

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЛЬВІВСЬКА ПОЛІТЕХНІКА»



РОМАШКО ВАСИЛЬ МИКОЛАЙОВИЧ

УДК 624.012.45:620.17

**ДЕФОРМАЦІЙНО-СИЛОВА МОДЕЛЬ ОПОРУ
БЕТОНУ ТА ЗАЛІЗОБЕТОНУ**

05.23.01 – будівельні конструкції, будівлі та споруди

АВТОРЕФЕРАТ
дисертації на здобуття наукового ступеня
доктора технічних наук

Львів – 2018

Дисертацією є рукопис

Робота виконана в Національному університеті водного господарства та природокористування Міністерства освіти і науки України (м. Рівне)

Науковий консультант: доктор технічних наук, професор

Бабич Євгеній Михайлович, Національний університет водного господарства та природокористування, завідувач кафедри промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд

Офіційні опоненти: доктор технічних наук, професор

Дорофєєв Віталій Степанович, Одеський національний морський університет, професор кафедри інженерних конструкцій та водних досліджень;

доктор технічних наук, професор

Шмуклер Валерій Самуїлович, Харківський національний університет міського господарства імені О.М. Бекетова, завідувач кафедри будівельних конструкцій;

доктор технічних наук, професор

Азізов Талят Нуредінович, Уманський державний педагогічний університет імені Павла Тичини, завідувач кафедри техніко-технологічних дисциплін, охорони праці та безпеки життєдіяльності.

Захист відбудеться «14» червня 2018 р., о 10⁰⁰ годині на засіданні спеціалізованої вченої ради Д 35.052.17 у Національному університеті «Львівська політехніка» за адресою: 79013, м. Львів, вул. Карпінського, 6, навчальний корпус II, ауд. 212.

З дисертацією можна ознайомитися в бібліотеці Національного університету «Львівська політехніка» за адресою: 79013, м. Львів, вул. Професорська, 1.

Автореферат розісланий «7» травня 2018 р.

Вчений секретар
спеціалізованої вченої ради



П.Ф. Холод

ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА РОБОТИ

Актуальність теми. Розробка моделей деформування залізобетонних елементів, що сприяли б розкриттю внутрішньої статичної невизначеності їх поперечного перерізу з забезпеченням методологічної єдності всіх розрахунків за граничними станами залишається і нині одною з найважливіших проблем в теорії бетону та залізобетону.

В «силовій» моделі, що ґрунтується на використанні «пластичного шарніру» з прямокутною епюрою напружень в стиснутому бетоні, ця проблема практично не була вирішена. Адже із-за різних вихідних передумов розрахунки залізобетонних елементів за граничними станами першої та другої групи залишилися повністю автономними.

Особливі сподівання у вирішенні зазначеної проблеми були покладені на «деформаційну» модель. Однак, не дивлячись на певні успіхи в її побудові, вона так і не забезпечила оптимального вирішення вказаної проблеми, оскільки в її рамках залишаються не розв'язаними наступні задачі:

- внутрішня статична невизначеність елементів, що зазнають неоднорідного деформування, навіть у граничному стані в більшості випадків розкривається за допомогою численних ітерацій, а у розрахунках за граничними станами другої групи виникає необхідність не тільки в численних ітераційних операціях, але й у використанні різного роду емпіричних параметрів, залежностей та коефіцієнтів;
- на сьогодні для залізобетонних елементів практично відсутні не тільки точні, але й наближені аналітичні рішення інтегральних залежностей $M = f(1/r)$ за екстремальним критерієм (критерієм Ферма) $dM/d(1/r) = 0$, що дозволяло б прогнозувати не тільки саму кривину $1/r$, але й відносні деформації крайових фібр стиснутого бетону ε_{c2} (включно з граничними ε_{cu}).

Певно, що за допомогою лише самих діаграм деформування матеріалів, які закладаються в основу деформаційних моделей, перераховані задачі вирішити доволі складно. Водночас, в усіх моделях розрахунки залізобетонних елементів за граничними станами другої групи завжди пов'язувалися безпосередньо з їх жорсткістю. Тому в загальній теорії деформування бетонних та залізобетонних елементів мову доцільно вести не про деформаційну, а про деяку «жорсткісну» модель. Її правильніше називати деформаційно-силовою, адже саме жорсткість $D = M/(1/r)$ функціонально зв'язує між собою силові та деформаційні параметри процесу деформування. На основі такої моделі і пропонується вести подальшу розбудову загальної теорії деформування бетонних та залізобетонних елементів.

Таким чином, до вирішення ставиться проблема удосконалення загальної моделі деформування залізобетонних елементів на основі гіпотези, що поєднує силові фактори з деформаційними параметрами залізобетонних елементів, забезпечуючи тим самим інтегральну оцінку напружено-деформованого стану їх поперечного перерізу з розкриттям внутрішньої статичної невизначеності при методологічній єдності всіх розрахунків за граничними станами.

Дана робота являється першим вихідним етапом (рис. 1) на шляху створення повномасштабної деформаційно-силової моделі, що розвиває та удосконалює

попередні моделі в загальній теорії бетону та залізобетону.

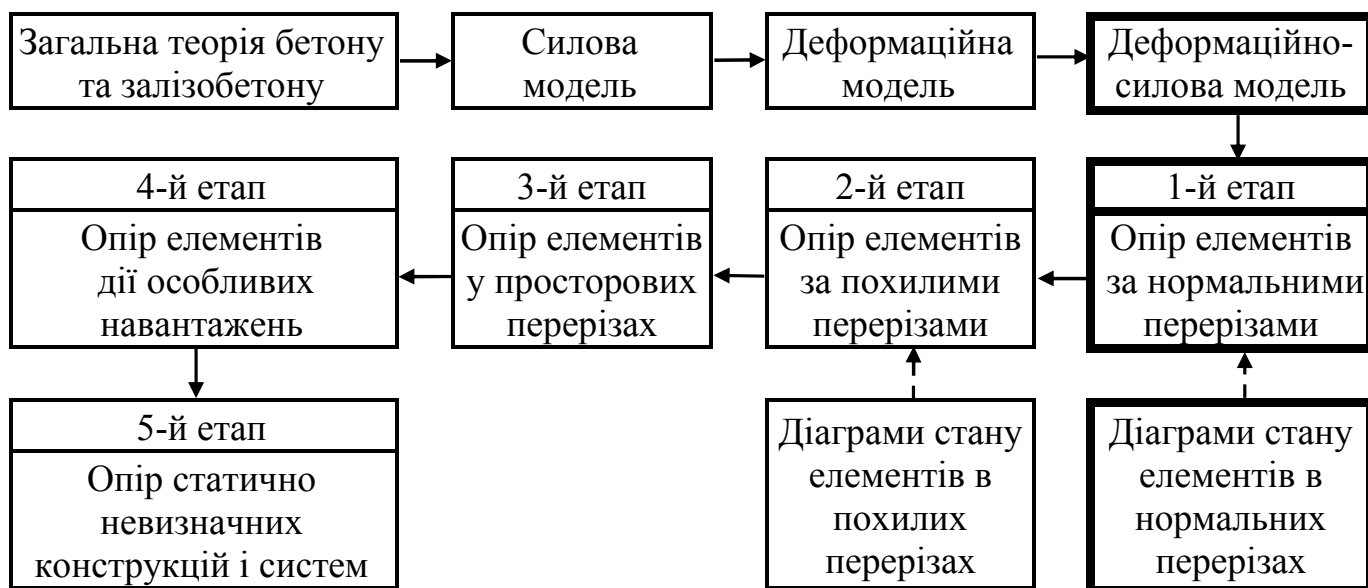


Рисунок 1 – Місце деформаційно-силової моделі в загальній теорії деформування бетону та залізобетону

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Тема дисертації відповідає концепції реалізації державної політики з нормативного забезпечення будівництва в Україні на період до 2015 року, схваленої розпорядженням Кабінету Міністрів України від 14.07.2010 р. (№ 1436-р), і стратегії сталого розвитку "Україна – 2020", схваленої указом президента України від 12.01.2015 року (№ 5/2015).

Основні дослідження теоретичного та прикладного характеру виконані в рамках держбюджетних робіт кафедр: інженерних конструкцій за темою «Дослідження роботи та удосконалення методів розрахунків будівельних конструкцій при різних режимах зовнішніх впливів» (державний реєстраційний номер 0107U004181); промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд за темою «Розробити нові та удосконалити існуючі методики розрахунку будівельних конструкцій, включаючи підсилені, при дії одноразових і повторних навантажень» (державний реєстраційний номер 0112U001122); міського будівництва і господарства за комплексною темою «Реконструкція та утримання міських територій, будівель і інженерних комунікацій» (державний реєстраційний номер 0108U009332); основ архітектурного проектування, конструювання та графіки за темою «Геометричне та фізичне моделювання в архітектурі, будівництві та техніці» (державний реєстраційний номер 0114U001154).

Всі вищезазначені теми, розробка яких здійснювалася за участю автора, слугували базовими для виконання дисертаційної роботи.

Мета роботи – розробка основ загальної деформаційно-силової моделі опору бетону і залізобетону, заснованої на діаграмах реального стану залізобетонних елементів в нормальних перерізах та направленої на розкриття їх внутрішньої статичної невизначеності при забезпеченні методологічної єдності всіх розрахунків за граничними станами, та запровадження отриманих результатів в практику проектування.

Для досягнення поставленої мети сформульовані наступні **задачі досліджень**:

1. Розробка основ деформаційно-силової моделі опору нормальних перерізів залізобетонних елементів конструкцій, згідно яких методологічна єдність їх розрахунків за граничними станами забезпечується діаграмами стану $M - 1/r$.

2. Отримання універсальної аналітичної залежності $M - 1/r$, здатної не тільки відтворювати діаграми реального стану залізобетонних елементів, але й, за певних початкових (вихідних) умов, трансформуватися у діаграми стану матеріалів, зокрема бетону $\sigma_c - \varepsilon_c$.

3. Виявлення найважливіших закономірностей і особливостей деформування бетону в залізобетонних елементах залежно від основних параметрів їх армування та ступеню неоднорідності деформування бетону в перерізі.

4. Надання обґрунтованих рекомендацій з визначення відносних деформацій стиснутого (розтягнутого) бетону в характерних або параметричних точках діаграм його стану.

5. В рамках деформаційно-силової моделі опору залізобетонних елементів розробка основних положень теорії їх тріщиностійкості, обґрунтованих за фізичною сутністю, максимально позбавлених емпіризму і зосереджених на розрахунках відстані між нормальними тріщинами та ширини їх розкриття.

6. У розрахунках залізобетонних елементів за деформаціями отримання замкнених рішень з визначення їх жорсткості, кривини та прогинів (переважно з використанням енергетичних методів).

7. Розробка в рамках пропонованої моделі деформування залізобетонних елементів конструкцій точних та спрощених методів їх розрахунку, що могли б слугувати в якості експрес-методів оцінки НДС елементів.

8. Експериментально-статистична оцінка методів розрахунку залізобетонних елементів конструкцій, розроблених за узагальненою деформаційно-силовою моделлю їх опору.

9. Апробація точних та спрощених методів розрахунку залізобетонних елементів за розробленою моделлю їх деформування в практиці проектування реальних об'єктів.

Об'єкт дослідження – опір стержневих бетонних та залізобетонних елементів з різних класів важкого бетону і арматури силовим впливам.

Предмет дослідження – напружено-деформований стан (НДС) і жорсткість нормальних перерізів бетонних та залізобетонних елементів за діаграмами їх реального стану при дії будь-якого стиску, згину чи розтягу.

