранітний – фракція 5-20 мм.

Укладка суміші відбувалась безперервно, послідовно в одному напрямі та однакової висоти в усіх колонах. Для достатньо якісного ущільнення бетонної суміші, щоб бетон заповнив увесь простір без пор і пустот, був використаний глибинний вібратор ИВ-116А з діаметром наконечнику 28 мм. Вібрування відбувалось до повного припинення виділення пазирів повітря, осідання суміші та появи цементного молока на поверхні.

Одразу після бетонування зразки покривались поліетиленовою плівкою.

Одночасно бетонували: 15 моделей колон; 6 зразків кубічної форми з розмірами 150×150×150 мм і 6 зразків призм розміром 150×150×600 мм (рис. 2.10, рис. 2.11). По три зразки кубів і три призми випробовувалися через 28 днів після бетонування, а решта по три зразки кубів і призми випробовувалися в день випробування відповідних експериментальних моделей колон.



Рис. 2.10. Бетонування дослідних залізобетонних колон

Протягом наступних 7 діб було забезпечено сприятливі умови для твердіння бетону: проводилося зволоження поверхні бетону шляхом розпилення необхідної кількості води та укривання зразків від висихання.



Рис. 2.11. Бетонування призм та кубів

Через десять днів після бетонування отримані зразки колон видалялися з опалубки і вручну очищалися від деревини і пінополіуретану, за допомогою яких змодельовані пошкодження.

Подальше зберігання дослідних зразків колон здійснювалось протягом двох років (для старіння бетону) в нормальних умовах (в лабораторії кафедри залізобетонних конструкцій та транспортних споруд) (рис. 2.12).



Рис. 2.12. Дослідні зразки колон

2.3. Методика визначення фізико-механічних характеристик бетону та арматури

Згідно вимог чинних норм (Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками.: ДСТУ Б.В.2.7-214: 2009. – [чинний від 2009-12-22]. К.: Мінрегіонбуд України, 2010. 43 с. (Національний стандарт України)) для визначення фізико-механічних характеристик зразків з бетону під час бетонування виготовлено 6 зразків призм розмірами 150×150×600 мм та 6

кубиків розмірами 150×150×150 мм. Випробування та визначення фізико-механічних властивостей цих зразків було здійснено за одну добу до початку випробування колон за допомогою гідравлічного пресу ЗІМ П-125 №1042005633 (м. Армавир, 1974 року випуску) на кафедрі залізобетонних конструкцій та транспортних споруд Одеської державної академії будівництва та архітектури (рис. 2.13).



Рис. 2.13. Визначення призової міцності бетону

Кубикова міцність $f_{ck,cube}$ визначалася за виразом (2.1)

$$f_{ck,cube} = \frac{F_{max}}{A}, \quad (2.1)$$

де F_{max} – руйнуюче навантаження, кН;

A – середня площа перерізу кубика, м².

Значення призової міцності $f_{ck,prism}$ знаходилося за виразом (2.2)

$$f_{ck,prism} = \frac{F_{max}}{A}, \quad (2.2)$$

де F_{max} – руйнуюче навантаження, кН;

A – середня площа перерізу контрольного зразка призми, м².

Визначення початкового модуля пружності бетону виконувалося за виразом (2.3)

$$E_{cm} = \frac{\sigma_i}{\varepsilon_i}, \quad (2.3)$$

де σ_i – напруження в бетоні;

ε_i – відповідний приріст відносної повздовжньої деформації до відповідного рівня навантаження, яке складає 30% від руйнівного.

При цьому

$$\sigma_i = \frac{N_i}{A}, \quad (2.3)$$

де N_i – відповідний приріст навантаження до рівня навантаження, яке складає 30% від руйнівного;

A – середня площа перерізу контрольного зразка, м².

Для вимірювання деформацій на двох паралельних гранях призм використовувались індикатори годинникового типу ИЧ-10. Навантаження на призми передавалося ступенями рівними 1/10 від очікуваного руйнуючого (яке визначалася за результатами випробування зразків кубів з перехідним коефіцієнтом міцності 0,75) з витримкою від 4 до 5 хвилин та реєструванням відліків приладів на початку та кінці витримки кожного ступеню.

Згідно вимог норм для визначення фізико-механічних властивостей арматурних стержнів було випробувано 3 зразки арматури проєктного класу А400С Ø 12 мм для та визначення фактичних площі поперечного перерізу стрижня A за виразом (2.4), міцності на границі текучості f_{yd} за виразом (2.5), тимчасового опору розтягу f_u за виразом (2.6), модуля пружності E_s за виразом (2.7) та відносного видовження δ . Випробування арматури на розтяг (рис. 2.14) відбувалось на кафедрі будівельної механіки Одеської державної академії будівництва та архітектури на розривній машині ГРМ-2 зі шкалою вимірів від 0 до 100 тс (1969 року випуску).

$$A = \frac{ml}{\gamma}, \quad (2.4)$$

де m – вага стрижня в грамах;

$\gamma = 7,9$ г/см³ – питома вага сталі;

l – довжина стрижня в см.

$$f_{yd} = \frac{F_T}{A}, \quad (2.5)$$

де F_T – навантаження на межі текучості, кН.

$$f_u = \frac{F_{max}}{A}, \quad (2.6)$$

де F_{max} – руйнуюче навантаження, кН.



Рис. 2.14. Дослідження характеристик арматури в розривній машині ГРМ-2

2.4. Методика лабораторних випробувань пошкоджених залізобетонних колон

Дослідження напружено-деформованого стану та визначення залишкової несучої здатності двотаврових залізобетонних стиснутих конструкцій, пошкоджених в процесі експлуатації виконувались в лабораторії кафедри залізобетонних конструкцій та транспортних споруд Одеської державної академії будівництва та архітектури.

Випробування зразків проводилось дією статичного короткотривалого навантаження до руйнування, що дозволило дослідити усі стадії їх роботи. Перед початком випробувань для направленої їх проведення були виконані теоретичні розрахунки з визначення зусиль та навантажень, що відповідають моменту утворення тріщин та руйнуванню. Випробування пошкоджених колон на короточасну дію стискаючого навантаження проводилось на 500-тонному гідравлічному пресі типу 2ПГ-500 №37 (рис. 2.15) (м. Армавір), шкала на 200 тс, ціна поділки 666 кгс.

З метою визначення напружено-деформованого стану бетону середнього

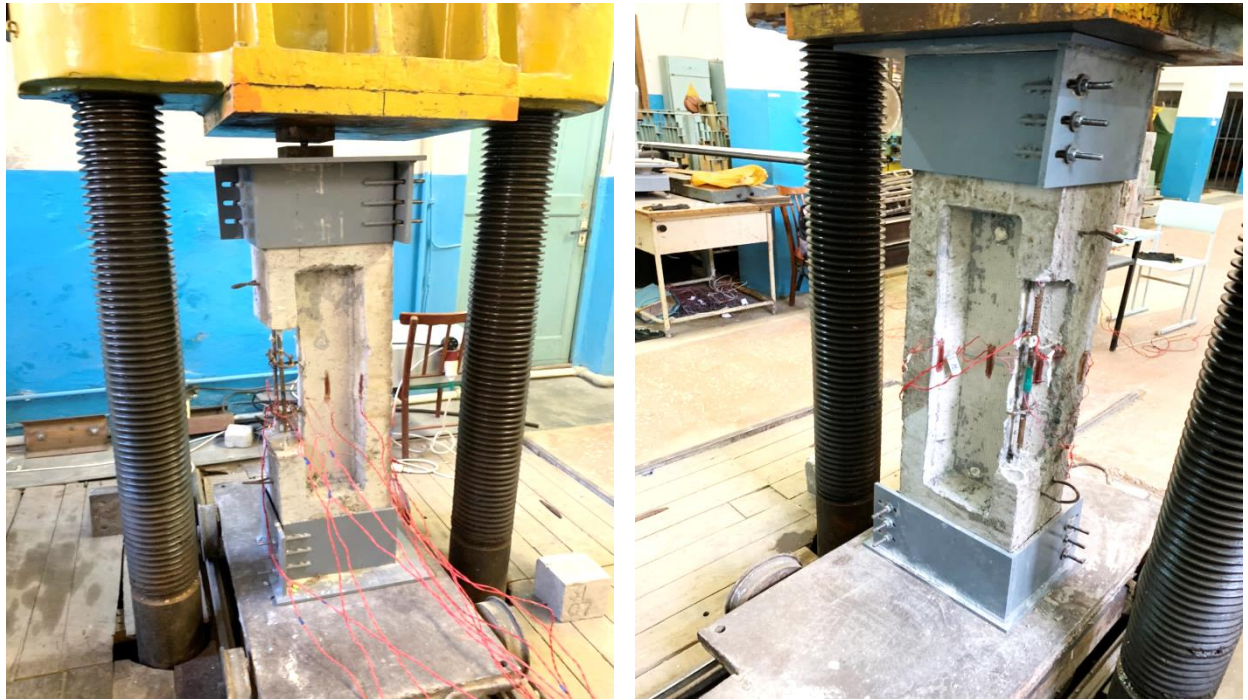


Рис. 2.15. Випробування колон на 500-тонному пресі типу 2ПГ-500 за висотою пошкодженого перерізу колон на бетон наклеювалися (по контуру) електротензорезистори базою 50 мм з величиною електричного опору 120 Ом. Електротензорезистори застосовувались з однієї партії та відбирались з однаковою величиною електричного опору. Перед випробуваннями проводилось їх тарирування на балці рівного опору вигину за стандартною методикою. Розміщення тензорезисторів на поверхні бетону колон наведено (для кожної колони) в третьому розділі даної роботи. На поверхню бетону тензорезистори були приклеєні за допомогою клею БФ-2 з попередньою грунтовкою поверхні.

Зняття показань з тензорезисторів проводилось за допомогою тензометричної станції, яка фіксувала та передавала дані на персональний комп'ютер в табличних даних (рис. 2.16).

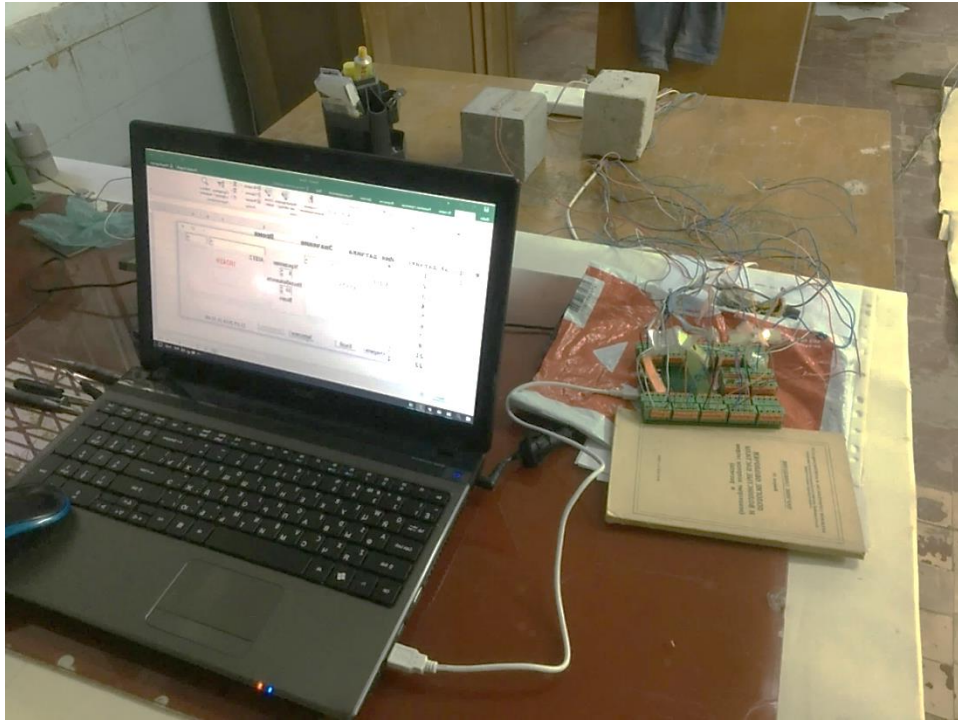


Рис. 2.16. Загальний вигляд тензометричної станції

Для визначення несучої здатності експериментальних колон використовувалася наступна методика.

Випробування залізобетонних елементів виконується на гідравлічному пресі. Навантаження на колону передається через шарнір, встановлений на металевому оголовку, представленим малюнку 2.17. Схема завантаження показана на рис. 2.18.



Рис. 2.17. Конструкція опорних оголовків

Перед початком випробування моделей була проведена перевірка обладнання (оголовки, лінійних шарнірів для передачі навантаження,

гідравлічного пресу) і вимірювальних приладів (правильність закріплення та відповідність до схеми розташування).

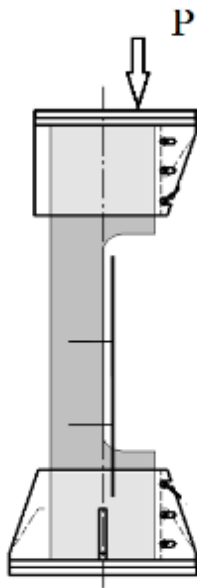


Рис. 2.18. Схема передачі навантаження на колону

Транспортування і встановлення на нижню плиту преса експериментальних зразків виконувалось кран-балкою.

Навантаження прикладається ступенями $\Delta F=0, I f_{max}$ з витримкою на кожному ступені по 10 хвилин. Деформації бетону і арматури фіксувалися на відмітці 0,6 м тензорезисторами типу КФ- 5 з базою основи 50 мм.

До і після витримки відліки за приладами записували на кожному ступені навантаження. У журналі спостережень фіксувались моменти появи тріщин, їх розкриття, характер руйнування зразка; виконувались відповідні замальовки.

За критерій руйнування стінки приймали нездатність дослідного зразка сприймати зростаюче навантаження.

Прийнята методика випробувань дозволила досліджувати напружено-деформований стан пошкоджених колон в зоні дії максимальних напружень, визначити залишкову несучу здатність таких зразків.

2.5. Методика моделювання роботи пошкоджених двотаврових колон в програмних комплексах

2.5.1. Моделювання в ПК ЛІРА САПР

Поведінка матеріалу на макрорівні описується нелінійними визначальними співвідношеннями ортотропного середовища. У зв'язку з цим моделювання конструкції виконано у формі, пристосованій до використання цього методу, а саме: система представлена у вигляді набору кінцевих елементів стандартного типу (пластин, паралелепіпедів), і приєднаних до вузлів.

Тип кінцевого елемента визначається його геометричною формою, правилами, що визначають залежність між переміщеннями вузлів кінцевого елемента і вузлів системи, фізичним законом, що визначає залежність між внутрішніми зусиллями і внутрішніми переміщеннями, і набором параметрів (жорсткостей), що входять в опис цього закону тощо. Вузол в розрахунковій схемі методу переміщень представляється у вигляді абсолютно жорсткого тіла нескінченно малих розмірів. Положення вузла в просторі при деформаціях системи визначається координатами центру і кутами повороту трьох осей, жорстко пов'язаних з вузлом. Вузол представлений як об'єкт, що володіє шістьма ступенями свободи – трьома лінійними зміщеннями і трьома кутами повороту.

Усі вузли і елементи розрахункової схеми нумеруються. Номери, присвоєні їм, слід трактувати тільки, як імена, які дозволяють робити необхідні посилання.

Основна система методу переміщень вибирається шляхом накладення в кожному вузлі всіх зв'язків, що забороняють будь-які вузлові переміщення. Умови рівності нулю зусиль у цих зв'язках є дозволяють рівняння рівноваги, а зміщення зазначених зв'язків – основні невідомі методу переміщень. модель зразки у вузли основи на позначці 0,00 м закріплена від переміщення в напрямку осей x , y .

У загальному випадку в просторових конструкціях у вузлі можуть бути присутніми усі шість переміщень:

- лінійне переміщення уздовж осі X ;
- лінійне переміщення уздовж осі Y ;
- лінійне переміщення уздовж осі Z ;
- кут повороту з вектором уздовж осі X (поворот навколо осі X);
- кут повороту з вектором уздовж осі Y (поворот навколо осі Y);
- кут повороту з вектором уздовж осі Z (поворот навколо осі Z).

Нумерація переміщень в вузлі (ступенів свободи), представлена вище, використовується далі всюди без спеціальних застережень, а також

використовуються відповідно позначення X , Y , Z , UX , UY і UZ для позначення величин відповідних лінійних переміщень і кутів повороту.

Відповідно до основної ідеї методу кінцевих елементів, справжня форма поля переміщень усередині елемента (за винятком елементів стержневого типу) наближено представлена різними спрощеними залежностями. При цьому похибка у визначенні напружень та деформацій має порядок (h / L) , де h – максимальний крок сітки; L – характерний розмір області. Швидкість зменшення помилки наближеного результату (швидкість збіжності) визначається показником ступеня k , який має різне значення для переміщень і різних компонентів внутрішніх зусиль (напружень).

Для завдання даних про розрахунковій схемі можуть бути використані різні системи координат, які в подальшому перетворюються в декартові. Надалі для опису розрахункової схеми використовуються наступні системи декартових координат:

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

Розрахункова схема визначена як система з ознакою 5. Це означає, що розглядається система загального вигляду, деформації якої і її основні невідомі представлені лінійними переміщеннями вузлових точок вздовж осей X , Y , Z і поворотами навколо цих осей.

При моделюванні кожного зразка враховувалися усі геометричні характеристики, таким чином, щоб змодельована модель була ідентична натуральному зразку (рис. 2.19). Тип кінцевого елемента визначається його геометричною формою, правилами, що визначають залежність між переміщеннями вузлів кінцевого елемента і вузлів системи, фізичним законом, що визначає залежність між внутрішніми зусиллями і внутрішніми переміщеннями, і набором параметрів (жорсткостей), що входять в опис цього закону тощо. Вузол в розрахунковій схемі методу переміщень представляється

у вигляді абсолютно жорсткого тіла нескінченно малих розмірів. Положення вузла в просторі при деформаціях системи визначається координатами центру і кутами повороту трьох осей, жорстко пов'язаних з вузлом. Вузол представлений як об'єкт, що володіє шістьма ступенями свободи – трьома лінійними зміщеннями і трьома кутами повороту.

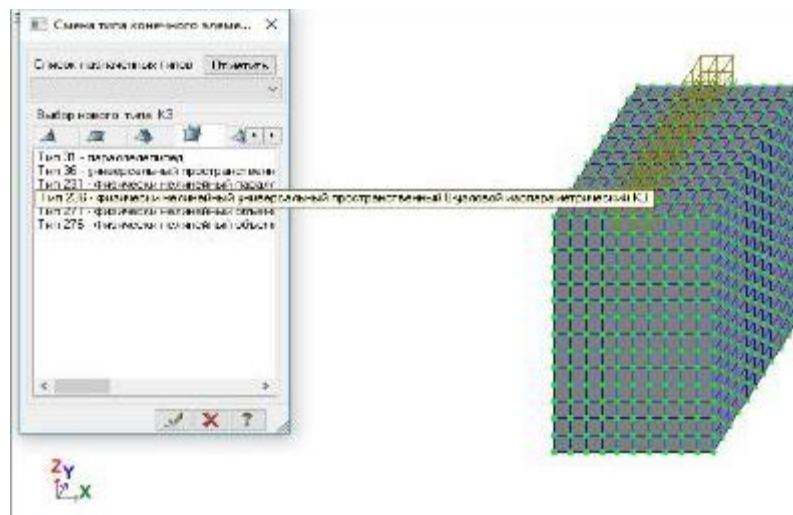


Рис. 2.19 Вибір типу кінцевого елемента у ПК ЛІРА САПР

Модель зразка в вузлах основи на позначці 0,00 м закріплена від переміщення в напрямку осей x , y . Статичний розрахунок системи виконано у лінійній постановці. Кінцеві перерізи елементів мають однакові переміщення з вузлами.

У програмному комплексі були створені моделі пошкоджених залізобетонних стиснутих елементів двотаврового поперечного перерізу. Розміри та армування дослідних зразків наведені в даному розділі дисертації. Пошкодження розташовується в середній третині колон. Використовувався бетон класу С 25/30 та робоча арматура у вигляді $4\text{Ø}12 \text{ A } 400 \text{ C}$.

Колона була розбита на кінцеві елементи у вигляді прямокутних паралелепіпедів з розміром грані від 1 до 2 см, а також восьми вузлові і шести вузлові кінцеві елементи у вигляді трикутних і чотирикутний призм в місцях, де цього вимагала геометрія розглянутого зразка для моделювання ухилу полиць і фронту пошкодження.

Бетон задавався фізично – нелінійними просторовими восьми вузловими і шести вузловими ізопараметричними СЕ типів 236 і металева арматура для передачі навантаження 234 відповідно з урахуванням геометричної та фізичної нелінійності.

Залежність «напруження-деформації» для бетону і арматури задавалися у вигляді кусочно-лінійного закону деформування №14. Вузли колон біля основи на позначці 0,00 м закріплювалися від лінійних переміщень в напрямках осей x , y і z .

2.5.2. Моделювання в ПК «Comrex»

Комплекс розроблений на кафедрі ПАТБМ ОДАБА. Він дозволяє оцінити ступінь впливу кожного фактора на роботу зразків, що досліджуються. В основі оцінювання лежить розрахунок трифакторної експериментально-статистичної моделі досліджуваних факторів варіювання за методом найменших квадратів.

За даними, які були отримані при випробуванні 15 дослідних пошкоджених зразків, була побудована 3-и факторна експериментально-статистична модель (ЕС-модель) руйнуючої сили (P , тс) колон. Для визначення несучої здатності двотаврових залізобетонних стиснутих колон з різними видами пошкодження проведено експеримент за 15-ти точками на трифакторному симетричному плані Бокса-Бенкіна.

Математичний опис оцінювання несучої здатності вимагає мінімальної кількості експериментальних дослідів, з яких інформація отримується з максимальною повнотою, що дозволяє скоротити витрати часу та коштів на експериментальні роботи.

Використання експериментально-статистичного моделювання під час вирішення завдання дослідження напружено-деформованого стану пошкоджених двотаврових залізобетонних колон дозволяє цілеспрямовано змінювати фізико-механічні та експлуатаційні якості матеріалів.

Аналіз науково-технічної літератури та попередньо проведені дослідження дозволили визначити вхідні фактори та границі їх розмаху. Перехід до безрозмірних нормалізованих перемінних $-1 \leq x_i \leq +1$ виконано за типовою формулою: $x_i = (X_i - X_{oi}) / \Delta X_i$.

Отриманий набір станів досліджуваної системи дозволяє проаналізувати залежність вихідного параметру несучої здатності зразків від визначених варійованих факторів.

Повнофакторний експеримент для трифакторного експерименту має 27 рядків – станів досліджуваного об'єкту, що є надлишковим для вирішення поставленого завдання, тому для практичної оптимізації прийнятої експериментальної моделі був прийнятий 15-точковий симетричний план. При такому підході в результаті проведення експерименту ми отримали статистично достовірний результат з мінімальною кількістю досліджуваних зразків.

Побудова експериментально-статистичних моделей, одно- і трифакторних діаграм в програмі COMPEX. Експериментально-статистична модель (ЕС-модель) від k-факторів будується у вигляді квадратичного поліному. Побудова ЕС-моделей виконується на комп'ютері в програмі COMPEX за допомогою методу найменших квадратів з послідовним регресійним аналізом для двох досліджуваних властивостей. Після побудови ЕС моделей проводився аналіз впливу кожного фактору та ранги їх впливу (однофакторні діаграми) на досліджувані властивості в зоні максимуму та мінімуму. Завершальним етапом є побудова трифакторних діаграм з поверхнями властивостей. План і результати експерименту (бланк завдання), рядок «Ізолінії». Побудова ЕС-моделей, одно- і три-факторних діаграм в програмі COMPEX докладно описано на бланку завдання.

Для аналізу впливу кожного з факторів, за отриманими експериментальними даними побудована експериментально-статистична модель, що адекватна експерименту при помилці $s_e[\ln\{R_u\}] = 0.45$, з 7 статистично значущими коефіцієнтами.

Розрахунки, виконані в ПК «Comrex», надають набір необхідних коефіцієнтів для формування чисельної залежності між несучою здатністю колон і вхідними факторами. Для знаходження шуканого полінома використовуємо коефіцієнти з урахуванням похибки експерименту з другого блоку результатів розрахунку. Відсутні в другому блоці коефіцієнти при змінних приймаються рівними нулю.

2.6. Висновки за розділом

1. Для досягнення поставлених цілей дослідження виконано планування експерименту, відібрані фактори варіювання, виготовлена серія моделей залізобетонних колон з ушкодженнями.

2. Підготовлено та встановлено прилад для моніторингу деформації елемента в ході випробування в режимі реального часу. Особлива увага була приділена захисту вимірювального приладу на арматурі та моніторингу деформацій бетону.

3. Розроблена методика проведення натурних випробувань з метою визначення параметрів напружено-деформованого стану та залишкової несучої здатності пошкоджених залізобетонних стиснутих елементів з пошкодженнями поперечного перерізу.

4. Паралельно, під час експерименту були випробувані тестові куби і призми для контролю міцності бетону в дні експериментів і перевірки інших характеристик бетону. Результати були проаналізовані, оскільки вони будуть важливі в процесі подальшого аналізу несучої здатності пошкоджених зразків і порівняння натурального експерименту з експериментом в ПК ЛІРА САПР.

Результати досліджень, що викладені в даному розділі, опубліковані в роботах [69, 75, 76, 108, 166, 167].

РОЗДІЛ 3

АНАЛІЗ РЕЗУЛЬТАТІВ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

3.1. Результати чисельного дослідження в програмному комплексі ЛПРА САПР

Віртуальний експеримент передував натурному та мав за мету оцінювання залишкової несучої здатності кожного пошкодженого зразка, а також верифікацію можливості виконання розрахунків за допомогою метода кінцевих елементів.

Дослідні зразки були змодельовані в програмному комплексі ЛПРА САПР 2013. При моделюванні кожного зразка враховувалися усі геометричні характеристики, таким чином, модель ідентична одному з натуральних зразків. Розрахункова схема будувалась шляхом створення моделі зразка з об'ємних кінцевих елементів (рис. 3.1). Система представлена у вигляді набору тіл стандартного типу (стрижнів, пластин, оболонок тощо), які є кінцевими елементами, і приєднаних до вузлів. Тип кінцевого елемента визначається його геометричною формою, правилами, що визначають залежність між переміщеннями вузлів кінцевого елемента і вузлів системи, фізичним законом, що визначає залежність між внутрішніми зусиллями і внутрішніми переміщеннями, і набором параметрів (жорсткостей), що входять в опис цього закону тощо. Вузол в розрахунковій схемі методу переміщень представляється у вигляді абсолютно жорсткого тіла нескінченно малих розмірів. Положення вузла в просторі при деформаціях системи визначається координатами центру і кутами повороту трьох осей, жорстко пов'язаних з вузлом. Вузол представлений як об'єкт, що володіє шістьма ступенями свободи – трьома лінійними зміщеннями і трьома кутами повороту.

Модель зразки в вузлах основи на позначці 0,00 м закріплена від переміщення в напрямку осей x , y .

Арматурний каркас задавався фізично нелінійними просторовими стрижневими кінцевими елементами (СЕ) 210 типу. Бетон задавався фізично

нелінійним універсальним просторовим 8-вузловим ізопараметричних СЕ 236 типу з розміром грані від 10 до 20 мм. Положення зовнішньої сили (з її ексцентриситетом) також змодельовано і встановлено в заданому положенні.

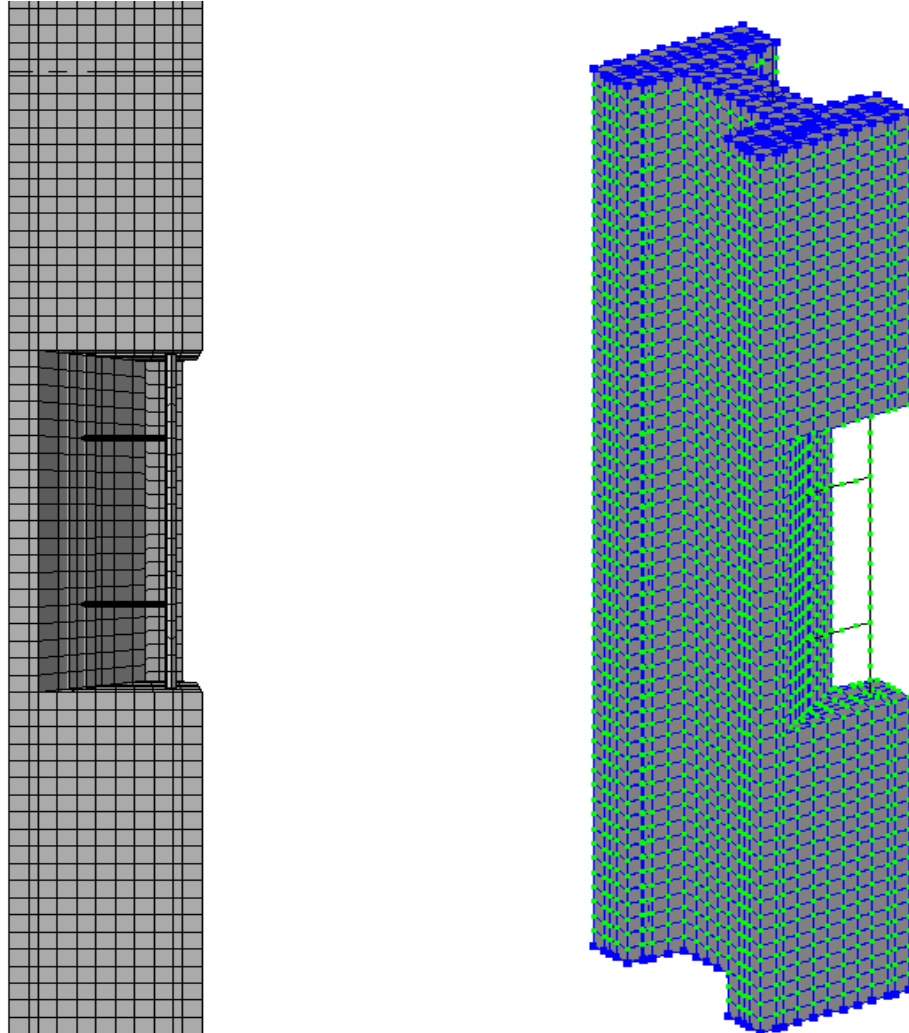


Рис. 3.1. Кінцево-елементна модель пошкодженої двотаврової колони

Модель дослідного зразка виконувалася з характеристиками важкого бетону С 25/30, характеристики міцності та деформативності якого згідно ДБН В.2.6.98:2009 [52] були наступними:

- розрахункове значення опору бетону стиску $f_{cd} = 14,5$ МПа;
- характеристичне значення опору бетону осьовому розтягу $f_{ctk} = 1,5$ МПа;
- розрахункове значення початкового модуля пружності бетону $E_{cd} = 23$ ГПа;

- значення відносних деформацій при стиску при максимальних напруженнях при розрахунках за першою групою граничних станів $\varepsilon_{cu3, cd} = 3,1\%$.

Згідно чинних норм [52] діаграма «напруження – деформації» для бетону має вигляд (рис. 3.2).

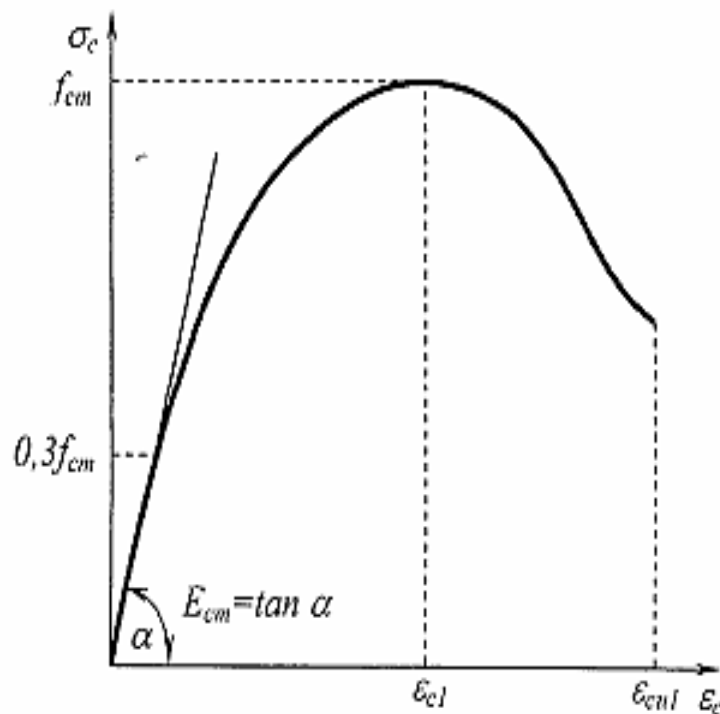


Рис. 3.2. Діаграма «напруження – деформації» для бетону

Однак, для розрахунку залізобетонних конструкцій можуть використовуватися спрощені залежності «напруження – деформації», якщо вони є еквівалентними або більш консервативними і належним чином представляють характер роботи бетону, що розглядається. Оскільки в даній роботі виконуються перевірні розрахунки, то для бетону прийнята дволінійна залежність «напруження – деформації» (рис. 3.3).

Для арматурної сталі А 400 С використана розрахункова дволінійна модель залежності між напруженнями та деформаціями згідно [52].

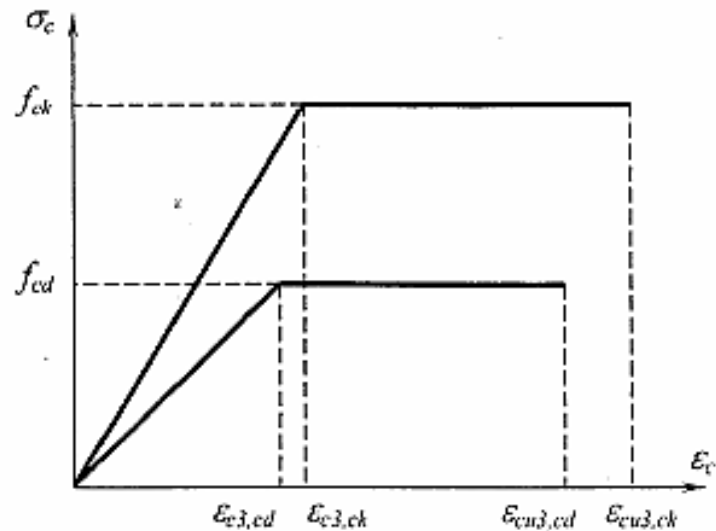


Рис. 3.3. Спрощена дволінійна модель залежності «напруження–деформації»

Результати розрахунку залишкової несучої здатності пошкоджених двотаврових залізобетонних колон, отриманих з використанням програмного комплексу ЛІРА САПР 2013 та співставлення їх з експериментальними значеннями руйнуючих зусиль представлено в таблиці 3.1.

Таблиця 3.1

Випробувані моделі і граничні навантаження

Шифр колони	Маркування зразка	Несуча здатність $N_{\text{експ}}$, кН	Несуча здатність $N_{\text{ЛІРА}}$, кН	$\frac{N_{\text{ЛІРА}}}{N_{\text{експ}}}$
1	2	3	4	5
К 1	-1 -1 -1	900	500	0,56
К 2	-1 1 -1	250	350	1,40
К 3	0 0 -1	890	600	0,67
К 4	1 -1 -1	1250	700	0,56
К 5	1 1 -1	830	650	0,78
К 6	-1 0 0	250	300	1,20
К 7	0 -1 0	780	550	0,70
К 8	0 0 0	700	550	0,79

Продовження таблиці 3.1

1	2	3	4	5
К 9	0 1 0	225	450	2,00
К 10	1 0 0	910	550	0,60
К 11	-1 -1 1	490	450	0,92
К 12	-1 1 1	180	250	1,39
К 13	0 0 1	400	450	1,12
К 14	1 -1 1	600	450	0,75
К 15	1 1 1	530	450	0,85

Середньоквадратичне відхилення за результатами розрахунку в ПК ЛІРА САПР для розглянутих зразків:

середньоарифметичне:

$$\frac{\bar{N}_{\text{ЛІРА}}}{N_{\text{експ}}} = \sum_{i=1}^n \frac{N_{\text{ЛІРА}}}{N_{\text{експ}}} / n = 0,95; \quad (3.1)$$

середньоквадратичне відхилення за результатами розрахунку складо:

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n \left(\frac{N_{\text{ЛІРА}}}{N_{\text{експ}}} - \frac{\bar{N}_{\text{ЛІРА}}}{\bar{N}_{\text{експ}}} \right)^2} = 0,422; \quad (3.2)$$

коефіцієнт варіації:

$$\nu = \frac{\sigma}{\bar{N}_{\text{ЛІРА}} / \bar{N}_{\text{експ}}} = 0,444 = 44,4\%. \quad (3.3)$$

Як видно з результатів описана методика не дає достатньо точний результат розрахунку, тобто, при виконанні простого алгоритму дій не можливо отримати руйнуючі зусилля для прийняття подальших рішень щодо пошкодженого елемента.

Ізополя нормальних напружень в тс/м² по висоті колони та в середньому (за висотою) перерізі показані на рис. 3.4 – рис.3.19.

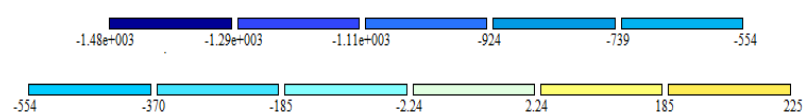


Рис. 3.4. Для нормальних напружень в тс/м²

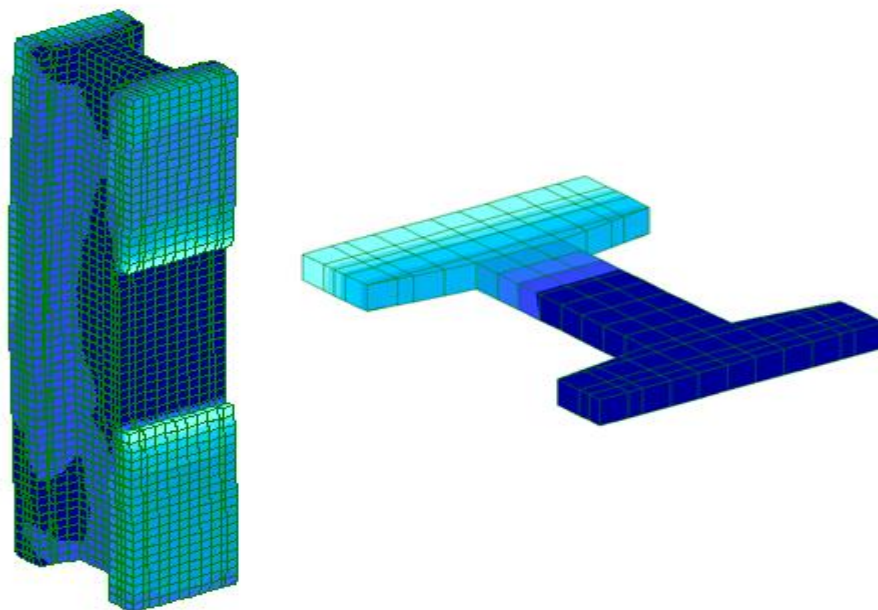


Рис. 3.5. Ізополя напружень в колоні К 1 (-1 -1 -1)

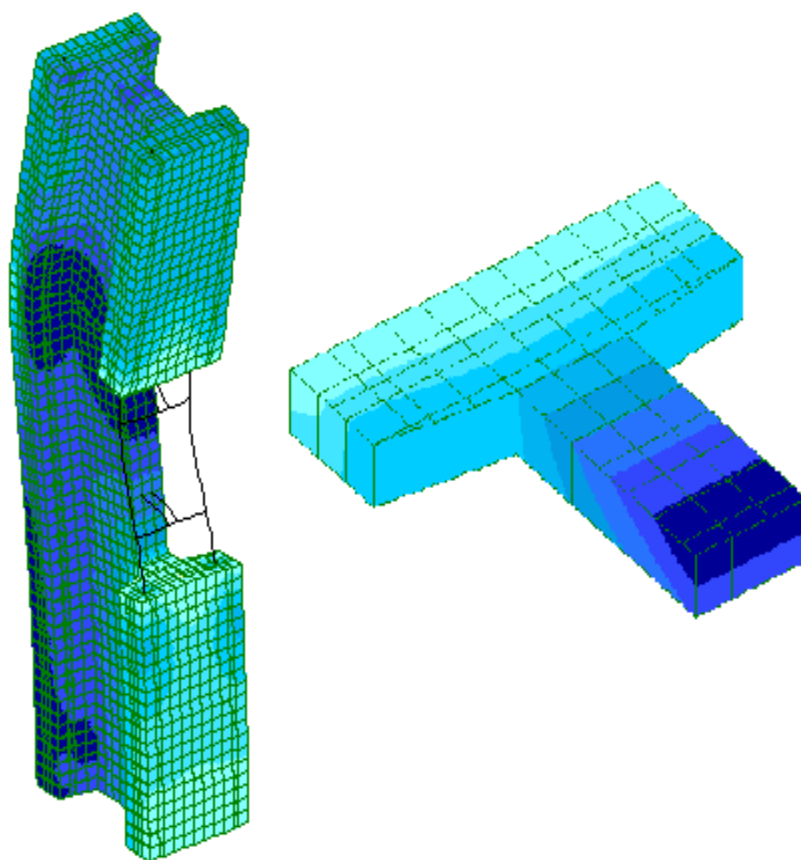


Рис. 3.6. Ізополя напружень в колоні К 2 (-1 1 -1)

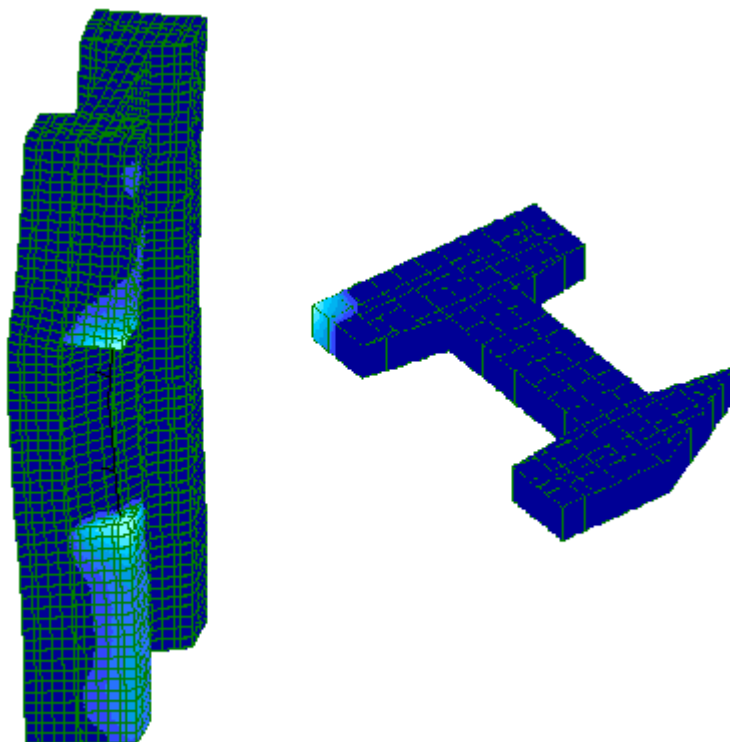


Рис. 3.7. Ізополя напружень в колоні К 3 (0 0 -1)

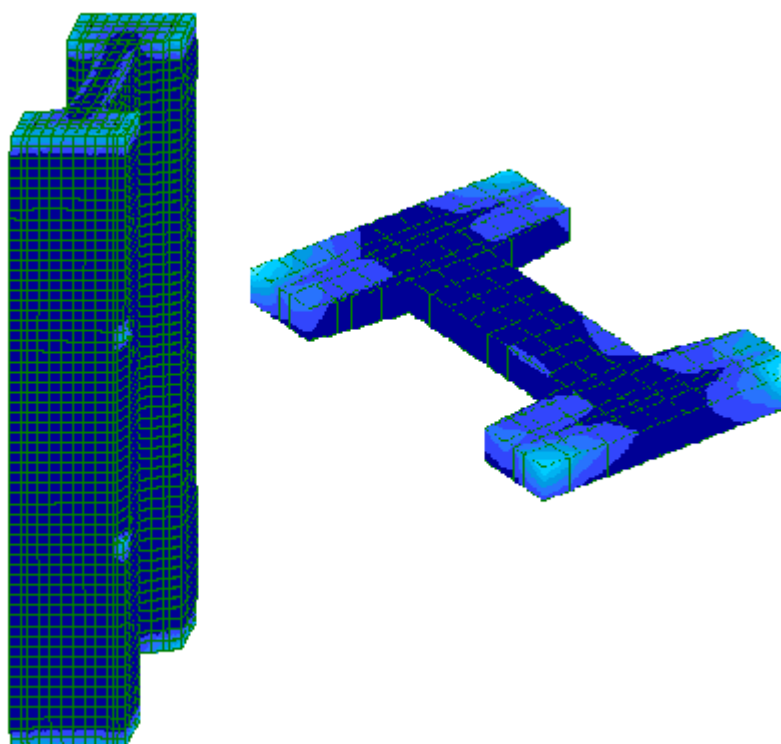


Рис. 3.8. Ізополя напружень в колоні К 4 (1 -1 -1)

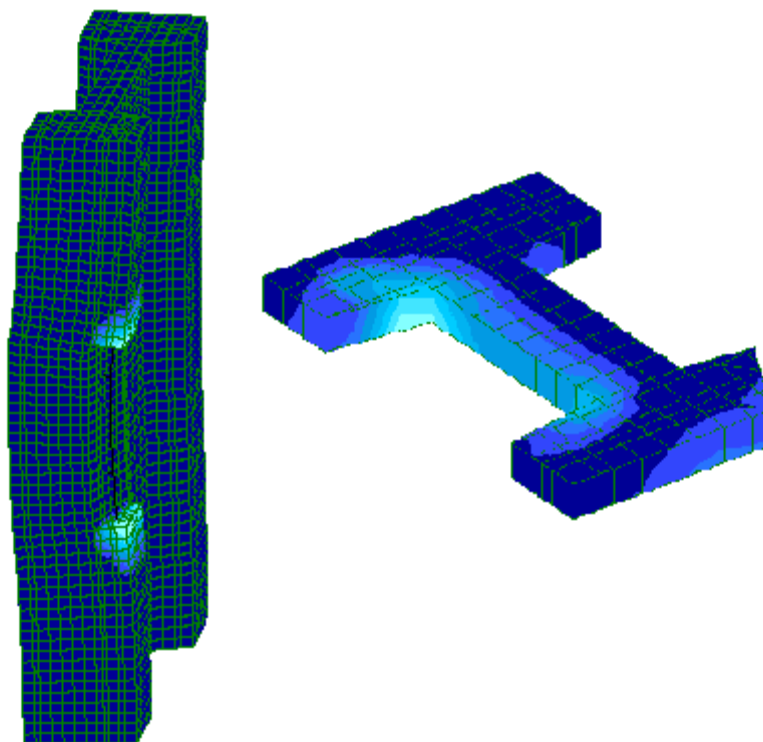


Рис. 3.9. Ізополя напружень в колоні К 5 (1 1 -1)

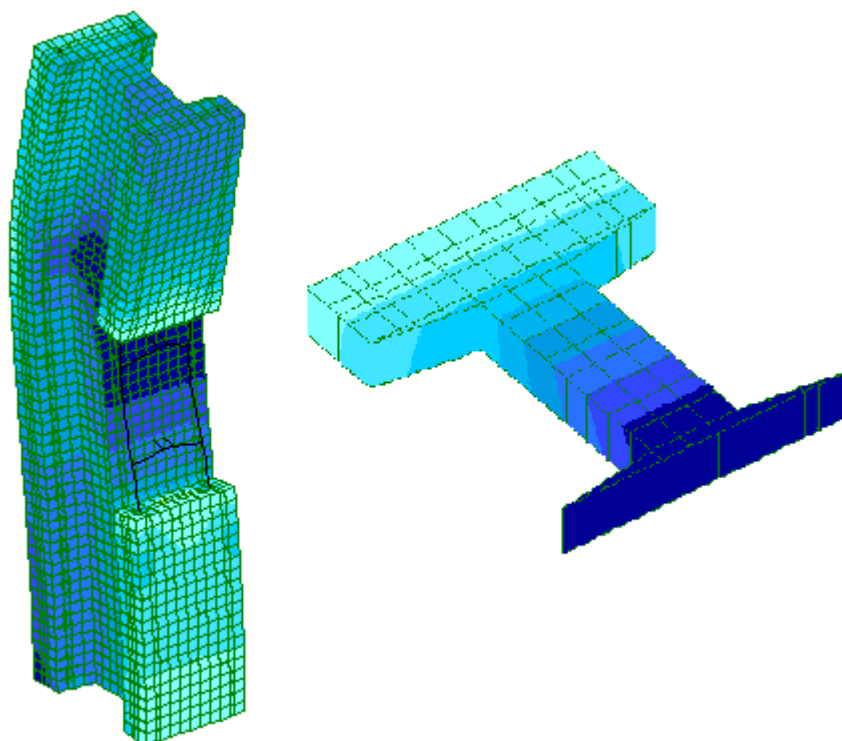


Рис. 3.10. Ізополя напружень в колоні К 6 (-1 0 0)

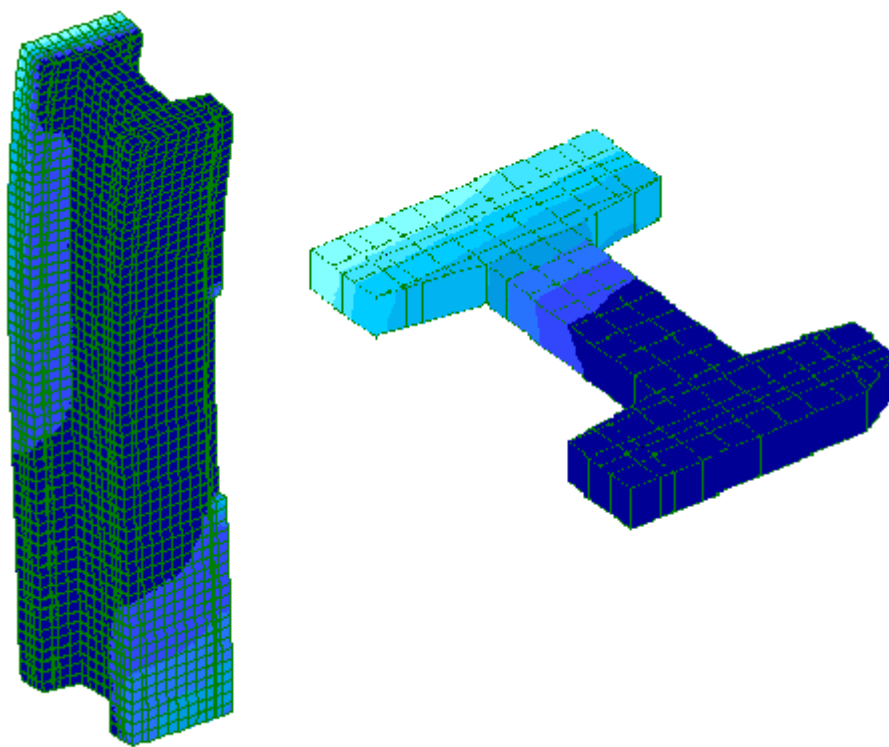


Рис. 3.11. Ізополя напружень в колоні К 7 (0 -1 0)

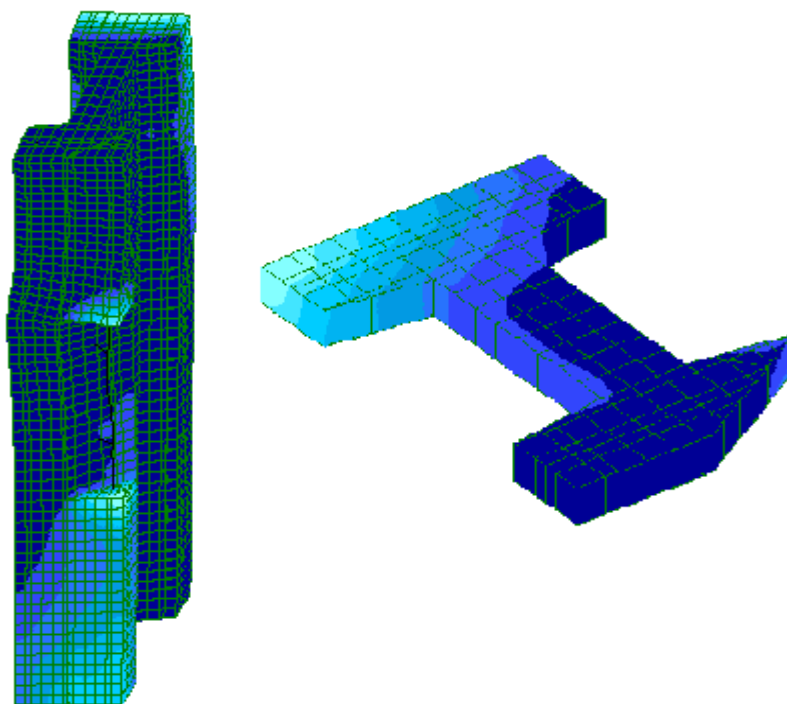


Рис. 3.12. Ізополя напружень в колоні К 8 (0 0 0)

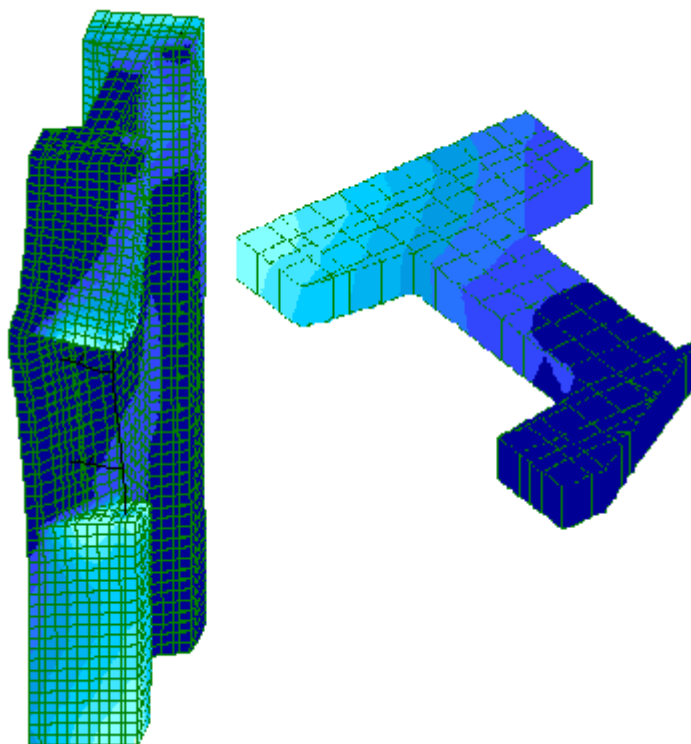


Рис. 3.13. Ізополя напружень в колоні К 9 (0 1 0)

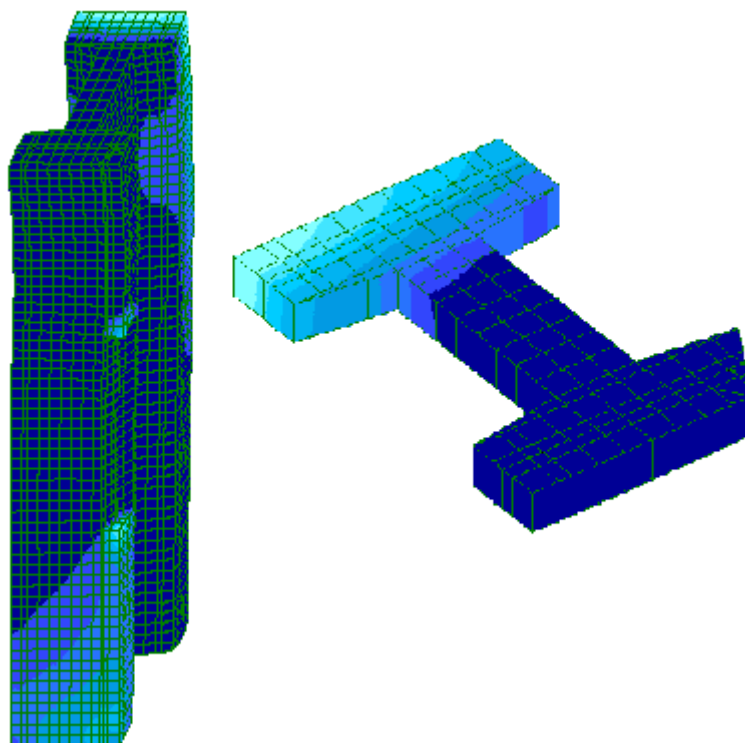


Рис. 3.14. Ізополя напружень в колоні К 10 (1 0 0)

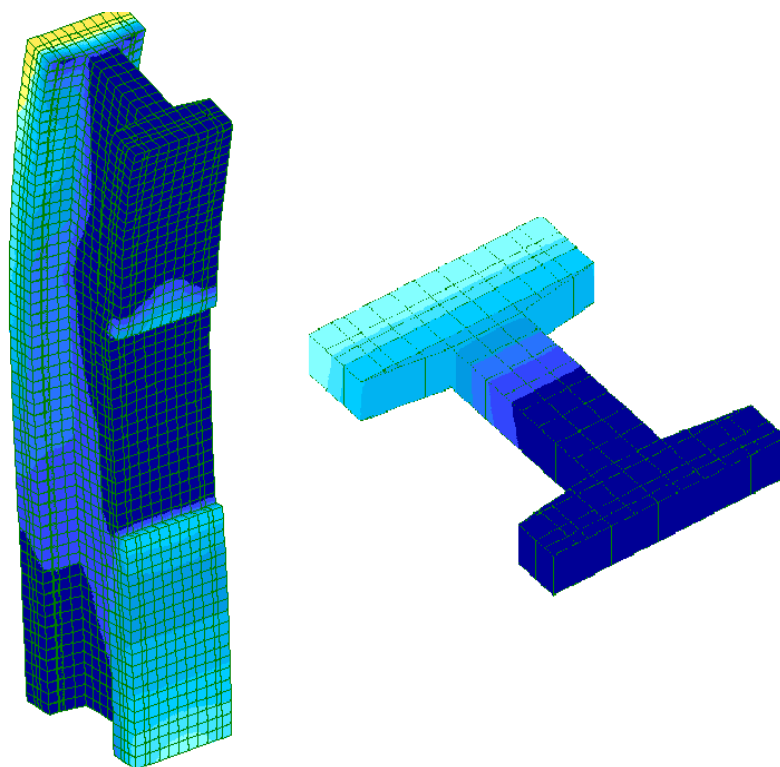


Рис. 3.15. Ізополя напружень в колоні К 11 (-1 -1 1)

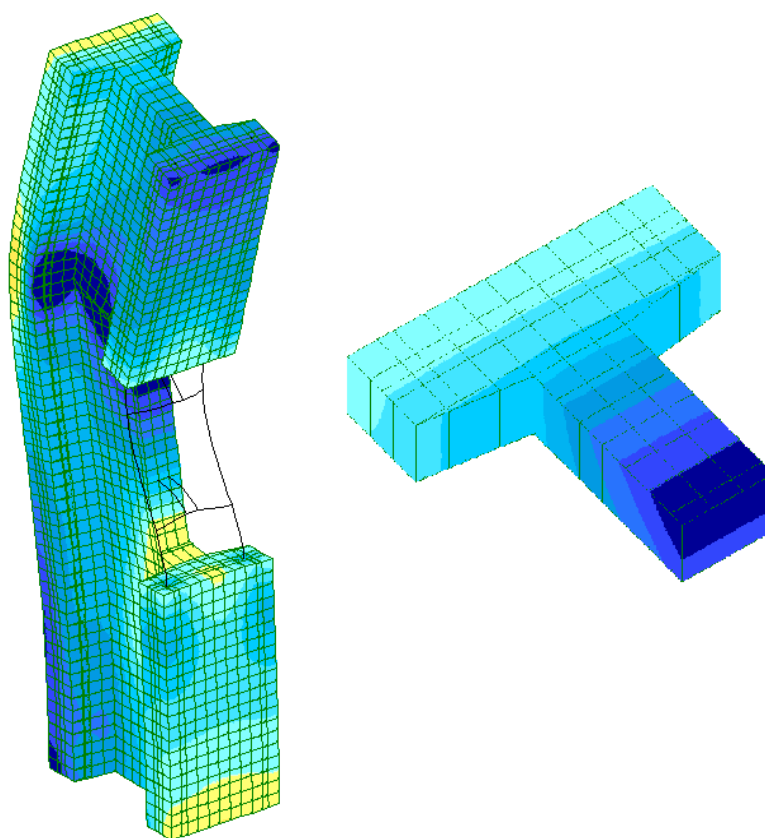


Рис. 3.16. Ізополя напружень в колоні К 12 (-1 1 1)

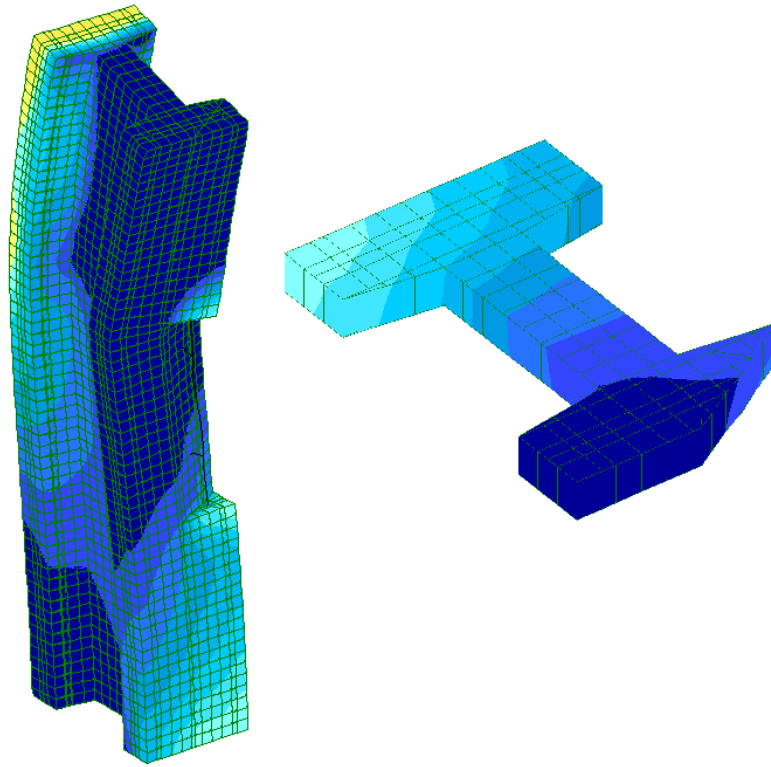


Рис. 3.17. Ізополя напружень в колоні К 13 (0 0 1)

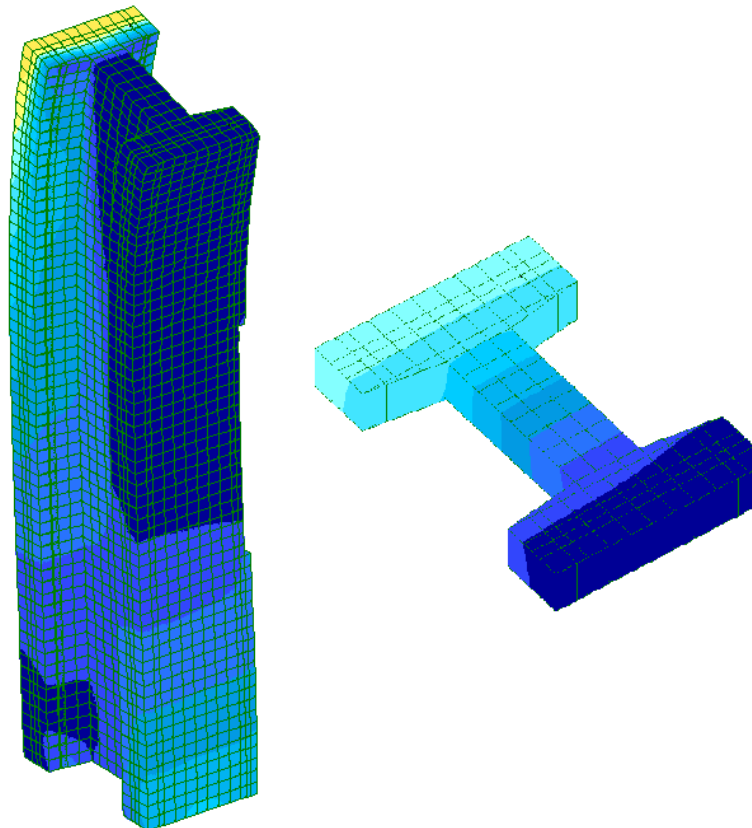


Рис. 3.18. Ізополя напружень в колоні К 14 (1 -1 1)

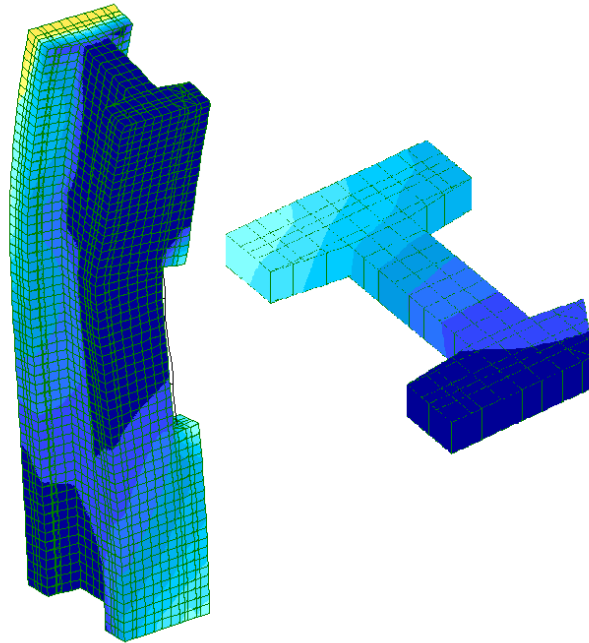


Рис. 3.19. Ізополя напружень в колоні К 15 (1 1 1)

З рисунків 3.5–3.19 видно, що у разі невеликих за площею пошкоджень (менше ніж захисний шар бетону) стискаючі напруження приблизно однакові по усьому перетині. У разі ж коли відкол бетону оголює арматурні стержні спостерігається перерозподіл стискаючих напружень на арматуру, що забезпечує додаткову міцність пошкоджених колон при стисканні.

У всіх зразках, що розглядаються, нейтральна лінія в пошкодженому перерізі знаходиться за його межами і має вигляд близький до прямої лінії. Вона паралельна фронту ушкодження у разі, його паралельності однієї з головних осей перерізу. У разі ж пошкодження під кутом відбувається поворот нейтральної лінії, щодо головних осей перерізу і фронту пошкодження.

3.2. Результати випробування дослідних зразків матеріалів

З метою визначення параметрів міцності та деформативності будівельних матеріалів та арматурних виробів попередньо були виготовлені 6 бетонних призм розмірами $150 \times 150 \times 600$ мм та 6 бетонних кубів зі стороною ребра 150 мм.

На рис. 3.20 показано визначення кубкової міцності бетону за допомогою гідравлічного пресу та вид їх після випробування. З метою точнішого визначення міцності бетону дослідних колон такі випробування проводилися безпосередньо перед випробуванням дослідних центрально стиснутих пошкоджених бетонних елементів. Навантаження виконувалося з постійною швидкістю зростання напружень ($0,6 \pm 0,04$ МПа/с) за стандартною методикою.



Рис. 3.20. Визначення кубкової міцності бетону в гідравлічному пресі

В результаті проведення випробувань 6 дослідних стандартних кубиків встановлено, що середня кубикова міцність бетону становить $f_{cm, cube} = 51,8$ МПа. При значенні $f_{ck, cube} = 41,3$ МПа, що відповідає стандартному класу бетону на стиск С32/40.

Випробування дослідних зразків бетонних призм (рис. 3.21) дозволило встановити призмкову міцність на стиск, а обробка результатів вимірювання приладів (механічних індикаторів та електротензодатчиків) – експериментальну залежність $\sigma_b - \varepsilon_b$ у діапазоні вимірювання. Величина міцності визначалася за шістьма призмами, а деформаційна залежність – за трьома.

За результатами замірів напружень та відносних деформацій (механічним та тензометричним способами) побудована експериментальна крива деформування бетону (рис. 3.22).



Рис. 3.21. Випробування бетонних призм

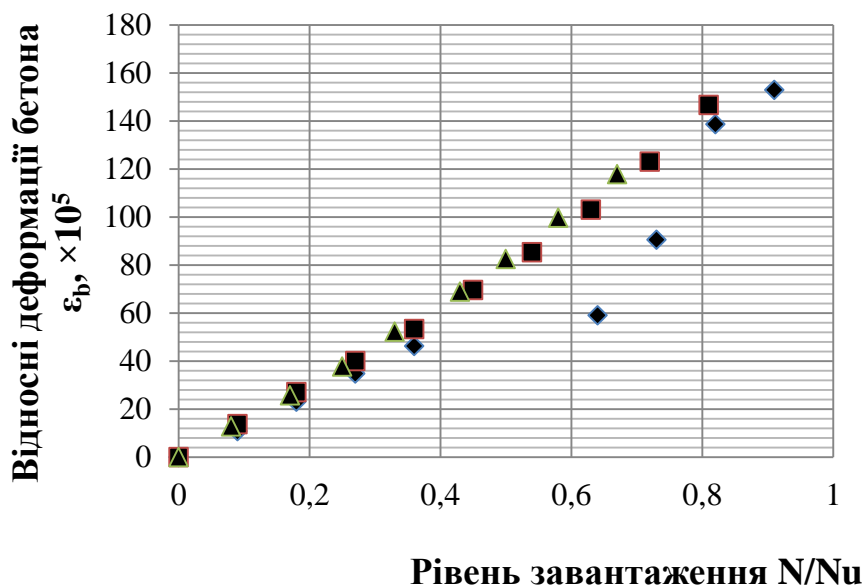


Рис. 3.22. Залежність відносних деформацій бетону від рівня навантаження призм

З аналізу графіків видно, що у досліджуваних інтервалах рівнів навантаження (при випробуванні призми П 1 відліки з приладів знімалися до рівня 0,91, призми П 2 – 0,81, а П 3 – 0,67 з метою їх збереження при руйнуванні зразків) при стандартних режимах навантаження має місце практично лінійна залежність відносних деформацій бетону від напружень в ньому. Це пояснюється складом бетону, який можна віднести до високоміцним; досить великим віком бетону на момент випробувань; дослідження, переважно

проводилися на невисоких рівнях завантаження. Все це призвело до того, що фізична нелінійність у роботі бетону була не суттєвою.

Аналогічні результати були отримані при обробці та аналізі результатів вимірювань тензорезисторів.

Середня призмova міцність становила $\overline{f_{ck}}=30,4$ МПа. Співвідношення $f_{cm, cube} / \overline{f_{ck}} = 51,8 / 30,4 = 1,70$ або зворотнє співвідношення $\overline{f_{ck}} / f_{cm, cube} = 30,4 / 51,8 = 0,59$.

Під час проведення досліджень трьох арматурних стержнів (рис. 3.23), відібраних з партії, з якої виготовлялися каркаси, були визначені характеристики робочої повздовжньої арматури: класу А 400 С, діаметр $\varnothing = 12$ мм, межа плинності $f_{yd} = 408,0$ МПа, тимчасовий опір розтягненню $f_u = 512,03$ МПа, відносне видовження після розриву $\delta = 15\%$, модуль пружності, $E = 2,1 \cdot 10^5$ МПа.

3.3. Аналіз результатів експериментальних досліджень колон

Випробування залізобетонних двотаврових елементів виконувалось на гідравлічному пресі типу 2 ПГ-500, шкала 2 на 500 тс. Навантаження на колону передавалось через шарнір, встановлений на металевому оголовку.



Рис. 3.23. Випробування арматури на розтяг

Загальна схема випробувань наведена на рис. 3.24.

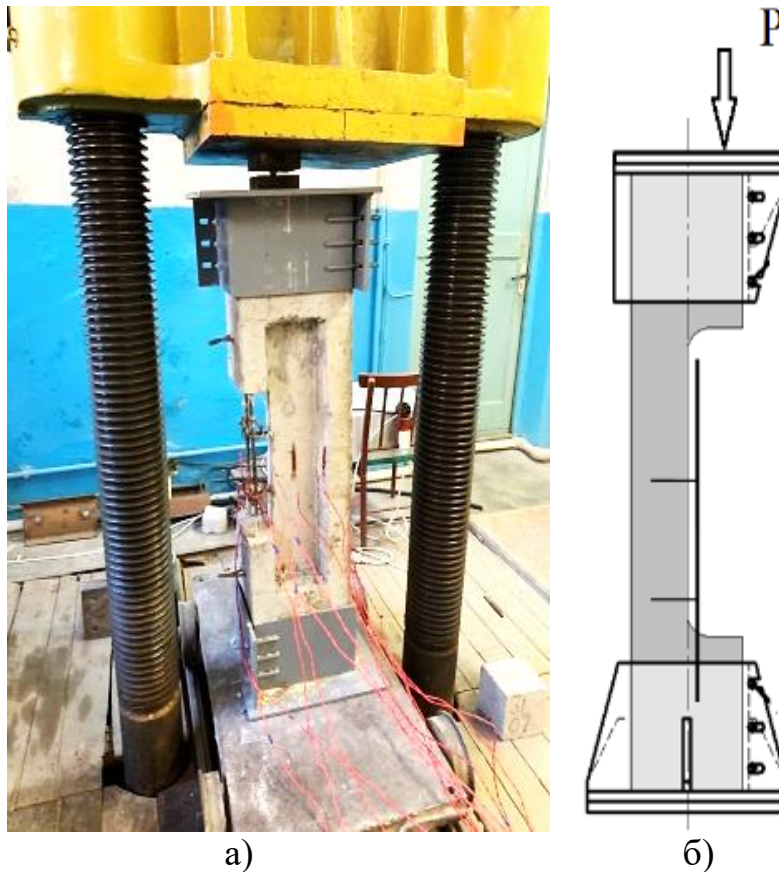


Рис. 3.24. Випробування конструкцій: а – загальний вид; б – схема завантаження

За критерій руйнування дослідних балок було прийнято досягнення одного із факторів: значні деформації бетону та арматури, надмірна ширина розкриття тріщин, надмірні прогини колони та значний спад і подальша неможливість сприймати навантаження (падіння тиску в гідравлічній системі преса).

В середньому (за висотою) перерізі дослідного зразка по контуру наклеювалися тензорезистори на бетонну поверхню. Це дало можливість визначити величину відносних деформацій бетону на кожному ступіні навантаження. На рис. 3.25 – рис. 3.29 наведені графіки зміни відносних деформацій бетону залежно від рівня навантаження, а також – характерні випадки руйнування дослідних колон.