Методи дослідження – вивчення та аналіз результатів відомих теоретичних і експериментальних досліджень, висвітлених у відкритих літературних джерелах; синтез, абстрагування, фізичне і математичне моделювання основних фізико-механічних властивостей бетону та визначальних характеристик і параметрів напружено-деформованого стану стержневих залізобетонних елементів конструкцій; методи числового аналізу НДС бетонних та залізобетонних елементів за дії різних силових впливів; методи теорії ймовірностей та математичної статистики обробки результатів експериментальних та теоретичних досліджень.

Наукова новизна одержаних результатів полягає в тому, що у розробленій

деформаційно-силової моделі опору бетону і залізобетону
вперше:

- на основі гіпотези нелінійності жорсткості отримано діаграму стану залізобетонного елемента $M-1/r$, яка має функціональну єдність з діаграмами деформування бетону $\sigma_c - \varepsilon_c$ та забезпечує методологічну єдність розрахунків залізобетонних елементів за граничними станами з розкриттям внутрішньої статичної невизначеності їх перерізів на будь-якій стадії деформування;
- континуальну (неперервну) функцію діаграми стану залізобетонного елемента $M-1/r$ отримано аналітичним способом, а не шляхом апроксимації дослідних даних, та доведено можливість її трансформації в діаграму стану бетону $\sigma_c - \varepsilon_c$;
- граничні деформації стиснутого бетону в залізобетонних елементах отримано у вигляді функції, залежної від параметрів армування та ступеню неоднорідності деформування бетону в їх поперечному перерізі $\varepsilon_{cu} = f(\varepsilon_{si}, \rho_{li}, x_{si}, m_h, m_b)$, що сприяє розкриттю внутрішньої статичної невизначеності перерізу залізобетонних елементів в граничній стадії деформування;

удосконалено:

- загальну модель деформування залізобетонних елементів конструкцій шляхом її наближення до моделей методу скінчених елементів (МСЕ) за допомогою діаграм стану $M-1/r$ з одночасним збереженням: фізичної сутності процесів деформування залізобетонних елементів; відносної простоти програмного забезпечення та можливості інженерної реалізації більшості розрахунків за компактними алгоритмами;
- спосіб розкриття внутрішньої статичної невизначеності залізобетонних елементів конструкцій через доповнення системи статичних, геометричних та фізичних співвідношень механіки деформованого твердого тіла діаграмами стану $M-1/r$ і функціями граничних деформацій стиснутого бетону $\varepsilon_{cu} = f(\varepsilon_{si}, \rho_{li}, x_{si}, m_h, m_b)$, що веде до суттєвого скорочення ітераційних операцій;
- спосіб визначення кривини залізобетонних елементів завдяки її знаходженню безпосередньо з діаграм стану $M-1/r$, чим суттєво підвищено ефективність енергетичних методів розрахунку прогинів;
- методику розрахунку тріщиностійкості залізобетонних елементів за допомогою діаграми стану $M-1/r$, якою базову відстань між нормальними тріщинами та ширину їх розкриття пов'язано з основними (визначальними) параметрами напружено-деформованого стану залізобетонних елементів в системі статичних, геометричних та фізичних співвідношень за максимального уникнення емпіризму;

отримали подальший розвиток:

- критерії вичерпання несучої здатності перерізу залізобетонного елемента за причинно-наслідковим зв'язком з параметрами деформування, чим забезпечено їх трансформацію в критерії досягнення граничного стану залізобетонних елементів;
- способи врахування впливу розтягнутого бетону на загальний стан осередненого перерізу окремих ділянок залізобетонного елемента за допомогою діаграми $M-1/r$, чим забезпечено інтегральну оцінку його напружено-деформованого стану до та після виникнення тріщин;

- методика визначення базової відстані між нормальними тріщинами за рахунок параметрів зчеплення арматури з бетоном, чим виключено її залежність від низки емпіричних параметрів та коефіцієнтів;
- залежність з врахування профілю розтягнутої арматури за критерієм зминання її поперечних ребер, чим уточнено вплив параметрів зчеплення арматури з бетоном на інтегральну оцінку стану елементів;
- методика розрахунку прогинів косозавантажених залізобетонних елементів з її суттєвим спрощенням завдяки залученню універсальних діаграм стану $M - 1/r$.

Практичне значення результатів роботи. Отримані результати досліджень: розвивають загальну теорію деформування бетонних та залізобетонних елементів; удосконалюють методи розрахунку їх нормальних перерізів та забезпечують єдині методологічні передумови для їх виконання; створюють передумови для об'єктивної оцінки напружено-деформованого стану та несучої здатності тих конструктивних елементів, що експлуатуються тривалий час і потребують відповідного підсилення із-за зменшення власного ресурсу.

За результатами досліджень розроблені інженерні методи розрахунку нормальних перерізів бетонних та залізобетонних елементів за граничними станами, які не потребують складного програмного забезпечення і дозволяють виконувати більшість розрахунків за простими компактними алгоритмами. На їх основі підготовлені рекомендації щодо внесення відповідних змін в нормативні документи з проектування залізобетонних конструкцій (ДСТУ Б В.2.6-156:2010) при їх перегляді. Зазначені рекомендації передані тим науковим установам і колективам, де розглядалась дисертаційна робота та прийняті НДІБК до впровадження.

Загалом результати дисертаційних досліджень знайшли застосування в:

- Волинській філії державного підприємства «Український державний науково-дослідний інститут проектування міст “Діпромісто”» при розрахунку основних несучих конструкцій залізобетонних каркасів наступних об'єктів: «Агропромисловий комплекс по зберіганню та переробці сільськогосподарської продукції в смт Велика Димерка Броварського району Київської області. Овочесховище»; Проект «Супермаркет на вул. Калиновій, 39 в с. Рованці Боратинської сільської ради Луцького району Волинської області»;
- Рівненській філії державного підприємства «Український державний науково-дослідний інститут проектування міст “Діпромісто”» при розрахунку основних несучих конструкцій залізобетонних каркасів житлового кварталу з об'єктами соціального побуту по вулиці Гагаріна в м. Рівному;
- товаристві з обмеженою відповідальністю «Галицька основа» (м. Львів) при розрахунку основних несучих конструкцій залізобетонних каркасів наступних об'єктів: «34-квартирний 11-поверховий житловий будинок на Студентській набережній в м. Ужгород»; «Реконструкція з розширенням існуючих будівель на вул. Промисловій, 52б за рахунок добудови під автосалон та СТО з даховою котельнею та технічними приміщеннями з КТП»;
- приватному акціонерному товаристві «Рівнеінвестпроект» при розрахунку основних несучих конструкцій залізобетонних каркасів наступних об'єктів: «Робочий проект підземних переходів з торговим центром в м. Рівне, площа

Театральна»; «Робочий проект II-черги реконструкції готелю «Україна» - торгово-офісний комплекс на вул. Соборній, 112В в м. Рівне»; «Робочий проект будівництва багатоквартирного житлового будинку на вул. Соборна, 5 в м. Рівне»; «Реконструкція з перепрофілюванням незавершеного будівництва будинку культури в м. Острог під навчальний корпус Національного університету «Острозька Академія»».

Матеріали дисертаційних досліджень запроваджені в лекційні курси окремих навчальних дисциплін. Авторська монографія та рекомендації використовуються в якості навчальних посібників аспірантами, магістрами та студентами спеціальності «Промислове та цивільне будівництво» Національного університету водного господарства та природокористування (м. Рівне) та Одеської державної академії будівництва та архітектури.

Особистий внесок здобувача. Всі ідеї, викладені в дисертації, наукові розробки та практичні результати отримані автором особисто. У дослідженнях, виконаних і опублікованих зі співавторами, особистий внесок здобувача полягає в постановці завдань, науковому обґрунтуванні, розробці моделі деформування і методів розрахунку та деталізований в роботах [3; 5; 10; 13; 20; 21; 32; 41; 45-47; 50] списку публікацій.

Апробація результатів дисертації. Основні положення дисертаційної роботи оприлюднювались на: п'ятій (5 – 8 вересня 2006 р.), шостій (8 – 11 січня 2008 р.) та восьмій (13 – 16 жовтня 2014 р.) науково-технічних конференціях «Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди» (м. Рівне); сьомій (9 – 11 жовтня 2006 р., м. Кривий Ріг), десятій ювілейній (8 – 12 жовтня 2012 р., м. Полтава) та одинадцятій (27 – 31 жовтня 2014 р., м. Полтава) міжнародних науково-технічних конференціях «Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація; п'ятій (2 – 5 жовтня 2007 р., м. Полтава) та шостій (24 – 27 травня 2011 р., м. Одеса) Всеукраїнських науково-технічних конференціях «Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону»; міжнародних науково-технічних конференціях «Актуальні проблеми водного господарства і природокористування» (21 – 22 листопада 2007 р. і 21 – 23 жовтня 2009 р., м. Рівне); міжнародній науково-технічній конференції «Динаміка та міцність машин, будівель і споруд» (16 – 19 червня 2009 р., м. Полтава); міжнародному багатогалузевому науково-технічному форумі «Инженерная стратегия-инновация» в рамках конференції «Инженерные решения и инновации в строительстве и архитектуре» (22 травня 2009 р., м. Одеса); міжнародних конференціях «Структурообразование, прочность и механика разрушения композитных строительных материалов и конструкций» (20 – 21 вересня 2012 р. і 16 – 17 квітня 2015 р., м. Одеса); XIV міжнародній науковій конференції «Актуальні проблеми будівництва та інженерії докiлля «Львів – Кошице – Жешув (3 – 5 вересня 2013 р., м. Львів); European Conference on Innovations in Technical and Natural Sciences. The 11th International Scientific Conference (02 June 2016, Vienna, Austria); CXXIII International Research and Practice Conference and I stage of the Championship in Technical sciences, Architecture and Construction (12 – 17 May 2016, London, UK); CXXX International Research and Practice Conference and II stage of the Championship in Technical sciences, Architecture and Construction (13 – 19 September 2016, London, UK); 6-й міжнародній науково-технічній конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд та

будівель на залізничному транспорті» (19 – 21 квітня 2017, м. Харків); міжнародній науково-технічній конференції «Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону» (18 – 20 жовтня 2017 р., м. Полтава).

У повному обсязі робота доповідалась і отримала схвалення на: розширеному засіданні кафедри основ архітектурного проектування, конструювання та графіки Національного університету водного господарства та природокористування; розширеному засіданні кафедри будівельних конструкцій Харківського національного університету міського господарства ім. О. М. Бекетова; засіданні кафедри залізобетонних та кам'яних конструкцій Одеської державної академії будівництва і архітектури.

Публікації. За темою дисертації опубліковано 50 робіт. Основні результати досліджень викладені в монографії [1], рекомендаціях [2], в 34-х статтях у друкованих виданнях, включених до Переліку наукових фахових видань України [5; 6; 7; 10-40], у 2-х наукових періодичних виданнях іноземних держав та у 5-ти наукових виданнях України, які включені до міжнародних наукометричних баз, а також в інших журналах і збірниках.

Структура і обсяг роботи. Дисертація складається зі вступу, семи розділів, загальних висновків, списку використаної літератури (551 найменування) і 8-ми додатків. Робота викладена на 533 сторінках, з яких 336 сторінок основного тексту, 60 сторінок списку літератури, 137 сторінок додатків. Основна частина дисертації містить 144 рисунки і 21 таблицю на 52-х повних сторінках.

ОСНОВНИЙ ЗМІСТ РОБОТИ

У **вступі** визначені актуальність, мета та задачі досліджень, викладені загальна характеристика, наукова новизна та практична значимість роботи.