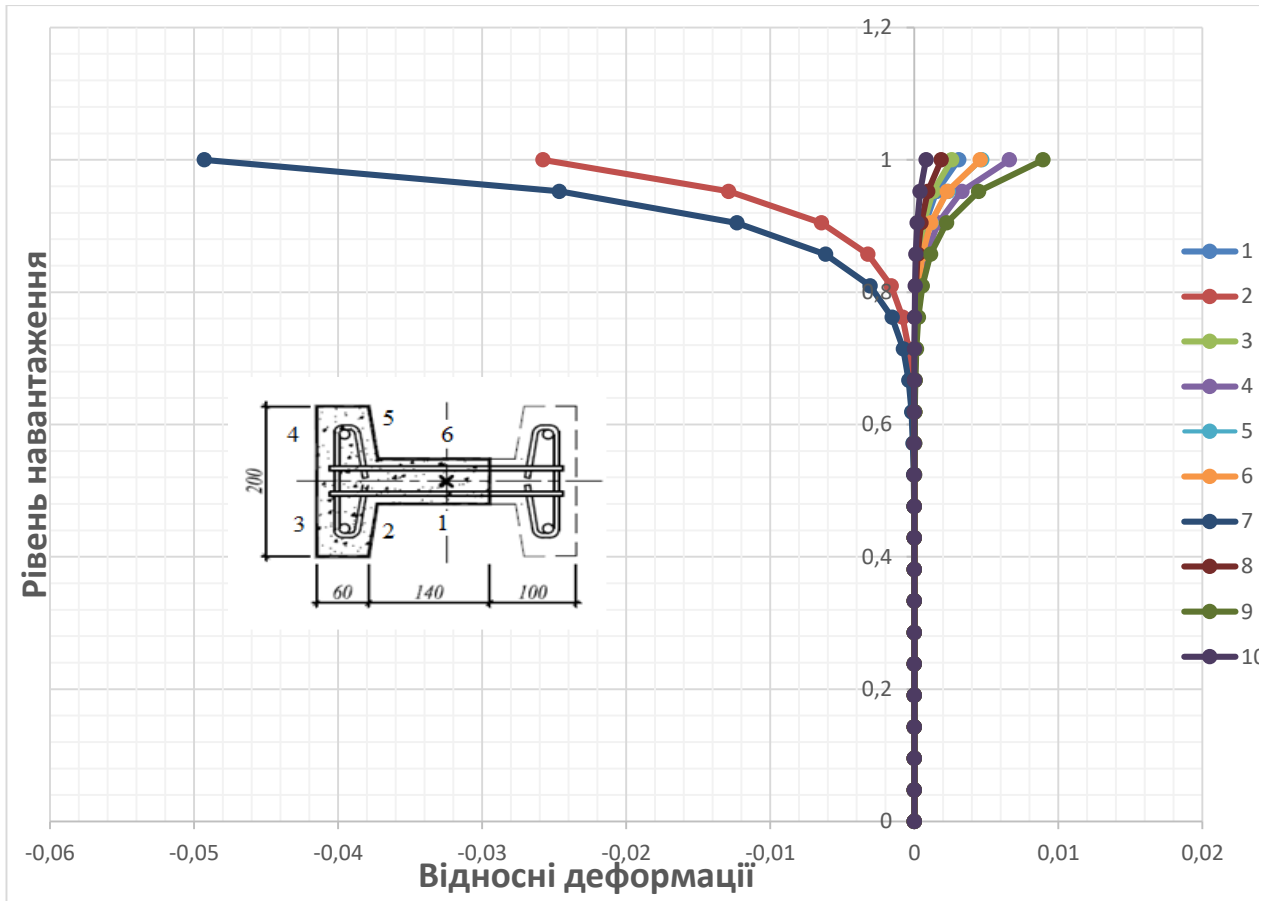


Рис. 3.25. Відносні деформації бетону колони К 1 (-1 -1 -1)

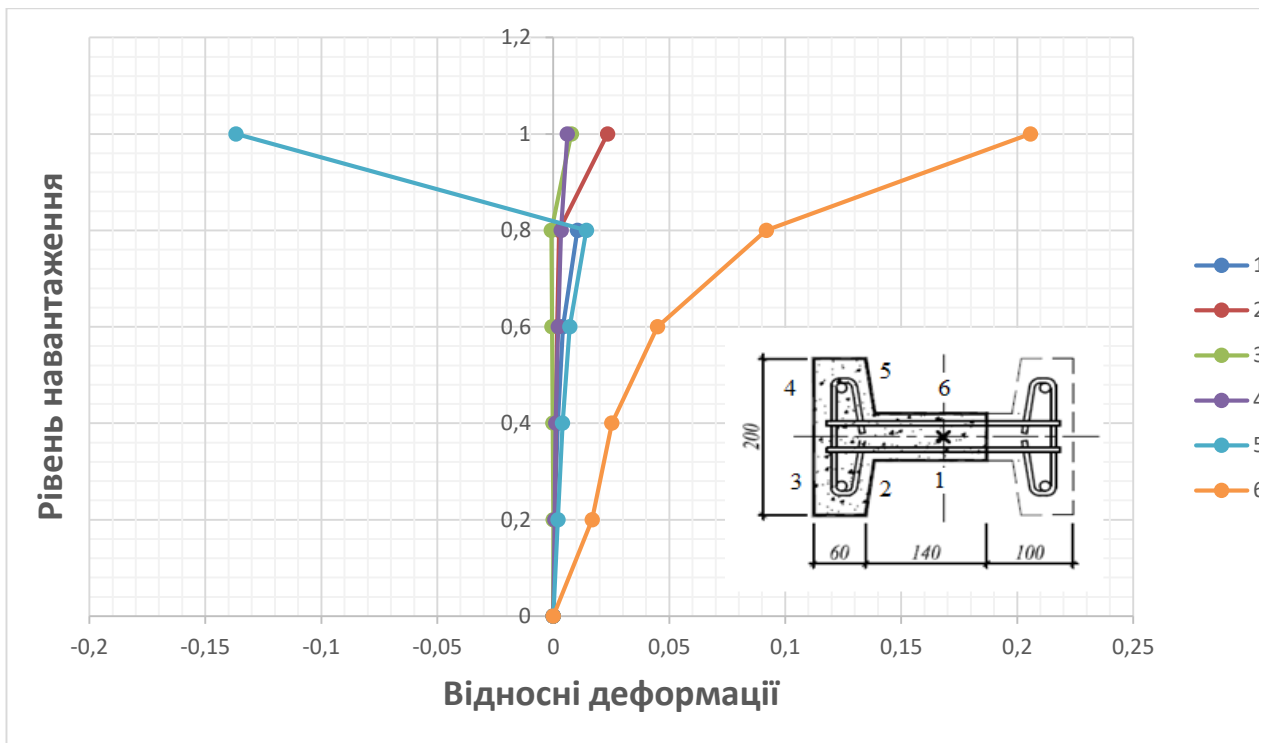


Рис. 3.26. Відносні деформації бетону колони К 2 (-1 1 -1)

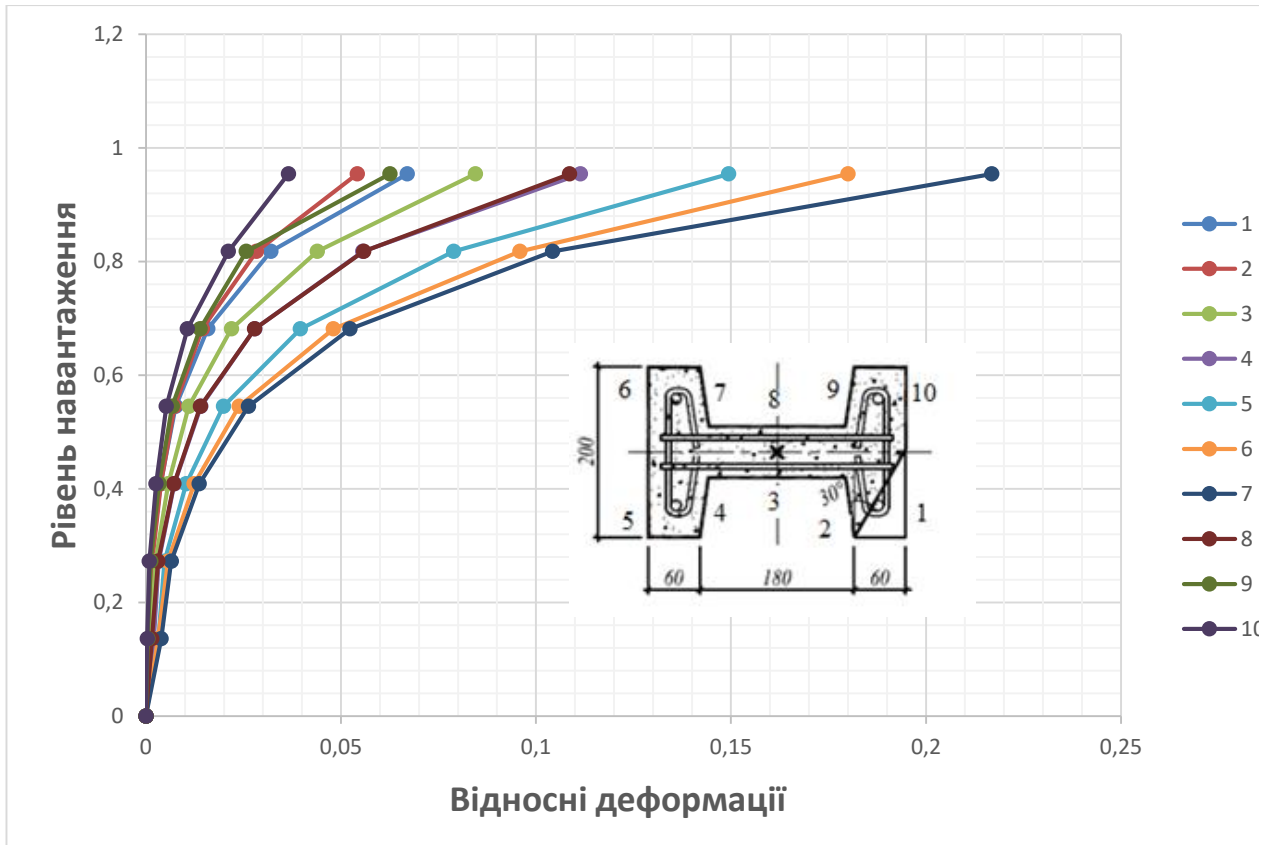


Рис. 3.27. Відносні деформації бетону колони К 3 (0 0 -1)

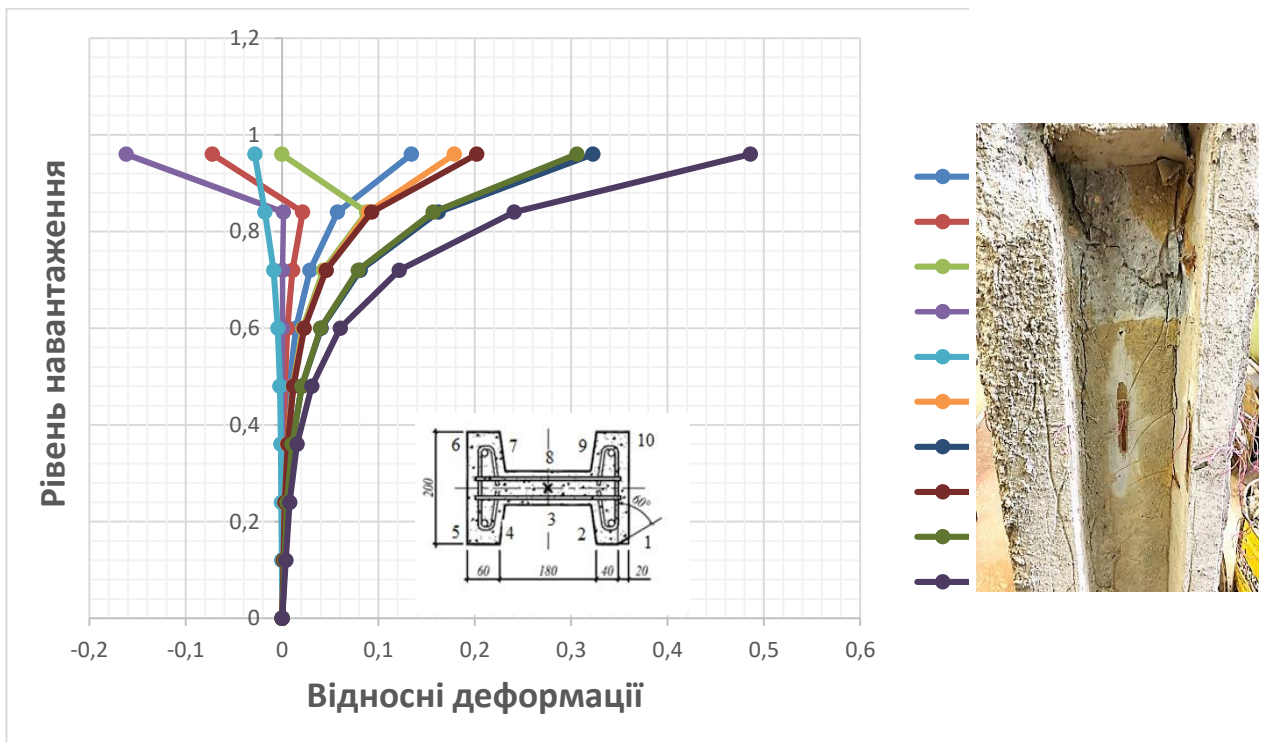


Рис. 3.28. Відносні деформації бетону колони К 4 (1 -1 -1)

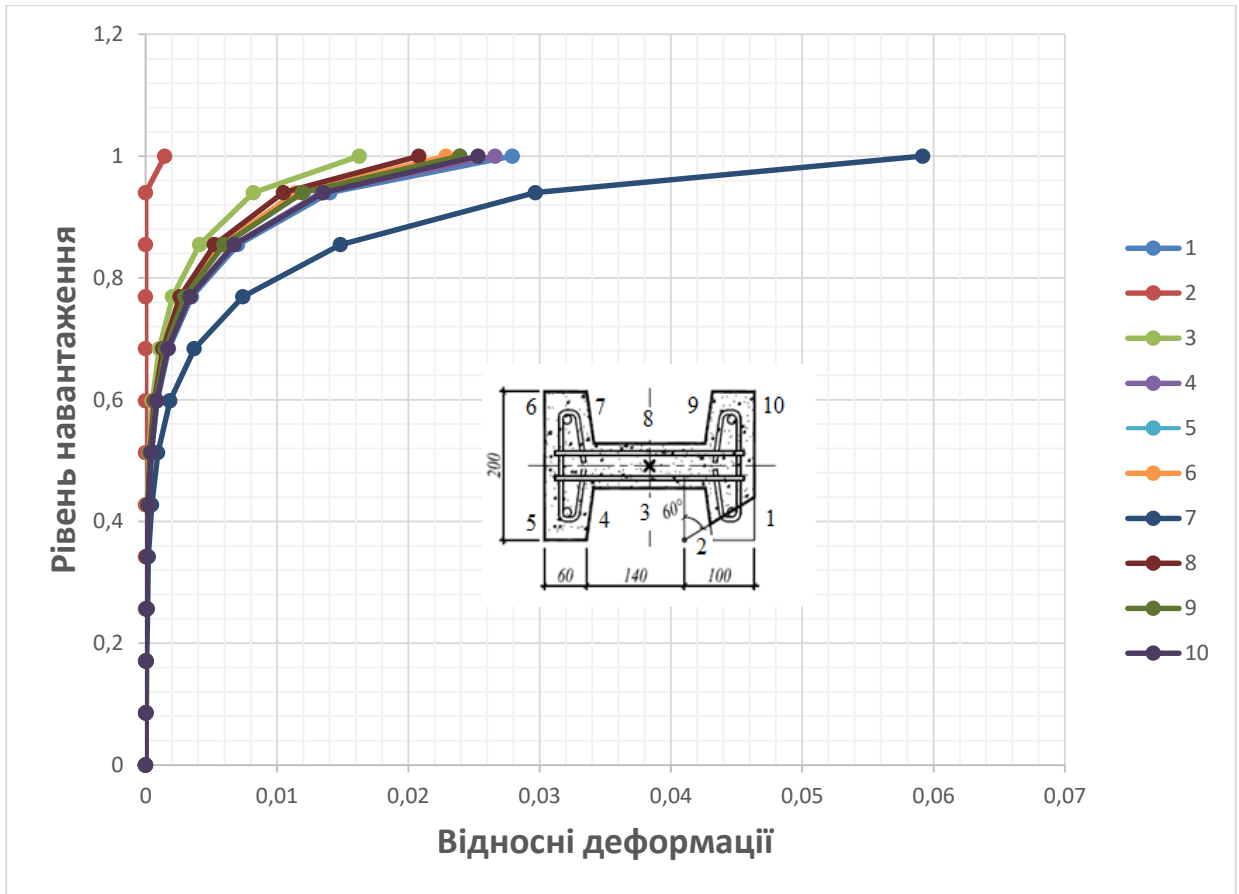


Рис. 3.29. Відносні деформації бетону колони К 5 (1 1 -1)

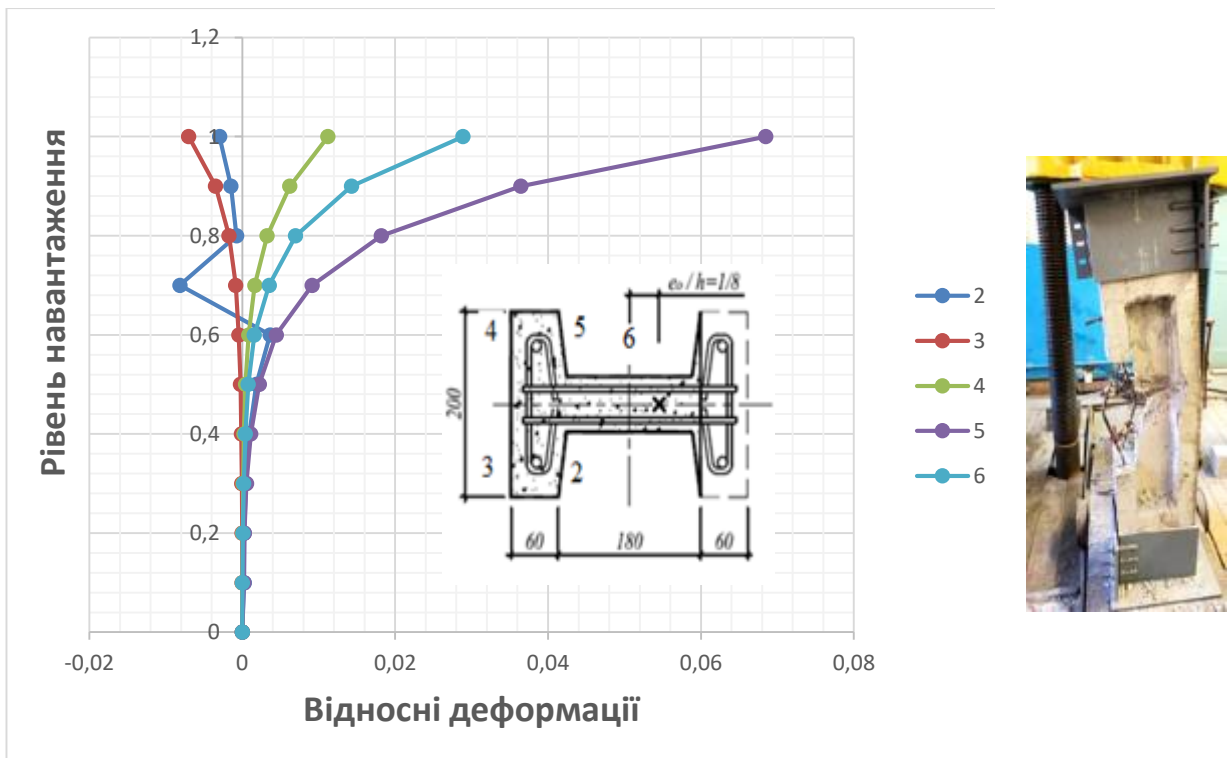


Рис. 3.30. Відносні деформації бетону колони К 6 (1 0 0)

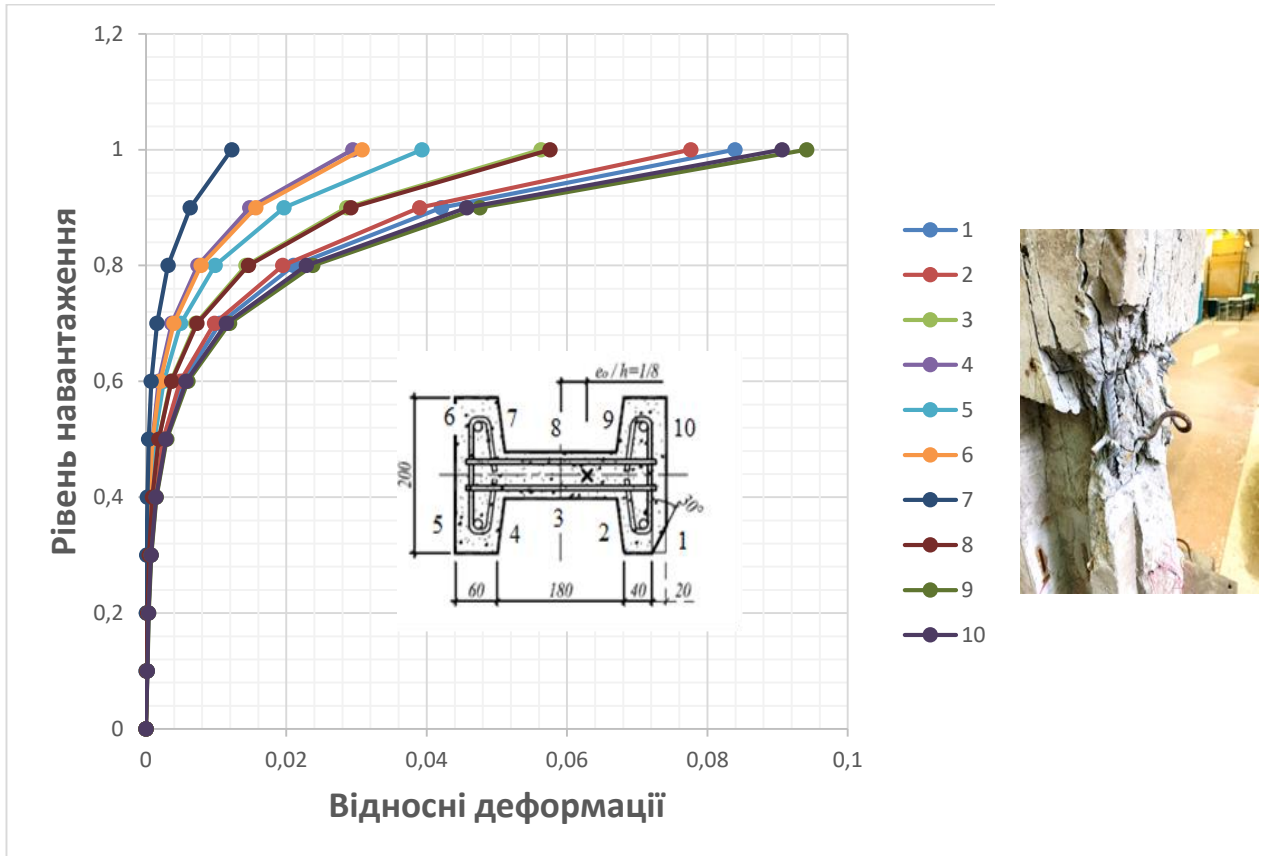


Рис. 3.31. Відносні деформації бетону колони К 7 (0 -1 0)

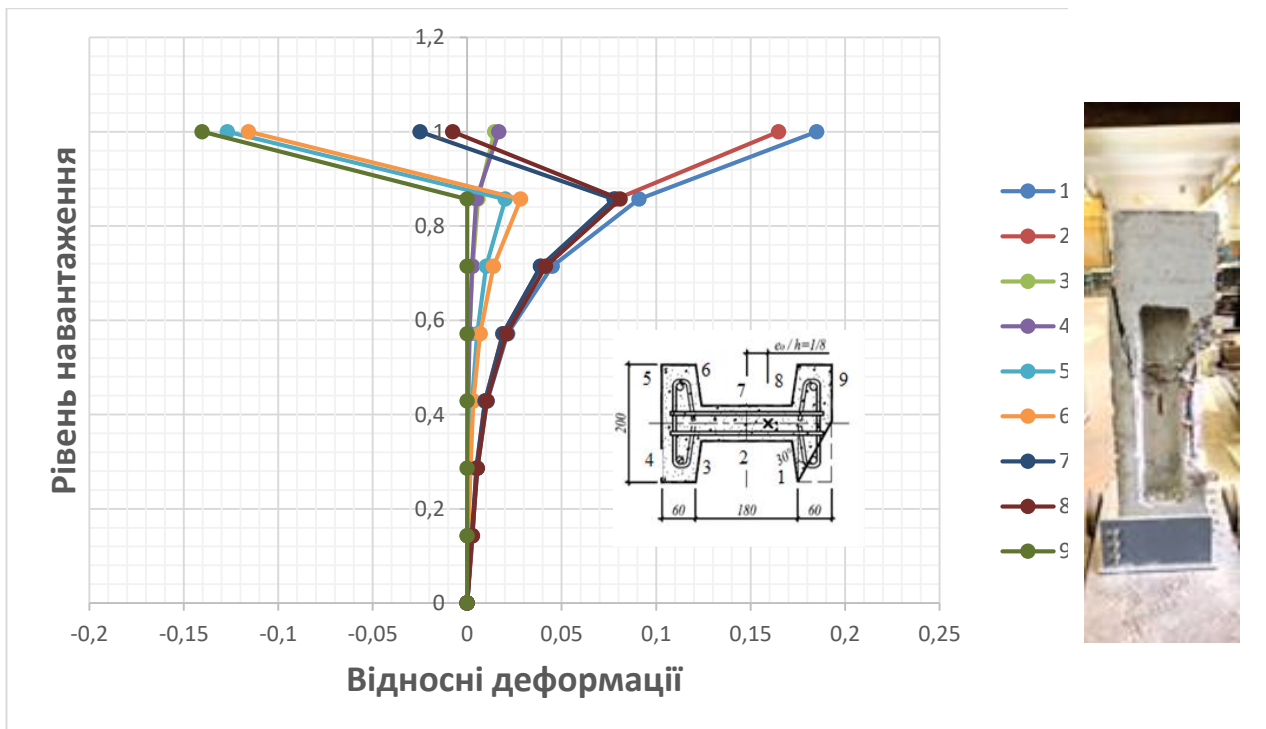


Рис. 3.32. Відносні деформації бетону колони К 8 (0 0 0)

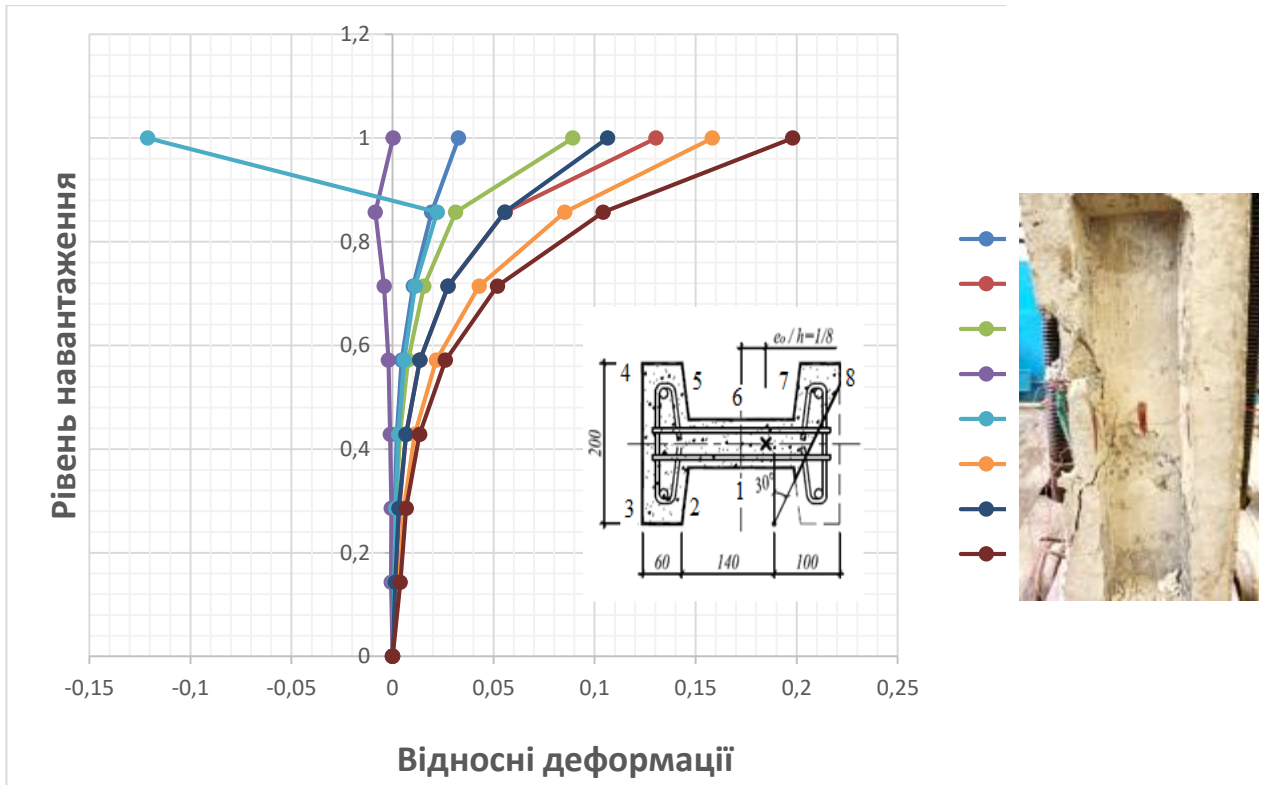


Рис. 3.33. Відносні деформації бетону колони К 9 (0 1 0)

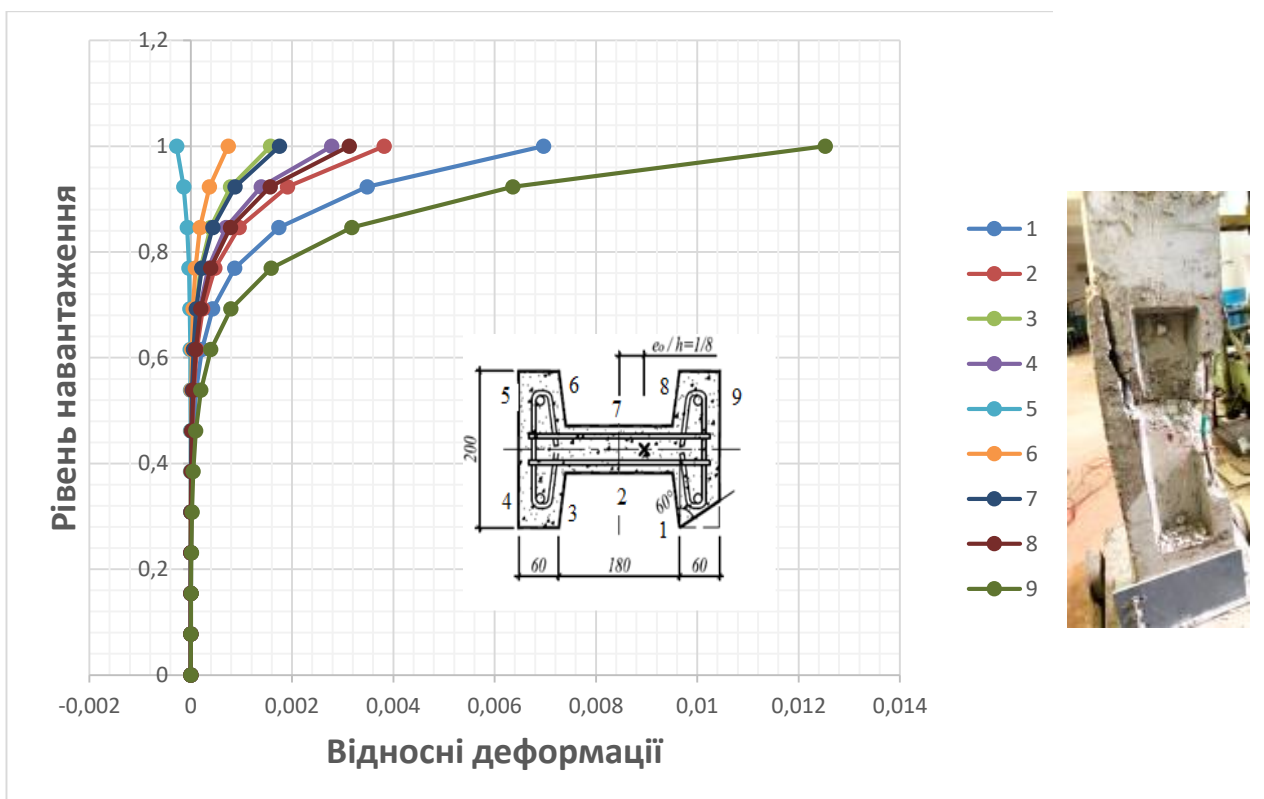


Рис. 3.34. Відносні деформації бетону колони К 10 (1 0 0)

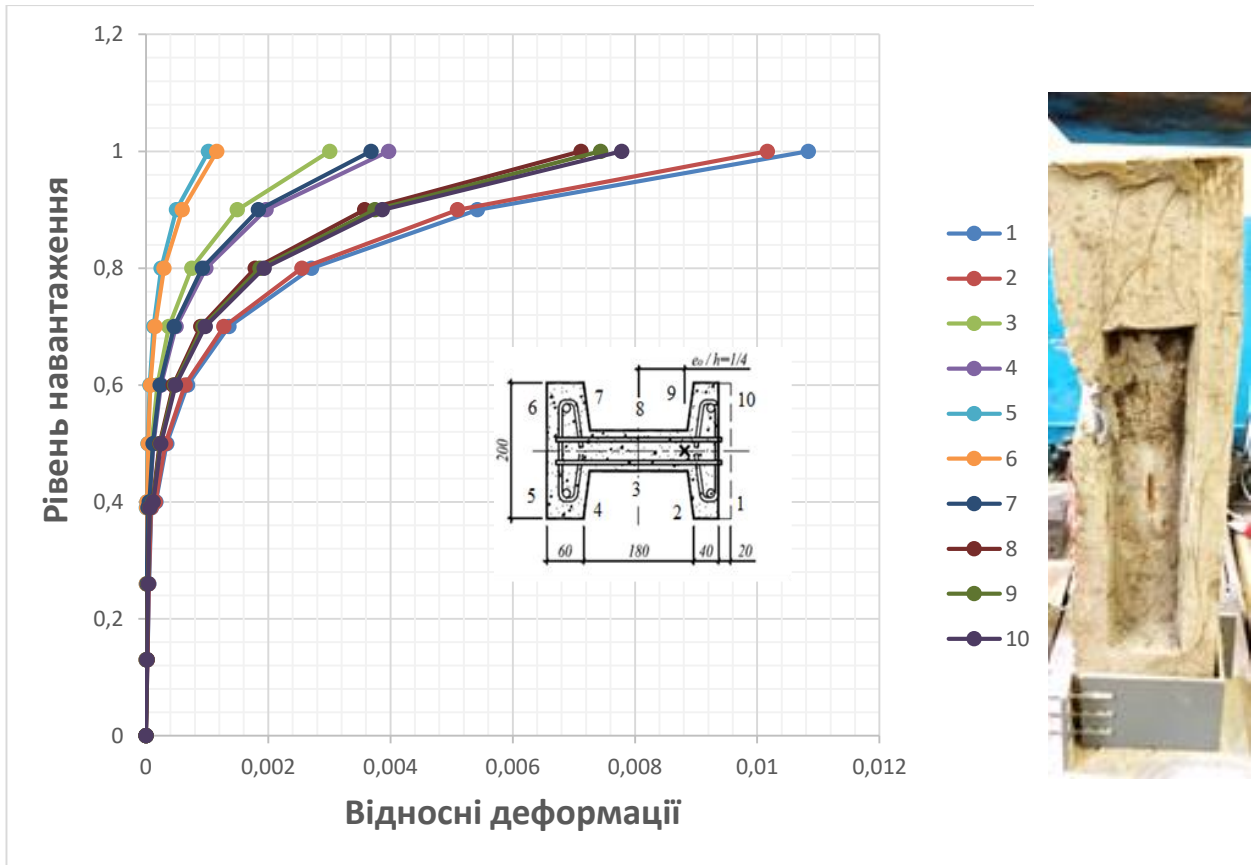


Рис. 3.36. Відносні деформації бетону колони К 11 (1 -1 1)

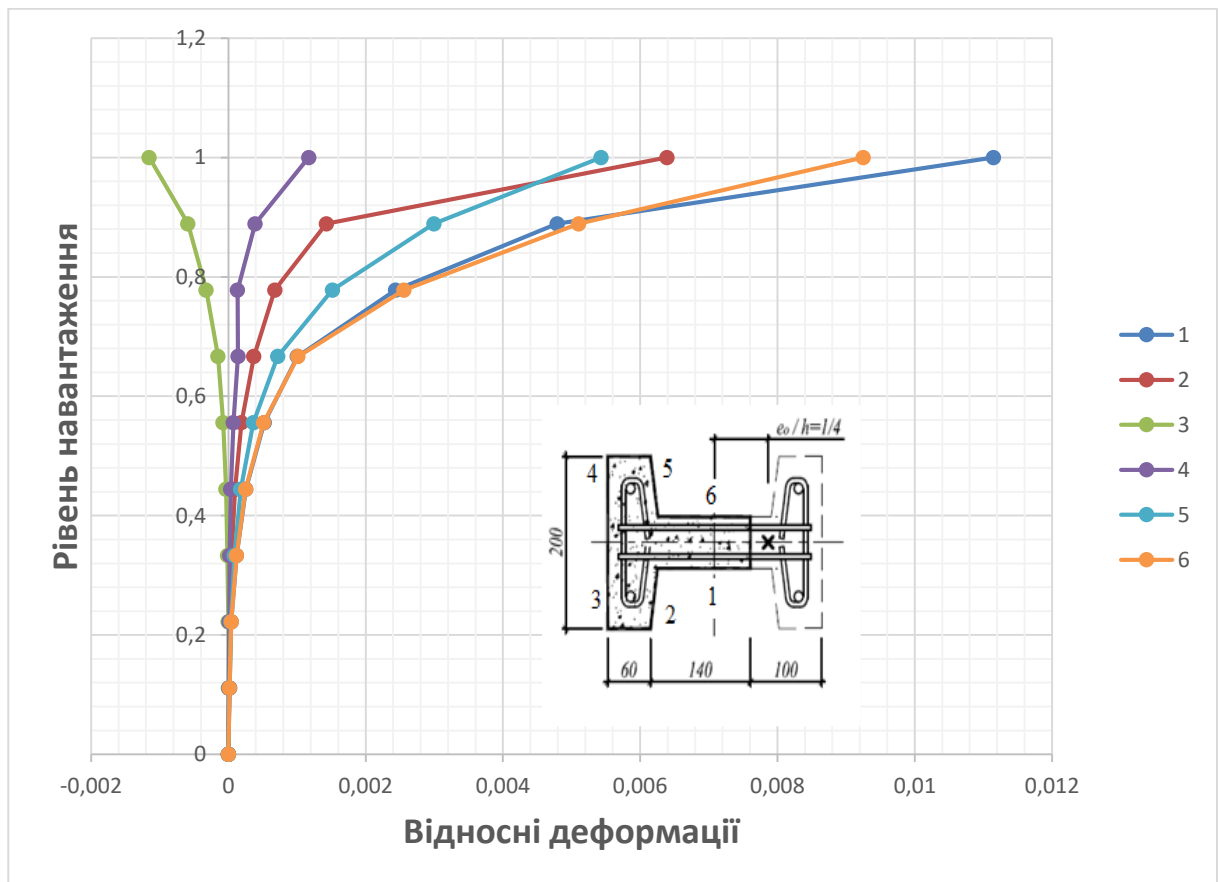


Рис. 3.35. Відносні деформації бетону колони К 12 (-1 1 1)

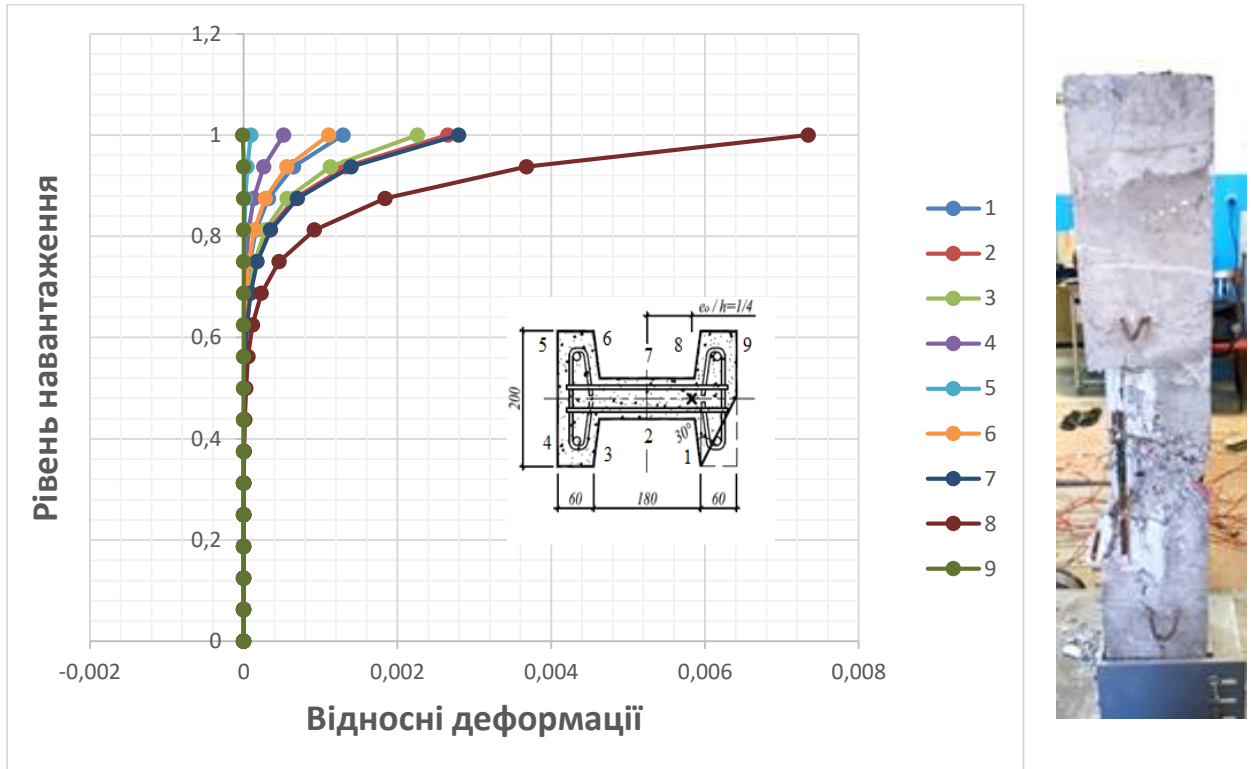


Рис. 3.37. Відносні деформації бетону колони К 13 (0 0 1)

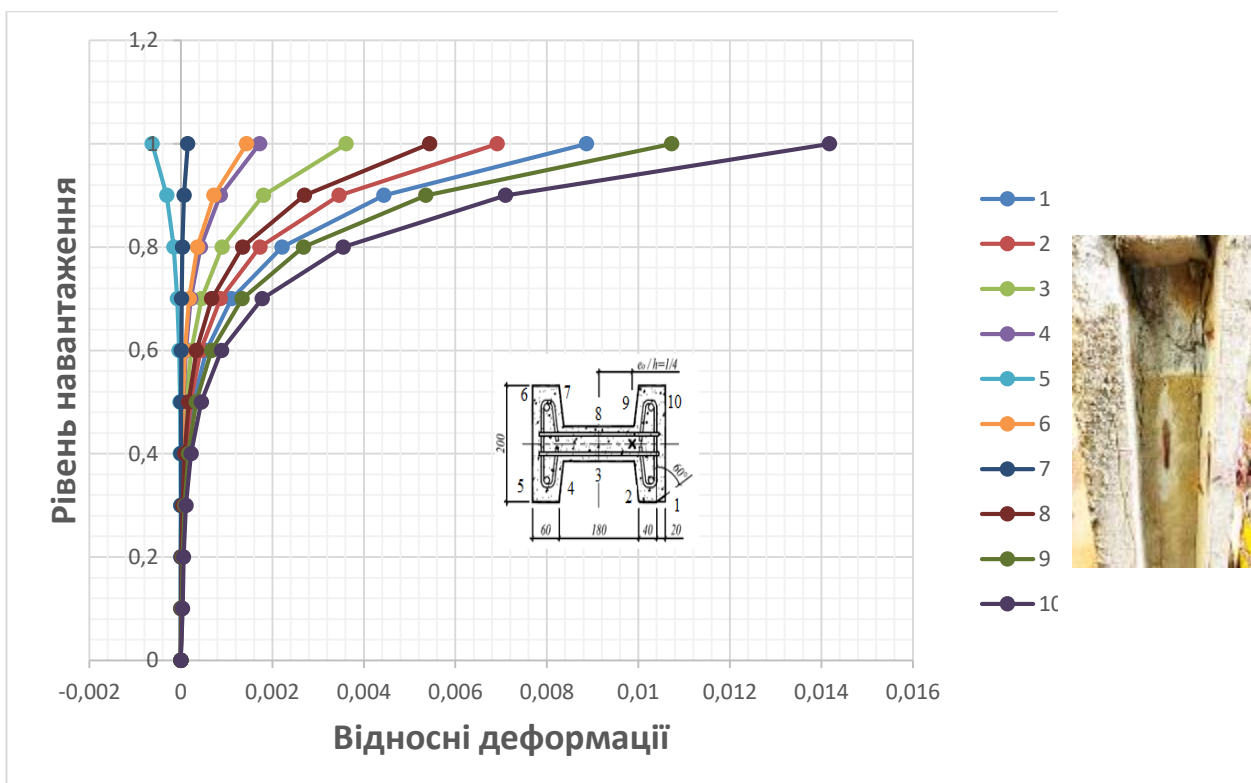


Рис. 3.38. Відносні деформації бетону колони К 14 (1 -1 1)

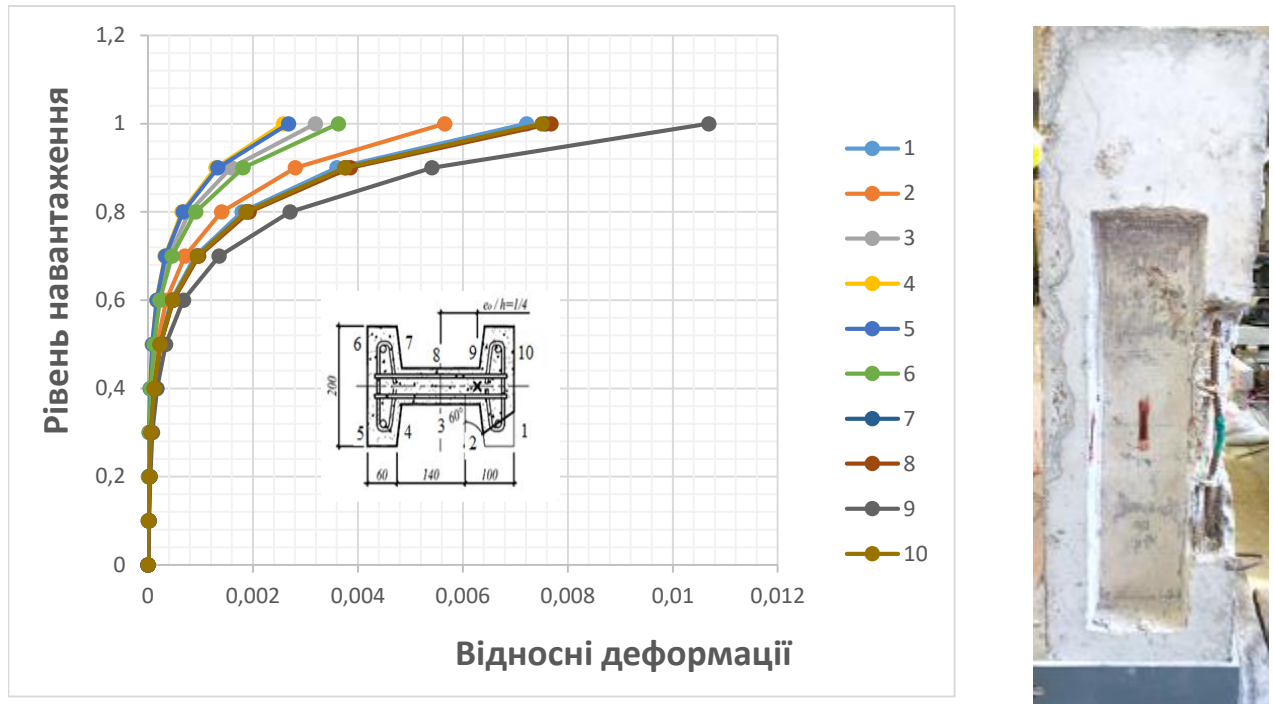


Рис. 3.39. Відносні деформації бетону колони К 15 (1 1 1)

Основними факторами варіювання в даних наукових дослідженнях, як указано вище, є: ексцентриситет прикладання зовнішнього стискаючого зусилля та форма і величина пошкодження (кут нахилу фронту пошкодження та глибина пошкодження). Пошкодження розміщувалось в стиснутій зоні бетону, оскільки в цій зоні воно має більш суттєвий вплив на залишкову несучу здатність. Таким чином, аналіз показав, що збільшення площі пошкодження призводить до збільшення ексцентриситету прикладання стискаючого зусилля.