Перший розділ присвячено огляду етапів розвитку загальної теорії деформування бетонних та залізобетонних елементів. Названо дослідників, чій роботи відіграли важливу роль у заснуванні методів розрахунку за:

- допустимими напруженнями – Bernoulli J., Hooke R., Nawy E. G., Parent A.;
- руйнуючими зусиллями – Лолейт А. Ф., Пастернак П. Л.;
- граничними станами – Гольденблат І. І., Гвоздев О. О., Мурашев В. І.;
- деформаційними моделями – Диховичний О. О., Байков В. М., Голишев О. Б., Бамбура А. М., Бачинский В. Я., Гуца Ю. П., Hognestad E., Rusch H., Vecchio F. J., Collins M. P.

Загалом же основну увагу приділено детальному аналізу сучасного стану експериментально-теоретичних досліджень, пов'язаних з розвитком деформаційних моделей та спрямованих на забезпечення методологічної єдності всіх розрахунків залізобетонних елементів за граничними станами. Відзначено істотний внесок у вирішення зазначеної проблеми вітчизняних вчених: Азізова Т. Н., Бабича Є. М., Бамбури А. М., Барашикова А. Я., Бачинського В. Я., Бліхарського З. Я., Вахненка П. Ф., Голишева О. Б., Городецького О. С., Дорофєєва В. С., Карпюка В. М., Кінаша Р. І., Клименка Є. В., Клованича С. Ф., Колчунова В. І., Кочкарьова Д. В., Митрофанова В. П., Молодченка Г. А., Мурашка Л. А., Немчинова Ю. І., Павлікова А. М., Рогового С. І., Сердюка Л. І., Семка О. В., Стороженка Л. І., Узуна І. О., Фомиці Л. М., Фоміна С. Л.,

Шмуклера В. С., Яременка О. Ф. та багатьох інших.

Здійснено класифікацію та визначені основні переваги і недоліки:

– існуючих моделей опору залізобетонних елементів конструкцій силовим впливам (рис. 2) за роботами Лолейта А. Ф., Пастернака П. Л., Гвоздева О. О., Мурашова В. І., Васильєва Б. Ф., Немировського Я. М., Байкова В. М., Голишева О. Б., Бачинського В. Я., Бамбури А. М., Бондаренка В. М., Карпенка М. І., Залєсова О. С., Боровських О. В., Генієва Г. О., Белова В. І., Зайцева Ю. В., Васильєва П. І., Диховичного О. О., Городецького О. С., Немчинова Ю. І., Колчунова В. І., Клованича С. Ф., Крилова С. Б., Hognestad E., Smith G., Rusch H., Vecchio F. J., Collins M. P., Ngo D., Scordelis A. Westergaard H. M. та ін.;

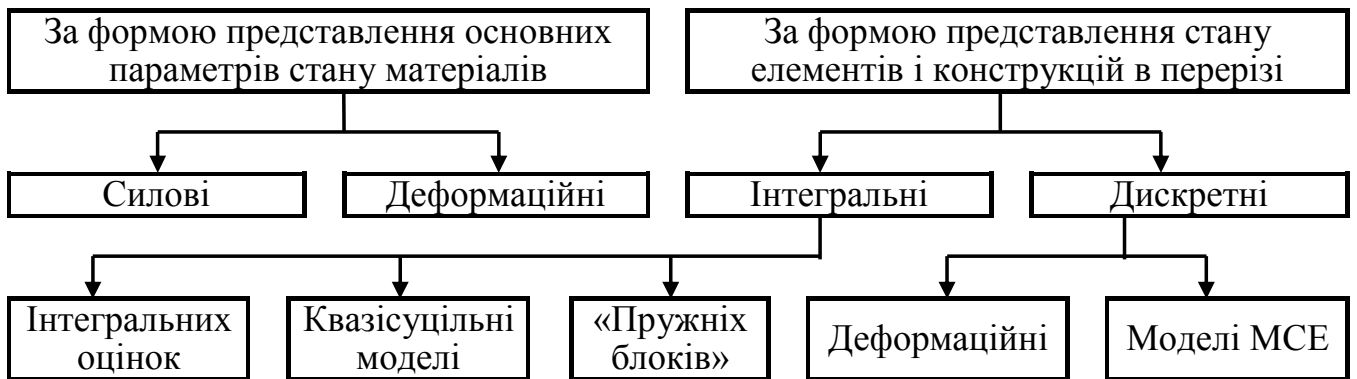


Рисунок 2 – Загальна класифікація моделей опору бетону та залізобетону

– 25-ти різновидів діаграм стану залізобетонних елементів, згрупованих (рис. 3...6) за роботами нижчезказаних авторів;

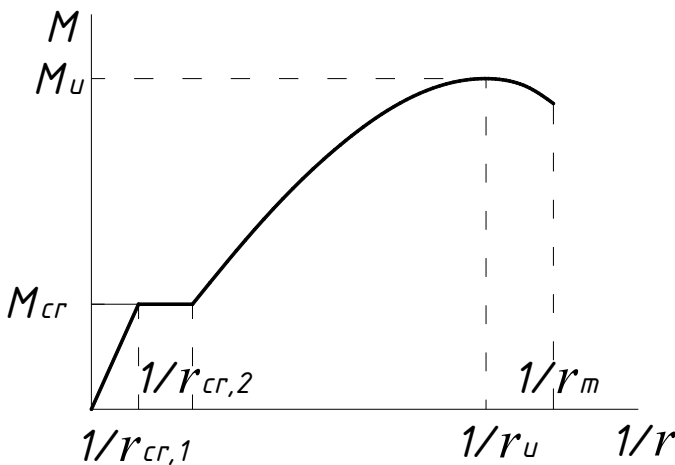


Рисунок 3 – Діаграми I-го типу:

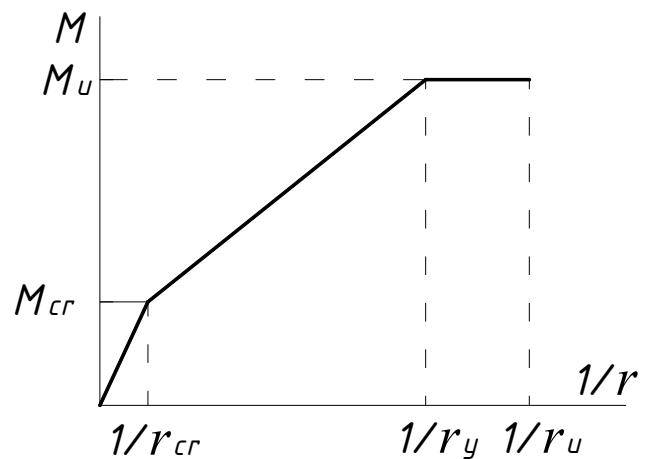


Рисунок 4 – Діаграми II-го типу:

Мурашев В. И., Branson D. E., Немировский Я. М., Beeby A. W., Rao P. S., Gilbert R. I., Favre R., Espion B., Giuriani E., Gelfi P., Prakhya G. K. V., Creazza G., MacGregor J. G., Polak M. A., Pfyf T., Lüthold A. K., Pillai S. U., Sokolov A., Дорофеев В. С., Ковров А. В., Burns С.

Sinha B. P., Gerstle K. H., Tulin L.G., Agrawal G. L., Burns N. H., Siess, C. P., Monnier Th., Macchi G., Branson D. E., Çelik T., Bazant Z. P., Gelfi P., Levi F., Espion B., Паньшин Л. Л., Charkas H., Siddique M. A. A., Fantilli A. P., Calabrese A., Çoşgun T., Guan G. X.

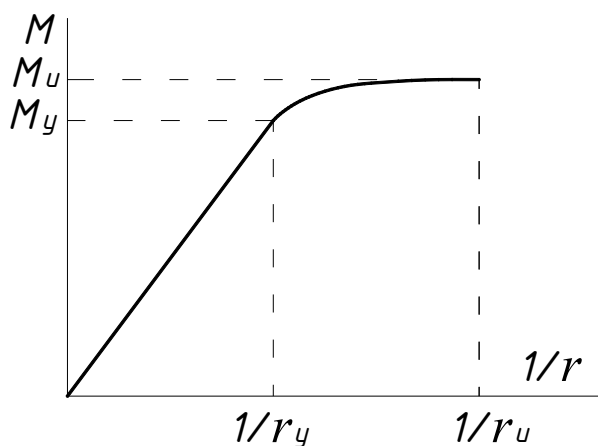


Рисунок 5 – Діаграми III-го типу:

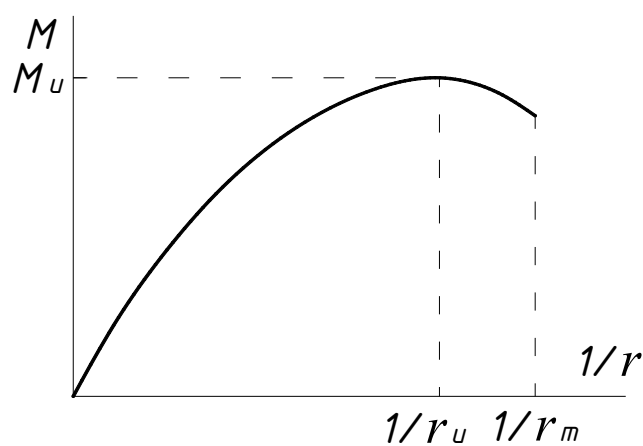


Рисунок 6 – Діаграми IV-го типу:

Pfrang E. O., Siess C. P., Sozen M. A., MacGregor J. G., Breen J. E., Тихий М., Ракосник Й., Veen van der C., Lu Y. Q., Ersoy U., Jirasek M., Bazant Z. P., Lüthold A. K., Pillai S. U., Menon D., Priestley M. J. N., Calvi M. C., Bentz E., Montejo L. A., Kowalsky M. J., Araújo J. M., Шмуклер В. С., Hagen G. R.

Кротовский С. С., Таль К. Э., MacGregor J. G., Breen J. E., Pfrang, E. O., Kuczynski W., Маилян Л. Р., Лемыш Л. Л., Jirasek M., Starosolski W., Achintha P. M. M., Burgoyne C.J., Бамбура А. М., Ožbolt J., Meštrović D., Бахарева Е. А., Стружанов В. В., Çiftci G. K., Chen M., Валовой О. І., Мирсаяпов И. Т.

- 20-ти різних функцій жорсткості залізобетонних елементів та конструкцій;
- 18-ти залежностей модуля деформацій бетону;
- 52-х різновидів діаграм деформування та стану стиснутого бетону;
- для основних параметричних точок зазначених діаграм:
 - 39-ти залежностей з визначення критичних деформацій;
 - 23-х різновидів залежностей з визначення граничних деформацій;
- 29-ти залежностей з відображенням основних закономірностей деформування розтягнутого бетону;
- 18-ти пропозицій з врахування роботи розтягнутого бетону між тріщинами;
- 11-ти функцій кривини залізобетонних елементів конструкцій;
- 14-ти різних залежностей з визначення прогинів;
- 43-х залежностей з розрахунку відстані між нормальними тріщинами;
- 49-ти функцій ширини розкриття нормальних тріщин.