Залежно від початкового ексцентриситету прикладання стискаючої сили та додаткового ексцентриситету, що виникає в перерізі з пошкодженням, за прийнятих параметрів варійованих величин може бути два види напружено-деформованого стану:

- перший напружено-деформований стан, коли увесь переріз, що досліджується – стиснутий – К 3 (0 0 -1) (рис. 3.27); К 4 (1 -1 -1) (рис. 3.28); К 5 (1 1 -1) (рис. 3.29); К 7 (0 -1 0) (рис. 3.31); К 9 (0 1 0) (рис. 3.33); К 12 (-1 1 1) (рис. 3.36); К 14 (1 -1 1) (рис. 3.38); К 15 (1 1 1) (рис. 3.39);

- другий напружено-деформований стан, коли з'являється стиснута частина поперечного перерізу переріз: К 1 (-1 -1 -1) (рис. 3.25); К 2 (-1 1 -1) (рис. 3.26); К 6 (-1 0 0) (рис. 3.30); К 8 (0 0 0) (рис. 3.32); К 10 (1 0 0) (рис. 3.34); К 11 (-1 -1 1) (рис. 3.35); К 13 (0 0 1) (рис. 3.37).

На початку процесу навантаження (поступового зростання поздовжнього вертикального зусилля) приблизно до рівня $N/N_p=0,3$) має місце практично пружна робота бетону (рис. 3.25 – 3.39). При збільшенні навантаження, а значить, і його рівня (вище рівня $N/N_p=0,3$), все більше проявляється пластична складова деформування бетону, про свідчить викривлення кривої деформування (залежності $\sigma - \varepsilon$). Описаний характер деформування отриманий, як для стиснутого, так і для розтягнутого бетону, але для останнього – в меншій мірі.

В процесі навантаження на рівнях $N/N_p = 0,48 - 0,94$ в дослідних зразках спостерігалася поява та розвиток нормальних тріщин в розтягнутій зоні бетону. Приклади таких тріщин показані на рис. 3.30 (К 6, -1 0 0); рис. 3.31 (К 7, 0 -1 0); рис. 3.33 (К 9 0 1 0); рис. 3.34 (К 10, 1 0 0); рис. 3.38 (К 14, 1 -1 1).

В дослідних колонах з відносно невеликими ексцентриситетами, практично перед руйнуванням ($N/N_p = 0,80 - 0,85$), в найбільш стиснутій зоні перерізів пошкоджених колон утворювались поздовжні тріщини, приклади яких показані на рис. 3.33 (К 9, 0 1 0) та рис. 3.34 (К 10, 1 0 0). Причиною появи таких тріщин є початок руйнування бетонного масиву від стиску.

В колонах К 6 (-1 0 0) (рис. 3.30); К 7 (0 -1 0) (рис. 3.31); К 9 (0 1 0) (рис. 3.33); К 10 (1 0 0) (рис. 3.34); К 11 (-1 -1 1) (рис. 3.35); К 13 (0 0 1) (рис. 3.37); К 15 (1 1 1) (рис. 3.39) на рівнях навантаження $N/N_p = 0,60 - 0,90$ мало місце випинання найбільш стиснутої поздовжньої робочої арматури. Передчасному випинанню арматури сприяла відсутність бетону в зоні пошкодження, як опори для робочих стержнів.

3.4. Експериментально-статистичне моделювання результатів експерименту за допомогою ПК COMPEX

Використання експериментально-статистичного моделювання під час вирішення завдання дослідження напружено-деформованого стану пошкоджених двотаврових залізобетонних колон дозволяє цілеспрямовано змінювати фізико-механічні та експлуатаційні якості матеріалів, отримувати готові залізобетонні конструкції із заданим рівнем властивостей.

Для вирішення поставленого завдання було проведено 3-х факторний експеримент, за оптимальним планом з 15 дослідних зразків із заздалегідь змодельованими пошкодженнями.

Аналіз науково-технічної літератури та попередньо проведені дослідження дозволили визначити вхідні фактори та границі їх розмаху. Перехід до безрозмірних нормалізованих перемінних $-1 \leq x_i \leq +1$ виконано за типовою формулою: $x_i = (X_i - X_{oi}) / \Delta X_i$ (табл. 3.2).

Таблиця 3.2

15-точковий план експерименту

№ досліджу	Код			Значення		
	x_1	x_2	x_3	θ град.	a см	e_0/h -
1	-1	-1	-1	0	2	0
2	-1	1	-1	0	10	0
3	0	0	-1	30	6	0
4	1	-1	-1	60	2	0
5	1	1	-1	60	10	0
6	-1	0	0	0	6	1/8
7	0	-1	0	30	2	1/8
8	0	0	0	30	6	1/8
9	0	1	0	30	10	1/8
10	1	0	0	60	6	1/8
11	-1	-1	1	0	2	1/4
12	-1	1	1	0	10	1/4
13	0	0	1	30	6	1/4
14	1	-1	1	60	2	1/4
15	1	1	1	60	10	1/4

Сформована матриця експерименту з фізичними величинами варіювання досліджуваних параметрів для трифакторної квадратичної експериментально-статистичної моделі має вигляд (табл. 2.1).

За отриманими значеннями руйнуючої сили (R_u , кН), які були отримані при випробуванні 15 дослідних зразків, була побудована 3-х факторна експериментально-статистична модель (ЕС-модель). ЕС-модель адекватна експерименту при похибці $s_e[\ln\{R_u\}] = 0,1$, з 7 статистично значущими коефіцієнтами:

$$\ln\{R_u\} = 6,506 + 0,410x_1 - 0,306x_1^2 - 0,391x_1x_2 \pm 0 x_1x_3 - 0,481x_2 \pm 0 x_2^2 \pm 0 x_2x_3 - 0,169x_3 + 0,369x_3^2 \quad (3.4)$$

Основними узагальнюючими показниками моделі, в координатах екстремумів, для R_u є: мінімальний $R_{u\min}=120$ кН (x_{\min} при $x_1=-1$, $x_2=1$, $x_3=0,29$) і максимальний $R_{u\max}=1439$ кН (x_{\max} при $x_1=-0,1$, $x_2=x_3=-1$) рівні; абсолютний $\Delta\{R_u\}=1319$ кН і відносний $\delta\{R_u\}=6,04$ кН перепади.

Оцінки коефіцієнтів моделі та узагальнюючих показників характеризують вплив кута нахилу фронту пошкодження (θ , град.), глибини пошкодження (a , см) і відносного ексцентриситету.

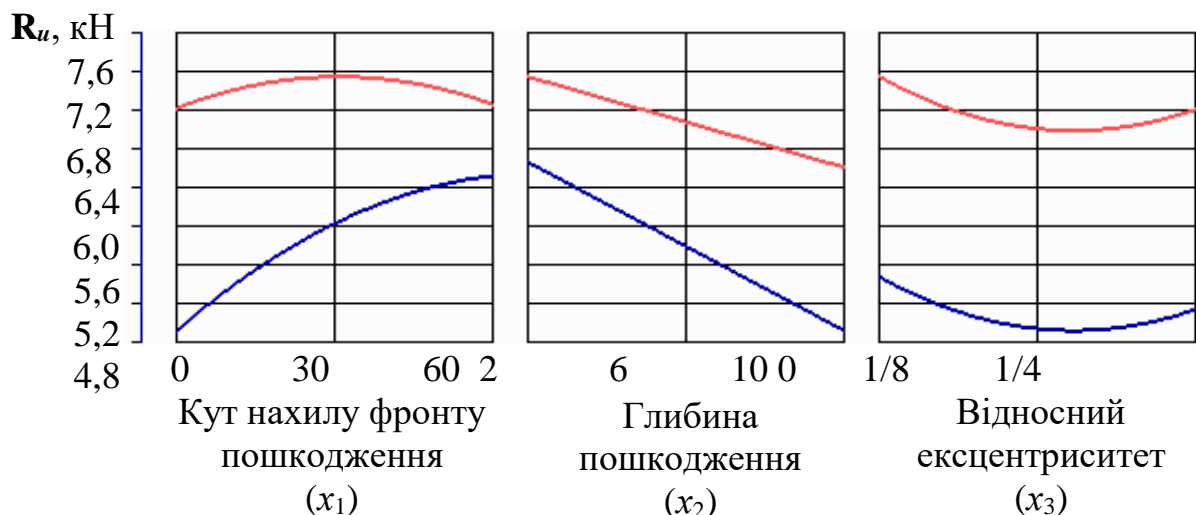


Рис. 3.40 Вплив варіювання вхідних факторів на руйнівне навантаження.

Однофакторні залежності впливу варіювання вхідних факторів на руйнівне навантаження ексцентриситету (e_0/h) відколу на рівень руйнуючої сили.

Як видно за оцінками ЕС-моделі і однофакторних локальних полів (рис. 3.34), вагомий вплив на R_u здійснює x_2 – із збільшенням глибини пошкодження в перерізі колони значно зменшується руйнівне навантаження як в зоні максимальних значень, так і в зоні мінімальних значень. Зі збільшенням глибини пошкодження від 2 см до 10 см руйнівне навантаження знижується майже вдвічі (від 1400 кН до 800 кН).

У зв'язку з тим, що найбільше граничне навантаження $R_{u,max}$ досягається на зразках без глибини пошкоджень ($x_2 = -1$), подальший аналіз впливу двох інших факторів x_1 і x_3 логічно вести за двофакторною моделлю:

$$\ln\{R_u\} = 6,987 + 0,801 x_1 - 0,306 x_1^2 \pm 0 x_1 x_3 - 0,169 x_3 - 0,369 x_3^2 \quad (3.5)$$

З аналізу моделі випливає, що граничне навантаження зразків колон залежить як від величини кута нахилу фронту пошкодження x_1 , так і від відносного ексцентриситету x_3 . Так, зі збільшенням кута нахилу фронту пошкодження від 0 до 30° руйнівне навантаження зростає до 1439 кН, а при подальшому збільшенні кута нахилу до 60° руйнівне навантаження знижується до 1320 кН. Вплив ексцентриситету e_0/h від прикладеного навантаження R_u спочатку знижується від 1439 кН до 1000 кН ($x_3 = 0,2$), а потім збільшується до 1180 кН при $x_3 = +1$.

На рис. 3.35 представлена діаграма, яка побудована за двофакторною моделлю (3.5). З діаграми видно, що колони можуть витримувати максимальне руйнівне навантаження 1738 кН при куті нахилу фронту пошкодження 60° та при відсутності відносного ексцентриситету. А найменше руйнівне навантаження колони можуть витримати при відсутності кута нахилу фронту пошкодження, а відносний ексцентриситет складатиме близько 1/8 прикладеного навантаження.

Таким чином, проведено аналіз впливу різних факторів на несучу здатність пошкоджених двотаврових залізобетонних колон. Встановлено, що колони можуть витримувати максимальне руйнівне навантаження 1738 кН при куті нахилу фронту пошкодження 60° та при відсутності відносного

ексцентриситету. А найменше руйнівне навантаження колони можуть витримати при відсутності кута нахилу фронту пошкодження, а відносний ексцентриситет складатиме $1/8$ прикладеного навантаження.

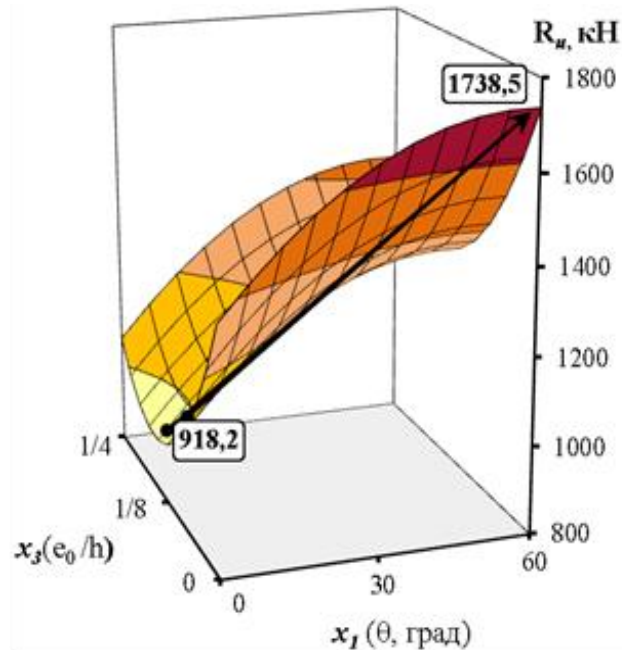


Рис. 3.41. Вплив x_1 та x_3 на руйнівне навантаження колон за умови відсутності глибини пошкодження колон $x_2 = -1$

3.5. Висновки за розділом

Проведені експериментальні дослідження і порівнюючи результати з віртуальним виконанням в ПК ЛІРА САПР і з системою COMPEX дозволяють отримати уявлення про роботу пошкоджених стиснутих конструкцій таврового поперечного профілю:

1. Проведені лабораторні дослідження натурних фрагментів залізобетонних пошкоджених двотаврових колон дали можливість отримати параметри напружено-деформованого стану їх та залишкову несучу здатність елементів.

2. Зменшення несучої здатності зразків, в основному, залежить від типу пошкоджень, які зі своїм ростом значно зменшують несучу здатність елемента. Найменша залишкова несуча здатність $N = 180$ кН зафіксована у колоні К 12 (-

1 1 1) в комбінації зміни кута пошкодження 0° і глибини пошкодження 100 мм та початкового ексцентриситету $e_0/h = 1/4$, де, після втрати несучої здатності бетонної частини, згинаються стрижні приймають на себе більшу частину поздовжньої сили. Оголені стержні деформуються на ранніх стадіях прикладання зусилля ($0,60 \dots 0,90 N_U$), це впливає на загальну несучу здатність зразка.

3. На зразках, що пошкоджені менше, несуча здатність суттєво менше падає та впливає на залишкову несучу здатність. Найбільша несуча здатність пошкоджених колон у вибраному діапазоні варіювання параметрів пошкоджень спостерігалась у колоні К 4 (1 -1 -1) з кутом пошкодження 60° і його глибиною 20 мм та величиною початкового ексцентриситету $e_0/h = 0$.

Величина ушкоджень впливає на зміну кута нахилу нейтральної осі, яка добре корелюється з розрахунками в ПК ЛІРА САПР 2013.

4. Порівнюючи результати натурального експерименту з віртуальним, виконаним в ПК ЛІРА САПР 2013, можна зробити висновок, що напружено-деформований стан зразків з точки зору характеру їх руйнування, подібні.

5. Результати розрахунку залишкової несучої здатності пошкоджених двотаврових залізобетонних колон, отриманих з використанням ПК ЛІРА САПР 2013 та співставлення їх з експериментальними значеннями руйнуючих зусиль не дає достатньо точного результату розрахунку (відсоток варіації відхилення відношення розрахункового значення до теоретичного складає 44,4%).

6. Для аналізу експериментально-статистичних моделей застосовувалася система COMPEX. Побудовано одно-, дво- та тривимірні діаграми з ізоповерхнями, які дозволяють оцінити вплив кожного фактора, як окремо, так і спільно. Встановлено, що колони можуть витримувати максимальне руйнівне навантаження при куті нахилу фронту пошкодження 60° , мінімальній глибині пошкодження та при відсутності відносного ексцентриситету. А найменше руйнівне навантаження колони можуть витримати при відсутності кута нахилу

фронту пошкодження, максимальній глибині пошкодження та максимальним відносним ексцентриситетом прикладеного навантаження.

Результати досліджень, що викладені в даному розділі, опубліковані в роботах [27, 39, 70, 108, 166, 167].

РОЗДІЛ 4. ТЕОРЕТИЧНЕ ВИЗНАЧЕННЯ ЗАЛИШКОВОЇ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ПОШКОДЖЕНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ ДВОТАВРОВОГО ПЕРЕРІЗУ

4.1. Передумови теоретичного розрахунку

Розрахунок залізобетонних будівельних конструкцій за несучою здатністю чинні норми [52] регламентують виконувати враховуючи фізичну нелінійність роботи бетону за реальною діаграмою деформування ε – σ . Нормативні рекомендації мають загальний характер, конкретних вказівок щодо розрахунку елементів з пошкодженнями немає.

Методика розрахунку, що представлена в даній дисертації, пропонується для застосування в якості повірного розрахунку пошкоджених двотаврових елементів в ході експлуатації, тобто, можливе застосування спрощеної прямокутної епюри розподілення напружень по площі стиснутої зони. Така передумова допускається формою перерізу та не суперечить п. 3.1.7.2 [52].

Для виконання розрахунку спочатку необхідно визначитися із формою стиснутої зони бетону. Положення нейтральної лінії при косому позацентровому стиску визначається висотою стиснутої зони x та кутом нахилу нейтральної лінії γ . Плоский позацентровий стиск є окремим випадком при якому $\gamma=0$, вирішення задачі спрощується, оскільки відпадає необхідність в пошуку однієї з невідомих величин, а нейтральна лінія паралельна лінії перерізу.

Аналізуючи результати, отримані при випробуванні пошкоджених двотаврових зразків, робимо висновок, що нейтральна лінія може дещо розвертатися. Розворот цей може бути у сторону збільшення чи зменшення кута γ , що залежить від співвідношення розмірів перерізу, кута нахилу силової площини і розміщення арматури по перерізу. Це пояснюється тим, що внутрішня силова площина, яка проходить через точки прикладання рівнодіючих в розтягнутій арматурі, рівнодіюча стиснутого бетону та арматури та точка

прикладання зовнішньої сили при косому позацентровому стиску лежать на одній прямій. Передумова забезпечується відповідним положенням нейтральної лінії. Оскільки напруження і зусилля в лівій і правій частинах стиснутої зони проявляються не однаково, тому для ліквідації порушення рівноваги цих частин нейтральна лінія повинна автоматично повернутися у потрібну сторону [41]. Однак, у будь-якому випадку – при зменшенні чи при збільшенні кута γ ці зміни незначні. Тому, для практичного розрахунку можливо скористатися рекомендаціями [115], п. 3.76, в яких ідеться про те, що при розрахунку елементів на косий позацентровий стиск положення прямої, яка обмежує стиснуту зону, слід підбирати послідовними приближеннями з рівнянь (1.2) і (1.3), приймаючи кут нахилу цієї прямої γ постійною величиною і рівному куту нахилу нейтральної вісі, визначеному як для пружного матеріалу. В пружній стадії, як відомо, цей кут можливо отримати з рівності:

$$\operatorname{tg}\gamma = \frac{M_y}{M_x} \cdot \frac{I_x}{I_y}, \quad (4.1)$$

де I_x , I_y – моменти інерції приведенного перерізу відносно вісі x та y , що проходять через центр мас приведенного перерізу.

Але слід зауважити, що таке визначення кута нахилу нейтральної вісі є достатньо приблизним, оскільки повною мірою не відображає реальну роботу залізобетону, тому у розрахунку цю рекомендацію можливо приймати лише у першому наближенні.

В ході лабораторного випробування пошкоджених двотаврових зразків та з візуалізації, отриманих при розрахунку в ПК «Лири САПР» виявлено, що нейтральна вісь має вигляд прямої, як у випадку пошкодження під прямим кутом, так і у випадку косого пошкодження; кут нахилу нейтральної лінії відрізняється від кута пошкодження. У центрально стиснутих зразках нейтральна лінія частіше за все проходила в полці, а у випадку прикладання сили з ексцентриситетом – у ребрі, але наявність суттєвого пошкодження має значний вплив, із його зростанням можливий частковий або повний перехід нейтральної лінії у полку (рис. 4.1). Кожен випадок має свої особливості, необхідно

враховувати геометричні характеристики перерізу, форму та глибину пошкодження, точку прикладання сили, армування.

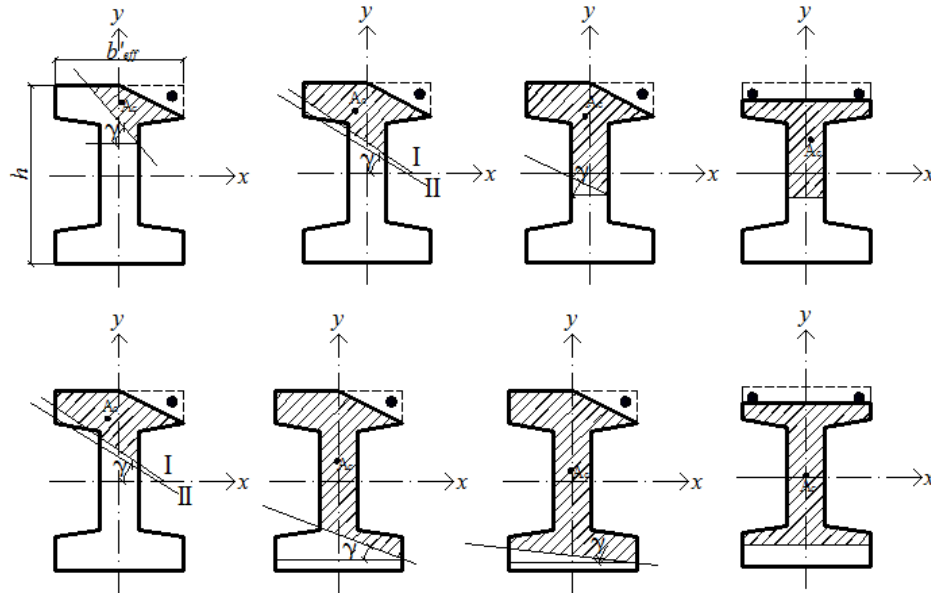


Рис.4.1. Можливі варіанти положення нейтральної лінії в пошкодженому двотавровому перерізі

Розрахунок елементів, що працюють на косий позацентровий стиск у загальному випадку рекомендується [23, 115] виконувати за умови паралельності силових площин.

Це означає, що точка прикладання зовнішньої сили, рівнодіюча стиснутих зусиль у бетоні та арматурі і рівнодіюча зусиль у розтягнутій арматурі повинні лежати на одній прямій. Ця умова зображена на рис. 4.2 [23] п.п. 3.28.

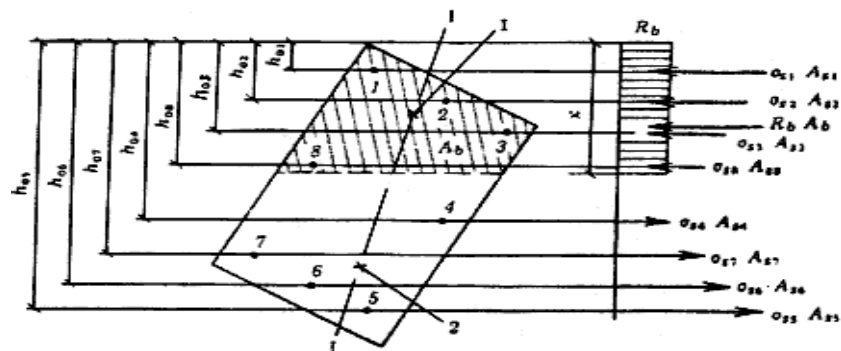


Рис. 4.2. Схема зусиль і еюра напружень у нормальному перерізі у загальному випадку розрахунку за міцністю

При виконанні розрахунку необхідно також врахувати оголеність арматури. Прийнятий план експерименту передбачав виготовлення частини зразків, у яких наявні оголені арматурні стрижні (рис. 4.3). Таких зразків 10, тобто, $2/3$ усіх експериментальних зразків. Це двотаврові колони з номенклатурою 00-1, 11-1, 000, 010, 100, 001, 111, -100, -11 -1, -111. Перші сім мають по одному оголеному стрижню, всі інші – по два.

На основі лабораторних випробувань було прийнято рішення, що для більш точного відображення роботи таких зразків, необхідно ввести понижуючий коефіцієнт, який би врахував специфіку роботи оголеної арматури.

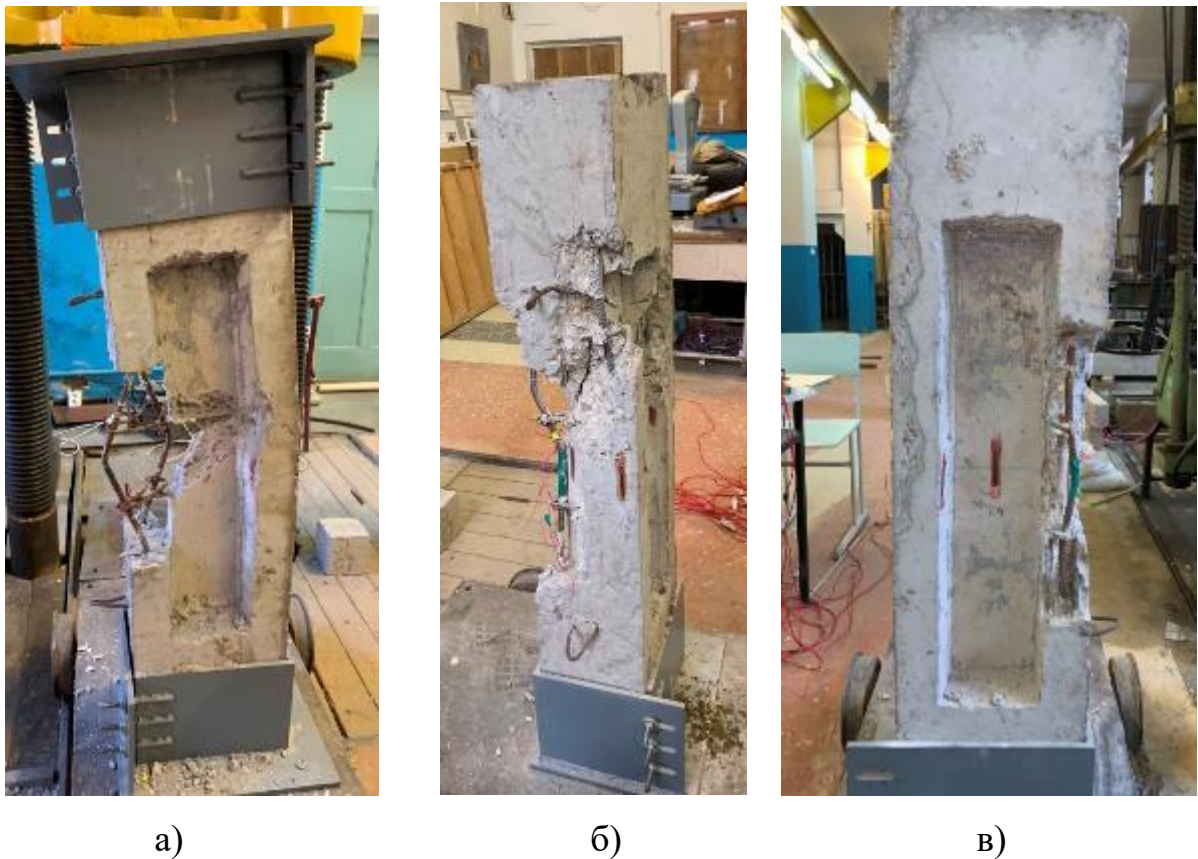


Рис. 4.3. Оголені арматурні стрижні у дослідних зразках: а – К 100;
б – К 000; в – К 111

В момент, коли на зразки прикладалось навантаження, близьке до руйнуючого, фіксувалась втрата стійкості оголених стрижнів, їх деформування. Тому, під час теоретичного розрахунку ми розглядаємо їх як стрижні з жорстко

зацемленими кінцями. У цьому випадку розрахункова довжина L буде прийнята з урахування коефіцієнту приведення довжини $\mu=1/2$ (рис. 4.4).

Критичну силу знайдемо за формулою для знаходження Ейлерової сили:

$$P_{кр} = \frac{\pi^2 EI_{min}}{(\mu l)^2}. \quad (4.5)$$

Критичні напруження у стрижнях:

$$\sigma_{кр} = \frac{P_{доп}}{A_s}. \quad (4.6)$$

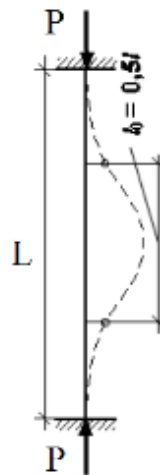


Рис.4.4. Розрахункова схема для визначення напружень у оголеному арматурному стрижні

Допустимі напруження:

$$P_{доп} = \frac{P_{кр}}{[n_y]}, \quad (4.7)$$

де n_y – нормативний коефіцієнт запасу стійкості, для сталі він знаходиться у проміжку від 1,8 до 3.

Формула Ейлера справедлива лише тоді, коли матеріал стрижня достатньо пружний і слідує закону Гука. Повинна виконуватися умова:

$$\sigma_e \leq \sigma_p, \quad (4.8)$$

де σ_p – напруження на границі пропорційності;

$$\sigma_e = \frac{\pi^2 EI_{min}}{(\mu l)^2 \cdot A} = \frac{\pi^2 E i_{min}^2}{(\mu l)^2} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2}; \quad (4.9)$$

повздожня гнучкість стрижня:

$$\lambda = \frac{\mu l}{i_{min}}; \quad (4.10)$$

площа поперечного перерізу стрижня дорівнює:

$$A_s = \frac{\pi d^2}{4}; \quad (4.11)$$

момент інерції відносно головних осей перерізу стрижня:

$$I = \frac{\pi d^4}{64}; \quad (4.12)$$

радіус інерції перерізу стрижня:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A_s}}. \quad (4.13)$$

Тому, щоб скористатися формулами (4.5)...(4.8) необхідно спочатку перевірити умову стосовно гнучкості стрижня, вона повинна бути меншою за граничну величину:

$$\lambda \geq \lambda_{гр}. \quad (4.14)$$

У разі, якщо нерівність (4.14) не виконується, то втрата стійкості стрижня відбувається у області пластичних деформацій, де закон Гука та формула Ейлера не можуть бути застосовані. У цьому випадку критичні напруження, при яких стрижень втрачає стійкість знайдемо за формулою проф. Ф.С. Ясинського (4.15):

$$\sigma_{кр} = a - b \cdot \lambda + c \cdot \lambda^2, \quad (4.15)$$

де a , b , c – коефіцієнти, які залежать від матеріалу.

Для сталевих стрижнів формулу Ясинського можливо застосувати при гнучкості:

$$\lambda_0 \leq \lambda \leq \lambda_{гр}, \quad (4.16)$$

де λ_0 – значення гнучкості, при якому критичні напруження рівні межі текучості матеріалу стрижня.

Критичне навантаження визначається за формулою:

$$P_{кр} = \sigma_{кр} \cdot A_s \cdot \varphi, \quad (4.17)$$

де φ – коефіцієнт допустимих напружень.

Таким чином, визначаємо критичні навантаження та напруження на оголені стрижні та вводимо ці величини до теоретичного розрахунку. Запропоновані уточнення дозволяють відобразити істинний вплив оголеної арматури на несучу здатність.

Розглядаючи двотаврові перерізи необхідно також врахувати рекомендації [2] відносно ширини полки: значення b'_{eff} , яке вводиться у розрахунок, приймається за умови, що ширина зв'язів полки в кожен бік від ребра повинен бути не більше $1/6$ прольоту цього елемента і при консольних зв'язях полки не більше ніж:

1. $h'_f \geq 0,1h$ – приймаємо $b h'_f$;
2. $0,05h \leq h'_f < 0,1h$ – приймаємо $3h'_f$;
3. $h'_f < 0,05h$ – зв'язи не враховуються.

В даній роботі розглядаються пошкоджені двотаврові колони, які умовно розділимо на дві групи: з *прямими* (рис.4.5, а) пошкодженнями перерізу та з пошкодженнями *під кутом* (рис.4.5, б). Такий розподіл обумовлений особливостями розрахунку, описаного далі.

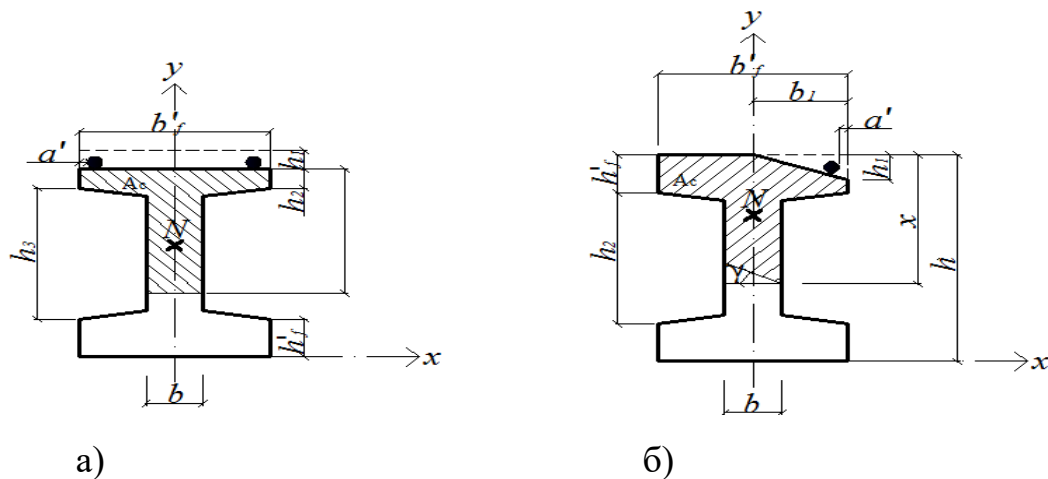


Рис. 4.5. Розрахункові випадки: а – випадок *прямого* пошкодження; б – випадок пошкодження *під кутом*

Враховуючи наведене вище можна сформулювати основні передумови теоретичного розрахунку:

1. Приймаємо гіпотезу плоских перерізів: перерізи, що розглядаються, плоскі і нормальні до осі колони до деформації залишаються плоскими

і нормальними до її осі після деформації, а за висотою перерізу деформації змінюються за лінійною залежністю.

2. Напруження в стиснутій зоні розподіляються рівномірно з інтенсивністю ηf_{cd} .

3. Напруження в арматурі приймаються залежно від висоти стиснутої зони бетону. Зусилля у розтягнутій зоні сприймаються арматурою і не більші за розрахунковий спротив розтягненню f_t .

4. Робота розтягнутого бетону не враховується.

5. Приймаємо умову паралельності силових площин: площина дії зовнішніх і внутрішніх сил співпадають або паралельні залежно від розрахункового випадку.

6. Враховуємо оголення арматурних стрижнів $\sigma_{кр}$.

7. Вводяться поняття *прямого* пошкодження та пошкодження *під кутом*, які відповідають випадкам розрахунку, фронт пошкодження має прямолінійну форму.

4.2. Покроковий метод розрахунку пошкоджених двотаврових елементів

Розрахунок двотаврових елементів необхідно починати з постановки мети розрахунку, збору вихідних даних, аналізу геометрії перерізу та точки прикладання зовнішньої сили.

Як відомо, руйнування косостиснутих елементів за нормальним перерізом відбувається за вдома схемами: по розтягнутій арматурі, коли потечуть усі або більшість розтягнутих стрижнів і по стиснутій зоні, коли руйнування починається зі стиснутого бетону. Першу схему руйнування ми можемо побачити у випадку великих ексцентриситетів, другу – при малих ексцентриситетах. За планом експерименту прикладання сили центральне та з відносними ексцентриситетами $\frac{e_0}{h} = \frac{1}{8}$ та $\frac{1}{4}$.

В загальному випадку розрахунку необхідно визначитися з відомими величинами, скласти рівняння для знаходження невідомих задачі. Вихідні данні – це геометричні характеристики зразків: довжина колони l , висота h та ширина перерізу b , висота пошкодження h_1 та кут пошкодження θ , товщина захисного шару бетону a' , відносний ексцентриситет прикладання сили $\frac{e_0}{h}$, діаметр, клас та міцність арматури на розтяг та на стиск f_t, f_{yd} , клас бетону та його міцність на стиск f_{cd} . Невідомими є величина несучої здатності та висота стиснутої зони x , а у випадку пошкодження під кутом – кут нахилу нейтральної лінії γ . Для знаходження цих величин необхідно скласти рівняння рівноваги, до яких вони входять.

4.2.1. Двотаврові елементи з прямими пошкодженнями

При розрахунку двотаврових перерізів з прямим пошкодженням задача дещо спрощується, оскільки переріз є симетричним та сила прикладається вздовж осі y . Залежно від точки прикладання зовнішньої сили N можливо декілька випадків положення нейтральної лінії: у ребрі і у нижній полці. При центральному прикладанні сили переріз практично весь стиснутий, найбільш ймовірні варіанти – стиснута верхня пошкоджена полка і практично все ребро, і другий варіант – коли нейтральна лінія переходить в нижню полку. Задаємося одним із варіантів положення нейтральної лінії і перевіряємо правильність цього припущення по отриманим результатам, враховуючи наступні обмеження: сила $N > 0$, висота стиснутої зони $x > 0$ та якщо вона проходить у ребрі, то $x \leq h_2 + h_3$, у полці – $x \geq h_2 + h_3$, якщо є оголені стрижні, то приймаємо, що вони по величині не більше критичних напружень $\sigma_{кр}$, які визначені з врахуванням гнучкості стрижня. При позацентровому прикладанні сили імовірніше за все варіант положення нейтральної лінії у ребрі, але таке припущення не є правилом, тому потребує перевірки.

Випадок 1: нейтральна лінія проходить у ребрі. Для пошуку невідомих запишемо рівняння рівноваги зовнішніх і внутрішніх сил на вісь x :

$$N - f_{cd} \cdot A_c - \sum_{i=1}^n \sigma_{s1-s4} \cdot A_{s1-s4} = 0. \quad (4.18)$$

де A_c – площа стиснутої зони бетону (рис.4.5, а).

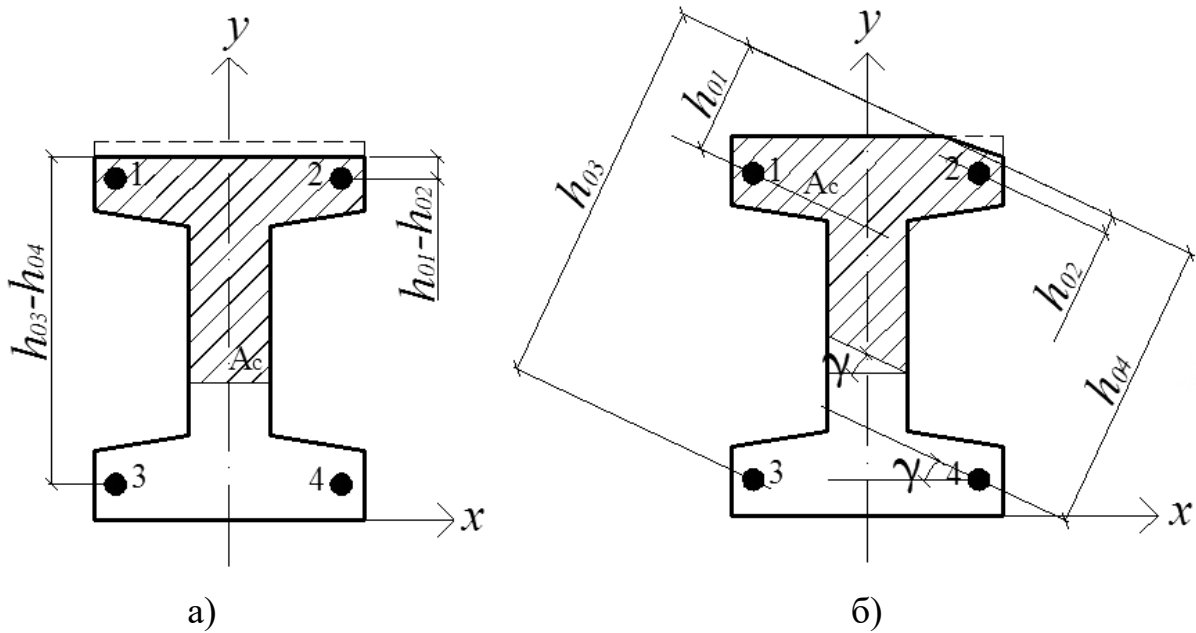


Рис.4.6. До визначення величини h_{oi} : а – випадок прямого пошкодження; б – випадок пошкодження під кутом

Площа стиснутої зони:

$$A_c = x \cdot b'_f - (b'_f - b) \cdot (x - h_2). \quad (4.19)$$

Напруження у арматурних стрижнях знайдемо за емпіричною формулою:

$$\sigma_{si} = \frac{\sigma_{scu}}{1 - (\omega/1,1)} \cdot \left(\frac{\omega}{\xi_i} - 1 \right). \quad (4.20)$$

У рівнянні (4.20):

$$\xi_i = \frac{x}{h_{oi}}, \quad (4.21)$$

де h_{oi} – відстань від вісі, що проходить через центр мас i -го арматурного стрижня і паралельно прямій, яка обмежує стиснуту зону до найбільш віддаленої точки стиснутої зони перерізу (рис. 4.6, а). Величини h_{oi} визначаємо наступним чином:

$$h_{01-02} = \left(a' + \frac{d}{2} \right) - h_1; \quad (4.22)$$

$$h_{03-04} = h - h_1 - a' - \frac{d}{2}. \quad (4.23)$$

Запишемо рівняння суми моментів сил відносно вісі x , що проходить по зовнішній грані перерізу (Рис.4.5, а):

$$N \cdot e - f_{cd} \cdot A_c \cdot y_c - \sum_{i=1}^n \sigma_{s1-s2} \cdot A_{s1-s2} \cdot \left(h - a' - \frac{d}{2} \right) + \sum_{i=1}^n \sigma_{s3-s4} \cdot A_{s3-s4} \cdot \left(a' + \frac{d}{2} \right) = 0, \quad (4.24)$$

де y_c – координата центру ваги стиснутої зони бетону, виразимо її як сукупну координату складної фігури, розбивши переріз двотавра на прості складові частини.

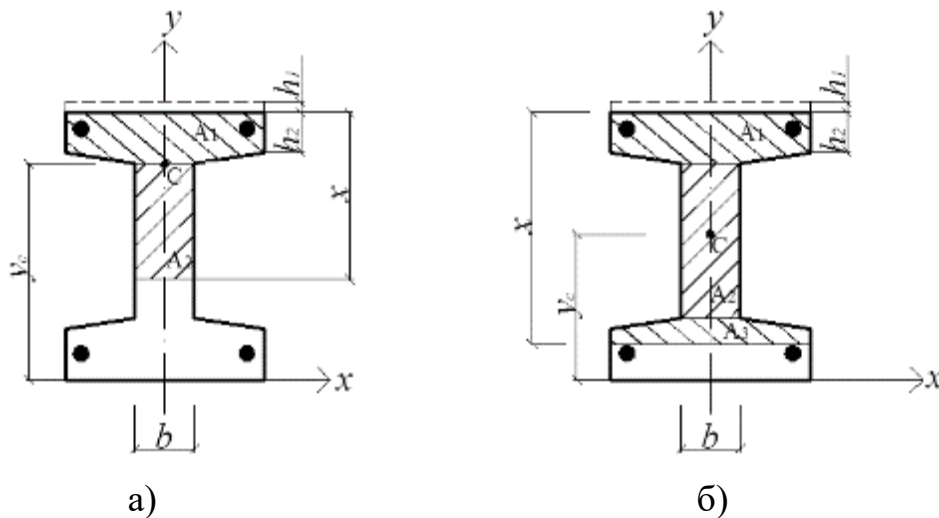


Рис.4.7. Визначення координати центру ваги стиснутої зони бетону x_c : а – нейтральна лінія проходить у ребрі двотавра; б – нейтральна лінія проходить у полці двотавра

Проведемо осі як показано на рис. 4.7, а: вісь x – по нижній грані фігури, y – через вертикальну вісь симетрії.

$$y_c = \frac{A_1 \cdot y_1 + A_2 \cdot y_2}{A_1 + A_2}; \quad (4.25)$$

$$A_1 = h_2 \cdot b'_f; \quad (4.26)$$

$$A_2 = (x - h_2) \cdot b; \quad (4.27)$$

$$y_1 = h - h_1 - \frac{h_2}{2}; \quad (4.28)$$

$$y_2 = h - h_1 - \frac{x - h_2}{2}. \quad (4.29)$$

Підставимо (4.26-4.29) в вираз (4.25):

$$y_c = \frac{(h_2 \cdot b'_f) \cdot (h - h_1 - \frac{h_2}{2}) + (x - h_2) \cdot b \cdot (h - h_1 - \frac{x - h_2}{2})}{h_2 \cdot b'_f + (x - h_2) \cdot b}. \quad (4.30)$$

Рівняння (4.18) та (4.24) приймуть вигляд:

$$N - f_{cd} \cdot (x \cdot b'_f - (b'_f - b) \cdot (x - h_2)) - 2 \cdot A_{s1-s2} \cdot \frac{\sigma_{scu}}{1 - (\omega/1,1)}. \quad (4.31)$$

$$\cdot \left(\frac{\omega \cdot ((a' + \frac{d}{2}) - h_1)}{x} - 1 \right) + 2 \cdot A_{s3-s4} \cdot \frac{\sigma_{scu}}{1 - (\omega/1,1)} \cdot \left(\frac{\omega \cdot (h - h_1 - a' - \frac{d}{2})}{x} - 1 \right) = 0;$$

$$N \cdot e - f_{cd} \cdot (x \cdot b'_f - (b'_f - b) \cdot (x - h_2)) \cdot \left(\frac{(h_2 \cdot b'_f) \cdot (h - h_1 - \frac{h_2}{2}) + (x - h_2) \cdot b \cdot (h - h_1 - \frac{x - h_2}{2})}{h_2 \cdot b'_f + (x - h_2) \cdot b} \right) - 2 \cdot A_{s1-s2} \cdot \frac{\sigma_{scu}}{1 - (\omega/1,1)} \cdot \left(\frac{\omega \cdot ((a' + \frac{d}{2}) - h_1)}{x} - 1 \right) \cdot \left(h - a' - \frac{d}{2} \right) + A_{s3-s4} \cdot \frac{\sigma_{scu}}{1 - (\omega/1,1)} \cdot \left(\frac{\omega \cdot (h - h_1 - a' - \frac{d}{2})}{x} - 1 \right) \cdot \left(a' + \frac{d}{2} \right) = 0. \quad (4.32)$$

Розглядаємо рівняння (4.31)...(4.32) як систему та розв'язуємо її зручним способом, враховуючи вище зазначені обмеження щодо отриманих результатів розрахунку.

В кінцевому результаті ми отримуємо пару величин, які і були метою пошуку – несуча здатність N та висота стиснутої зони x .

В процесі розв'язку задачі можливий випадок, коли ні одна із пар отриманих коренів не задовольняє умовам. Таке можливо, якщо припущення щодо контуру стиснутої зони було вибрано не вірно. Імовірноше за все, вона має іншу форму, тобто, необхідно задатися наступним варіантом стиснутої зони та зробити перерахунок задачі з врахуванням нового положення нейтральної лінії.

Випадок 2: нейтральна лінія проходить у полці. Якщо нейтральна лінія проходить у полці, то змінюється площа стиснутої зони (рис. 4.7, б):

$$A_c = x \cdot b'_f - (b'_f - b) \cdot h_3. \quad (4.33)$$

Щоб виразити y_c розбиваємо переріз двотавра на прості фігури (рис. 4.7, б) та знаходимо площі та координати фігур, що утворилися:

$$y_c = \frac{A_1 \cdot y_1 + A_2 \cdot y_2 + A_3 \cdot y_3}{A_1 + A_2 + A_3}; \quad (4.34)$$

$$A_1 = h_2 \cdot b'_f; \quad (4.35)$$

$$A_2 = h_3 \cdot b; \quad (4.36)$$

$$A_3 = b'_f \cdot (x - h_2 - h_3); \quad (4.37)$$

$$y_1 = h - h_1 - \frac{h_2}{2}; \quad (4.38)$$

$$y_2 = \frac{h}{2}; \quad (4.39)$$

$$y_3 = h - x - h_1 + \frac{x - h_2 - h_3}{2}. \quad (4.40)$$

Підставимо (4.35-4.40) в вираз (4.34):

$$y_c = \frac{h_2 \cdot b'_f \cdot \left(h - h_1 - \frac{h_2}{2}\right) + h_3 \cdot b \cdot \frac{h}{2} + b'_f \cdot (x - h_2 - h_3) \cdot \left(h - x - h_1 + \frac{x - h_2 - h_3}{2}\right)}{h_2 \cdot b'_f + h_3 \cdot b + b'_f \cdot (x - h_2 - h_3)}. \quad (4.41)$$

Рівняння (4.18) та (4.24) приймуть вигляд:

$$N - f_{cd} \cdot \left(x \cdot b'_f - (b'_f - b) \cdot h_3\right) - 2 \cdot A_{s1-s2} \cdot \frac{\sigma_{scu}}{1 - (\omega/1,1)} \cdot \left(\frac{\omega \cdot \left(a' + \frac{d}{2}\right) - h_1}{x} - 1\right) + 2 \cdot A_{s3-s4} \cdot \frac{\sigma_{scu}}{1 - (\omega/1,1)} \cdot \left(\frac{\omega \cdot \left(h - h_1 - a' - \frac{d}{2}\right)}{x} - 1\right) = 0; \quad (4.42)$$

$$N \cdot e - f_{cd} \cdot \left(x \cdot b'_f - (b'_f - b) \cdot h_3\right) \cdot \left(\frac{h_2 \cdot b'_f \cdot \left(h - h_1 - \frac{h_2}{2}\right) + h_3 \cdot b \cdot \frac{h}{2} + b'_f \cdot (x - h_2 - h_3) \cdot \left(h - x - h_1 + \frac{x - h_2 - h_3}{2}\right)}{h_2 \cdot b'_f + h_3 \cdot b + b'_f \cdot (x - h_2 - h_3)}\right) \cdot (-2) \cdot A_{s1-s2} \cdot \frac{\sigma_{scu}}{1 - (\omega/1,1)} \cdot \left(\frac{\omega \cdot \left(a' + \frac{d}{2}\right) - h_1}{x} - 1\right) \cdot \left(h - a' - \frac{d}{2}\right) + 2 \cdot A_{s3-s4} \cdot \frac{\sigma_{scu}}{1 - (\omega/1,1)} \cdot \left(\frac{\omega \cdot \left(h - h_1 - a' - \frac{d}{2}\right)}{x} - 1\right) \cdot \left(a' + \frac{d}{2}\right) = 0. \quad (4.43)$$

Необхідно зауважити, що у рівняннях (4.42)...(4.43) описаний випадок, коли нейтральна лінія в полці, але арматурні стрижні 3-4 розтягнуті. Якщо стиснутий весь переріз, то необхідно врахувати це, змінивши знак в напруженнях. На величину напружень в арматурі впливає оголеність арматурних стрижнів, її враховуємо шляхом визначення по формулам (4.6), (4.15) допустимих критичних напружень.

Покроковий алгоритм визначення несучої здатності N у пошкоджених двотаврових зразках зображено на рис. 4.8.

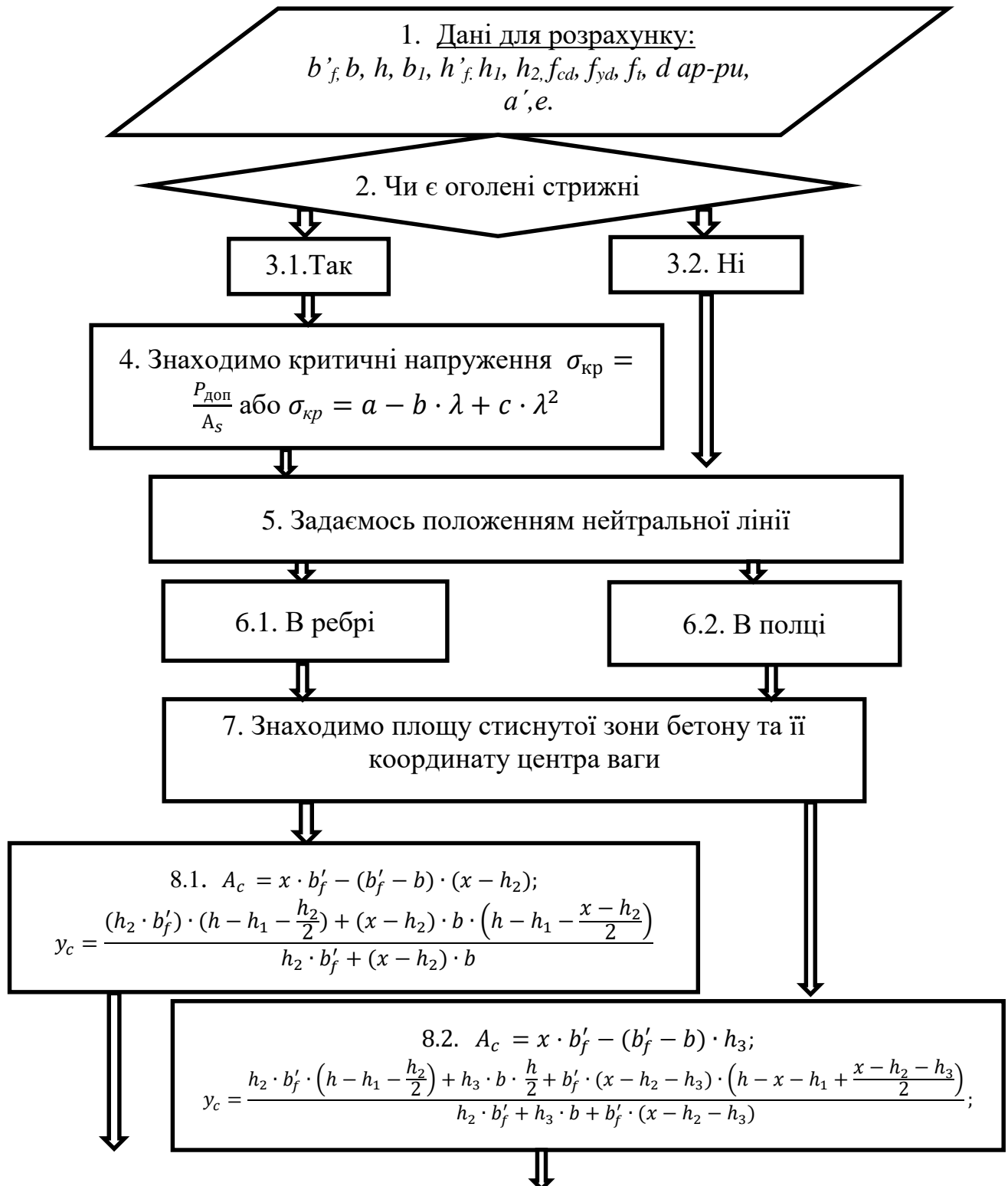


Рис.4.8. Покроковий алгоритм дій по знаходженню невідомих величин N та x

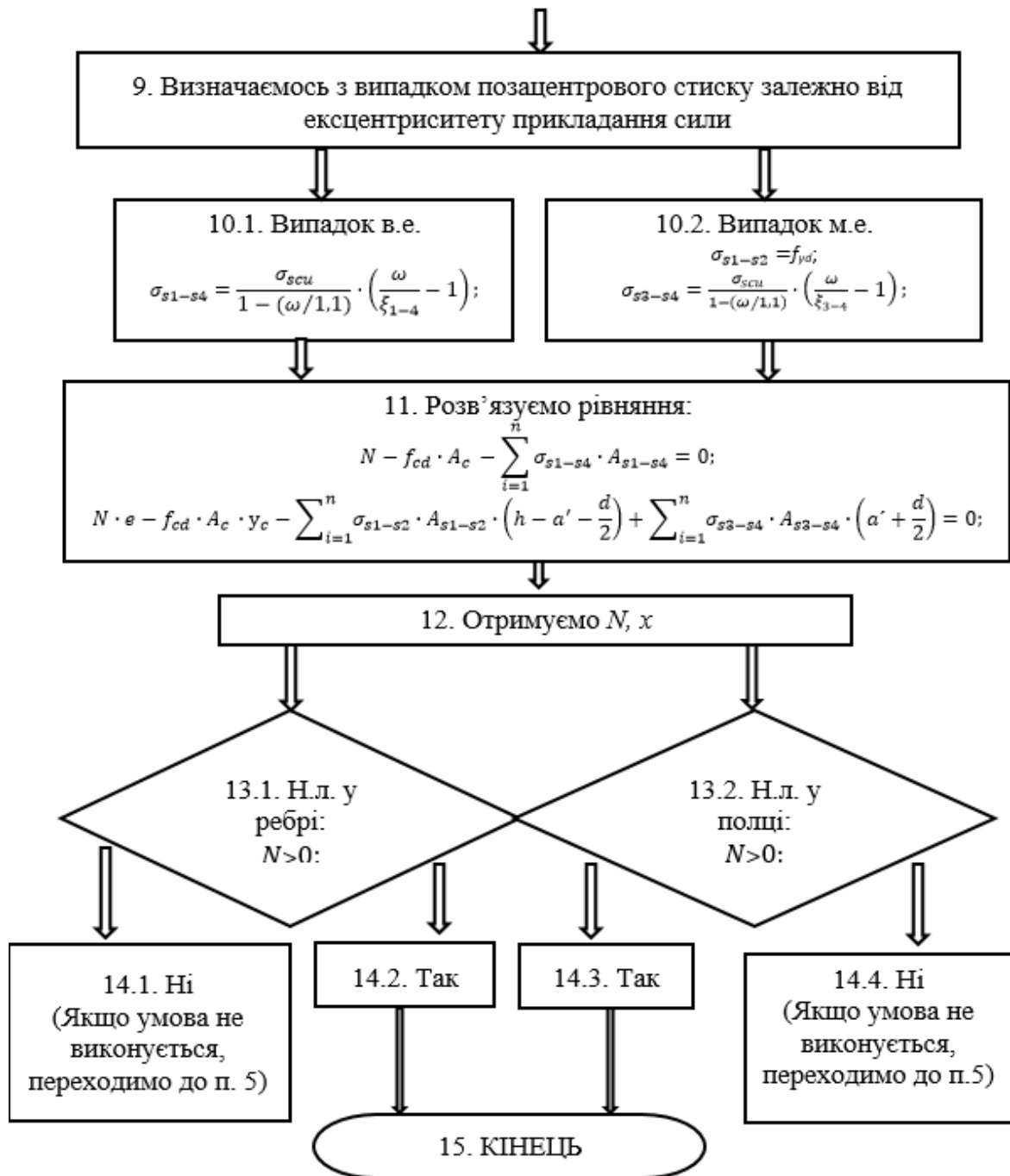


Рис.4.8. Покроковий алгоритм дій по знаходженню невідомих величин N та x (продовження)

4.2.2. Двотаврові елементи з пошкодженнями під кутом

У випадку пошкодження під кутом маємо більше невідомих величин, а отже, більше рівнянь для їх пошуку. При такому пошкодженні є більше варіантів положення нейтральної лінії. Якщо при прямому пошкодженні можливі варіанти в ребрі або в полці, то при пошкодженні під кутом нейтральна лінія буде під кутом, відмінним від кута пошкодження, тобто, стиснута зона може включати в собі частину і ребра, і полки (див. рис. 4.1). Можливо багато варіантів форми стиснутої зони, при розрахунку будемо задаватися найбільш ймовірними, а у випадку, якщо результати розрахунку не будуть задовольняти нашим обмеженням ($N > 0$, $x > 0$, $x \leq h_2 + h_3$ – в ребрі, $x \geq h_2 + h_3$ – в полці) необхідно переглянути форму стиснутої зони і повторити розрахунок з новою площею. Кут нахилу нейтральної лінії, на відміну від руйнуючої сили і висоти стиснутої зони, може бути від'ємним, що означає що кут γ відраховуємо в протилежну сторону від прийнятого напрямку.

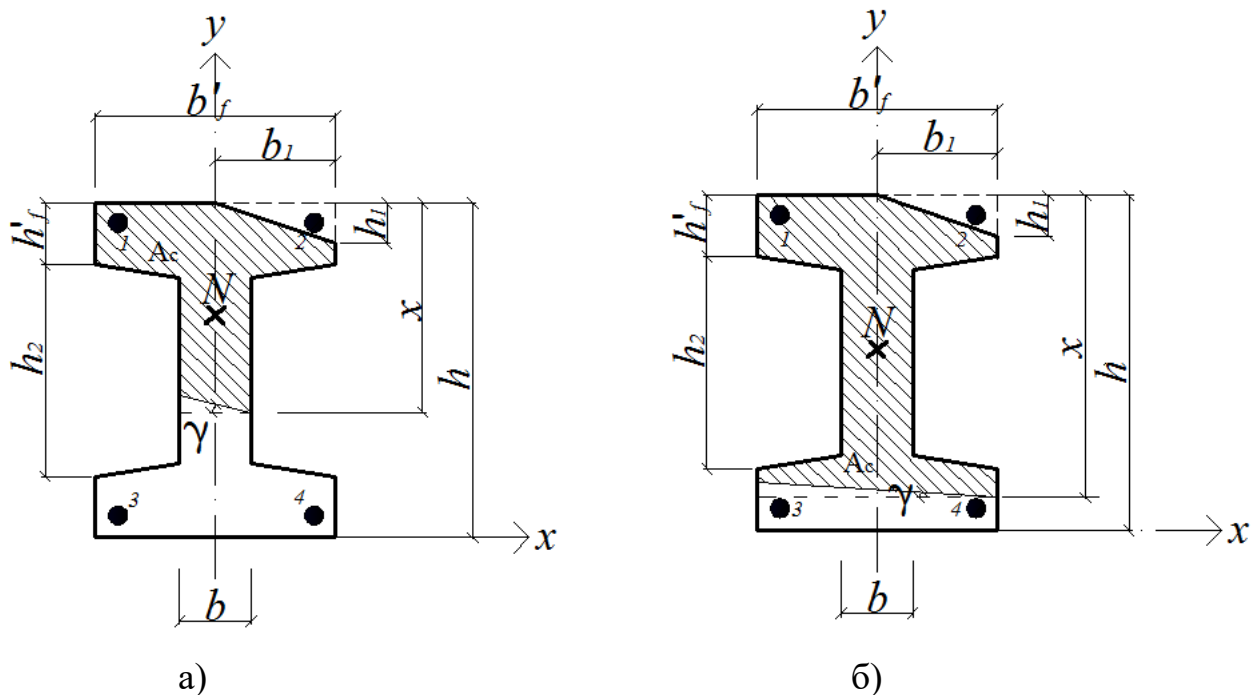


Рис. 4.9. Можливі варіанти положення нейтральної лінії в елементах з пошкодженням під кутом: а – у ребрі, б – у полці

Далі розглядається два з можливих варіантів положення нейтральної лінії під кутом γ : у ребрі і у полці (рис. 4.9).

Як і для попереднього випадку, аналізуємо параметри пошкодження двотавра, точку прикладання сили, наявність оголених стрижнів, які необхідно врахувати у розрахунку (4.6), (4.15), задаємося положенням нейтральної лінії. Для колон з центральним стисненням імовірніший за все варіант положення у нижній полці, з ексцентриситетом – у ребрі. Цими передумовами і будемо користуватися у першому наближенні.

Випадок 1: нейтральна лінія проходить у ребрі. Крім невідомого руйнуючого зусилля та стиснутої зони у задачах з пошкодженням під кутом фігурує ще одна величина – кут нахилу нейтральної лінії γ . Тому, для знаходження невідомих знадобиться скласти три рівняння. Рівняння рівноваги зовнішніх і внутрішніх сил на вісь x (4.18):

$$N - f_{cd} \cdot A_c - \sum_{i=1}^n \sigma_{s1-s4} \cdot A_{s1-s4} = 0, \quad (4.18)$$

де A_c – площа стиснутої зони бетону (рис.4.9, а).

Площу A_c знайдемо як складену із простих складових фігур, на які розбиваємо стиснуту зону (рис. 4.10, а):

$$A_c = A_1 + A_2 - A_3 - A_4, \quad (4.44)$$

де

$$A_1 = b'_f \cdot h'_f; \quad (4.45)$$

$$A_2 = b \cdot (x - h'_f); \quad (4.46)$$

$$A_3 = \frac{1}{2} \cdot b_1 \cdot h_1; \quad (4.47)$$

$$A_4 = \frac{1}{2} \cdot b^2 \cdot \operatorname{tg} \gamma. \quad (4.48)$$

Підставимо (4.45-4.48) в (4.44):

$$A_c = b'_f \cdot h'_f + b \cdot (x - h'_f) - \frac{1}{2} b_1 \cdot h_1 - \frac{1}{2} b^2 \cdot \operatorname{tg} \gamma. \quad (4.49)$$

Напруження у арматурних стрижнях знайдемо за формулою (4.20):

$$\sigma_{si} = \frac{\sigma_{scu}}{1 - (\omega/1,1)} \cdot \left(\frac{\omega}{\xi_i} - 1 \right). \quad (4.20)$$

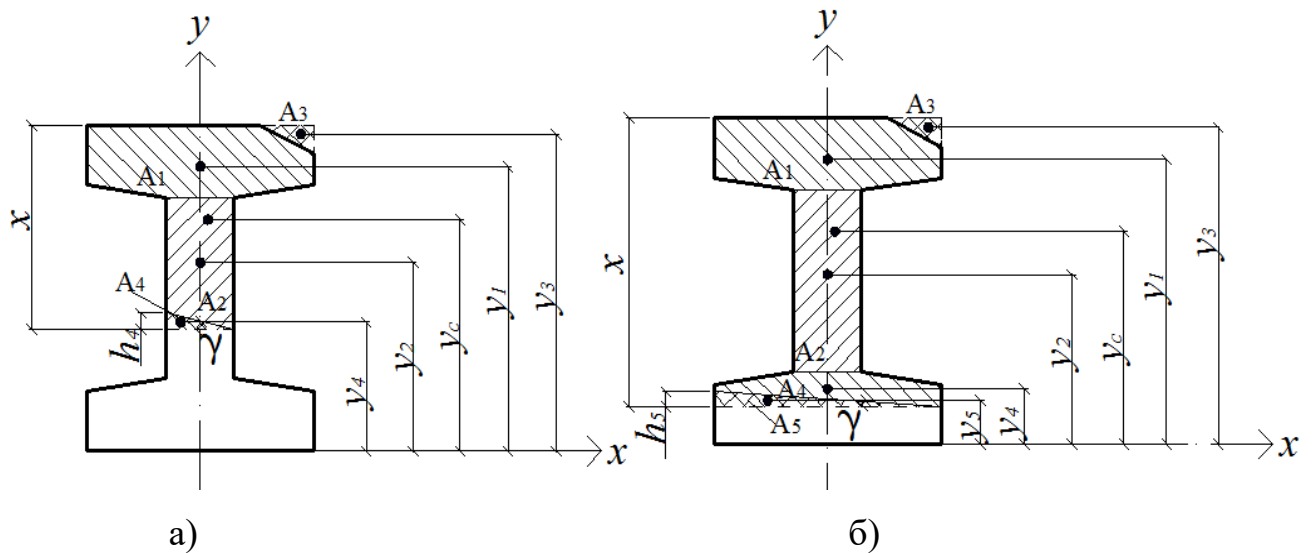


Рис. 4.10. До визначення A_c та y_c :

а – прості фігури, з яких складається площа стиснутої зони, якщо нейтральна лінія проходить у ребрі, б – прості фігури, з яких складається площа стиснутої зони, якщо нейтральна лінія проходить у полці

Величини h_{oi} (рис. 4.6, б), які входять в (4.21) визначаємо із геометрії перерізу. У випадку, коли напруження у стрижні дорівнюють $\sigma_{кр}$ або f_{yd} (випадок оголених стрижнів або сила прикладена з ексцентриситетом) необхідність у їх визначенні відпадає.

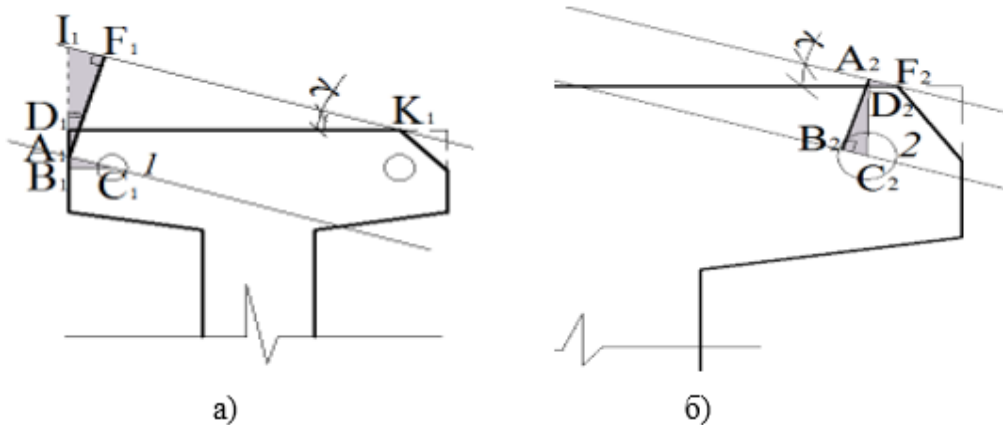


Рис. 4.11. До визначення величин h_{0i} : а – величина h_{01} ; б – величина h_{02} ; в – величина h_{03} ; г – величина h_{04}

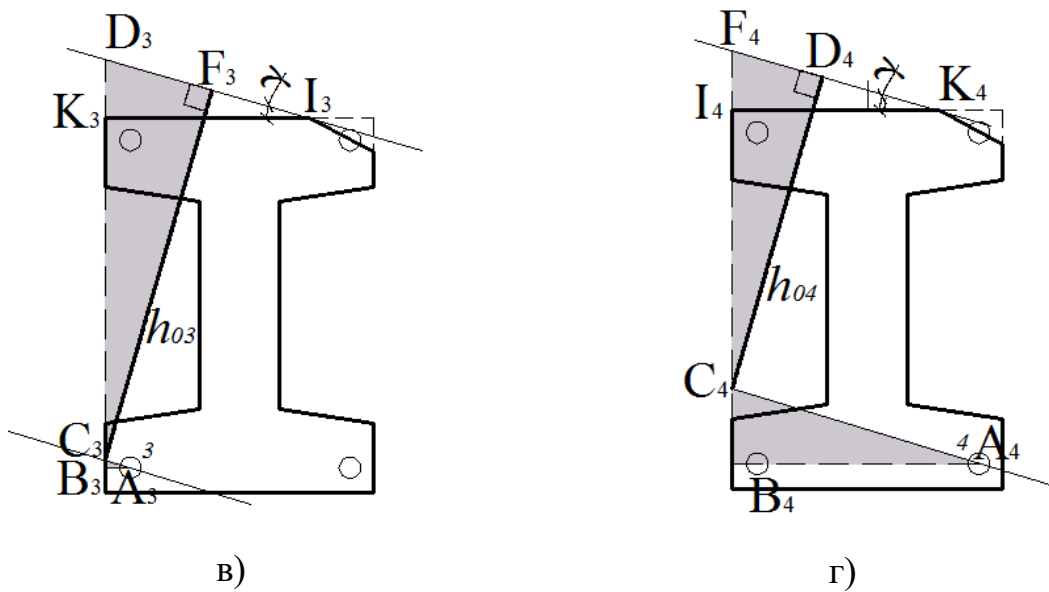


Рис. 4.11. До визначення величин h_{0i} : а – величина h_{01} ; б – величина h_{02} ; в – величина h_{03} ; г – величина h_{04} (продовження)

Оскільки має місце випадок косо́го стиску, то відстані h_{0i} від осей центра мас арматурних стрижнів до найбільш стиснутої точки перерізу будуть проходити під кутом γ . Знайдемо значення h_{01-04} з геометрії трикутників, які утворилися.

Величина h_{01} відповідає відрізьку A_1F_1 (рис. 4.11, а). З $\Delta A_1B_1C_1$:

$$B_1C_1 = a' + \frac{d}{2}, \quad (4.50)$$

де a' – захисний шар бетону, d – діаметр арматурного стрижня.

$$A_1B_1 = B_1C_1 \cdot \operatorname{tg} \gamma. \quad (4.51)$$

З $\Delta I_1D_1K_1$:

$$D_1K_1 = b'_f - b_1; \quad (4.52)$$

$$I_1D_1 = D_1K_1 \cdot \operatorname{tg} \gamma. \quad (4.53)$$

У $\Delta A_1F_1I_1$:

$$A_1I_1 = a' + \frac{d}{2} - A_1B_1 + I_1D_1; \quad (4.54)$$

$$A_1F_1 = A_1I_1 \cdot \cos \gamma. \quad (4.55)$$

Підставивши отримуємо :

$$h_{01} = \left(\left(a' + \frac{d}{2} \right) - \left(a' + \frac{d}{2} \right) \cdot \operatorname{tg} \gamma + (b'_f - b_1) \cdot \operatorname{tg} \gamma \right) \cdot \cos \gamma. \quad (4.56)$$

Висоту h_{02} визначаємо лише у випадку невеликих за розміром пошкоджень, які не оголюють стрижень 2, в іншому випадку приймаємо його рівним величині $\sigma_{\text{кр}}$. Величині h_{02} відповідає відрізок A_2B_2 (рис. 4.11, б).

$$D_2C_2 = a' + \frac{d}{2}. \quad (4.57)$$

З $\Delta A_2D_2F_2$:

$$D_2F_2 = a' + \frac{d}{2} - b_1; \quad (4.58)$$

$$A_2D_2 = D_2F_2 \cdot \operatorname{tg} \gamma; \quad (4.59)$$

$$A_2C_2 = A_2D_2 + D_2C_2. \quad (4.60)$$

З $\Delta A_2B_2C_2$:

$$A_2B_2 = A_2C_2 \cdot \cos \gamma. \quad (4.61)$$

Підставивши отримуємо :

$$h_{02} = \left(\left(a' + \frac{d}{2} - b_1 \right) \cdot \operatorname{tg} \gamma + \left(a' + \frac{d}{2} \right) \right) \cdot \cos \gamma. \quad (4.62)$$

Величина h_{03} відповідає відрізку C_3F_3 (рис. 4.11, в).

З $\Delta A_3B_3C_3$:

$$A_3B_3 = a' + \frac{d}{2}; \quad (4.63)$$

$$B_3C_3 = A_3B_3 \cdot \operatorname{tg} \gamma. \quad (4.64)$$

З $\Delta I_3K_3D_3$:

$$I_3K_3 = b'_f - b_1; \quad (4.65)$$

$$K_3D_3 = I_3K_3 \cdot \operatorname{tg} \gamma. \quad (4.66)$$

З $\Delta C_3F_3D_3$:

$$C_3F_3 = D_3F_3 \cdot \cos \gamma; \quad (4.67)$$

$$D_3C_3 = h_0 - B_3C_3 + K_3D_3; \quad (4.68)$$

$$h_0 = h - a' - \frac{d}{2}. \quad (4.69)$$

Підставивши отримуємо :

$$h_{03} = \left(\left(h - a' - \frac{d}{2} \right) - \left(a' + \frac{d}{2} \right) \cdot \operatorname{tg} \gamma + (b'_f - b_1) \cdot \operatorname{tg} \gamma \right) \cdot \cos \gamma. \quad (4.70)$$

Величина h_{04} відповідає відрізку C_4D_4 (рис. 4.11, г).