Завдяки проведеному аналізу сформульовані наступні висновки:

1. Узагальнена деформаційно-силова модель опору бетону та залізобетону повинна поєднати в собі основні переваги силових та деформаційних, дискретних та інтегральних моделей. Одним з основних її елементів, здатним об'єднати чи примирити між собою існуючі на сьогодні моделі, можна вважати діаграму стану залізобетонних елементів $M - 1/r$.
2. Універсальна аналітична залежність виду $M - 1/r$ повинна бути здатною не тільки відтворювати реальний напружено-деформований стан залізобетонних елементів, але й за певних вихідних умов трансформуватися в діаграми стану матеріалів, зокрема бетону $\sigma_c - \varepsilon_c$.
3. Діаграму стану елемента конструкції $M - 1/r$ доцільно моделювати за допомогою

інтегральної жорсткості осередненого перерізу в блоці між тріщинами. Функція жорсткості залізобетонного елемента загалом є залежною не тільки від рівня його завантаження чи зусиль M/M_u , але й від рівня деформування елемента $(1/r)/(1/r_u)$.

4. Для отримання замкнених рішень жорсткість-кривина-прогин, всі зазначені параметри напружено-деформованого стану залізобетонних елементів необхідно пов'язувати з діаграмами їх стану $M - 1/r$.
5. Існуючі різновиди діаграм деформування стиснутого бетону обумовлені як об'єктивними, так і суб'єктивними відмінностями в результатах випробування дослідних зразків навіть за однакових умов їх проведення. Тому моделювати слід не просто діаграму деформування бетону $\sigma_c - \varepsilon_c$, а діаграму його стану.
6. Процес деформування бетону, а значить і діаграму його реального стану $\sigma_c - \varepsilon_c$ доцільно відтворювати за допомогою січного модуля деформацій бетону E_{cc} , так як він зв'язує між собою два основних параметри стану матеріалу (σ_c і ε_c).
7. В узагальненій моделі деформування бетонних та залізобетонних елементів критичні деформації стиснутого бетону ε_{c1} доцільно визначати за класичним принципом через пружну та пластичну складові. Граничні деформації стиснутого бетону ε_{cu} слід пов'язувати з характером напружено-деформованого стану елемента та визначати за екстремальним критерієм $dM/d(1/r) = 0$.
8. Діаграму стану розтягнутого бетону $\sigma_{ct} - \varepsilon_{ct}$ та її основні параметричні точки бажано моделювати за аналогією зі стиснутим бетоном. Однак величину граничних деформацій розтягнутого бетону ε_{ctu} необхідно обчислювати за екстремальним критерієм його міцності $dN_{ct}/d\varepsilon_{ct} = 0$.
9. Вплив розтягнутого бетону на жорсткість залізобетонного елемента після появи тріщин рекомендується оцінювати інтегральним способом з використанням аналітичної залежності діаграми стану елемента $M - 1/r$.
10. Пріоритет у визначенні переміщень необхідно надавати енергетичним методам. Для точного або наближеного обчислення інтегралу Мора необхідно знати аналітичну функцію (епюру) осередненої (інтегральної) кривини залізобетонного елемента уздовж його осі.
11. Для повного чи максимального уникнення емпіризму в розрахункових формулах з визначення відстані між нормальними тріщинами та ширини їх розкриття, зазначені величини необхідно безпосередньо чи опосередковано пов'язувати з напруженнями в розтягнутому бетоні, зі зміною напружень в розтягнутій арматурі уздовж її осі та з параметрами зчеплення арматури з бетоном.

На основі виконаного аналізу та зроблених висновків було визначено напрямок наукових досліджень та сформульовано основні задачі дисертаційної роботи.

У другому розділі викладено найважливіші положення деформаційно-силової моделі опору бетону та залізобетону, під якою розуміють певний образ реального деформування залізобетонних елементів, відтворений за допомогою узагальненої діаграми їх стану $M - 1/r$ на загальноприйнятих принципах механіки деформованого твердого тіла (МДТТ) за системою:

- статичних співвідношень $M_i = f(\varepsilon_{c,i}, \varepsilon_{ct,i}, \varepsilon_{s,i})$, $N_i = f(\varepsilon_{c,i}, \varepsilon_{ct,i}, \varepsilon_{s,i})$;
- геометричних співвідношень $1/r_i = f(\varepsilon_{c,i}, \varepsilon_{s,i})$ або $\varepsilon_{s,i} = f(1/r_i)$;
- фізичних співвідношень: стану елементів $1/r_i = f(M_i)$ або $M_i = f(1/r_i)$;
- стану матеріалів $\sigma_{c,i} = f(\varepsilon_{c,i})$, $\sigma_{ct,i} = f(\varepsilon_{ct,i})$, $\sigma_{s,i} = f(\varepsilon_{s,i})$.

(1)

Сама ж діаграма реального стану елемента (рис. 7) моделюється за гіпотезами:

- «нелінійності» (нелінійної зміни) жорсткості перерізу;
- граничної рівноваги з урахуванням екстремального критерію несучої здатності;
- плоских перерізів.

Завдяки застосуванню цих гіпотез зазначена діаграма набуває здатності:

- за певних вихідних умов трансформуватися в діаграми стану матеріалів (рис.7, а);
- описувати всі стадії напружено-деформованого стану залізобетонних елементів та конструкцій аж до настання граничної рівноваги (рис. 7, б);
- відтворювати характер та вказувати як на умови можливого деформування залізобетонних елементів конструкцій у закритичних стадіях, так і на причини вичерпання їх несучої здатності.

Вказано, що характерні для залізобетонних елементів задачі, які розв'язуються в інших моделях специфічними прийомами (рис. 8), в деформаційно-силової моделі можуть бути вирішені за допомогою діаграм стану елементів $M - 1/r$ ($N - \varepsilon_c$) та стану матеріалів $\sigma_c - \varepsilon_c$.

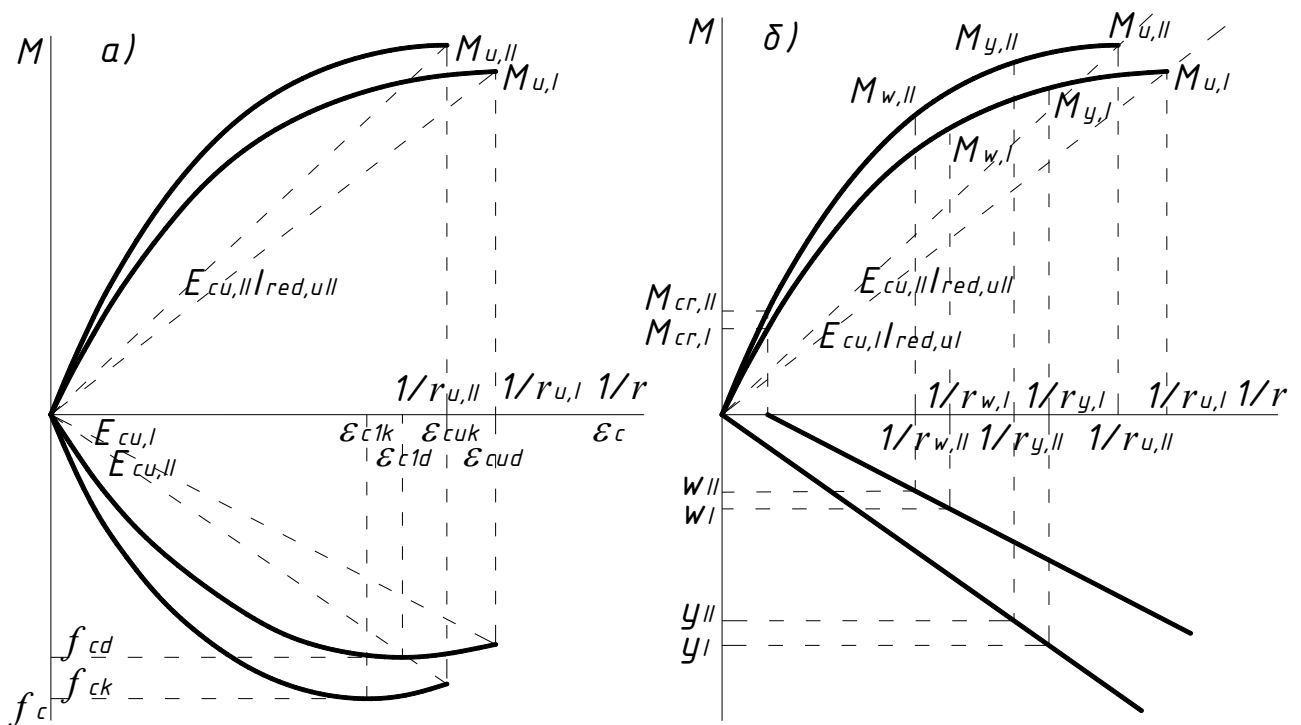


Рисунок 7 – Зв'язок розрахункових (I) та характеристичних (II) діаграм стану залізобетонних елементів: а – з діаграмами стану стиснутого бетону; б – з їх основними експлуатаційними параметрами

Детально обґрунтовано, у тому числі і за причинно-наслідковим зв'язком параметрів деформування, чому граничні деформації бетону не можуть слугувати

критерієм вичерпання несучої здатності бетонних та залізобетонних елементів. Підкреслено, що метод граничних станів в дійсності пов'язаний з загальним критерієм вичерпання несучої здатності залізобетонних елементів конструкцій – порушенням умов рівноваги їх перерізів $M_{Ed} \leq M_u$ та $N_{Ed} \leq N_u$. Перша з них є більш загальною (жорсткою), оскільки за дії тільки осьових навантажень вона трансформується в другу. За умовою рівноваги моментів, задача проектування залізобетонних елементів зводиться до пошуку або використання у розрахунках їх максимальної несучої здатності M_u . При цьому, відповідно до математичних закономірностей, таку задачу доцільно вирішувати за допомогою критерію Ферма – екстремального критерію несучої здатності $dM/d(1/r) = 0$, що за осьового завантаження залізобетонних елементів трансформується до вигляду $dN/d\varepsilon = 0$. Саме цей критерій і є основним як для деформаційної, так і для деформаційно-силової моделі. Стосовно ж граничних деформацій матеріалів, то за певних обставин їх можна використовувати в якості додаткового (похідного) критерію для обмеження несучої здатності бетонних та залізобетонних елементів, що сприяє гармонізації вітчизняних норм з Єврокод-2.

Інакше кажучи, в деформаційно-силовій моделі увага акцентується не на критеріях вичерпання несучої здатності залізобетонних елементів, а на критеріях настання їх граничного стану (табл. 1).



Рисунок 8 – Зв'язок деформаційно-силової моделі з іншими моделями

Таблиця 1 – Критерії граничного стану залізобетонних елементів за 1-ю групою

Модель	Критерії		
	Загальний	Основний	Додатковий (похідний)
Силова		$\sigma_c = f_{cd}; \sigma_s = f_{yd}$	
Деформаційна		$dM/d(1/r) = 0; dN/d\varepsilon = 0;$ $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}; \varepsilon_s = \varepsilon_{uk}$	
Деформаційно-силова	Силовий $M_{Ed} \leq M_u$ $(N_{Ed} \leq N_u)$	Деформаційно-силовий $dM/d(1/r) = 0$ $(dN/d\varepsilon = 0)$	(Деформаційний, гармонізований) $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}; \varepsilon_{ct} = \varepsilon_{ctu}; \varepsilon_s = \varepsilon_{uk}$

В деформаційно-силовій моделі умови деформування залізобетонних елементів у закритичній стадії пов'язані з перерозподілом напружень та зусиль в їх перерізах. У статично визначних елементах можливим є лише перерозподіл напружень між окремими фібрами матеріалу в найбільш напруженому перерізі (рис. 9). Для статично невизначних елементів характерним є ще й перерозподіл зусиль між їх окремими перерізами (рис. 10).

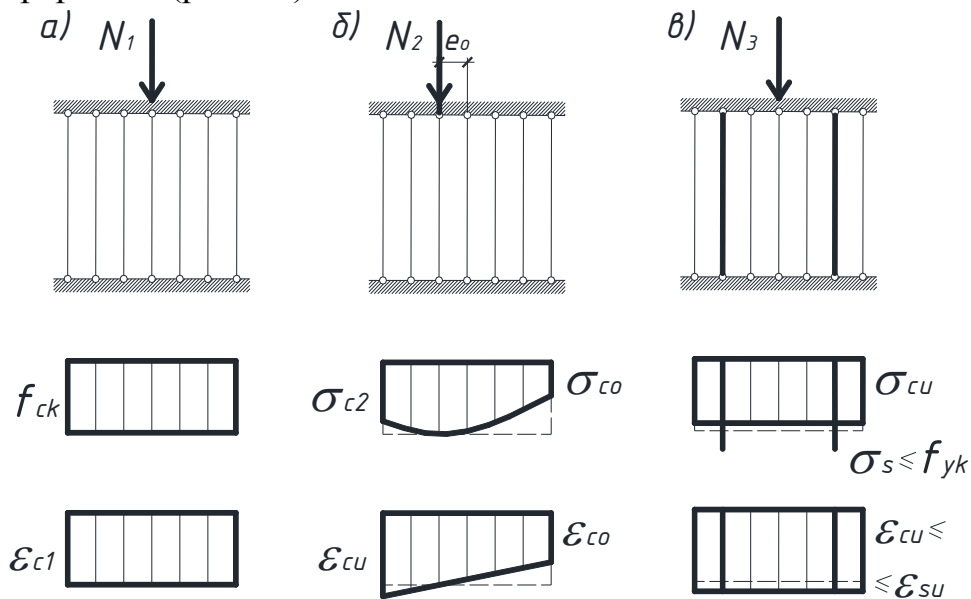


Рисунок 9 – До перерозподілу напружень між фібрами перерізу

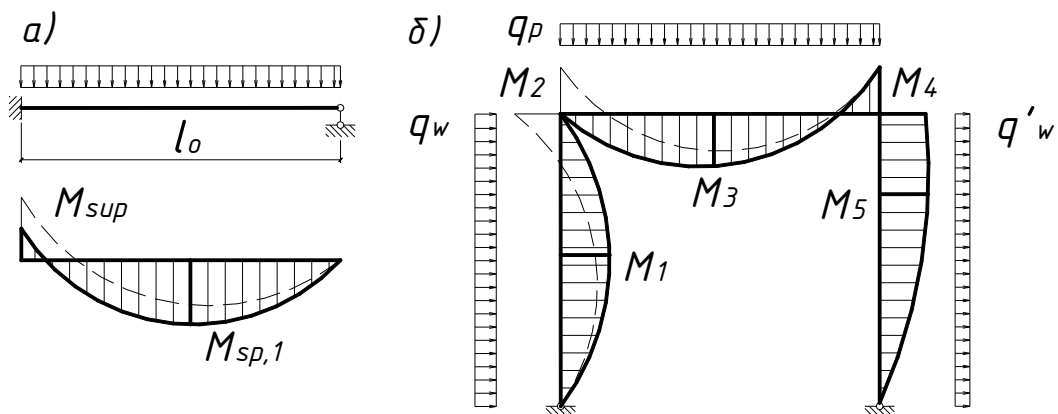


Рисунок 10 – До перерозподілу зусиль між перерізами елементів

Як в першому, так і в другому випадку процес перерозподілу напружень між окремими фібрами та зусиль між певними перерізами елементу супроводжується прискореним (нелінійним) падінням їх жорсткості, викликаним інтенсивним розвитком пластичних деформацій бетону. Тому в деформаційно-силовій моделі жорсткість осередненого перерізу залізобетонного елементу в блоці між тріщинами (рис. 11) пропонується описувати згідно гіпотези її «нелінійності» залежністю

$$D = M / (1/r) = A - B \cdot (1/r) / (1/r_u) - C \cdot M / M_u, \quad (2)$$

де A, B, C – параметри, що відображають міцнісні, деформаційні та геометричні характеристики перерізу елемента.

За граничних умов деформування: а) при $1/r = 0$ $dM / d(1/r) = E_{co} I_{red,o}$;

б) $dM/d(1/r) = 0$ за $1/r = 1/r_u$; в) при $1/r = 1/r_u$ $M = M_u$, ці параметри рівні:

$$A = E_{co} I_{red,o} = D_o; \quad B = M_u / (1/r_u) = E_{cu} I_{red,u} = D_u; \quad C / M_u = D_o / M_u - 2 / (1/r_u). \quad (3)$$

Тоді узагальнена діаграма стану залізобетонного елемента приймає вигляд

$$M = \frac{D_o \cdot (1/r) - M_u \cdot [(1/r) / (1/r_u)]^2}{1 + [D_o / M_u - 2 / (1/r_u)] \cdot (1/r)}. \quad (4)$$

Із-за прискореного падіння жорсткості перерізу розтягнутого бетону (рис. 11), реальну жорсткість осередненого перерізу залізобетонного елемента необхідно визначати за скорегованою кривою $1/r^* = (1/r) \cdot \psi_i$. Останню ж пропонується уточнювати за допомогою поліноміальної залежності

$$\psi_i = 1 + \rho_{lt} / \alpha_s \cdot (1 - M / M_u) \cdot M / M_u, \quad (5)$$

де α_s – відносне значення модуля пружності арматури, $\alpha_s = E_s / 210000$;

ρ_{lt} – відсоток армування перерізу елемента розтягнутими стержнями, %.

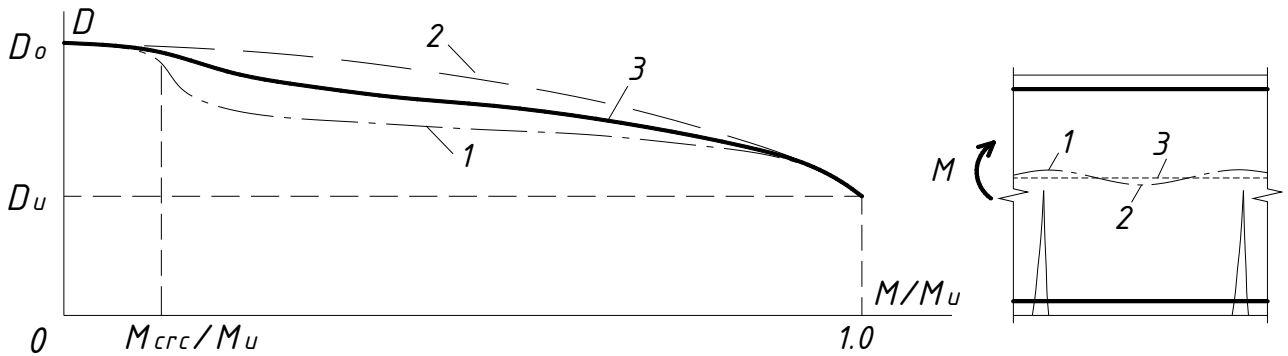


Рисунок 11 – Діаграми жорсткості згинального залізобетонного елемента в перерізі: 1 – з тріщиною; 2 – між тріщинами; 3 – осередненому

Універсальність отриманої діаграми стану (4) обумовлена тим, що вона (рис. 12) є справедливою і для позакентровано завантажених елементів

$$N \cdot e = N_u \cdot e_u \cdot \left[\frac{D_o}{D_u} \cdot \frac{1/r}{1/r_u} - \left(\frac{1/r}{1/r_u} \right)^2 \right] / \left[1 + \left(\frac{D_o}{D_u} - 2 \right) \cdot \frac{1/r}{1/r_u} \right], \quad (6)$$

а за осьового стиску стандартного бетонного зразка, коли: $N/N_u = \sigma_c / f_{ck}$, $x_u = x = h$, $f_u = f = 0$, $e_u = e = x - h/2 + e_o + f$, $(1/r) / (1/r_u) = \varepsilon_c / \varepsilon_{cu}$, $I_{red,u} = I_{red,o}$, $A_{cu} = A_c = b \cdot h$, ще й трансформується у діаграму деформування бетону (рис. 13) вигляду (7)

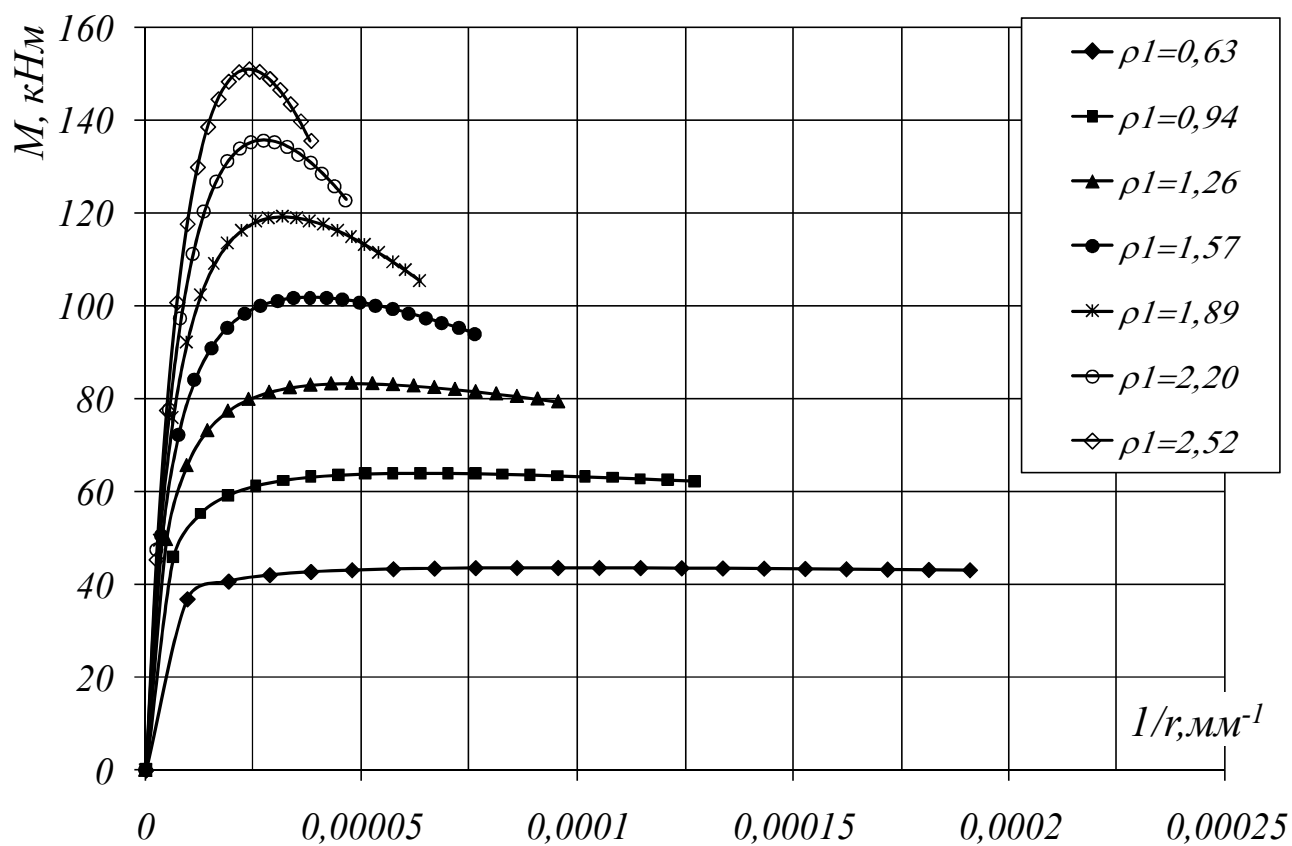


Рисунок 12 – Форми діаграм стану згинального залізобетонного елемента залежно від відсотка його армування