З $\Delta A_4B_4C_4$:

$$A_4B_4 = b'_f - a' - \frac{d}{2}; \quad (4.71)$$

$$B_4C_4 = A_4B_4 \cdot \operatorname{tg}\gamma. \quad (4.72)$$

З $\Delta F_4I_4K_4$:

$$I_4K_4 = b'_f - b_1; \quad (4.73)$$

$$F_4I_4 = I_4K_4 \cdot \operatorname{tg}\gamma. \quad (4.74)$$

З $\Delta F_4D_4C_4$:

$$C_4D_4 = F_4C_4 \cdot \cos\gamma; \quad (4.75)$$

$$F_4C_4 = h_0 - B_4C_4 + F_4I_4. \quad (4.76)$$

Підставивши отримуємо :

$$h_{04} = \left(\left(h - a' - \frac{d}{2} \right) - \left(b'_f - a' - \frac{d}{2} \right) \cdot \operatorname{tg}\gamma + (b'_f - b_1) \cdot \operatorname{tg}\gamma \right) \cdot \cos\gamma. \quad (4.77)$$

Запишемо рівняння суми моментів сил відносно вісі x , що проходить по зовнішній грані перерізу (рис.4.5, а):

$$N \cdot e - f_{cd} \cdot A_c \cdot y_c - \sum_{i=1}^n \sigma_{s1-s2} \cdot A_{s1-s2} \cdot \left(h - a' - \frac{d}{2} \right) + \sum_{i=1}^n \sigma_{s3-s4} \cdot A_{s3-s4} \cdot \left(a' + \frac{d}{2} \right) = 0. \quad (4.24)$$

Координату центру мас стиснутої зони y_c визначимо за формулою (4.78) як сукупну координату складної фігури. Розіб'ємо стиснуту зону бетону на прості складові фігури як показано на рисунку 4.10, а. Площі $A_1 - A_4$ вже визначені у (4.45)...(4.48).

$$y_c = \frac{A_1 \cdot y_1 + A_2 \cdot y_2 - A_3 \cdot y_3 - A_4 \cdot y_4}{A_1 + A_2 - A_3 - A_4}; \quad (4.78)$$

$$y_1 = h - \frac{h'_f}{2}; \quad (4.79)$$

$$y_2 = h - h'_f - \frac{(x - h'_f)}{2}; \quad (4.80)$$

$$y_3 = h - \frac{h_1}{3}; \quad (4.81)$$

$$y_4 = h - x + \frac{b \cdot \operatorname{tg} \gamma}{3}. \quad (4.82)$$

Підставимо (4.45)...(4.48) та (4.79)...(4.82) в вираз (4.78):

$$y_c = \frac{h'_f \cdot b'_f \cdot \left(h - \frac{h'_f}{2}\right) + b \cdot (x - h'_f) \cdot \left(h - h'_f - \frac{(x - h'_f)}{2}\right) - \frac{1}{2} \cdot b_1 \cdot h_1 - \frac{1}{2} \cdot b^2 \cdot \operatorname{tg} \gamma}{h'_f \cdot b'_f + b \cdot (x - h'_f) - \frac{1}{2} \cdot b_1 \cdot h_1 - \frac{1}{2} \cdot b^2 \cdot \operatorname{tg} \gamma} - \frac{\frac{1}{2} \cdot b_1 \cdot h_1 \cdot \left(h - \frac{h_1}{2}\right) - \frac{1}{2} \cdot b^2 \cdot \operatorname{tg} \gamma \cdot \left(h - x + \frac{b \cdot \operatorname{tg} \gamma}{3}\right)}{h'_f \cdot b'_f + b \cdot (x - h'_f) - \frac{1}{2} \cdot b_1 \cdot h_1 - \frac{1}{2} \cdot b^2 \cdot \operatorname{tg} \gamma}. \quad (4.83)$$

Оскільки для вирішення задачі необхідно знайти три невідомі, то запишемо третє рівняння – рівняння суми статичних моментів стиснутої зони бетону відносно осі y (4.90). Його можна розглядати завдяки прийнятій передумови рівномірного характеру розподілу напружень.

Формулою (4.78) описано положення стиснутої зони бетону відносно осі y , за аналогією запишемо координату відносно осі x :

$$x_c = \frac{A_1 \cdot x_1 + A_2 \cdot x_2 - A_3 \cdot x_3 - A_4 \cdot x_4}{A_1 + A_2 - A_3 - A_4}; \quad (4.84)$$

$$x_1 = \frac{b'_f}{2}; \quad (4.85)$$

$$x_2 = \frac{b'_f}{2}; \quad (4.86)$$

$$x_3 = b'_f - \frac{b_1}{3}; \quad (4.87)$$

$$x_4 = \frac{b'_f - b}{2} + \frac{b}{3}. \quad (4.88)$$

Підставимо (4.45)...(4.48) та (4.85)...(4.88) у вираз (4.84):

$$x_c = \frac{h'_f \cdot b'_f \cdot \frac{b'_f}{2} + b \cdot (x - h'_f) \cdot \frac{b'_f}{2} - \frac{1}{2} \cdot b_1 \cdot h_1 \cdot \left(b'_f - \frac{b_1}{3}\right) - \frac{1}{2} \cdot b^2 \cdot \operatorname{tg} \gamma \cdot \left(\frac{b'_f - b}{2} + \frac{b}{3}\right)}{h'_f \cdot b'_f + b \cdot (x - h'_f) - \frac{1}{2} \cdot b_1 \cdot h_1 - \frac{1}{2} \cdot b^2 \cdot \operatorname{tg} \gamma}. \quad (4.89)$$

Таким чином, формулами (4.83) та (4.89) ми описали положення центру ваги стиснутої зони бетону. Через цю координату проведемо головні осі x_{I1} стиснутої зони бетону (рис. 4.12, а).

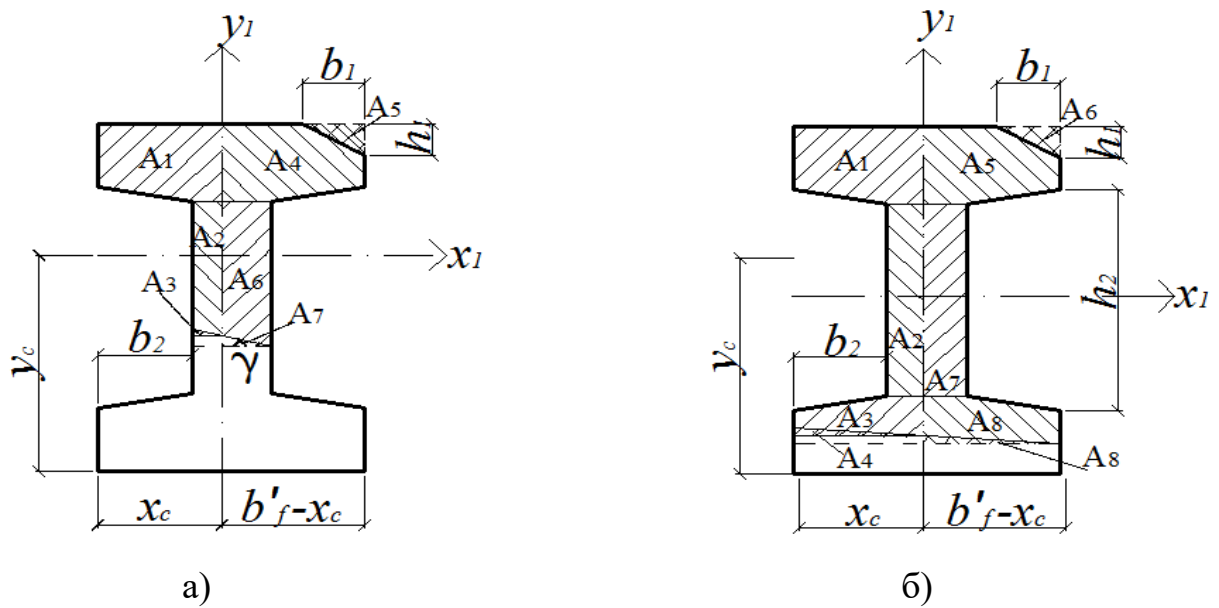


Рис. 4.12. До визначення статичного моменту S_y відносно головних осей y_1x_1 :
 а – нейтральна лінія проходить у ребрі; б – нейтральна лінія проходить у полці

Права і ліва частини відносно осі y_1 повинні бути у рівновазі:

$$S_{y_1} = A_1 \cdot x_1 + A_2 \cdot x_2 - A_3 \cdot x_3 - A_4 \cdot x_4 + A_5 \cdot x_5 - A_6 \cdot x_6 + A_7 \cdot x_7 = 0. \quad (4.90)$$

Визначимо площі складових фігур та їх координати:

$$A_1 = h'_f \cdot x_c; \quad (4.91)$$

$$A_2 = (x - h'_f - (b - (x_c - b_2)) \cdot \operatorname{tg}\gamma) \cdot (x_c - b_2); \quad (4.92)$$

$$A_3 = \frac{1}{2} \cdot (x_c - b_2)^2 \cdot \operatorname{tg}\gamma; \quad (4.93)$$

$$A_4 = (b'_f - x_c) \cdot h'_f; \quad (4.94)$$

$$A_5 = \frac{1}{2} \cdot b_1 \cdot h_1; \quad (4.95)$$

$$A_6 = (b'_f - x_c - b_2) \cdot (x - h'_f); \quad (4.96)$$

$$A_7 = \frac{1}{2} \cdot (b - (x_c - b_2))^2 \cdot \operatorname{tg}\gamma; \quad (4.97)$$

$$x_1 = \frac{x_c}{2}; \quad (4.98)$$

$$x_2 = \frac{x_c - b_2}{2}; \quad (4.99)$$

$$x_3 = \frac{2}{3} \cdot (x_c - b_2); \quad (4.100)$$

$$x_4 = \frac{b'_f - x_c}{2}; \quad (4.101)$$

$$x_5 = b'_f - x_c - \frac{b_1}{3}; \quad (4.102)$$

$$x_6 = \frac{b - (x_c - b_2)}{2}; \quad (4.103)$$

$$x_7 = \frac{b - (x_c - b_2)}{3}. \quad (4.104)$$

Підставимо (4.91)...(4.104) у (4.90):

$$\begin{aligned} S_{y_1} = & h'_f \cdot x_c \cdot \frac{x_c}{2} + (x - h'_f - (b - (x_c - b_2)) \cdot tg\gamma) \cdot (x_c - b_2) \cdot \frac{x_c - b_2}{2} - \frac{1}{2} \cdot \\ & (x_c - b_2)^2 \cdot tg\gamma \cdot \frac{2}{3} \cdot (x_c - b_2) - (b'_f - x_c) \cdot h'_f \cdot \frac{b'_f - x_c}{2} + \frac{1}{2} \cdot b_1 \cdot h_1 \cdot \\ & \left(b'_f - x_c - \frac{b_1}{3} \right) - (b'_f - x_c - b_2) \cdot (x - h'_f) \cdot \frac{b - (x_c - b_2)}{2} + \frac{1}{2} \cdot (b - (x_c - b_2))^2 \cdot \\ & tg\gamma \cdot \frac{b - (x_c - b_2)}{3} = 0. \end{aligned} \quad (4.105)$$

Рівняння (4.105) після підстановки

Зважаючи на об'ємність запису рівняння (4.105) після підстановки виразу x_c (4.89), рекомендується виконувати обчислення системи рівнянь (4.18), (4.24), (4.105) за допомогою математичних комплексів. У межах даної дисертаційною роботи для спрощення перетворень був використаний КП Matlab, система рівнянь розв'язувалась методом послідовних приближень за допомогою алгоритму, створеного в Microsoft Excel.

У результаті розв'язку системи рівнянь, отримуємо пари корені, які необхідно проаналізувати, їх може бути декілька: $N > 0, x > 0, x \leq h_2 + h_3$. Якщо корені не задовольняють цим вимогам, то необхідно зробити перерахунок задачі, змінивши при цьому форму стиснутої зони бетону.

Випадок 2: нейтральна лінія проходить у полці. Система рівнянь залишається такою ж, як і у випадку, коли нейтральна лінія проходить у ребрі, змінюється площа та координата стиснутої зони.

Рівняння рівноваги зовнішніх і внутрішніх сил на ось x (4.18):

$$N - f_{cd} \cdot A_c - \sum_{i=1}^n \sigma_{s1-s4} \cdot A_{s1-s4} = 0. \quad (4.18)$$

Площу A_c знайдемо як цілу із простих складових фігур, на які розбиваємо стиснуту зону (рис.4.10, б):

$$A_c = A_1 + A_2 - A_3 + A_4 - A_5, \quad (4.106)$$

де

$$A_1 = b'_f \cdot h'_f; \quad (4.107)$$

$$A_2 = b \cdot h_2; \quad (4.108)$$

$$A_3 = \frac{1}{2} b_1 \cdot h_1; \quad (4.109)$$

$$A_4 = b'_f \cdot (x - h'_f - h_2); \quad (4.110)$$

$$A_5 = \frac{1}{2} b'^2_f \cdot tg\gamma. \quad (4.111)$$

Підставимо (4.107)...(4.111) в (4.106):

$$A_c = b'_f \cdot h'_f + b \cdot h_2 - \frac{1}{2} b_1 \cdot h_1 + b'_f \cdot (x - h'_f - h_2) - \frac{1}{2} b'^2_f \cdot tg\gamma. \quad (4.112)$$

Напруження у арматурних стрижнях знайдемо за формулою (4.20), величини h_{oi} виразимо за допомогою формул (4.56), (4.62), (4.70), (4.77).

Запишемо рівняння суми моментів сил відносно вісі x , що проходить по зовнішній грані перерізу (рис.4.5, а):

$$N \cdot e - f_{cd} \cdot A_c \cdot y_c - \sum_{i=1}^n \sigma_{s1-s2} \cdot A_{s1-s2} \cdot \left(h - a' - \frac{d}{2} \right) + \sum_{i=1}^n \sigma_{s3-s4} \cdot A_{s3-s4} \cdot \left(a' + \frac{d}{2} \right) = 0. \quad (4.24)$$

Координату y_c визначимо як сукупну координату складної фігури (рис. 4.10, б). Площі визначені (4.107-4.111), запишемо координати y_i .

$$y_c = \frac{A_1 \cdot y_1 + A_2 \cdot y_2 - A_3 \cdot y_3 + A_4 \cdot y_4 - A_5 \cdot y_5}{A_1 + A_2 - A_3 + A_4 - A_5}; \quad (4.113)$$

$$y_1 = h - \frac{h'_f}{2}; \quad (4.114)$$

$$y_2 = \frac{h}{2}; \quad (4.115)$$

$$y_3 = h - \frac{h_1}{3}; \quad (4.116)$$

$$y_4 = h - x + \frac{(x - h'_f - h_2)}{2}; \quad (4.117)$$

$$y_5 = h - x + \frac{1}{3} \cdot b'_f \cdot tg\gamma. \quad (4.118)$$

Підставимо (4.107)...(4.111) та (4.114)...(4.118), у вираз (4.113):

$$y_c = \frac{h'_f \cdot b'_f \cdot \left(h - \frac{h'_f}{2}\right) + b \cdot h_2 \cdot \frac{h}{2} - \frac{1}{2} \cdot b_1 \cdot h_1 \cdot \left(h - \frac{h_1}{3}\right) + b'_f \cdot (x - h'_f - h_2)}{b'_f \cdot h'_f + b \cdot h_2 - \frac{1}{2} b_1 \cdot h_1 + b'_f \cdot (x - h'_f - h_2) - \frac{1}{2} b'^2_f \cdot tg\gamma} \cdot \frac{\left(h - x + \frac{(x - h'_f - h_2)}{2}\right) - \frac{1}{2} b'^2_f \cdot tg\gamma \cdot \left(h - x + \frac{1}{3} \cdot b'_f \cdot tg\gamma\right)}{b'_f \cdot h'_f + b \cdot h_2 - \frac{1}{2} b_1 \cdot h_1 + b'_f \cdot (x - h'_f - h_2) - \frac{1}{2} b'^2_f \cdot tg\gamma}. \quad (4.119)$$

Визначимо координату x_c простих складових фігур (рис. 4.10, б):

$$x_c = \frac{A_1 \cdot x_1 + A_2 \cdot x_2 - A_3 \cdot x_3 + A_4 \cdot x_4 - A_5 \cdot x_5}{A_1 + A_2 - A_3 + A_4 - A_5}. \quad (4.120)$$

Площі фігур визначені (4.107)...(4.111).

$$x_1 = \frac{b'_f}{2}; \quad (4.121)$$

$$x_2 = \frac{b'_f}{2}; \quad (4.122)$$

$$x_3 = b'_f - \frac{b_1}{3}; \quad (4.123)$$

$$x_4 = \frac{b'_f}{2}; \quad (4.124)$$

$$x_5 = \frac{b'_f}{3}. \quad (4.125)$$

Підставимо (4.107)...(4.111) та (4.121)...(4.125) у вираз (4.120):

$$x_c = \frac{b'_f \cdot h'_f \cdot \frac{b'_f}{2} + b \cdot h_2 \cdot \frac{b'_f}{2} - \frac{1}{2} \cdot b_1 \cdot h_1 \cdot \left(b'_f - \frac{b_1}{3}\right) +}{b'_f \cdot h'_f + b \cdot h_2 - \frac{1}{2} b_1 \cdot h_1 + b'_f \cdot (x - h'_f - h_2) - \frac{1}{2} b'^2_f \cdot tg\gamma}.$$

$$\frac{+b'_f \cdot (x - h'_f - h_2) \cdot \frac{b'_f}{2} - \frac{1}{2} b'^2_f \cdot \operatorname{tg} \gamma \cdot \frac{b'_f}{3}}{b'_f \cdot h'_f + b \cdot h_2 - \frac{1}{2} b_1 \cdot h_1 + b'_f \cdot (x - h'_f - h_2) - \frac{1}{2} b'^2_f \cdot \operatorname{tg} \gamma} \quad (4.126)$$

Формули (4.119) та (4.126) описують положення центру ваги стиснутої зони бетону. Через цю координату проведемо головні осі $x_1 y_1$ стиснутої зони бетону (рис. 4.12, б). Права і ліва частина фігури відносно осі y_1 повинна бути у рівновазі.

$$S_{y_1} = A_1 \cdot x_1 + A_2 \cdot x_2 + A_3 \cdot x_3 - A_4 \cdot x_4 - A_5 \cdot x_5 + A_6 \cdot x_6 - A_7 \cdot x_7 - A_8 \cdot x_8 + A_9 \cdot x_9 = 0. \quad (4.127)$$

Визначимо площі складових фігур та їх координати:

$$A_1 = h'_f \cdot x_c; \quad (4.128)$$

$$A_2 = h_2 \cdot (x_c - b_2); \quad (4.129)$$

$$A_3 = x_c \cdot (x - h'_f - h_2 - (b'_f - x_c) \cdot \operatorname{tg} \gamma); \quad (4.130)$$

$$A_4 = \frac{1}{2} \cdot x_c^2 \cdot \operatorname{tg} \gamma; \quad (4.131)$$

$$A_5 = (b'_f - x_c) \cdot h'_f; \quad (4.132)$$

$$A_6 = \frac{1}{2} \cdot b_1 \cdot h_1; \quad (4.133)$$

$$A_7 = (b'_f - x_c - b_2) \cdot h_2; \quad (4.134)$$

$$A_8 = (b'_f - x_c) \cdot (x - h'_f - h_2); \quad (4.135)$$

$$A_9 = \frac{1}{2} \cdot (b'_f - x_c)^2 \operatorname{tg} \gamma; \quad (4.136)$$

$$x_1 = \frac{x_c}{2}; \quad (4.137)$$

$$x_2 = \frac{x_c - b_2}{2}; \quad (4.138)$$

$$x_3 = \frac{x_c}{2}; \quad (4.139)$$

$$x_4 = \frac{2}{3} \cdot x_c; \quad (4.140)$$

$$x_5 = \frac{b'_f - x_c}{2}; \quad (4.141)$$

$$x_6 = b'_f - x_c - \frac{1}{3}b_1; \quad (4.142)$$

$$x_7 = \frac{b'_f - x_c - b_2}{2}; \quad (4.143)$$

$$x_8 = \frac{b'_f - x_c}{2}; \quad (4.144)$$

$$x_9 = \frac{b'_f - x_c}{3}. \quad (4.145)$$

Підставимо (4.128)...(4.145) у (4.127):

$$\begin{aligned} S_y = & h'_f \cdot x_c \cdot \frac{x_c}{2} + h_2 \cdot (x_c - b_2) \cdot \frac{x_c - b_2}{2} + x_c \cdot (x - h'_f - h_2 - (b'_f - x_c) \cdot \operatorname{tg} \gamma) \cdot \\ & \frac{x_c}{2} - \frac{1}{2} \cdot x_c^2 \cdot \operatorname{tg} \gamma \cdot \frac{2}{3} \cdot x_c - (b'_f - x_c) \cdot h'_f \cdot \frac{b'_f - x_c}{2} + \frac{1}{2} \cdot b_1 \cdot h_1 \cdot (b'_f - x_c - \frac{1}{3}b_1) - \\ & - (b'_f - x_c - b_2) \cdot h_2 \cdot \frac{b'_f - x_c - b_2}{2} - (b'_f - x_c) \cdot (x - h'_f - h_2) \cdot \frac{b'_f - x_c}{2} + \frac{1}{2} \cdot \\ & \cdot (b'_f - x_c)^2 \operatorname{tg} \gamma \cdot \frac{b'_f - x_c}{3} = 0. \end{aligned} \quad (4.146)$$

Де x_c виражено формулою (4.126).

Аналізуємо отримані корені: $N > 0, x > 0, x \geq h_2 + h_3$. Якщо корені не задовольняють цим вимогам, то необхідно зробити перерахунок задачі, змінивши при цьому форму стиснутої зони бетону.

Покроковий алгоритм розрахунку двотаврових колон з пошкодженням зображено на рисунку 4.13.

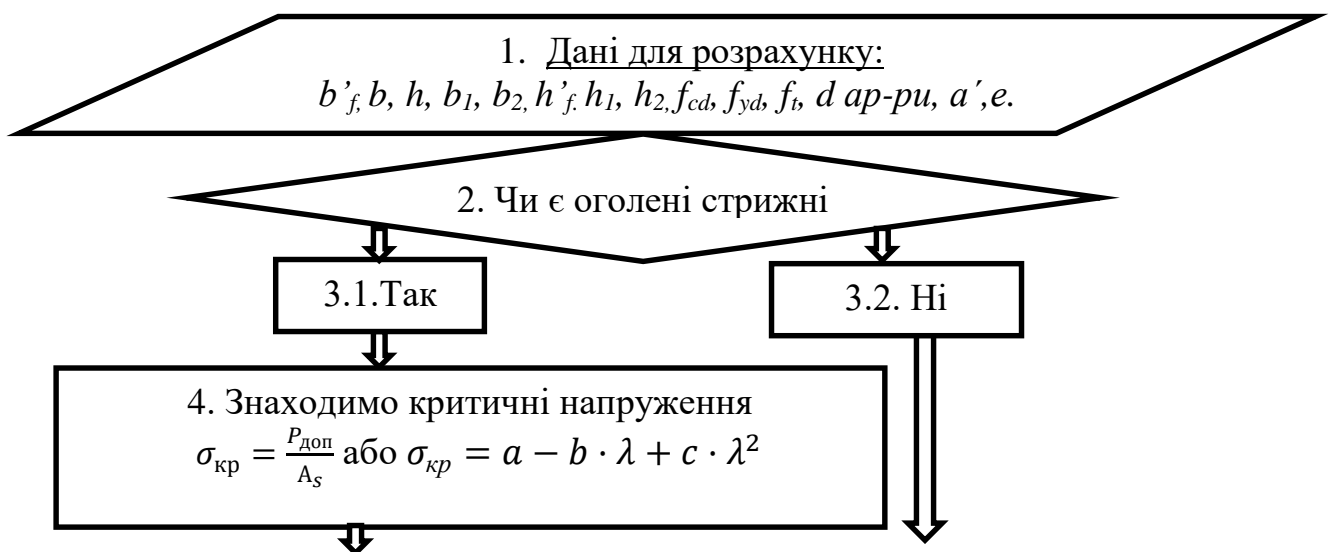


Рис.4.13. Покроковий алгоритм дій по знаходженню невідомих величин N та x, γ

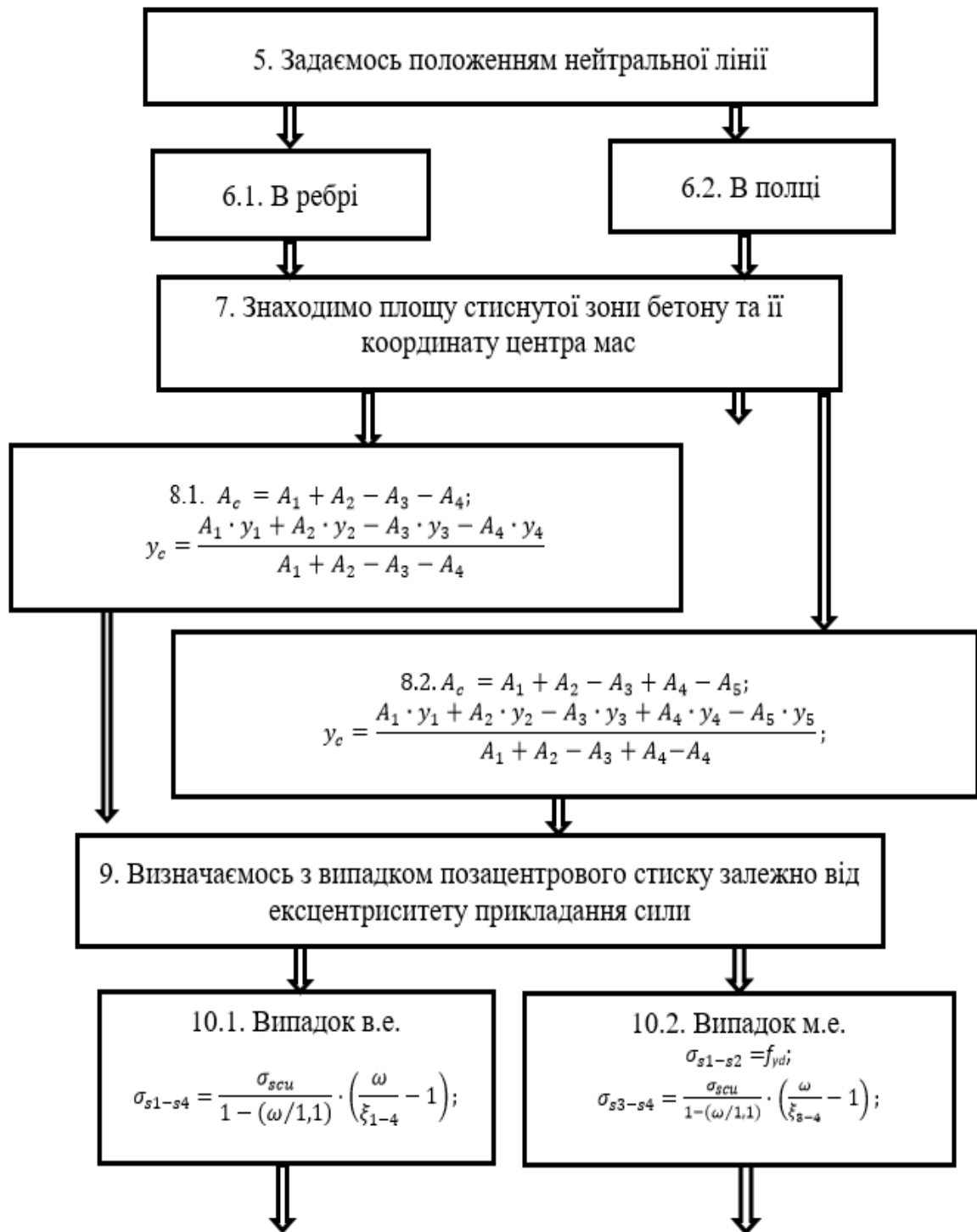


Рис.4.13. Покроковий алгоритм дій по знаходженню невідомих величин N та x , γ (продовження)

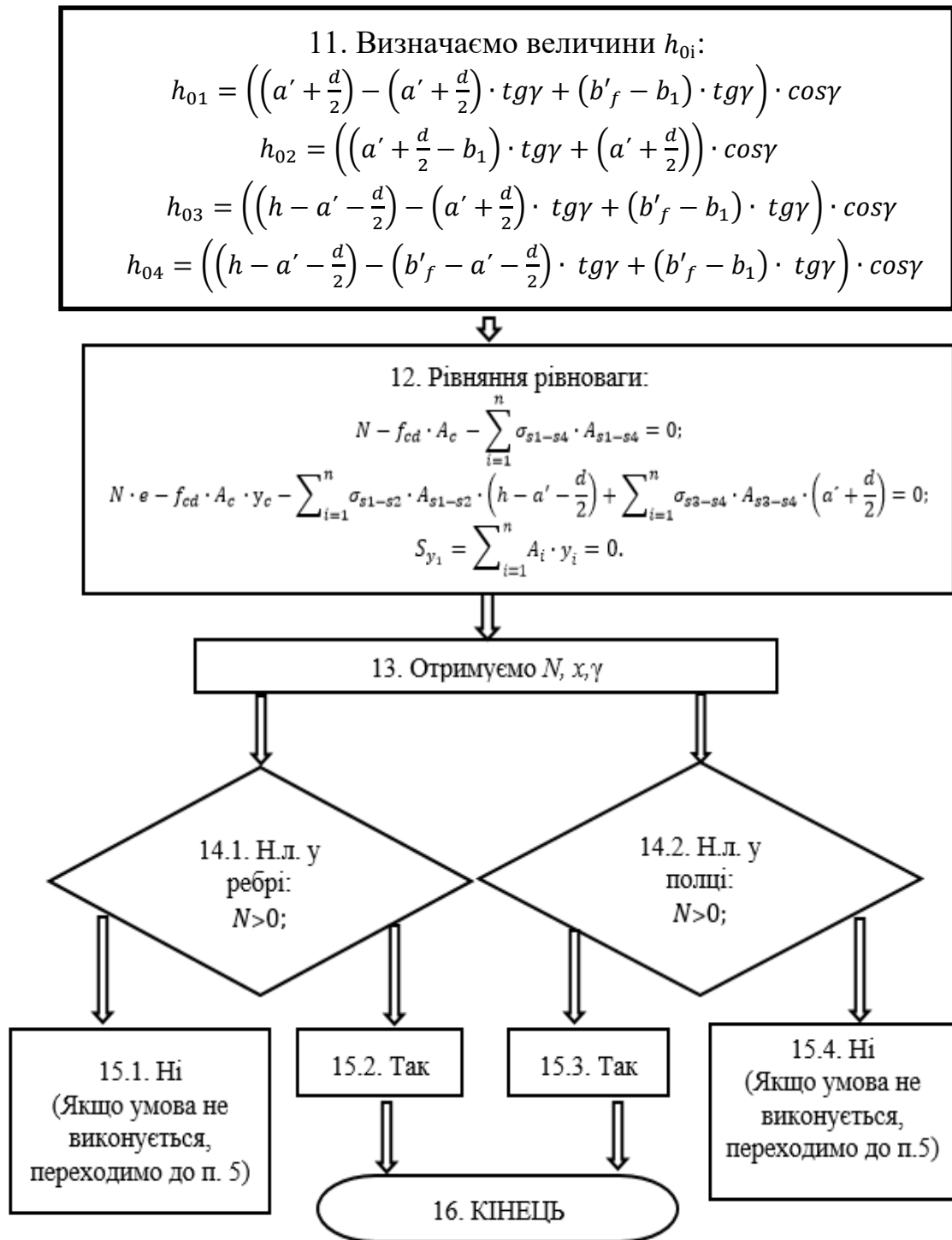


Рис.4.13. Покроковий алгоритм дій по знаходженню невідомих величин N та x, γ (продовження)

Результати розрахунку за описаною методикою наведені в таблиці 4.1

Таблиця 4.1

Результати розрахунку пошкоджених двотаврових колон

Позначення колони	Шифр	Руйнуюче зусилля $N_{експ.}$, кН	Руйнуюче зусилля розрахункове, $N_{розн.}$, кН	$\frac{N_{розн.}}{N_{експ.}}$
1	2	3	4	5
К 1	-1 -1 -1	900	790	0,88
К 2	-1 1 -1	250	274	1,10
К 3	0 0 -1	890	765	0,86
К 4	1 -1 -1	1250	965	0,77
К 5	1 1 -1	830	785	0,95
К 6	-1 0 0	250	264	1,06
К 7	0 -1 0	780	737	0,94
К 8	0 0 0	700	589	0,84
К 9	0 1 0	225	240	1,07
К 10	1 0 0	910	740	0,81
К 11	-1 -1 1	490	474	0,97
К 12	-1 1 1	180	159	0,88
К 13	0 0 1	400	457	1,14
К 14	1 -1 1	600	584	0,97
К 15	111	530	475	0,90

Середньоквадратичне відхилення за результатами розрахунку склало:

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n \left(\frac{N_{розн.}}{N_{експ.}} - \frac{\overline{N_{розн.}}}{\overline{N_{експ.}}} \right)^2} = 0,115. \quad (4.147)$$

Коефіцієнт варіації:

$$\nu = \frac{\sigma}{\overline{N_{розн.}}/\overline{N_{експ.}}} = 0,122 = 12,2\%. \quad (4.148)$$

Як видно з результатів описана методика дає достатньо точний результат розрахунку, тобто, при виконанні простого алгоритму дій можливо отримати руйнуючі зусилля для прийняття подальших рішень щодо пошкодженого елемента.

4.3. Висновки за розділом

1. Сформульовані основні передумови розрахунку пошкоджених двотаврових колон, описані основні розрахункові випадки: випадок прямого пошкодження і випадок пошкодження під кутом і основні відмінності між ними.

2. Запропонований спосіб врахування впливу оголених арматурних стрижнів.

3. Складені покрокові алгоритми знаходження невідомих величин задачі для випадку колон з прямим пошкодженням і з пошкодженням під кутом.

4. За запропонованою методикою виконано розрахунки пошкоджених елементів та аналіз отриманих результатів. Так, середньоквадратичне відхилення за результатами розрахунку склало 0,115%, коефіцієнт варіації 0,122. Це означає, що описана методика є достатньо точною і може бути використана для повірочних розрахунків пошкоджених двотаврових колон.

Результати досліджень, що викладені в даному розділі, опубліковані в роботах [71, 72, 74, 76, 78, 96, 97].

РОЗДІЛ 5.

ПРАКТИЧНИЙ РОЗРАХУНОК ПОШКОДЖЕНИХ ДВОТАВРОВИХ
ЗРАЗКІВ

Розглянемо як приклад, покроковий розв'язок задачі з пошуку залишкової несучої здатності двотаврових зразків з прямим пошкодженням та з пошкодженням під кутом.

5.1. Розрахунок двотаврової колони з прямим пошкодженням

Дано колона К1 (-1-1-1) довжиною 1,2 м з наступними геометричними характеристиками перерізу та пошкодження (рис. 5.1): розмір перерізу двотавра $b'_f=0,2$ м, $h=0,3$ м, товщина ребра $b=0,06$ м, товщина полки $h_{f'}=0,06$ м, глибина пошкодження $h_l=0,02$ м, бетон класу за міцністю на стиск С 25/30 $f_{cd}=22,6$ МПа, поздовжнє армування стрижні 4Ø12, арматура А 400С, $f_{yd}=408$ МПа, захисний шар бетону $a'=0,02$ м, сила N прикладена без ексцентриситету. Необхідно знайти несучу здатність зразка N .

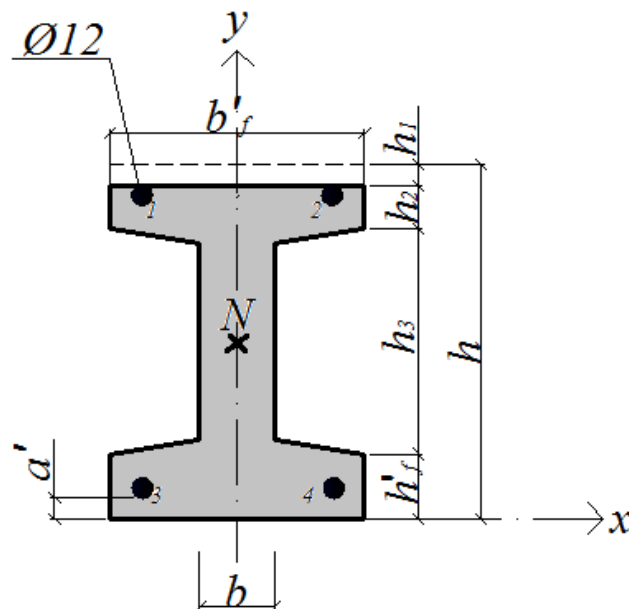


Рис. 5.1. Центральний переріз колони К1 (-1-1-1), вихідні данні

Невідомими задачі є несуча здатність зразка N та висота стиснутої зони x . Так як сила прикладена центрально, то, нейтральна лінія найвірогідніше буде у

нижній полці, але щоб охопити обидва випадки її положення почнемо розв'язок з випадку у ребрі (рис.5.2, а).

Рівняння рівноваги (4.18) та (4.24):

$$N - f_{cd} \cdot A_c - \sum_{i=1}^n \sigma_{s1-s4} \cdot A_{s1-s4} = 0;$$

$$N \cdot e - f_{cd} \cdot A_c \cdot y_c - \sum_{i=1}^n \sigma_{s1-s2} \cdot A_{s1-s2} \cdot \left(h - a' - \frac{d}{2} \right) + \sum_{i=1}^n \sigma_{s3-s4} \cdot A_{s3-s4} \cdot \left(a' + \frac{d}{2} \right) = 0.$$

Площа стиснутої зони за (4.19):

$$A_c = x \cdot 0,2 - (0,2 - 0,06) \cdot (x - 0,04) = 0,2 \cdot x - 0,14 \cdot (x - 0,04). \quad (5.1)$$

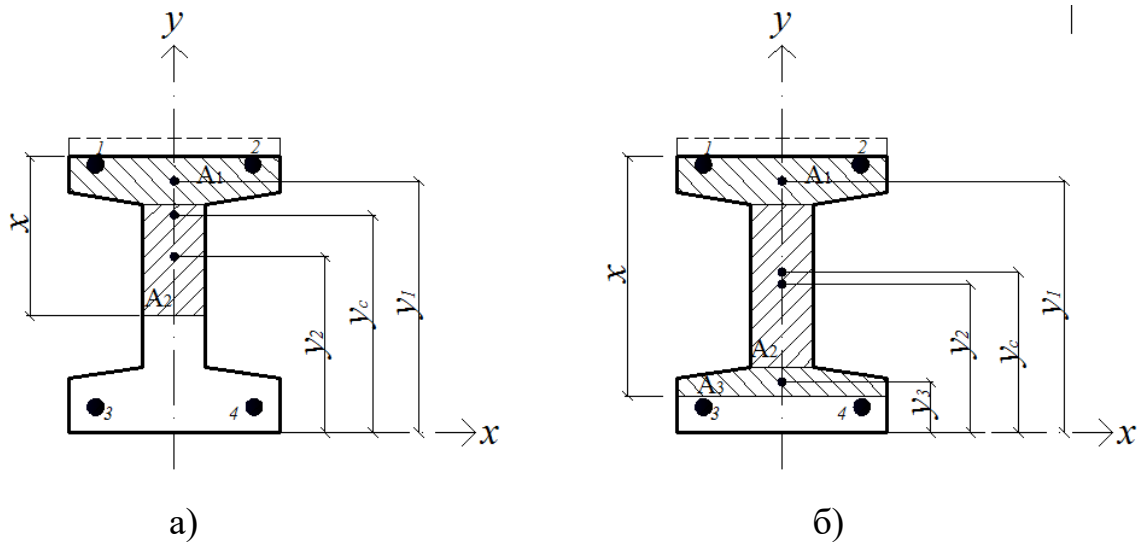


Рис. 5.2. Прості складові фігури, на які розбивається площа стиснутої зони: а – випадок положення нейтральної лінії у ребрі; б – випадок положення нейтральної лінії у полці

Враховуючи, що арматурні стрижні 1-2 в бетоні не оголені, напруження у них приймаємо рівними $f_{yd}=408$ МПа. Величини h_{03-04} визначаємо за (4.23).

$$h_{03-04} = 0,3 - 0,02 - 0,02 - \frac{0,012}{2} = 0,254 \text{ м}. \quad (5.2)$$

Напруження у арматурних стрижнях 3-4 знайдемо за формулою (4.20):

$$\sigma_{si} = \frac{\sigma_{scu}}{1 - (\omega/1,1)} \cdot \left(\frac{\omega}{\xi_i} - 1 \right),$$

де ω – коефіцієнт повноти фактичних напружень у бетоні при заміні її умовною прямокутною епурою.