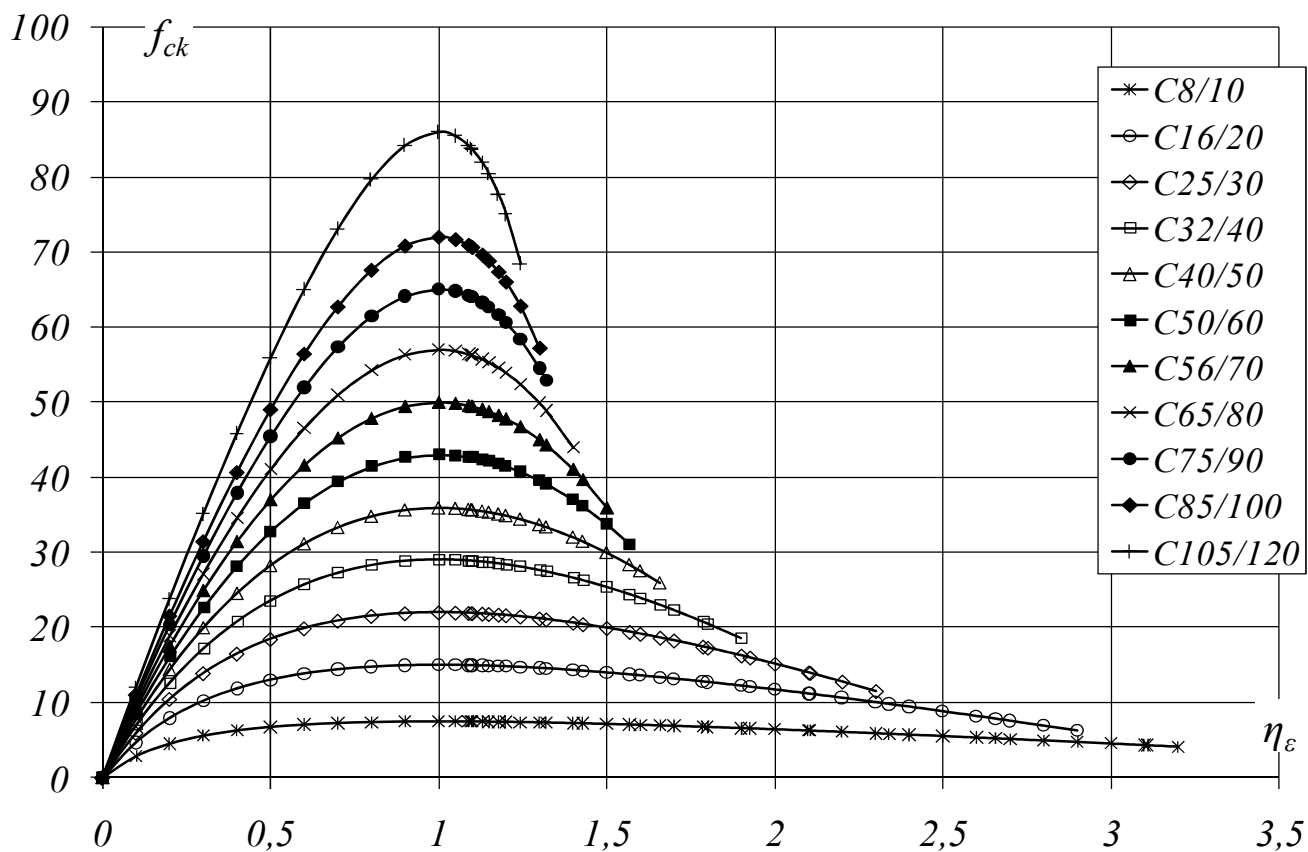


Рисунок 13 – Форми діаграм деформування стиснутого бетону залежно від його класу

$$\sigma_c = f_{ck} \cdot \left[\frac{E_{co} \cdot \varepsilon_c}{E_{cu} \cdot \varepsilon_{cu}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cu}} \right)^2 \right] / \left[1 + \left(\frac{E_{co}}{E_{cu}} - 2 \right) \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cu}} \right]. \quad (7)$$

Необхідно зазначити, що подібна трансформація діаграм в деформаційно-силовій моделі якраз і забезпечує методологічну єдність розрахунків залізобетонних елементів за граничними станами (рис. 14).

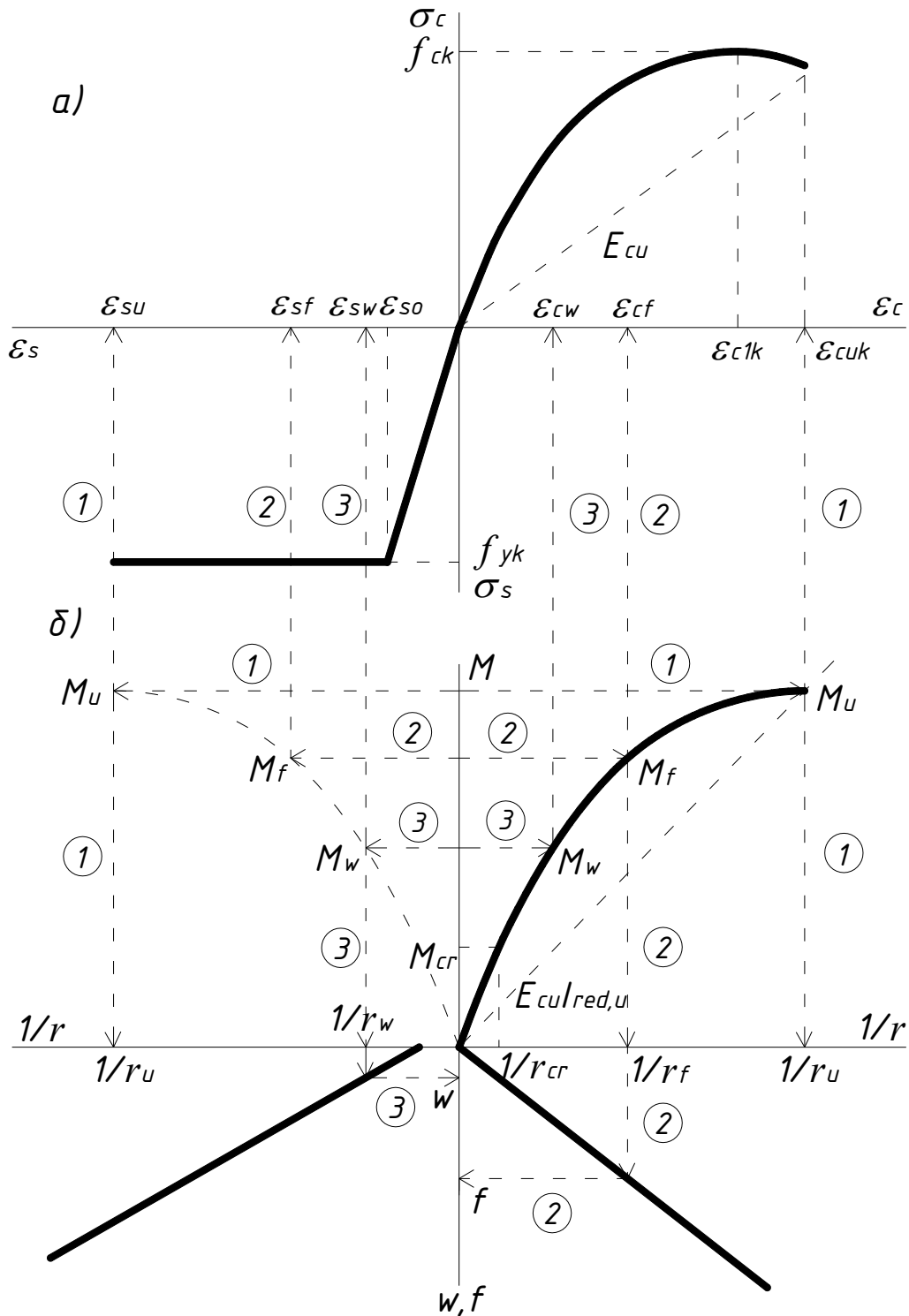


Рисунок 14 – Зв'язок діаграм стану матеріалів (а) з діаграмами стану елементів (б) у розрахунках за: 1 – несучою здатністю; 2 – прогинами; 3 – тріщиностійкістю

Доцільність та пріоритетність використання гіпотези «нелінійності» жорсткості в деформаційно-силовій та в деформаційних моделях опору залізобетонних елементів і конструкцій обґрунтовано як методологічно, так і статистично (рис. 15, 16, табл. 2).

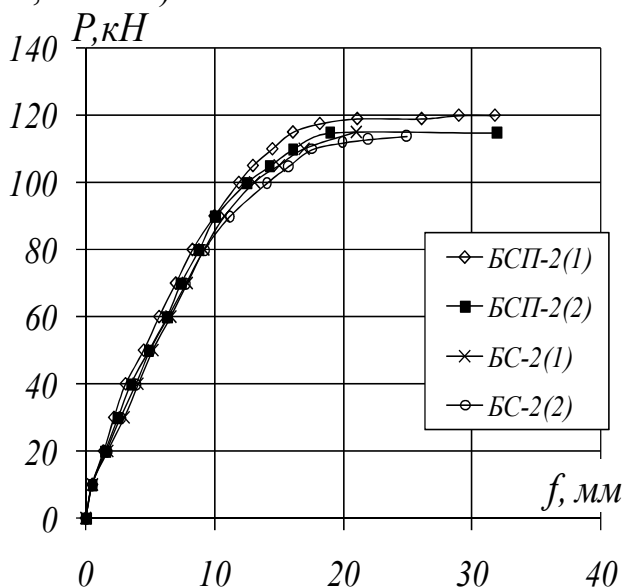


Рисунок 15 – Характер дослідних прогинів залізобетонних балок (за даними Саврасова І. П.)

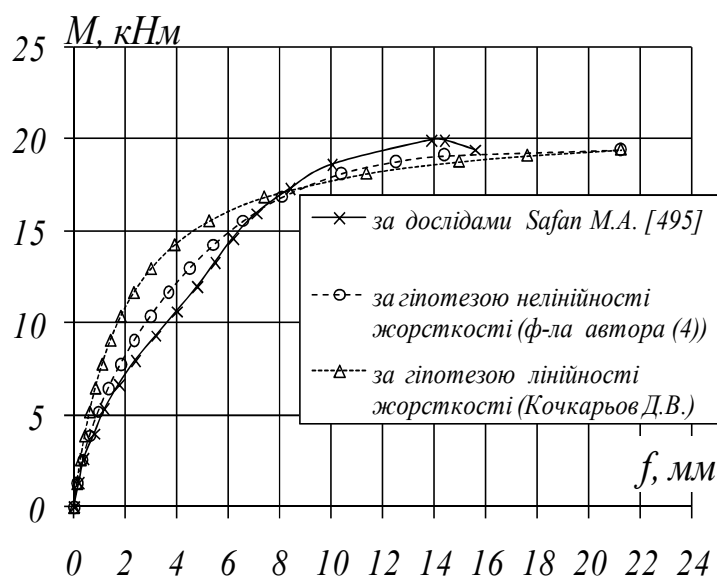


Рисунок 16 – Дослідна (за даними Safan M. A.) та теоретичні діаграми стану балки С20/90

Таблиця 2 – До статистичної оцінки теоретичних діаграм деформування залізобетонної балки С20/90, випробуваної Safan M. A.