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot f_{cd} = 0,85 - 0,008 \cdot 22,6 = 0,6692. \quad (5.3)$$

Напруження в стрижнях 3-4:

$$\sigma_{s_{3-4}} = \frac{400}{1-(0,6692/1,1)} \cdot \left(\frac{0,6692 \cdot 0,254}{x} - 1 \right) = 1041,78 \cdot \left(\frac{0,1699}{x} - 1 \right). \quad (5.4)$$

У рівняння (4.24) входить y_c – координата центра мас стиснутої зони бетону. Використовуємо формули (4.25)...(4.29):

$$A_1 = 0,04 \cdot 0,2 = 0,008 \text{ м}^2; \quad (5.5)$$

$$A_2 = (x - 0,04) \cdot 0,06; \quad (5.6)$$

$$y_1 = 0,3 - 0,02 - \frac{0,04}{2} = 0,26 \text{ м}; \quad (5.7)$$

$$y_2 = 0,3 - 0,02 - \frac{x-0,04}{2} = 0,28 - 0,5 \cdot (x - 0,04); \quad (5.8)$$

$$y_c = \frac{0,26 \cdot 0,008 + (x-0,04) \cdot 0,06 \cdot (0,28 - 0,5 \cdot (x-0,04))}{0,008 + (x-0,04) \cdot 0,06}. \quad (5.9)$$

Площа арматурного стрижня $\varnothing 12$:

$$A_{s_{1-4}} = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 0,012^2}{4} = 0,000113 \text{ м}^2 \quad (5.10)$$

Враховуючи всі вищезазначені перетворення, система рівнянь (4.18, 4.24) матиме вигляд:

$$N - 22,6 \cdot (0,2 \cdot x - 0,14 \cdot (x - 0,04)) - 2 \cdot 0,000113 \cdot 408 + 2 \cdot 0,000113 \cdot 1041,78 \cdot \left(\frac{0,1699}{x} - 1 \right) = 0; \quad (5.11)$$

$$N \cdot 0,15 - 22,6 \cdot (0,2 \cdot x - 0,14 \cdot (x - 0,04)) \cdot \left(\frac{0,26 \cdot 0,008 + (x - 0,04) \cdot 0,06 \cdot (0,28 - 0,5 \cdot (x - 0,04))}{0,008 + (x - 0,04) \cdot 0,06} \right) - 2 \cdot 0,000113 \cdot 0,274 \cdot 408 + 2 \cdot 0,000113 \cdot 0,026 \cdot 1041,78 \cdot \left(\frac{0,1699}{x} - 1 \right) = 0. \quad (5.12)$$

Розв'язуємо систему рівнянь будь-яким зручним способом. В даній дисертаційній роботі використовувалась програма *Microsoft Excel* методом послідовних приближень. Отримуємо результат розв'язку:

$$\begin{cases} N = 756 \text{ кН;} \\ x = 0,313 \text{ м.} \end{cases} \quad (5.13)$$

Аналізуючи отриманий результат, приходимо до висновку, що дана пара коренів не задовольняє рішення нашої задачі, адже якщо нейтральна лінія проходить в ребрі, то значення обмежується $x \leq h_2 + h_3$. Тому, приходимо до висновку, що необхідно переглянути площу стиснутої зони.

Нехай нейтральна проходить у полці (рис.5.2, б). Арматурні стрижні 3-4 рахуємо як розтягнуті з відповідним знаком.

Площа стиснутої зони (4.33):

$$A_c = x \cdot b'_f - (b'_f - b) \cdot h_3 = x \cdot 0,2 - (0,2 - 0,06) \cdot 0,18 = x \cdot 0,2 - 0,0252. \quad (5.14)$$

Напруження в арматурних стрижнях (4.20):

$$\sigma_{s_{1-2}} = f_{yd} = 408 \text{ МПа;} \quad (5.15)$$

$$\sigma_{s_{3-4}} = \frac{400}{1 - (0,6692/1,1)} \cdot \left(\frac{0,6692 \cdot 0,254}{x} - 1 \right) = 1041,78 \cdot \left(\frac{0,1699}{x} - 1 \right). \quad (5.16)$$

Координата y_c центра мас стиснутої зони бетону. Використовуємо формули (4.34)...(4.40):

$$A_1 = 0,04 \cdot 0,2 = 0,008 \text{ м}^2; \quad (5.17)$$

$$A_2 = 0,06 \cdot 0,18 = 0,0108 \text{ м}^2; \quad (5.18)$$

$$A_3 = 0,2 \cdot (x - 0,04 - 0,18) = 0,2 \cdot (x - 0,22); \quad (5.19)$$

$$y_1 = 0,3 - 0,02 - \frac{0,04}{2} = 0,26 \text{ м;} \quad (5.20)$$

$$y_2 = \frac{0,3}{2} = 0,15; \quad (5.21)$$

$$y_3 = 0,3 - x - 0,02 + \frac{x - 0,04 - 0,18}{2} = 0,28 - x + \frac{x - 0,22}{2}; \quad (5.22)$$

$$y_c = \frac{0,008 \cdot 0,26 + 0,0108 \cdot 0,15 + 0,2 \cdot (x - 0,22) \cdot \left(0,28 - x + \frac{x - 0,22}{2} \right)}{0,008 + 0,0108 + 0,2 \cdot (x - 0,22)} \quad (5.23)$$

Підставивши (5.14)...(5.23) у рівняння (4.18) та (4.24) отримуємо:

$$N - 22,6 \cdot (x \cdot 0,2 - 0,0252) - 2 \cdot 0,000113 \cdot 408 + 2 \cdot 0,000113 \cdot 1041,78 \times \\ \times \left(\frac{0,1699}{x} - 1 \right) = 0. \quad (5.24)$$

$$N \cdot 0,15 - 22,6 \cdot (x \cdot 0,2 - 0,0252) \\ \cdot \left(\frac{0,008 \cdot 0,26 + 0,0108 \cdot 0,15 + 0,2 \cdot (x - 0,22) \cdot \left(0,28 - x + \frac{x - 0,22}{2} \right)}{0,008 + 0,0108 + 0,2 \cdot (x - 0,22)} \right) - \\ - 2 \cdot 0,000113 \cdot 0,274 \cdot 408 + 2 \cdot 0,000113 \cdot 0,026 \cdot 1041,78 \times \\ \times \left(\frac{0,1699}{x} - 1 \right) = 0. \quad (5.25)$$

Розв'язуємо систему рівнянь зручним способом. Результат розв'язку:

$$\begin{cases} N = 790 \text{ кН;} \\ x = 0,26 \text{ м.} \end{cases} \quad (5.26)$$

Даний результат задовольняє вимогам $N > 0$; $x > 0$; $x \geq h_2 + h_3$, тобто, форма стиснутої зони обрана вірно.

Руйнуюче зусилля, отримане в ході експериментальних досліджень $N_{\text{експ.}} = 705 \text{ кН}$. Відношення $N_{\text{розр.}} / N_{\text{експ.}} = 0,88$.

5.2. Розрахунок двотаврової колони з пошкодженням під кутом

Розглянемо розв'язок задачі з пошкодженням під кутом на прикладі колони К15.

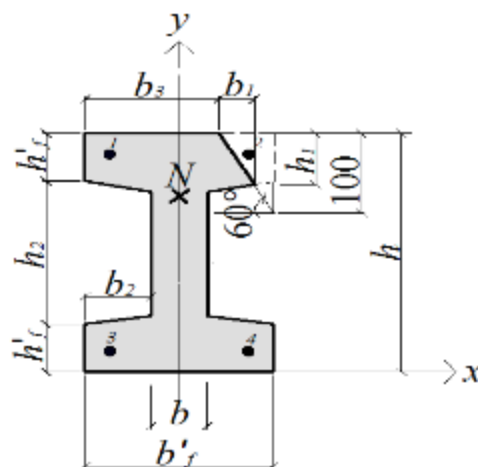


Рис. 5.3. Центральний переріз колони К15 (+1+1+1)

Вихідні дані:

Колона К15 (+1+1+1) довжиною 1,2 м з наступними геометричними характеристиками перерізу та пошкодження (рис. 5.3): розмір перерізу двотавра $b'_f=0,2$ м, $h=0,3$ м, товщина ребра $b=0,06$ м, товщина полки $h'_f=0,06$ м, параметри пошкодження: висота відколу 0,1 м під кутом 60° , $b_1 = 0,035$ м, $b_2 = 0,07$ м, $b_3 = 0,142$ м, $h_1 = 0,06$ м, $h_2 = 0,18$ м, бетон класу за міцністю на стиск C 25/30 $f_{cd}=22,6$ МПа, поздовжнє армування стрижні 4Ø12, арматура А 400С, $f_{yd}=408$ МПа, захисний шар бетону $a'=0,02$ м, сила N прикладена з відносним ексцентриситетом $\frac{e_0}{h} = \frac{1}{4}$. Необхідно знайти несучу здатність зразка N .

Оскільки, у колонні наявний оголений стрижень, то необхідно знайти критичні напруження. Для того, щоб визначитися за якою з формул (4.6) чи (4.15) будемо обчислювати $\sigma_{кр}$, необхідно перевірити умови (4.14) та (4.16) відносно гнучкості стрижня. Як відомо, для сталі $\lambda_{сп} \approx 100$.

Коефіцієнти приведеної довжини у залежності від закріплення кінців приймаємо $\mu=0,5$. Далі знайдемо гнучкість оголених стрижнів, скориставшись формулами (4.10)-(4.13):

$$A_s = \frac{3,14 \cdot 1,2^2}{4} = 1,1304 \text{ см}^2; \quad (5.27)$$

$$I = \frac{3,14 \cdot 1,2^4}{64} = 0,1220 \text{ см}^2; \quad (5.28)$$

$$i = \sqrt{\frac{0,1220}{1,1304}} = 0,3285 \text{ см}. \quad (5.29)$$

Визначимо гнучкість стрижня, прийнявши коефіцієнт приведеної довжини $\mu=0,5$:

$$\lambda = \frac{0,5 \cdot 40}{0,3285} = 61 < \lambda_{гр} = 100, \quad (5.30)$$

де λ_0 – значення гнучкості, при якому критичні напруження рівні межі текучості матеріалу стрижня; для сталі $\lambda_0 = 59$.

$$\lambda_0 \leq \lambda \leq \lambda_{сп}; \quad (5.31)$$

$$59 < 61 < 100. \quad (5.32)$$

Умова (4.16) виконується, критичні напруження знайдемо за формулою Ясинського (4.15), прийнявши коефіцієнти для сталі $a = 33 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$;

$$b = 0,114 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}; c = 0 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.$$

$$\sigma_{\text{кр}} = 33 - 0,114 \cdot 61 = 26,05 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}. \quad (5.33)$$

Далі прийнявши для нашої гнучкості та матеріалу коефіцієнт допустимих напружень $\varphi = 0,67$ за (4.7):

$$P_{\text{кр}} = 26,05 \cdot 1,1304 \cdot 0,67 = 19,73 \text{ кН}. \quad (5.34)$$

Допустиме навантаження визначимо за (4.3):

$$P_{\text{доп}} = \frac{19,73}{3} = 6,58 \text{ кН}. \quad (5.35)$$

Отже, критичні напруження, які витримує оголений стрижень перед втратою стійкості дорівнює $\sigma_{\text{кр}} = 260,5 \text{ МПа}$. Цю величину будемо використовувати під час розрахунку для другого арматурного стрижня.

Невідомими задачі є несуча здатність зразка N , висота стиснутої зони x та кут нахилу нейтральної лінії γ , тобто, необхідно скласти три рівняння рівноваги.

Так як сила прикладена з ексцентриситетом, то задаємося положенням нейтральної лінії у ребрі (рис.5.4).

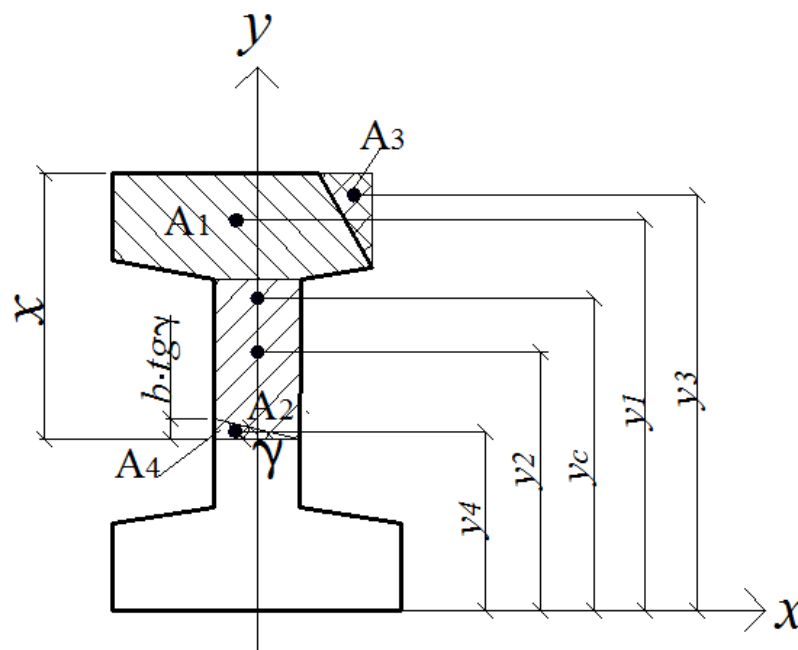


Рис. 5.4. Прості складові фігури, на які розбивається площа стиснутої зони
Рівняння рівноваги:

$$N - f_{cd} \cdot A_c - \sum_{i=1}^n \sigma_{s1-s4} \cdot A_{s1-s4} = 0; \quad (4.18)$$

$$N \cdot e - f_{cd} \cdot A_c \cdot y_c - \sum_{i=1}^n \sigma_{s1-s2} \cdot A_{s1-s2} \cdot \left(h - a' - \frac{d}{2} \right) + \sum_{i=1}^n \sigma_{s3-s4} \cdot A_{s3-s4} \cdot \left(a' + \frac{d}{2} \right) = 0; \quad (4.24)$$

$$S_y = A_1 \cdot x_1 + A_2 \cdot x_2 - A_3 \cdot x_3 - A_4 \cdot x_4 + A_5 \cdot x_5 - A_6 \cdot x_6 + A_7 \cdot x_7 = 0. \quad (4.90)$$

Площу A_c знайдемо як цілу із простих складових фігур (4.44), на які розбиваємо стиснуту зону (рис.5.4):

$$A_c = A_1 + A_2 - A_3 - A_4, \quad (4.44)$$

де

$$A_1 = (b_3 + b_1) \cdot h'_f = (0,142 + 0,035) \cdot 0,06 = 0,01062 \text{ м}^2; \quad (5.36)$$

$$A_2 = 0,06 \cdot (x - 0,06); \quad (5.37)$$

$$A_3 = \frac{1}{2} \cdot b_1 \cdot h_1 = \frac{1}{2} \cdot 0,035 \cdot 0,06 = 0,00105 \text{ м}^2; \quad (5.38)$$

$$A_4 = \frac{1}{2} \cdot b^2 \cdot \text{tg} \gamma = \frac{1}{2} \cdot 0,06^2 \cdot \text{tg} \gamma = 0,0018 \cdot \text{tg} \gamma. \quad (5.39)$$

Підставимо (5.36)...(5.39) у (4.44), формула матиме вид:

$$A_c = 0,00957 + 0,06 \cdot (x - 0,06) - 0,0018 \cdot \text{tg} \gamma. \quad (5.40)$$

Подальших спрощень формул робити не обов'язково, оскільки розрахунок виконується у програмному комплексі.

Враховуючи значний ексцентриситет прикладання сили приймаємо напруження у арматурному стрижні 1 рівним $\sigma_{s1} = f_{yd} = 408$ МПа, напруження у 2 оголеному стрижні $\sigma_{s1} = \sigma_{кр} = 260,5$ МПа, стрижні 3-4 виразимо за допомогою формули (4.20). Для цього визначимо величини h_{03-04} за формулами (4.70, 4.77):

$$h_{03} = (0,274 - 0,064 \cdot \text{tg} \gamma) \cdot \cos \gamma; \quad (5.41)$$

$$h_{04} = (0,274 - 0,032 \cdot \text{tg} \gamma) \cdot \cos \gamma. \quad (5.42)$$

Коефіцієнт $\omega = 0,6692$ (5.3).

Напруження в стрижнях 3-4:

$$\sigma_{s3} = 1041,78 \cdot \left(\frac{0,6692 \cdot ((0,274 - 0,064 \cdot \text{tg} \gamma) \cdot \cos \gamma)}{x} - 1 \right); \quad (5.43)$$

$$\sigma_{s4} = 1041,78 \cdot \left(\frac{0,6692 \cdot ((0,274 - 0,032 \cdot \text{tg} \gamma) \cdot \cos \gamma)}{x} - 1 \right). \quad (5.44)$$

Координату центру мас стиснутої зони y_c виразимо за допомогою формули (4.78) як сукупну координату складної фігури (рис. 5.4). Площі $A_1 - A_4$ визначені у (5.36-5.39).

$$y_c = \frac{A_1 \cdot y_1 + A_2 \cdot y_2 - A_3 \cdot y_3 - A_4 \cdot y_4}{A_1 + A_2 - A_3 - A_4};$$

$$y_1 = h - \frac{h'_f}{2} = 0,3 - \frac{0,06}{2} = 0,27 \text{ м}; \quad (5.45)$$

$$y_2 = h - h'_f - \frac{(x-h'_f)}{2} = 0,3 - 0,06 - \frac{(x-0,06)}{2} = 0,24 - \frac{(x-0,06)}{2}; \quad (5.46)$$

$$y_3 = h - \frac{h_1}{3} = 0,3 - \frac{0,06}{3} = 0,28 \text{ м}; \quad (5.47)$$

$$y_4 = h - x + \frac{b \cdot \text{tg}\gamma}{3} = 0,3 - x + \frac{0,06 \cdot \text{tg}\gamma}{3}. \quad (5.48)$$

Підставимо (5.36)...(5.39) та (5.45)...(5.48) у вираз (4.78):

$$y_c = \frac{0,0028 + 0,06 \cdot (x - 0,06) \cdot \left(0,24 - \frac{(x - 0,06)}{2}\right) -}{0,00957 + 0,06 \cdot (x - 0,06) - 0,0018 \cdot \text{tg}\gamma} -$$

$$\frac{-0,00029 - 0,0018 \cdot \text{tg}\gamma \cdot \left(0,3 - x + \frac{0,06 \cdot \text{tg}\gamma}{3}\right)}{0,00957 + 0,06 \cdot (x - 0,06) - 0,0018 \cdot \text{tg}\gamma}. \quad (5.49)$$

Знайдемо координату x_c за формулою (4.84). Площі $A_1 - A_4$ визначені у (5.36)...(5.39).

$$x_c = \frac{A_1 \cdot x_1 + A_2 \cdot x_2 - A_3 \cdot x_3 - A_4 \cdot x_4}{A_1 + A_2 - A_3 - A_4};$$

$$x_1 = \frac{(b_1 + b_3)}{2} = \frac{(0,035 + 0,142)}{2} = 0,0885 \text{ м}; \quad (5.50)$$

$$x_2 = \frac{b'_f}{2} = \frac{0,2}{2} = 0,1 \text{ м}; \quad (5.51)$$

$$x_3 = (b_1 + b_3) - \frac{b_1}{3} = (0,035 + 0,142) - \frac{0,035}{3} = 0,1653 \text{ м}; \quad (5.52)$$

$$x_4 = b_2 + \frac{b}{3} = 0,07 + \frac{0,06}{3} = 0,09 \text{ м}. \quad (5.53)$$

Підставимо (5.36)...(5.39) та (5.50)...(5.53) у вираз (4.84):

$$x_c = \frac{0,00094 + 0,06 \cdot (x - 0,06)}{0,00957 + 0,06 \cdot (x - 0,06) - 0,0018 \cdot \text{tg}\gamma}. \quad (5.54)$$

$$\frac{0,1 - 0,00017 - 0,00016 \cdot tg\gamma}{0,00957 + 0,06 \cdot (x - 0,06) - 0,0018 \cdot tg\gamma}$$

Таким чином, формулами (4.83) та (4.89) ми описали положення центру мас стиснутої зони бетону. Через цю координату проведемо головні осі x_1y_1 стиснутої зони бетону (рис. 5.5).

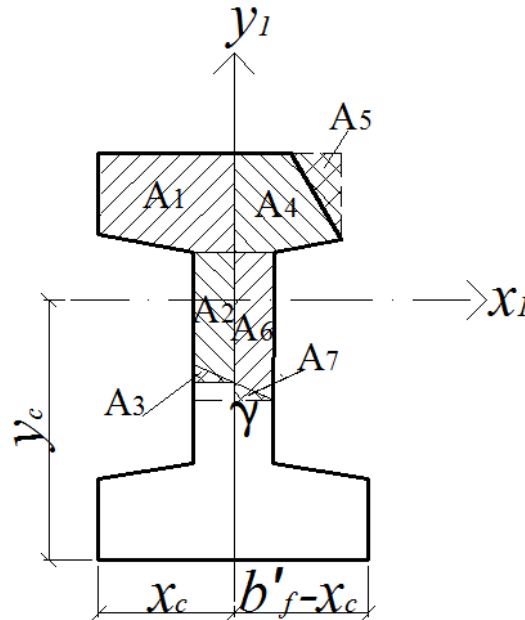


Рис. 5.5. До визначення статичного моменту S_y відносно головних осей y_1x_1

Для формули (4.90) визначимо площі складових фігур та їх координати:

$$A_1 = h'_f \cdot x_c = 0,06 \cdot x_c; \quad (5.55)$$

$$A_2 = (x - h'_f - (b - (x_c - b_2)) \cdot tg\gamma) \cdot (x_c - b_2) = (x - 0,06 - (0,06 - (x_c - 0,07)) \cdot tg\gamma) \cdot (x_c - 0,07); \quad (5.56)$$

$$A_3 = \frac{1}{2} \cdot (x_c - b_2)^2 \cdot tg\gamma = \frac{1}{2} \cdot (x_c - 0,07)^2 \cdot tg\gamma; \quad (5.57)$$

$$A_4 = ((b_1 + b_3) - x_c) \cdot h'_f = ((0,035 + 0,142) - x_c) \cdot 0,06; \quad (5.58)$$

$$A_5 = \frac{1}{2} \cdot b_1 \cdot h_1 = \frac{1}{2} \cdot 0,035 \cdot 0,06 = 0,00105 \text{ м}^2; \quad (5.59)$$

$$A_6 = (b'_f - x_c - b_2) \cdot (x - h'_f) = (0,2 - x_c - 0,07) \cdot (x - 0,06); \quad (5.60)$$

$$A_7 = \frac{1}{2} \cdot (b - (x_c - b_2))^2 \cdot tg\gamma = \frac{1}{2} \cdot (0,06 - (x_c - 0,07))^2 \cdot tg\gamma; \quad (5.61)$$

$$x_1 = \frac{x_c}{2}; \quad (5.62)$$

$$x_2 = \frac{x_c - b_2}{2} = \frac{x_c - 0,07}{2}; \quad (5.63)$$

$$x_3 = \frac{2}{3} \cdot (x_c - b_2) = \frac{2}{3} \cdot (x_c - 0,07); \quad (5.64)$$

$$x_4 = \frac{(b_1 + b_3) - x_c}{2} = \frac{(0,035 + 0,142) - x_c}{2}; \quad (5.65)$$

$$x_5 = (b_1 + b_3) - x_c - \frac{b_1}{3} = (0,035 + 0,142) - x_c - \frac{0,035}{3}; \quad (5.66)$$

$$x_6 = \frac{b - (x_c - b_2)}{2} = \frac{0,06 - (x_c - 0,07)}{2}; \quad (5.67)$$

$$x_7 = \frac{b - (x_c - b_2)}{3} = \frac{0,06 - (x_c - 0,07)}{3}. \quad (5.68)$$

Виразивши усі необхідні величини, можна переходити до запису системи рівнянь (4.18), (4.24), (4.90):

$$\begin{aligned} N - 22,6 \cdot (0,00957 + 0,06 \cdot (x - 0,06) - 0,0018 \cdot tg\gamma) - 0,000113 \cdot 408 - \\ - 0,000113 \cdot 260,5 + 0,000113 \cdot 1041,78 \cdot \left(\frac{0,6692 \cdot ((0,274 - 0,064 \cdot tg\gamma) \cdot \cos\gamma)}{x} - 1 \right) + \\ + 0,000113 \cdot 1041,78 \cdot \left(\frac{0,6692 \cdot ((0,274 - 0,032 \cdot tg\gamma) \cdot \cos\gamma)}{x} - 1 \right) = 0. \end{aligned} \quad (5.69)$$

$$\begin{aligned} N \cdot 0,225 - 22,6 \cdot (0,00957 + 0,06 \cdot (x - 0,06) - 0,0018 \cdot tg\gamma) \cdot \\ \cdot \left(\frac{0,0028 + 0,06 \cdot (x - 0,06) \cdot \left(0,24 - \frac{(x - 0,06)}{2} \right) - 0,00029 - 0,0018 \cdot tg\gamma \cdot \left(0,3 - x + \frac{0,06 \cdot tg\gamma}{3} \right)}{0,00957 + 0,06 \cdot (x - 0,06) - 0,0018 \cdot tg\gamma} \right) - 0,00013 \cdot \\ \cdot \left(0,3 - 0,02 - \frac{0,012}{2} \right) \cdot 408 - 0,000113 \cdot \left(0,3 - 0,02 - \frac{0,012}{2} \right) \cdot 260,5 + \\ + 0,000113 \cdot \left(0,02 + \frac{0,012}{2} \right) \cdot 1041,78 \cdot \left(\frac{0,6692 \cdot ((0,274 - 0,064 \cdot tg\gamma) \cdot \cos\gamma)}{x} - 1 \right) + \\ + 0,000113 \cdot \left(0,02 + \frac{0,012}{2} \right) \cdot 1041,78 \cdot \left(\frac{0,6692 \cdot ((0,274 - 0,032 \cdot tg\gamma) \cdot \cos\gamma)}{x} - 1 \right) = 0. \end{aligned} \quad (5.70)$$

$$\begin{aligned} S_{y_1} 0,06 \cdot x_c \cdot \frac{x_c}{2} + (x - 0,06 - (0,06 - (x_c - 0,07))) \cdot tg\gamma \cdot (x_c - 0,07) \cdot \\ \cdot \frac{x_c - 0,07}{2} - \frac{1}{2} \cdot (x_c - 0,07)^2 \cdot tg\gamma \cdot \frac{2}{3} \cdot (x_c - 0,07) - ((0,035 + 0,142) - x_c) \cdot \\ \cdot 0,06 \cdot \frac{(0,035 + 0,142) - x_c}{2} + 0,00105 \cdot \left((0,035 + 0,142) - x_c - \frac{0,035}{3} \right) - \\ - (0,2 - x_c - 0,07) \cdot (x - 0,06) \cdot \frac{0,06 - (x_c - 0,07)}{2} + \frac{1}{2} \cdot (0,06 - (x_c - 0,07))^2 \cdot tg\gamma \cdot \\ \frac{0,06 - (x_c - 0,07)}{3} = 0. \end{aligned} \quad (5.71)$$

В формулі (5.71) x_c виражено формулою (5.54). Рекомендується виконувати обчислення системи рівнянь (5.69), (5.70), (5.71) за допомогою математичних комплексів. У межах даної дисертаційної роботи для спрощення перетворень був використаний *KП Matlab*, а розрахунок виконаний методом послідовних наближень за допомогою алгоритму, створеному у *Microsoft Excel*.

У результаті розв'язку системи рівнянь, отримуємо пари коренів, які необхідно проаналізувати, їх може бути декілька: $N > 0, x > 0, x \leq h_2 + h_3$. Якщо корені не задовольняють цим вимогам, то необхідно зробити перерахунок задачі, змінивши при цьому форму стиснутої зони бетону.

Результат розв'язку:

$$\begin{cases} N = 475 \text{ кН}; \\ x = 0,15 \text{ м}; \\ \gamma = -0,48 \text{ рад}. \end{cases} \quad (5.72)$$

Аналізуючи отриманий результат, приходимо до висновку, що дана пара коренів задовольняє рішення нашій задачі, так як значення N та x додатні, значення $x \leq h_2 + h_3$, тобто, у ребрі. Знак «-» кута нахилу нейтральної лінії показує хід відліку, $\gamma = 0,48 \text{ рад} \approx 30^\circ$. Тому, приходимо до висновку, що форма стиснутої зони вибрана вірно.

Руйнуюче зусилля, отримане в ході експериментальних досліджень $N_{\text{експ.}} = 530 \text{ кН}$. Відношення $N_{\text{розрах.}} / N_{\text{експ.}} = 0,90$.

5.3. Впровадження результатів досліджень

5.3.1. Впровадження методу розрахунку пошкоджених елементів в практику реконструкції

Результати даної дисертаційної роботи були використані в проєктній організації товариство з обмеженою відповідальністю «Урбан.кут» (Україна, м. Одеса) під час розробки «Висновку щодо оцінювання технічного стану та можливості реконструкції 4-го та 5-го поверхів будівлі за адресою: м. Одеса, Фонтанська дорога, 123». Здобувачкою оцінена залишкова несуча здатність та технічний стан залізобетонних колон, пошкоджених в процесі експлуатації. На

підставі оцінювання зроблено висновок про подальшу нормальну експлуатації окремих конструкцій та будівлі в цілому. Про проведену роботу свідчить довідка ТОВ «Урбан.куб» (додаток Б).

Результати, отримані в дисертаційній роботі використані в процесі будівництва в товаристві з обмеженою відповідальністю «Руніком інвест» (Одеська область, Овідіопольський район, с. Лиманка, «Радужний масив», жилий масив «Ульянівка», буд 4) (додаток Б).

Зокрема на об'єктах ТОВ «Руніком інвест», що зводяться в м. Одесі та Одеському (Овідіопольському) районах Одеської області впроваджена система оцінювання залишкової несучої здатності стиснутих монолітних елементів каркасу (колони, пілони, діафрагми жорсткості тощо) багатопверхових житлових будинків, які отримали дефекти та пошкодження різного виду під час зведення будівель. Впровадження даної системи дає можливість оцінювати технічних стан дефектних та пошкоджених конструкцій та прийняти обґрунтоване рішення щодо подальшої їх нормальної експлуатації.

5.3.2. Впровадження в навчальний процес

Результати, отримані в даній науково-дослідній роботі, використовуються в навчальному процесі в Одеській державній академії будівництва та архітектури при читанні лекцій і проведенні практичних занять на кафедрі Залізобетонних конструкцій та транспортних споруд для аспірантів, що навчаються за спеціальністю «Будівництво та цивільна інженерія» галузі знань «Архітектура та будівництво» в 2020-2021 та 2021-2022 навчальних роках (додаток Б).

5.4. Висновки за розділом

1. За допомогою описаного в дисертації методу розрахунку пошкоджених залізобетонних елементів таврового профіля була визначена несуча здатність експериментальних зразків. Наведено детальний приклад розрахунку однієї з випробуваних колон. Результати співставлення свідчать про задовільний збіг теоретичних значень з величинами, отриманими при натурному експерименті.

2. Зіставлення теоретичних і експериментальних значень залишкової міцності показало розбіжність (коефіцієнт варіації) в середньому не більше ніж 0,122. Це означає, що метод може бути застосований в практиці проектування, будівництва та експлуатації.

3. Результати дослідження були застосовані при реконструкції і проектуванні реконструкції будинків. Розрахунки, проведені з використанням запропонованої в даній роботі методики, дозволили обґрунтувати можливість посилення такого виду пошкодженого несучого елемента. Після виконання робіт з підсилення проводився моніторинг об'єкту протягом року, який показав, що будь-яких дефектів або інших відхилень від параметрів нормальної експлуатації конструкції немає. З цього випливає, що несуча здатність пошкодженої конструкції визначена надійно.

4. Результати, отримані в даній науково-дослідній роботі, використовуються в навчальному процесі в Одеській державній академії будівництва та архітектури при читанні лекцій і проведенні практичних занять з для аспірантів.

Результати досліджень, що викладені в даному розділі, опубліковані в роботах [76, 78, 96, 97].

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. Робота залізобетонних елементів на стиск висвітлена в працях багатьох вчених. Розглядаються вплив різних чинників, але, можливе пошкодження залізобетонного елемента і його вплив на напружено-деформований стан залізобетонних елементів двотаврового поперечного профіля є мало освітленим питанням. У практиці будівництва зустрічаються випадки, коли необхідно визначити несучу здатність пошкоджених двотаврових колон і прийняти рішення щодо їх подальшої експлуатації, ремонту або заміни, а нормативні документи не дають конкретних методів розрахунку залишкової несучої здатності елементів з ушкодженнями. Тому, існує необхідність в розробці алгоритмів розрахунку елементів, що зазнають складний напружений стан, ушкоджених в процесі експлуатації.

2 В даній роботі описані експериментально-теоретичні дослідження роботи пошкоджених колон різної гнучкості. Виготовлені і випробувані 15 залізобетонних експериментальних зразків з ушкодженнями. Проаналізувавши праці та публікації за темою дисертації, для вивчення обрано такі чинники варіювання: кут відколу бетону θ , висота відколу b_1 і відносний ексцентриситет e_0/h .

Для аналізу впливу обраних факторів варіювання виконано експериментально-статистичне моделювання в ПК COMPEX.

Встановлено, що колони можуть витримувати максимальне руйнівне навантаження при куті нахилу фронту пошкодження 60° , мінімальній глибині пошкодження та при відсутності відносного ексцентриситету. А найменше руйнівне навантаження колони можуть витримати при відсутності кута нахилу фронту пошкодження, максимальній глибині пошкодження та максимальним відносним ексцентриситетом прикладеного навантаження.

3. Розроблено методику виготовлення зразків з ушкодженнями, яка найбільш наближена до реальних, отриманих при впливі на колони різних факторів.

4. У роботі описана методика випробувань, яка дозволила дослідити напружено-деформування стан пошкоджених колон двотаврового поперечного перерізу в зоні дії максимальних напружень, визначити несучу здатність таких зразків дослідним шляхом. Під час випробувань проводилося вимірювання відносних деформацій бетону та арматури в найбільш напруженому перерізі. Отримані графіки залежності деформацій від діючого навантаження, що дозволило отримати дійсну картину роботи пошкоджених залізобетонних колон двотаврового перерізу.

5. Виконаний розрахунок в ПК ЛІРА САПР показав, що в цілому, результати розрахунку не дають достатньо точного сходження теоретичних та експериментальних значень залишкової несучої здатності колон (коефіцієнт варіації – 0,444), тобто, при виконанні простого алгоритму дій не можливо отримати руйнуючі зусилля для прийняття подальших рішень щодо пошкодженого елемента.

Подібне моделювання дозволяє розглянути характер розподілу напружень, деформацій, і в цілому вивчити картину напружено-деформованого стану конструкції, економлячи час і кошти на проведення випробувань.

6. Виконано розрахунок за чинними нормативними документами, який показав, що є некоректним по відношенню до елементів з розглянутими ушкодженнями. Необхідно враховувати роботу оголених арматурних стержнів, а також особливості роботи залізобетону як непружного матеріалу. Це стосується визначення положення нейтральної лінії і отже, висоти стиснутої зони бетону. Наведені пропозиції дозволять наблизити розрахунок до істинної роботи конструкції.

7. Розроблено метод розрахунку, який враховує умову паралельності силових площин: точка докладання зовнішньої сили, рівнодіюча стискають зусиль в бетоні, арматурі і рівнодіюча зусиль в розтягнутій арматурі повинні лежати на одній прямій. Запропоновано метод врахування пошкодження стиснутого елемента двотаврового профілю на його залишкову несучу здатність. Виділено основні розрахункові випадки і описані їх відмінності.

Створено алгоритм розрахунку пошкоджених стиснутих і косостиснутих елементів двотаврового перерізу.

8. Розрахунок за вищевикладеної методикою показав хорошу збіжність з експериментальними значеннями. Розбіжності складають менше ніж 12,2%. Таким чином, метод можна застосовувати для визначення несучої здатності пошкоджених колон двотаврового поперечного перерізу, що розглядаються в дисертації.

Список використаних джерел

1. Аксенов В. Н. Работа железобетонных колонн из высокопрочного бетона. *Бетон и железобетон*. 2008. №6. С.5-8.
2. Алексеев С. Н. Коррозия и защита арматуры в бетоне. Москва: Стройиздат, 1968. 231с.
3. Алексеев С. Н. Проблемы нормирования защиты конструкций от коррозии. *Бетон и железобетон*. 1988. №11. С. 21-22.
4. Алиева Ж. И., Самедов М. А., Симонов М. З. Испытание внецентренно сжатых армированных колонн из легкого бетона. *Бетон и железобетон*. 1977. №2. С. 11-12.
5. Альбрехт Р. Дефекты и повреждения строительных конструкций / пер. с нем. Е. Ш. Фельдмана – М.: Стройиздат, 1979. 207 с.
6. Аль-надфе Н. Прочность и деформативность сжатых бетонных и железобетонных элементов при произвольном режиме статического нагружения: автореф. дис. на соиск. науч. степени канд. техн. наук: 05.23.01. Минск, 1993. 24с.
7. Альсухайджи С. А. Прочность и деформативность усиленных элементов: автореф. дис. на соиск. науч. степени канд. техн. наук: 05.23.01. Киев, 1994. 18 с.
8. Артемчук А. А. Использование высокопрочной арматуры в сжатых элементах из мелкозернистого бетона. *Бетон и железобетон*. 1988. №10. С.3-4.
9. Ахметзянов Ф. Х. Классификация повреждений бетона, предпосылки оценки его остаточной несущей способности в строительных элементах бетона при отсутствии и наличии армирования с простым механическим нагружением. *Известия КазГАСУ*. 2009. № 2 (12). С. 99–102.
10. Бабич С. В. Исследование и расчет внецентренно сжатых элементов с переменными эксцентриситетами по длине. *Бетон и железобетон*. 1999. №2. С. 12–14.

11. А. Эль Луз, Русинов А. И. Шаг поперечного армирования в сжатых элементах. *Бетон и железобетон*. 1992. №2. С.16-18.
12. Байда Д. М. Залишкова несуча здатність залізобетонних балок після їх часткового руйнування: автореф. дис. на соиск. науч. степени канд. техн. наук: 05.23.01. Київ. 2005. 20 с.
13. Байков В. Н., Димитров З. А., Рахманов А. А. Исследование несущей способности железобетонных балок с односторонней сжатой полкой. *Бетон и железобетон*. 1980. №9. С. 39-41.
14. Байков В. Н., Горбатов С. В. Определение предельного состояния внецентренно сжатых элементов по неупругим зависимостям напряжения – деформации бетона и арматуры. *Бетон и железобетон*. 1985. №6. С. 13-14.
15. Байков В. Н. Особенности разрушения бетона, обусловленные его ортотропным деформированием. *Бетон и железобетон*. 1988. №12. С.13-15.
16. Баклушев Е. В. Влияние гибкости и эксцентриситета приложения нагрузки на надежность внецентренно сжатых элементов. *Бетон и железобетон*. 1992. №4. С. 16-17.
17. Бамбура А. Н., Шталтовский В. А. Несущая способность внецентренно-сжатых колонн из мелкозернистого бетона. *Бетон и железобетон*. 1981. № 10. С. 14-15.
18. Бамбура А. Н., Сазонова И. Р. Особенности расчета колонн высотного здания, усиленных при реконструкции железобетонными обоймами. *Будівельні конструкції: збірник наукових праць*. 2005.– Том 1. С. 44-49.
19. Барашиков А. Я., Бліхарський З. Я. Деформативність залізобетонних конструкцій пошкоджених корозією з врахуванням фактору часу. *Будівельні конструкції: збірник наукових праць*. 2003. Вип. 59. Книга 1. С. 257-264.

20. Бекирова М. М. Несущая способность гибких сжатых железобетонных стоек, имеющих начальные несовершенства: автореф. дис. на соиск. науч. степени канд. техн. наук: 05.23.01. Одесса, 1985. 21 с.
21. Беликов В.А. Исследование несущей способности внецентренно сжатых колонн из высокопрочного бетона. *Бетон и железобетон*. 1969. №12. С. 36-39.
22. Беликов В. А. Сжатые армированные элементы из мелкозернистого бетона. *Бетон и железобетон*. 1980. №11. С. 17-18.
23. Бетонные и железобетонные конструкции. СНиП 2.03.01-84*. –[Чинний від 1984-08-20]. Москва, 1989. 80 с.
24. Бліхарський З. Я., Хміль Р. Є. Вплив корозійного середовища на стан залізобетонних димових труб. *Будівельні конструкції та споруди. Вісник Донбаської державної академії будівництва та архітектури*. 2001. Вип.5(30). С. 97-101.
25. Бліхарський З. Я., Хміль Р. Є. , Вашкевич Р. В. Міцність відновлених залізобетонних балок, пошкоджених внаслідок впливу агресивного середовища. *Будівельні конструкції: збірник наукових праць*. 2003. Вип. 59. Кн. 2. С. 74-79.
26. Бліхарський З. Я., Струк Р. Ф. Розрахунок залишкової несучої здатності нормальних перерізів залізобетонних балок з корозійними пошкодженнями. *Будівельні конструкції: збірник наукових праць*. 2005. Том 1. С. 72-76.
27. Боделан О.Є., Клименко Є.В. , Максютя О.В. Основні положення визначення несучої здатності двотаврових колон, пошкоджених в процесі експлуатації. *Збірка студентських наукових праць за 2019-2020 навчальний рік*. 2020. С. 67-72.
28. Бондар В. О., Степова О. В. Оцінка залишкового ресурсу по міцності балкових залізобетонних елементів із корозійними враженнями арматури

- в нормальных трещинах. *Бетон и железобетон в Украине*. 2009. №3. С. 24-29.
29. Бондаренко В. М., Ягупов Б. А. К вопросу о предельных состояниях поврежденных коррозией железобетонных конструкций. *Бетон и железобетон*. 2010. №3. С. 28-31.
30. Бондаренко В. М., Ягупов Б. А. Некоторые вопросы несилowych повреждений, конструктивной безопасности и живучести железобетонных сооружений. *Бетон и железобетон*. 2007. №1. С. 18-21.
31. Бондаренко В. М., Чупичев О. Б. О влиянии коррозионных повреждений на силовое сопротивление железобетонных конструкций. *Бетон и железобетон*. 1999. №6. С. 27-30.
32. Бондаренко В. М., Прохоров В. Н., Римшин В. И. Проблемы устойчивости железобетонных конструкций. *Бюллетень строительной техники*. 1998. №5. С. 13-16.
33. Бондаренко С. В., Санжаровский Р. С. Усиление железобетонных конструкций при реконструкции зданий. Москва, 1990. 352 с.
34. Бондаренко В. М. Феноменология кинетики повреждений бетонных и железобетонных конструкций, эксплуатирующихся в агрессивной среде. *Бетон и железобетон*. 2008. №2. С. 25-28.
35. Боровских А. В., Ягупов Б. А. Эффективность применения высокопрочной арматуры в сжатых зонах железобетонных конструкций. *Бетон и железобетон*. 2009. №1. С. 20-21.
36. Бурлаченко П. И. К расчету сечений внецентренно сжатых элементов. *Бетон и железобетон*. 1987. №4. С. 29-30.
37. Бурлаченко П. И. О подборе арматуры внецентренно-сжатых элементов прямоугольного профиля. *Бетон и железобетон*. 1982. №8. С. 25-26.
38. Валовой О. І., Єрьоменко О. Ю. Вплив матеріалів підсилення на міцнісні показники дослідних балок. *Бетон и железобетон в Украине*. 2006. №4. С. 17-19.

39. Ваноні М.І., Клименко Є.В., Максютя О.В. Робота пошкоджених двотаврових колон: тези доповідей 75-ї науково-технічної конференції професорсько-викладацького складу академії. Одеса: ОДАБА, 2019. С. 94.
40. Васильев А. И., Подвальный А. М. Комплексное влияние агрессивных факторов среды на коррозию арматуры в защитном слое железобетонных конструкций. *Бетон и железобетон*. 2010. №2. С. 26-29.
41. Вахненко П. Ф. Современные методы расчета железобетонных конструкций на сложные виды деформаций. Київ: Будівельник, 1992. 112 с.
42. Веретенников В. И. О влиянии размеров и формы сечения элементов на диаграмму деформирования бетона при внецентренном сжатии. *Бетон и железобетон*. 2000. №5. С. 27-30.
43. Выровой В. Н., Ширяева Н. Ю., Макарова С. С. Влияние технологической наследственности на трещиностойкость строительных композитов. *Защитные строительные конструкции и материалы: Труды международной конференции*. Санкт-Петербург: ПГУПС, 1995. С. 2-14.
44. Выровой В. Н. Структурообразование и разрушение композиционных строительных материалов. *Современные проблемы строительного материаловедения: труды международной конференции*. Самара: ОГАСА, 1995. С. 30-31.
45. Гвоздев А. А. К вопросу о несущей способности гибких внецентренно сжатых стержней / А. А. Гвоздев, Е. А. Чистяков // *Бетон и железобетон*. – 1981. – №4. – С. 45.
46. Гвоздев А. А., Байков В. Н. К вопросу о поведении железобетонных конструкций в стадии, близкой к разрушению. *Бетон и железобетон*. 1977. №9. С. 22–24.

47. Гимадетдинов К. И. Прочность сжатых элементов с повреждениями, снижающими сцепление арматуры с бетоном: автореф. дис. на соиск. науч. степени канд. техн. наук: 05.23.01. Москва, 1991. 18 с.
48. Голышев А. Б., Ткаченко И. Н. Проектирование усиления несущих железобетонных конструкций производственных зданий и сооружений. Киев, 2001. 172 с.
49. Гроздов В. Т., Гроздов В. Т. Признаки аварийного состояния несущих конструкций зданий и сооружений. Санкт-Петербург, 2000. 48 с.
50. Грунау Э. Предупреждение дефектов строительных конструкций / пер. с нем. Ю. М. Веллера. Москва: Стройиздат, 1980. 215 с.
51. Гусаков В. Н., Сафронов В. А. О напряженно-деформируемом состоянии тяжелого силикатного бетона при центральном и внецентренном сжатии. *Бетон и железобетон*. 1972. №5. С. 38-41.
52. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. [Чинний від 2011-06-01]. Київ, 2011. 71 с.
53. Дегтярев В. В. Учет влияния прогиба при расчете гибких внецентренно-сжатых элементов мостовых конструкций. *Бетон и железобетон*. 1981. №4. С. 44.
54. Дегтярев В. В. Деформативность бетона сжатой зоны в зависимости от формы и характера армирования. *Бетон и железобетон*. 1986. №8. С. 42-43.
55. Довгалюк В. И. Исследование работы центрально сжатых железобетонных колонн с косвенной и продольной арматурой. *Бетон и железобетон*. 1971. №11. С. 33-35.
56. Додонов М. И. Поперечные напряжения в сжатых бетонных призмах. *Бетон и железобетон*. 1990. №6. С. 40-42.
57. Дорофеев В. С. Выровой, В. Н., Сайед Бассем Влияние технологической поврежденности на характер разрушения железобетонных балок

- сельскохозяйственных зданий. *Использование вторичных ресурсов и местных материалов в сельском строительстве*: материалы всесоюзной научно-технической конференции. Челябинск. 1991. С. 15-16.
58. Дорофеев В. С. Зависимость модуля деформации бетона от его технологической поврежденности. *Ресурсосберегающие решения в производстве строительных материалов и конструкций*: сборник научно-исследовательских трудов. Одесса, 1992. С. 56-59.
59. ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016. Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану. [Чинний від 2017-04-01]. Київ, 2017. 43 с.
60. Заволока Ю. В., Кобринец В. М., Заволока М. В. Оценка технического состояния и усиление железобетонных конструкций. Одесса. 2000. 292 с.
61. Изотов Ю. Л. О предельной величине насыщения арматурой сжатой зоны поперечного сечения изгибаемых и внецентренно сжатых элементов. *Бетон и железобетон*. 2007. №6. С. 19-20.
62. Изотов Ю. Л., Изотова Т. Ю. Расчет внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения при малых эксцентриситетах. *Бетон и железобетон*. 2006. №1. С. 14-18.
63. Каганас М. А. Повреждение железобетона переменным током. *Бетон и железобетон*. 1969. №11. С. 31-33.
64. Кара Дамур А. Х. Влияние технологической поврежденности на свойства бетонных конструкций при малоцикловом нагружении: автореф. дис. на соиск. науч. степени канд. техн. наук: 05.23.01. Одесса, 1993. 14 с.
65. Килимник Л. Ш. Повреждения конструкций при сильных землетрясениях. *Бетон и железобетон*. 1979. №6. С. 11-13.
66. Клименко Є. В., Погрібний В. В., Довженко О. О. Деформативний та технічний стан несучих конструкцій стадіону «Ворскла» в м. Полтаві. *Будівельні конструкції*. Київ, 2004. Вип. 55. С. 319-324.

67. Клименко Є. В. До питання надійності залізобетонних конструкцій. *Будівельні конструкції*. Київ, 2005. Том 2. С. 210-215.
68. Клименко Є. В. До питання прогнозування технічного стану залізобетонних конструкцій. *Будівельні конструкції*. Київ, 2003. Вип. 59, Кн. 2. С. 68-73.
69. Клименко Є. В., Максюта О. В. Визначення несучої здатності двотаврових залізобетонних колон при прямому пошкодженні. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*. Одеса, 2022. Вип. 86, С. 24-34.
70. Клименко Є. В., Максюта О. В. Влияние повреждений на работу двутавровых железобетонных колонн. *Современное строительство и архитектура, энергосберегающие технологии: тезисы докладов XI Республиканской научно-практической конференции* (с международным участием): Бендер (Молдова), 2020. С. 38-42.
71. Клименко Є. В., Максюта О. В. Дослідження роботи двотаврових залізобетонних колон, пошкоджених в процесі експлуатації. *Проблеми та перспективи розвитку будівельного комплексу м. Одеси: Збірка тез доповідей III всеукраїнської науково-практичної конференції 17-18 грудня 2020 р.* Одеса: ОДАБА. 142 с.
72. Клименко Є. В., Максюта О. В. Залишкова несуча здатність пошкоджених залізобетонних колон двотаврового профілю. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. Рівне, 2022. Вип. 41. –С. 298-306.
73. Клименко Е. В. К вопросу определения остаточной несущей способности поврежденных железобетонных элементов. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*. 2013. Вип. 52. С. 107–113.
74. Клименко Є. В., Орешкович. М., Максюта О. В. Напружено-деформований стан пошкоджених двотаврових колон. *Експлуатація та*

- реконструкція будівель і споруд: Тези доповідей IV міжнародної конференції. Одеса: ОДАБА, 2021. С. 74 –76.*
75. Клименко Є. В., Антонюк Н. Р., Максюта О. В. Несуча здатність пошкоджених залізобетонних двотаврових колон. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*. Одеса. 2021. Вип. 85, С. 18-27.
76. Клименко Є. В., Максюта О. В. Основні положення визначення несучої здатності двотаврових колон, пошкоджених в процесі експлуатації. *76-а науково-технічна конференція професорсько-викладацького складу академії: тези доповідей, 21-22 травня 2020 р.* Одеса: ОДАБА, 2020. С. 78.
77. Клименко Е. В., Крутько Т. А. Работа поврежденных железобетонных колонн. Одеса, 2014. 137 с.
78. Клименко Є В., Максюта О. В. Розрахунок несучої здатності складнонапружених стиснутих залізобетонних елементів. *77-а науково-технічна конференція професорсько-викладацького складу академії: тези доповідей, 13-14 травня 2021 р.* Одеса: ОДАБА, 2021. С. 70.
79. Клименко Є. В., Максюта О. В. Сталева обойма, як експресметод підсилення залізобетонних пошкоджених колон. *Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини*. 2022. Вип. № 26. С. 115-127.
80. Клименко Є. В. Технічна експлуатація і реконструкція будівель та споруд. Полтава.: ПолтНТУ, 2004. 280 с.
81. Клименко Є. В. Технічний стан будівель та споруд. Одеса: ОДАБА, 2010. 284 с.
82. Клименко Є. В., Коваль О. В. Управління технічним станом сталезалізобетонних конструкцій. *Будівельні конструкції*. – Київ. 2008 р. Вип. 70. С. 151-157.

83. Кириакиди Г. И., Шеина С. Г. Сопротивление внецентренно-сжатых элементов безраскосных ферм поперечной силе. *Бетон и железобетон*. 1978. №10. – С. 8-9.
84. Колотилкин Б. М. Долговечность жилых зданий. Москва: Стройиздат, 1982. 250 с.
85. Кормер Б. Г. Универсальная таблица для расчета внецентренно сжатых элементов. *Бетон и железобетон*. 1995. №3. – С. 13-15.
86. Краковский М. Б. Надежность нормальных сечений внецентренно сжатых прямоугольных железобетонных элементов. *Бетон и железобетон*. 1992. №2. – С. 9-10.
87. Кривошеєв П. І. Науково-технічні проблеми реконструкції будівель та споруд. *Будівельні конструкції*. Київ: НДІБК, 2001. Вип. 54. С. 11–17.
88. Кудрявцев А. А., Мамед-Заде А. М. Несущая способность керамзитобетонных колонн при внецентренном сжатии. *Бетон и железобетон*. 1968. №5. – С. 39-40.
89. Кусакин А. П., Кудря А. А., Левин В. М., Шумейко Р. И. Применение в сжатых элементах стали повышенной прочности. *Бетон и железобетон*. 1982. №12. С. 20.
90. Лекишвили Г. Л. Работа внецентренно сжатых бетонных коротких элементов при малых эксцентриситетах: автореф. дис. на соиск. науч. степени канд. техн. наук: 05.23.01. Тбилиси, 1967 – 26 с.
91. Ле Мінь Л. Вплив локальних пошкоджень захисного шару бетону в стиснутих залізобетонних елементах на напружено-деформований стан арматури: автореф. дис. на соиск. науч. степени канд. техн. наук: 05.23.01. Харків, 2001. 22 с
92. Литвинов И. М. Усиление и восстановление железобетонных конструкций. Москва: Стройиздат, 1942. 95 с.
93. Лоссье А. Недостатки железобетона и их устранение / пер. с фр. В. Б. Рысс. Москва: Госстройиздат, 1958. 120 с.

94. Маданян С. А. Сжатые железобетонные элементы с механическими соединениями рабочей арматуры. *Бетон и железобетон*. 2007. №4. С. 16-20.
95. Маилян Д. Р. Зависимость предельной деформативности бетона от армирования и эксцентриситета сжимающего усилия. *Бетон и железобетон*. 1980. №9. С. 11-12.
96. Максюта О.В. Відновлення залізобетонних колон сталеву обіймою. 78-а науково-технічна конференція професорсько-викладацького складу академії: тези доповідей, 19-20 травня 2022 р. Одеса: ОДАБА, 2022. С. 74.
97. Максюта О.В. Підсилення залізобетонних двотаврових колон сталеву обіймою. *Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини: тези доповідей міжнародної науково-технічної конференції 9-11 червня 2022 р.*, Одеса: ОДАБА. С. 34-36.
98. Мальганов А. И., Плевков В. С., Полищук А. И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. Томск: Томский ун-т, 1990. 315 с.
99. Мальганов А. И. Плевков В. С., Полищук А. И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. Томск: Томский ун-т. 1992. 456 с.
100. Мартыянов В. В., Овсій М. О. Розрахунок прогину позацентрово стиснутих залізобетонних елементів з частковим пошкодженням захисного шару бетону. *Коммунальное хозяйство городов*. 2002. Вып. 38. С. 99-101.
101. Матвеев Е. П., Мешечкин В. В. Технические решения по усилению и теплозащите конструкций жилых и общественных зданий. Москва, 1998. 209 с.
102. Морин А. Л. Исследование внецентренно сжатых элементов из бетона высоких марок. *Бетон и железобетон*. 1974. №1. С. 39-41.

103. Морин А. Л. Исследования несущей способности и деформативности внецентренно сжатых железобетонных элементов из высокопрочного бетона: автореф. дис. на соиск. науч. степени канд. техн. наук: 480. Киев, 1969. 18 с.
104. Москвин В. М. Коррозия бетонных и железобетонных конструкций. Москва, 1980. 536 с.
105. Нурмаганбетов Е. К. Поперечный изгиб сжатых стержневых элементов. *Бетон и железобетон*. 1992. №6. С. 17-19.
106. Онуфриев Н. М. Исправление дефектов изготовления и монтажа сборных конструкций промышленных зданий. Ленингр, 1971. 159 с.
107. Онуфриев Н. М. Усиление железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений. Ленинград, 1965. 342 с.
108. Орел М.О., Клименко Є.В., Максюта О.В. Експериментальні дослідження пошкоджених двотаврових залізобетонних колон. *Збірка студентських наукових праць за 2020-2021 навчальний рік*. Одеса: ОДАБА, 2021. С. 299-303.
109. Отсмаа В. А. Прочность сжатых железобетонных колонн по наклонным сечениям. *Бетон и железобетон*. 1992. №9. С. 20-21.
110. Першаков В. Н. Несущая способность коротких неармированных керамзитобетонных колонн при сжатии. *Бетон и железобетон*. 1975. №10. С. 36-37.
111. Пецольд Т. М., Лазовский Д. Н. Расчет усиления железобетонных конструкций, эксплуатируемых строительных сооружений. *Бетон и железобетон*. 1999. №1. С. 11-14.
112. Пирадов А. Б., Аробелидзе В. И., Хуцишвили Т. Г. К расчету несущей способности внецентренно сжатых элементов. *Бетон и железобетон*. 1986. №1. С. 43-44.

113. Пирадов А. Б., Аробелидзе В. И., Хуцишвили Т. Г. Напряженно-деформированное состояние внецентренно сжатых элементов. *Бетон и железобетон*. 1988. №2. С. 28-29.
114. Писанко Г. Н., Щербаков Е. Н., Хубова Н. Г. Влияние макроструктуры бетона на процессы деформирования и разрушения при сжатии. *Бетон и железобетон*. 1972. №8. С. 31-33.
115. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01–84). Москва: Стройиздат, 1986. 192 с.
116. Попов Н. Н. Внецентренно сжатые элементы с продольной высокопрочной арматурой при статическом и динамическом нагружении. *Бетон и железобетон*. 1990. №10. С. 32-34.
117. Рабинович Е. А., Подлегаев И. М., Царин А. В., Табачишин Я. И., Вишняков Л. И. Усиление колонн реконструируемых зданий железобетонными обоймами. *Бетон и железобетон*. 1987. №4. С. 14-15.
118. Рискинд Б. Я. Прочность сжатых железобетонных стоек с термически упрочненной арматурой. *Бетон и железобетон*. 1972. №11. С. 31-33.
119. Роговой С. И. Определение критического эксцентриситета, соответствующего пределу текучести растянутой арматуры, при внецентренном сжатии. *Коммунальное хозяйство городов*. 2001. Вып.30. С. 105-108.
120. Роговой С. И., Пахомов Р. И. Оценка прочности нормального сечения железобетонных элементов в общем случае внецентренного сжатия с использованием деформационной модели. *Бетон и железобетон в Украине*. 2006. №4. С. 2-8.
121. Роговой С. И. Нелинейное деформирование в теории железобетона и расчет прочности нормальных сечений. Полтава: ПНТУ, 2002. 183 с.
122. Руденко В. В. Работа внецентренно-сжатых элементов. *Бетон и железобетон*. 1981. №10. С. 5-6.

123. Руденко В. В. Расчет сечений внецентренно сжатых элементов. *Бетон и железобетон*. 1985. №10. С. 29-30.
124. Руфферт Г. Дефекты бетонных конструкций. / пер. с нем. Зеленцова И. Г. Москва: Стройиздат, 1987. 111 с.
125. Савицкий Н. В., Шевченко Т. Ю., Худолей Е. Ю. Диагностика железобетонных конструкций с использованием логико-вероятностных методов. *Будівельні конструкції*. 2005. Том 2. С. 288-291.
126. Сапожников Н. Я. Надежность сжатых элементов и её нормирование для железобетонных конструкций. *Бетон и железобетон*. 1988. №11. С. 18-20.
127. Сигалов Э. Е., Протасов В. А. К определению осредненной жесткости железобетонных внецентренно сжатых стоек с учетом трещин в растянутых зонах. *Бетон и железобетон*. 1971. №2. С. 34-36.
128. Слезингер И. Н., Блох Е. О. Определение несущей способности железобетонных стоек. *Бетон и железобетон*. 1987. №2. С. 33-34.
129. Стеблянюк Л. В. Міцність несучих стін залізобетонних баштових споруд при наявності дефектів і пошкоджень: автореф. дис. на здоб. наук. ступеня канд. техн. наук: 05.23.01. Макіївка, 2001. 19 с.
130. Тамразян А. Г., Хетагуров А. Т. Влияние реологических свойств структуры на долговечность бетона. *Бетон и железобетон*. 2001. №5. С. 4-5.
131. Тьерри Ю. Ремонт зданий и усиление конструкций. / пер. с пол. Тьерри Ю. Москва, 1975. 175 с.
132. Узун И. А., Мишутин А. В., Дорожкин В. В. Расчет параметров напряженно-деформированного состояния внецентренно сжатых элементов с применением деформационной модели. *Будівельні конструкції*. 2003. Вип. 59, Кн. 1. С. 239-244.
133. Уткин В. С. Определение надежности железобетонных элементов при центральном сжатии вероятностным методом. *Бетон и железобетон*. 1998. №3. С. 18.

134. Физдель И. А. Дефекты бетонных, каменных и других строительных конструкций и методы их устранения. Москва: Госгройиздат, 1961. 224 с.
135. Физдель И. А. Дефекты в конструкциях, сооружениях и методы их устранения. Москва: Стройиздат, 1987. 336 с.
136. Физдель И. А. Дефекты и методы их устранения в конструкциях и сооружениях. Москва: Стройиздат, 1970. 140 с.
137. Фомица Л. Н. Контроль напряженного состояния сжатых элементов железобетонных конструкций. *Бетон и железобетон*. 1986. №4. С. 19-21.
138. Ходжаев А. А. Поведение колонн различной конструкции при повторных нагружениях. *Бетон и железобетон*. 1996. №5. С. 14-15.
139. Холмянский М. М. О процессе деформирования бетона и развития одиночных поперечных трещин или разрезов при внецентренном сжатии бетонных элементов. *Бетон и железобетон*. 1998. №3. С. 15-17.
140. Холмянский М. М. О процессе деформирования бетона и развития одиночных поперечных трещин или разрезов при внецентренном сжатии бетонных элементов. *Бетон и железобетон*. 1998. №4. С. 25-27.
141. Худолей Є. Ю. Діагностика та оцінка технічного стану залізобетонних конструкцій на основі вибіркового контролю: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: 05.23.01. Дніпропетровськ, 2004. 16 с.
142. Чихаладзе Э. Д. Расчет сталебетонных элементов прямоугольного сечения на прочность при осевом сжатии. *Бетон и железобетон*. 1993. №1. С. 13-15.
143. Шатохин В. И. Изгиб и внецентренное сжатие железобетонных стержней с двойной арматурой при длительном действии эксплуатационных нагрузок: автореф. дис. на соиск. науч. степени канд. техн. наук: 05.23.01. Одесса, 1966. 16 с.
144. Шестаков Л. П., Крылов С. М. Расчет внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения. *Бетон и железобетон*. 1988. № 1. С. 28-29.

145. Щелкунов В. Г. Напряженно-деформируемое состояние сжатого бетона и железобетона. Київ: Вища школа, 1983. 156 с.
146. Ягупов Б. А., Степанова В. Ф., Бондаренко В. М. К вопросу об усилении железобетонных конструкций. *Бетон и железобетон*. 2008. № 4. С 17-21.
147. Яковлев С. К. Работа внецентренно сжатых бетонных элементов при повторном статическом нагружении. *Бетон и железобетон*. 1992. № 8. С. 21-22.
148. Allan M. L. Probability of corrosion induced cracking in reinforced concrete *Cement and concrete research*. 1995. № 6. pp. 1179-1190.
149. Anclade C., Alonso C., Molina F. J. Cover cracking as a function of bar corrosion: Part I – *Experimental test. Materials and Structures*. 1993. № 26. pp. 435-464.
150. Arya C., Ofori-Darko F. K. Influence of crack frequency on reinforcement corrosion in concrete. *Cement and Concrete Research*. 1996. № 3. pp. 345-353.
151. Böttcher J. Rekonstruktion von jahrzehntealten Bauwerken in der chemischen Industrie. *Bauplanung – Bautechnik*. 1984. № 3. pp. 99–100.
152. Emmons P. H., Vaysburd A. M., Thomas J. Strengthening concrete structures, Part II. *Concrete International*. 1998. № 4. pp. 56-60.
153. EN 1992-1-2: Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-2: General rules – Structural fire design. Brussels, 2004. 97 p.
154. EN 1992-2: Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 2: Concrete bridges - Design and detailing rules. Brussels, 2005. 95 p.
155. Fan S., Zheng D. Stability of a cracked Timoshenko beam-column by modified Fourier series. *J. Sound Vibr.* 2003. № 264. pp. 475–484.
156. Frangopol D. M., Lin K. Y., Estes A. C. Reliability of reinforced concrete girders under corrosion attack. *J. Struct. Engrg. ASCE*. 1997. № 123 (3). pp. 286-297.

157. Fu X., Chung D. D. L. Effect of corrosion on the bond between concrete and steel rebar. *Cement and concrete research*. 1997. № 12. pp. 1811-1815.
158. Hammann D. A. Steel Corrosion in Concrete. *Materials Protection*. 1967. № 425. pp. 19-23.
159. Hirne W. G. The corrosion of steel-random thoughts and wishful thinking. *Concrete International*. 1993. № 10. pp. 54-57.
160. Hirne W G. The corrosion of steel-random thoughts and wishful thinking. *Concrete International*. 1993. № 10. pp. 54–57.
161. Kishen J., Kumar A. Finite element analysis for fracture behavior of cracked beam-columns. *Finite Elem*. 2004. № 40. pp. 1773–1789.
162. Kys K. Ermittlung des physischen Zustandes von Stahlbetonkonstruktionen/*Bauplanung – Bautechnik*. 1980. № 10. pp. 447–450.
163. Klymenko Y., Kos Z., Grynyova I., Crnoja A. Damaged reinforced concrete columns of various flexibility: research and calculation. Monograph. Varaždin, Croatia, 2020. 179 p. ISBN 978-953-7986-17-9.
164. Klymenko I., Dovgan A., Kos Z. Experimental-statistical modeling of the work of ferro-concrete columns damaged in the operation process. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*, 2017. Вип. № 67. pp. 37-42.
165. Klymenko I., Pavlovski A., Kos Z. Experimental studies of work of compressed ferro-concrete damaged columns of various flexibility. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*, 2017 Вип. № 66. pp. 35-40.
166. Klymenko Y., Grynyova I., Kos Z., Maksjuta O. Method for determining the residual bearing capacity of damaged I-beam reinforced concrete columns. *Springer Nature Switzerland AG 2021*, LNCE 100, pp. 2022.
167. Klymenko Y., Kos Z., Grynyova I., Maksjuta O. Operation of Damager H-Shaped Columns. *Springer Nature Switzerland AG 2021*, LNCE 100, pp. 192–201, 2021.

168. Kubicki J., Zybura A. Wpływ korozji stali zbrojeniowej na trwałość konstrukcji żelbetowych. *Ochrona przed Korozją*. 1998. № 6. pp. 154-161.
169. Polder R. B. Electrochemical chloride removal from concrete prisms containing chloride penetrated from sea water. *Construction and Building Materials*. 1996. № 1. pp. 83–88.
170. Riedel W., Liebezeit J. Beton zusatz mittel und ihr Einfluß auf die Korrosions beständig keit von Zementmörteln. *Baustoffindustrie*. 1976. № 19. pp. 11-15.
171. Riedel W. Die Korrosions beständig keilt von Zementen und Betonen in Magnesiumsulfat- und Magnesiumchloridlösungen. Promotion, Dissertationsschrift, Hochschule für Bauwesen. Leipzig, 1972.
172. Riedel W. Verfahren zur Erhöhung des Korrosions schutzes von Beton. *Bauplanung – Bautechnik*. 1978. № 6. pp. 11-13.
173. Scholz E. Beitrag zur korrosionsschutztechnischen Klassifikation Müßiger aggressiver Medien in der Landwirtschaft. *Bauplanung – Bautechnik*. 1978. № 2. pp. 13–14.
174. Suchan M. Odporność korozyjna zbrojenia oraz ocean ubytków korozyjnych w konstrukcjach żelbetowych. *Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji* konferencja naukowo-techniczna. Ustroń, 1998. pp. 249-261.
175. Suda K., Murayama Y. Buckling behavior of longitudinal reinforcing bars in concrete column subjected to reverse lateral loading. *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering/* 1996. pp. 1753.
176. Sues R. H., Wen Y.-R., Ang A. H.-S. Stochastic seismic performance evaluation of structures. *Proceedings of the Eighth World conference on Earthquake Engineering – Englewood Cliffs*; Prentice-Hall, INC 1984; vol. 1. pp. 377-384.
177. Suzuki K. Ohono Y., Prapartanatom S., Tamura H. Mechanism of steel corrosion in cracked concrete. *Proc. of 3rd SCI Int. Symposium on Corrosion of Reinforced Concrete*, Elsevier Applied Science, London-New York, 1990. pp. 12-28.

178. Timoshenko S., Gere J. Theory of elastic stability, 2nd ed. New York: McGraw-Hill. 1961.
179. Tsukamoto M. Untersuchung zur Durchlassigkeit von faserfreien und faserverstärkten betonbauteilen mit trennrissen. Berlin, 1994. 84 p.
180. Wang, C., Wang C., Aung M. Buckling of a weakened column. *ASCE J. Engng. Mech.* 2004. № 130. pp. 1373–1376.
181. Wawrusiewicz A. Ocena stanu korosyjnego zbrojenia betonowych obiektów mostowych w ciągu autostrady. *Awarie Budowlane: XVIII konferencja naukowo-techniczna*, Szczecin-Międzyzdroje, 1997. pp. 59-66.
182. Zong Z. Kunnath S. Buckling of reinforcing bars in concrete structures under seismic loads. The 14-th World Conference on Earthquake Engineering. Beijing, China. October 12-17. 2008.

ДОДАТКИ

ДОДАТОК А

**СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗДОБУВАЧА ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ
ТА ВІДОМОСТІ ПРО АПРОБАЦІЮ РЕЗУЛЬТАТІВ ДИСЕРТАЦІЇ**

**Наукові праці, в яких опубліковані основні наукові результати
дисертації:**

Статті у наукових фахових виданнях України

1. Клименко Є.В., Антонюк Н.Р., Максюта О. В. Несуча здатність пошкоджених залізобетонних двотаврових колон. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*. 2021. Вип. 85. С. 18-27. <https://doi.org/10.31650/2415-377X-2021-85-18-27>.

2. Клименко Є.В., Максюта О. В. Визначення несучої здатності двотаврових залізобетонних колон при прямому пошкодженні. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*. 2022. Вип. 86. С. 24-34. <https://doi.org/10.31650/2415-377X-2022-86-24-34>.

3. Клименко Є. В., Максюта О. В. Сталева обойма, як експресметод підсилення залізобетонних пошкоджених колон. *Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини*. 2022. Вип. 26. С. 115-127 <https://doi.org/10.31650/2707-3068-2022-26-115-127>.

4. Клименко Є. В., Максюта О. В. Залишкова несуча здатність пошкоджених залізобетонних колон двотаврового профілю. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. 2022. Вип. 41. С. 298-306.. <https://doi.org/10.31713/budres.v0i41.34>.

Стаття у виданні, що індексується в наукометричних базах

5. Klymenko Y., Zeljko Kos Z., Grynyova I., Maksjuta O. Operation of Damager H-Shaped Columns. *Lecture Notes in Civil Engineering* 2021. V. 100. P. 192–201. https://doi.org/10.1007/978-3-030-57340-9_24.

(індексується в наукометричній базі Scopus).

Наукові праці, які додатково відображають наукові результати дисертації:

6. Боделан О. Є. Клименко Є. В., Максюта О. В. Основні положення визначення несучої здатності двотаврових колон, пошкоджених в процесі експлуатації. Збірка студентських наукових праць за 2019-2020 навчальний рік. Одеса: ОДАБА, 2020. С. 67-72.

7. Орел М. О., Клименко Є. В., Максюта О. В. Експериментальні дослідження пошкоджених двотаврових залізобетонних колон. Збірка студентських наукових праць за 2020-2021 навчальний рік. Одеса: ОДАБА, 2021. С.299-303.

Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації:

8. Ваноні М. І., Клименко Є. В., Максюта О. В. Робота пошкоджених двотаврових колон. Тези доповідей 75-ї науково-технічної конференції професорсько-викладацького складу академії. Одеса: ОДАБА, 2019. С. 94.

9. Клименко Є. В., Максюта О. В. Влияние повреждений на работу двутавровых железобетонных колонн. Тезисы докладов XI Республиканской научно-практической конференции «Современное строительство и архитектура, энергосберегающие технологии» (с международным участием). Бендер (Молдова), 2020. С. 38-42.

10. Клименко Є. В., Максюта О. В. Основні положення визначення несучої здатності двотаврових колон, пошкоджених в процесі експлуатації. Тези доповідей 76-ї науково-технічної конференції професорсько-викладацького складу академії. Одеса: ОДАБА, 2020. С. 78.

11. Клименко Є. В., Максюта О. В. Дослідження роботи двотаврових залізобетонних колон, пошкоджених в процесі експлуатації. Збірка тез доповідей III всеукраїнської науково-практичної конференції «Проблеми та перспективи розвитку будівельного комплексу м. Одеси». Одеса: ОДАБА, 2020. С. 142.

12. Клименко Є. В., Максюта О. В. Розрахунок несучої здатності складнонапружених стиснутих залізобетонних елементів. Тези доповідей 77-ї

науково-технічної конференції професорсько-викладацького складу академії..
Одеса: ОДАБА, 2021. С. 70.

13. Клименко Є. В., Орешковіч М., Максюта О. В. Напружено-деформований стан пошкоджених двотаврових колон. Тези доповідей IV міжнародної конференції «Експлуатація та реконструкція будівель і споруд». Одеса: ОДАБА, 2021. С. 74 –76.

14. Максюта О. В. Відновлення залізобетонних колон сталевую обіймою. Тези доповідей 78-ї науково-технічної конференції професорсько-викладацького складу академії. Одеса. ОДАБА, 2022. С. 74.

15. Максюта О. В. Підсилення залізобетонних двотаврових колон сталевую обіймою. Тези доповідей міжнародної науково-технічної конференції «Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини». Одеса: ОДАБА. 2022. С. 34-36.

Відомості про апробацію результатів дисертації:

-75-а науково-технічна конференція професорсько-викладацького складу Одеської державної академії будівництва та архітектури (Україна, м. Одеса, 11-15 грудня 2020 р. – дистанційна участь);

-76-а науково-технічна конференція професорсько-викладацького складу Одеської державної академії будівництва та архітектури (Україна, м. Одеса, 25-29 травня 2020 р. – дистанційна участь);

-77-а науково-технічна конференція професорсько-викладацького складу Одеської державної академії будівництва та архітектури (Україна, м. Одеса, 13-14 травня 2021 р. – дистанційна участь);

-78-а науково-технічна конференція професорсько-викладацького складу Одеської державної академії будівництва та архітектури (Україна, м. Одеса, 21-22 квітня 2022 р. – дистанційна участь);

- XI Республіканська науково-практична конференція «Сучасне будівництво та архітектура, енергозберігаючі технології» (Молдова, м.Бендери, 24 листопада 2020 р. – очна участь).

- II Міжнародна наукова конференція ЕкоКомфорт та актуальні питання у будівництві Есо Comfort (Україна, м.Львів, 16-18 вересня 2020 р. – дистанційна участь).

-III Міжнародна наукова конференція ЕкоКомфорт та актуальні питання у будівництві Есо Comfort (Україна, м.Львів, 14-16 вересня 2022 р. – дистанційна участь).

-III всеукраїнській науково-практичній конференції «Проблеми та перспективи розвитку будівельного комплексу м. Одеси (Україна, м. Одеса, 17-18 грудня 2020 р. – дистанційна участь).

-IV міжнародній конференції «Експлуатація та реконструкція будівель і споруд» (Україна, м. Одеса, 09-10 вересня 2021 р. – очна участь);

-Міжнародна науково-технічна конференція «Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини» (Україна, м. Одеса 9-11 червня м. Одеса, 2022 р.).

ТОВ «УРБАНКУБ»
65062, Україна, місто Одеса, Гагаринське плато, 5/2
тел. моб. +38(096) 138-13-20
е-а. пошта: m.urban.cube@gmail.com



LTD «URBAN CUBE»
Ukraine, Odessa, Gagarin plateau, 5/2, 65062
ph. mob. +38(096) 138-13-20
e-mail: m.urban.cube@gmail.com

ДОВІДКА

ЩОДО ВПРОВАДЖЕННЯ НАУКОВО-ДОСЛІДНИЦЬКОЇ РОБОТИ

Дисертаційна робота на здобуття наукового ступеня доктора філософії Максюті Олени Володимирівни на тему «Напружено-деформований стан та несуча здатність стиснутих залізобетонних двотаврових пошкоджених елементів» містить суттєві наукові та практичні результати, які рекомендується для використання в практиці будівництва.

Здобувачка приймала участь в розробці «Висновку щодо оцінювання технічного стану та можливості реконструкції 4-го та 5-го поверхів будівлі за адресою: м. Одеса, Фонтанська дорога, 123», розробку проекту реконструкції виконувало ТОВ «УРБАН.КУБ». Під час виконання роботи була оцінена залишкова несуча здатність залізобетонних колон 4-го поверху, пошкоджених в процесі пожежі та оцінена їх залишкова несуча здатність.

Використання авторської методики Максюті Олени Володимирівни дало можливість оцінити стан дефектних конструкцій та прийняти обґрунтоване рішення щодо їх підсилення.

Директор ТОВ «УРБАН.КУБ»



Михайло Мельник

ТОВАРИСТВО З ОБМЕЖЕНОЮ ВІДПОВІДАЛЬНІСТЮ

«РУНІКОМ ІНВЕСТ»

Україна, 65125, Одеська область, Одеський (Овідіопольський) район, с.Лиманка, «Радужний» масив, ж/масив «Ульянівка», буд.4, приміщення.31, код ЄДРПОУ 38437427, ПІН 384374215515, Свідоцтво платника ПДВ № 200145937, р/р UA813071230000026002010227748, в ПАТ «БАНК ВОСТОК» м. Дніпро МФО 307123

Вих. № 23 від 02 2022р.

ДОВІДКА

про впровадження науково-дослідницької роботи

Дисертаційна робота на здобуття наукового ступеня доктора філософії Максюті Олени Володимирівни на тему «Напружено-деформований стан та несуча здатність стиснутих залізобетонних двотаврових пошкоджених елементів» містить значні наукові та практичні результати, які можуть бути застосовані в практиці будівництва.

Зокрема, на об'єктах, що зводяться в м.Одесі та Одеському (Овідіопольському) районі Одеської області товариством з обмеженою відповідальністю «РУНІКОМ ІНВЕСТ» впроваджена система оцінювання залишкової несучої здатності стиснутих монолітних елементів каркасу (колони, пілони, діафрагми жорсткості тощо) багатоповерхових житлових будинків, які отримали дефекти різного виду під час зведення будівель. Проведені роботи дають можливість оцінити стан дефектних конструкцій та прийняти обґрунтоване рішення щодо їх подальшої експлуатації.

Директор



М.М. ПОСТЕРНАК



МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ОДЕСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ БУДІВНИЦТВА ТА АРХІТЕКТУРИ

вул. Дідріхсона, 4, м. Одеса, 65029, тел./факс: (048) 723-69-04, тел. (048) 723-43-53,
E-mail: list@ogasa.org.ua, веб-сайт: www.odaba.edu.ua, код ЄДРПОУ 02071033

28.03.2022 № 29-220

На № _____ від _____

ДОВІДКА

про впровадження результатів наукових досліджень

Результати досліджень за дисертаційною роботою «Напружено-деформований стан та несуча здатність стиснутих залізобетонних двотаврових пошкоджених елементів» здобувачки наукового ступеня доктора філософії за спеціальністю 192 будівництво та цивільна інженерія, галузь знань 19 – Архітектура та будівництво **Максюти Олени Володимирівни** впроваджені в навчальний процес Одеської державної академії будівництва та архітектури при проведенні лекційних та практичних занять для магістрів з галузі знань «Архітектура та будівництво» (19), спеціальності «Будівництво та цивільна інженерія» (192) за спеціалізацією «Промислове та цивільне будівництво» при викладанні дисципліни «Оцінка технічного стану будівельних конструкцій та особливості їх обстеження».

Проректор з науково-педагогічної
роботи, д.т.н., професор

Юрій КРУТІЙ