Відхилення	Відхилення експериментальних даних Safan M. A. від теоретичних, отриманих за гіпотезою жорсткості	
	«лінійності» (Кочкаръов Д. В.)	«нелінійності», ф-ла (4)
Середньоарифметичні Δ	0,746	0,893
Стандартні σ	0,295	0,151
Коефіцієнт варіації ν , %	39,6	16,88

Третій розділ присвячено дослідженням найважливіших закономірностей деформування бетону в неармованих елементах на основі раніше висунутої гіпотези «нелінійності» зміни їх жорсткості.

Показано, що для центрально стиснутого елемента остання реалізується залежністю січного модуля деформацій (рис. 17)

$$E_{cc} = \sigma_c / \varepsilon_c = a - b_1 \cdot \varepsilon_c / \varepsilon_{c1} - c_1 \cdot \sigma_c / f_{ck}, \quad (8)$$

з якої випливає аналітична залежність діаграми деформування бетону у вигляді (7) при параметрах

$$a = E_{co}; \quad b = b_1 / \varepsilon_{c1} = f_{ck} / \varepsilon_{c1}^2; \quad c = c_1 / f_{ck} = E_{co} / f_{ck} - 2 / \varepsilon_{c1}, \quad (9)$$

знайдених за граничними умовами деформування: а) при $\varepsilon_c = 0$ $d\sigma_c / d\varepsilon_c = E_{co}$; б) при $\varepsilon_c = \varepsilon_{c1}$ $d\sigma_c / d\varepsilon_c = 0$; в) при $\varepsilon_c = \varepsilon_{c1}$ $\sigma_c = f_{ck}$, а $E_{cc} = E_{cf}$.

Функція січного модуля деформацій (8) за параметрами (9) набуває вигляду

$$E_{cc} = E_{co} - (E_{co} - E_{cf}) \cdot \eta_c + E_{cf} \cdot (\eta_c - \eta_\varepsilon), \quad (10)$$

а за тривалої чи малоциклової дії навантажень (при деформаціях повзучості $\Sigma \varepsilon_{cc}$) –

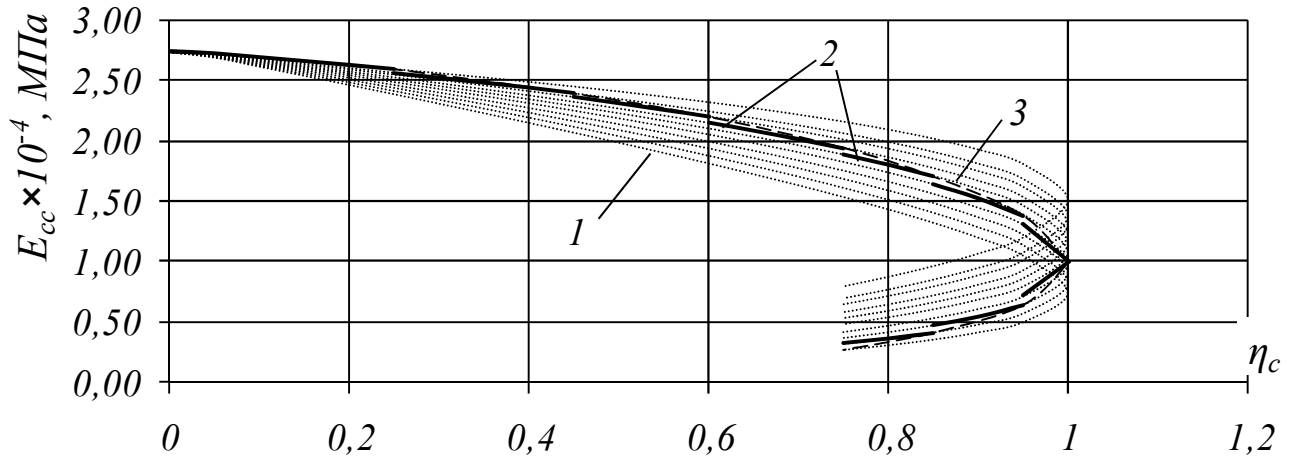
$$E_{cl} = E_{cc} / (1 + \Sigma \varepsilon_{cc} / \varepsilon_c) = E_{cc} / (1 + \varphi(t, t_o)). \quad (11)$$


Рисунок 17 – Характер зміни січного модуля деформацій бетону за:
1 – сталих режимів м'якого завантаження; 2 – жорсткого ступінчастого завантаження; 3 – жорсткого безперервного завантаження

Правомірність використання в деформаційно-силовій моделі нелінійної залежності модуля деформацій бетону (10) підтверджена статистичною оцінкою його теоретичних та експериментальних значень, наведених в табл. 3. Для порівняльного аналізу використані лінійна відносно рівня напружень $\eta_c = \sigma_c / f_{ck}$ (рис. 18) функція Макаренка-Фенка

$$E_{cc} = E_{co} - (E_{co} - E_{cf}) \cdot \eta_c \quad (12)$$

та лінійна відносно рівня деформацій $\eta_\varepsilon = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$ (рис.18) залежність

$$E_{cc} = E_{co} - (E_{co} - E_{cf}) \cdot \eta_\varepsilon. \quad (13)$$

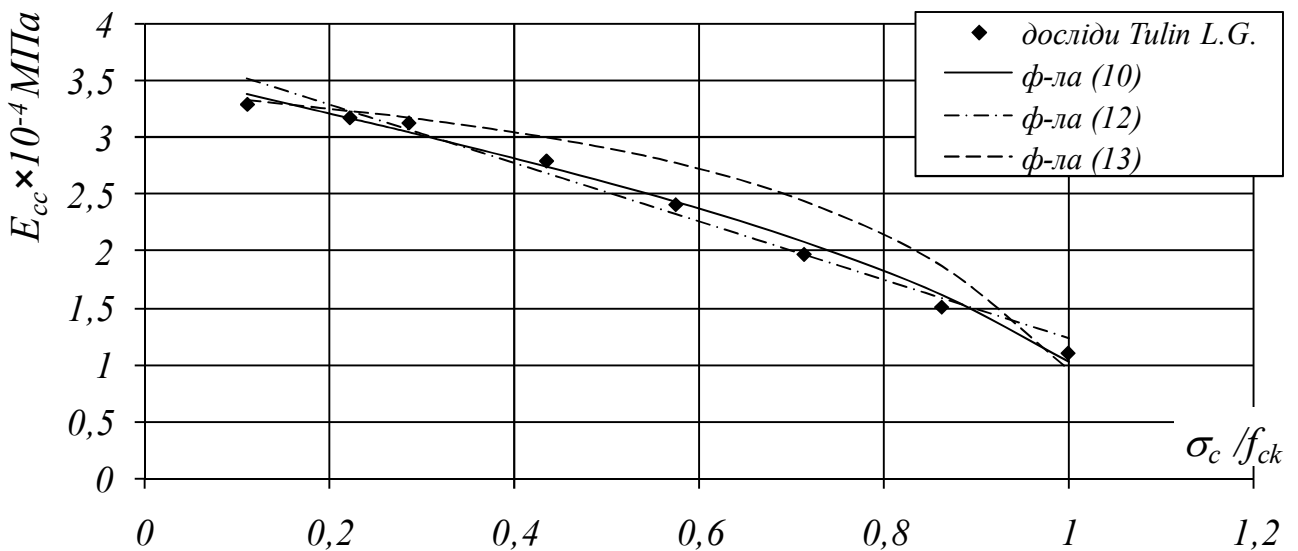


Рисунок 18 – Відповідність теоретичних значень січного модуля деформацій бетону дослідним даним Tulin L. G.

Таблиця 3 – Оцінка залежностей з визначення січного модуля деформацій бетону

Вид залежності $E_{cc} - \eta_c(\eta_\varepsilon)$	Позначення	Відхилення від експериментальних даних, %		
		Макаренка Л. П. (19 зразків)	Tulin L. G. (12 зразків)	Загальні
Лінійна $E_{cc} - \eta_c$, формула (12)	Δ_ε	-2,06	-2,47	-2.22
	σ_ε	5,21	6,15	5,49
Лінійна $E_{cc} - \eta_\varepsilon$, формула (13)	Δ_ε	-4,89	-6,34	-5,45
	σ_ε	10,08	8,31	9,29
Нелінійна, формула (10)	Δ_ε	-0,69	-1,20	-0,88
	σ_ε	3,59	2,51	3,17

Критичні деформації стиснутого бетону для діаграми деформування (7) рекомендується визначати класично за пружною та пластичною складовими

$$\varepsilon_{cl} = k_{el} \cdot \varepsilon_{cl,el} + k_{pl} \cdot \varepsilon_{cl,pl} \quad (14)$$

Якщо коефіцієнти k_{el} і k_{pl} , що враховують особливості розвитку пружних і пластичних деформацій бетону в перерізі елемента, прийняти для «жорсткого» режиму деформування ($d\varepsilon_c / dt = const$) рівними 1,0, то функція (14) набуває вигляду

$$\varepsilon_{cl} = f_{ck} / E_{co} + (140 - 0,7 \cdot f_{ck}) \cdot 10^{-5} \quad (15)$$

За стандартного «м'якого» режиму завантаження ($d\sigma_c / dt = const$) вищевказані коефіцієнти слід приймати: $k_{pl} = 0,78$; $k_{el} = 1,05$ для бетонів міцністю $f_{ck} \leq 40 \text{ МПа}$, $k_{el} = 1,03$ для бетонів міцністю $40 \text{ МПа} < f_{ck} \leq 80 \text{ МПа}$ і $k_{el} = 1,0$ при $f_{ck} > 80 \text{ МПа}$.

Порівняльний аналіз та статистична оцінка різних залежностей з визначення критичних деформацій бетону, наведені в табл. 4, засвідчують правомірність використання пропонувананих залежностей (14) і (15) в деформаційно-силовій моделі.

Таблиця 4 – Оцінка функцій з визначення критичних деформацій стиснутого бетону

Автори функцій (залежностей)	Позначення	Відхилення від експериментальних даних, %		
		Яшина А. В., (зразки 41 серії)	Бамбури А. М., (зразки 24 серій)	Загальні
Яшин А. В.	Δ_ε	0,19	-4,04	-1,37
	σ_ε	9,81	6,66	8,78
EUROCOD-2	Δ_ε	4,76	-1,41	2,48
	σ_ε	10,88	7,74	9,84
Бамбура А. М.	Δ_ε	-5,74	-6,27	-5,93
	σ_ε	10,14	9,31	9,84
Бабич В. І., Кочкар'юв Д. В.	Δ_ε	-7,61	-5,22	-6,73
	σ_ε	11,28	9,45	10,64
Ромашко В. М., ф-ли (14) і (15)	Δ_ε	0,25	-0,43	0,00
	σ_ε	8,71	7,18	8,18

Встановлено, що за умов неоднорідного деформування граничні деформації стиснутого бетону $\varepsilon_{c2} = \varepsilon_{cu}$ слід визначати лише за екстремальним критерієм несучої здатності $dM/d(1/r) = 0$ (рис. 19).

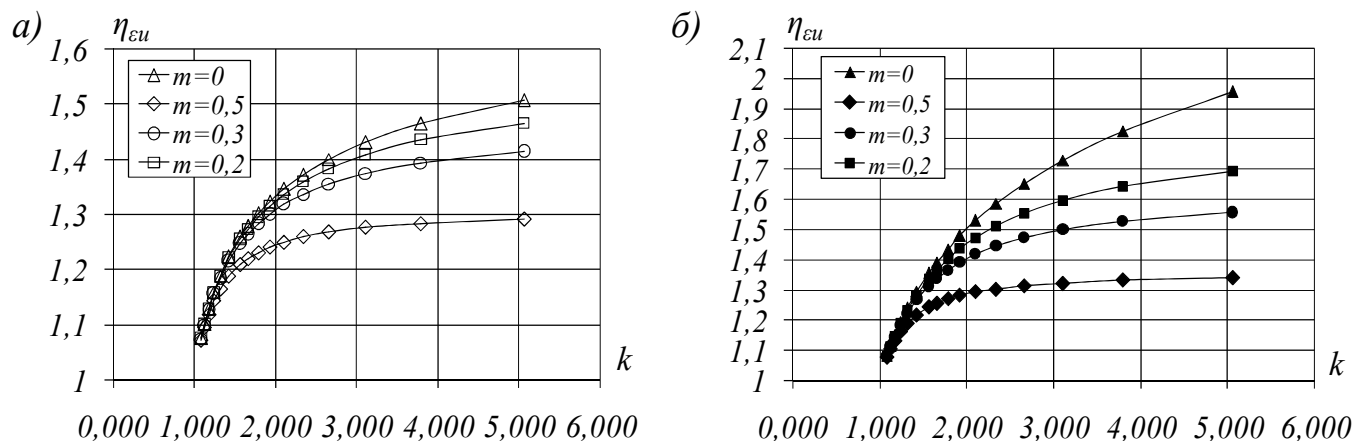


Рисунок 19 – Граничні деформації бетону в позacentрово стиснутих бетонних елементах залежно від ступеню неоднорідності деформування $m = \varepsilon_{co} / \varepsilon_{cu}$ за критеріями: $a - dM/d(1/r) = 0$; $b - dN/d\varepsilon_c = 0$

З його допомогою отримана залежність, що відображає функціональний зв'язок рівня граничних деформацій бетону $\eta_{\varepsilon u}$ зі ступенем неоднорідності деформування $m = \varepsilon_{co} / \varepsilon_{cu}$ (рис. 9, б) при $k = E_{co} \cdot \varepsilon_{c1} / f_{ck}$

$$\eta_{\varepsilon u} = \varepsilon_{cu} / \varepsilon_{c1} = 1 + \frac{(0,43 - 0,2(0,4 - m)^2)(1 - m^{3/2})(1 - 0,1m/k)\sqrt{(\ln k)^{(1-m^{3/2})}}}{1 + ((1/6 - 0,1m^2)(k - 2)\ln(6/k - 2(0,1 - m)))^2}. \quad (16)$$

Запропоновано аналогічним чином розраховувати і деформації розтягнутого бетону в основних параметричних точках діаграми $\sigma_{ct} - \varepsilon_{ct}$: критичні деформації ε_{ct1} визначати за їх пружною $\varepsilon_{ct1,el}$ та пластичною $\varepsilon_{ct1,pl}$ складовими, а граничні деформації ε_{ctu} обчислювати за екстремальним критерієм міцності $dN_t/d\varepsilon_{ct} = 0$.

У четвертому розділі висвітлено основні положення загальної теорії деформування залізобетонних елементів за прийнятою деформаційно-силовою моделлю їх опору. Зазначено, що деформування бетону в залізобетонних елементах і конструкціях багато у чому близьке або подібне до його деформування в бетонних аналогах. Та все ж із-за наявності арматури (A_{sc}) бетон в перерізі таких елементів, навіть за їх осьового навантаження, може працювати не тільки на висхідних, але і на низхідних вітках діаграми його стану.

Тому остання будується за гіпотезою «нелінійності» жорсткості, представленою для центрально стиснутого армованого елемента наступною залежністю

$$N/\varepsilon_c = A - B \cdot \varepsilon_c / \varepsilon_{c1} - C \cdot N_c / N_u + D_s. \quad (17)$$

Правомірність її використання для залізобетонних елементів була оцінена статистично (табл. 5) за результатами експериментальних досліджень Рискінда Б. Я. До порівняльного аналізу жорсткості перерізу центрально стиснутих елементів залучалась лінійна функція Макаренка-Фенка (12).

Таблиця 5 – Статистична оцінка теоретичних залежностей з визначення жорсткості перерізу центрально стиснутих залізобетонних елементів

Вид залежності $N / \varepsilon_c - \eta_c$	Позначення	Відхилення від експериментальних даних Рискинда Б. Я., %				Загальні
		30-ти зразків зі звичайною арматурою при		21-го зразка зі зміцненою арматурою при		
		$\rho_{l,c} \leq 3\%$	$\rho_{l,c} > 3\%$	$\rho_{l,c} \leq 3\%$	$\rho_{l,c} > 3\%$	
Лінійна (12)	Δ_{\min}	-12,56	-4,81	-6,92	-5,29	-12,56
	Δ_{\max}	58,1	19,94	28,87	11,38	58,1
	Δ	1,91	0,29	0,7	0,21	0,69
	σ	14,29	6,48	7,33	3,67	8,24
Нелінійна (17)	Δ_{\min}	-5,83	-2,71	-6,79	-5,38	-6,79
	Δ_{\max}	17,92	2,35	5,96	3,18	17,92
	Δ	0,04	0,32	-0,6	0,05	-0,03
	σ	4,69	3,39	2,71	1,96	3,19

Примітки: в таблиці Δ_{\min} і Δ_{\max} – нижня та верхня межі відхилень від дослідних даних, а Δ і σ – середньоарифметичні та стандартні значення цих відхилень.

Згідно (17), діаграма стану центрально стиснутого залізобетонного елемента зводиться до вигляду

$$N = f_{ck} \cdot A_c \cdot \frac{k \cdot \eta_\varepsilon - \eta_\varepsilon^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta_\varepsilon} + E_s \cdot \varepsilon_c \cdot A_{sc}, \quad (18)$$

а граничні деформації стиснутого бетону за екстремальним критерієм несучої здатності $dM/d(1/r) = 0$, що трансформується в $dN/d\varepsilon_c = 0$, повністю співпали з рішеннями Павлікова А. М.

За діаграмою стану позациентрово стиснутого залізобетонного елемента (6) та екстремальним критерієм $dM/d(1/r) = 0$ отримана залежність з розрахунку граничних деформацій крайових фібр стиснутого бетону $\varepsilon_{c2} = \varepsilon_{cu}$ та визначено вплив на них параметрів армування: відносного значення модуля пружності $\alpha_s = E_s / 200000$, положення стержнів у перерізі x_{si} (захисного шару a_{si}) та коефіцієнта армування ρ_{li} (рис. 20).

Для випадку деформування косостиснутого елемента (рис. 21), з застосуванням екстремального критерію несучої здатності $dM/d(1/r) = 0$ до другого рівняння його рівноваги (20)

$$N = \frac{1}{1/r} \left(\int_0^{\varepsilon_{c2}} \frac{a \cdot \varepsilon_c - b \cdot \varepsilon_c^2}{1 + c \cdot \varepsilon_c} d\varepsilon_c \int_{(\varepsilon_c - \varepsilon_{c2}) / (\text{tg} \theta / r)}^{(\varepsilon_{c2} - \varepsilon_c) \text{tg} \theta / (1/r)} dy - \int_0^{\varepsilon_{c2} - 1/r \cdot b_n \cdot \sin \theta} \frac{a \cdot \varepsilon_c - b \cdot \varepsilon_c^2}{1 + c \cdot \varepsilon_c} d\varepsilon_c \int_{(\varepsilon_c - \varepsilon_{c2}) / (\text{tg} \theta / r)}^{((\varepsilon_{c2} - \varepsilon_c) / (1/r) - b_n / \sin \theta) \text{tg} \theta} dy \right) + E_s \cdot \sum_{i=1}^n A_{si} \cdot \varepsilon_{si}; \quad (19)$$

$$N \cdot e = \frac{1}{(1/r)} \left(\int_0^{\varepsilon_{c2}} \frac{a \cdot \varepsilon_c^2 - b \cdot \varepsilon_c^3}{1 + c \cdot \varepsilon_c} \frac{d\varepsilon_c}{(1/r)} \int_{(\varepsilon_c - \varepsilon_{c2}) / (\text{tg} \theta / r)}^{(\varepsilon_{c2} - \varepsilon_c) \text{tg} \theta / (1/r)} dy - \int_0^{\varepsilon_{c2} - 1/r \cdot b_n \cdot \sin \theta} \frac{a \cdot \varepsilon_c^2 - b \cdot \varepsilon_c^3}{1 + c \cdot \varepsilon_c} \frac{d\varepsilon_c}{(1/r)} \int_{(\varepsilon_c - \varepsilon_{c2}) / (\text{tg} \theta / r)}^{((\varepsilon_{c2} - \varepsilon_c) / (1/r) - b_n / \sin \theta) \text{tg} \theta} dy + E_s \cdot \sum_{i=1}^n A_{si} \cdot \varepsilon_{si} \cdot \varepsilon_{si(r)} \right), \quad (20)$$

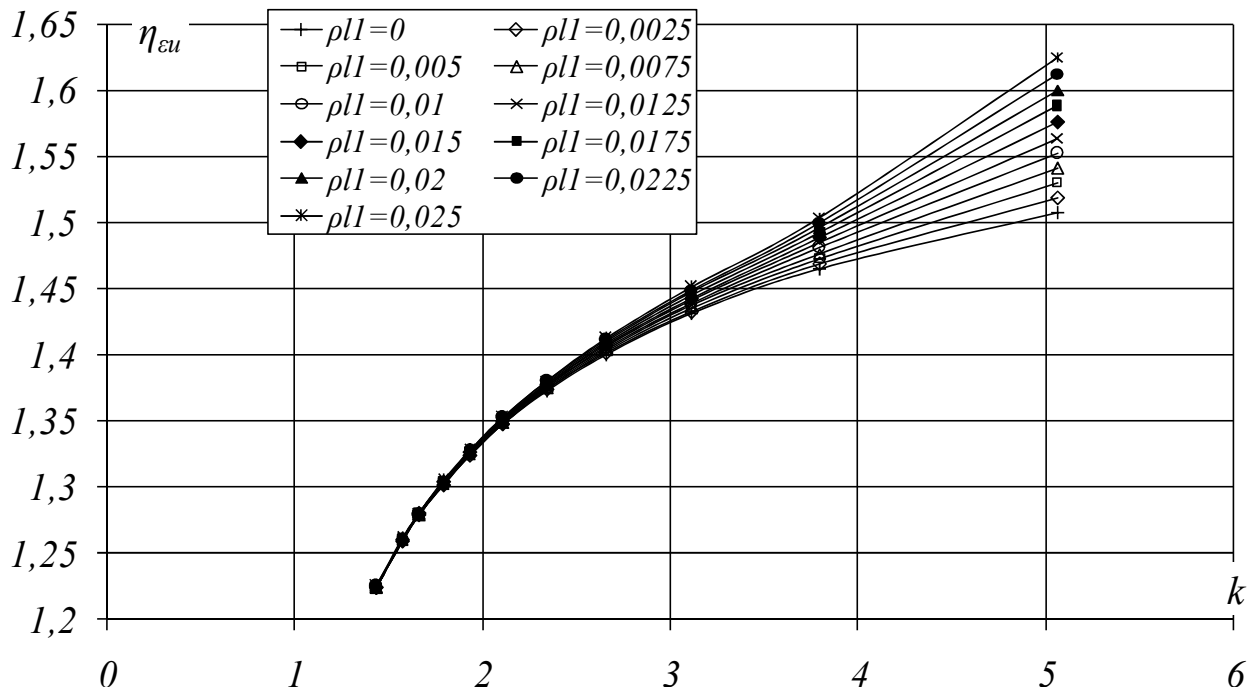


Рисунок 20 – Вплив коефіцієнта армування на рівень граничних деформацій бетону в позacentрово стиснутому елементі при $(i=1) a_{s1}=0,1h_n$ та $x=h_n$

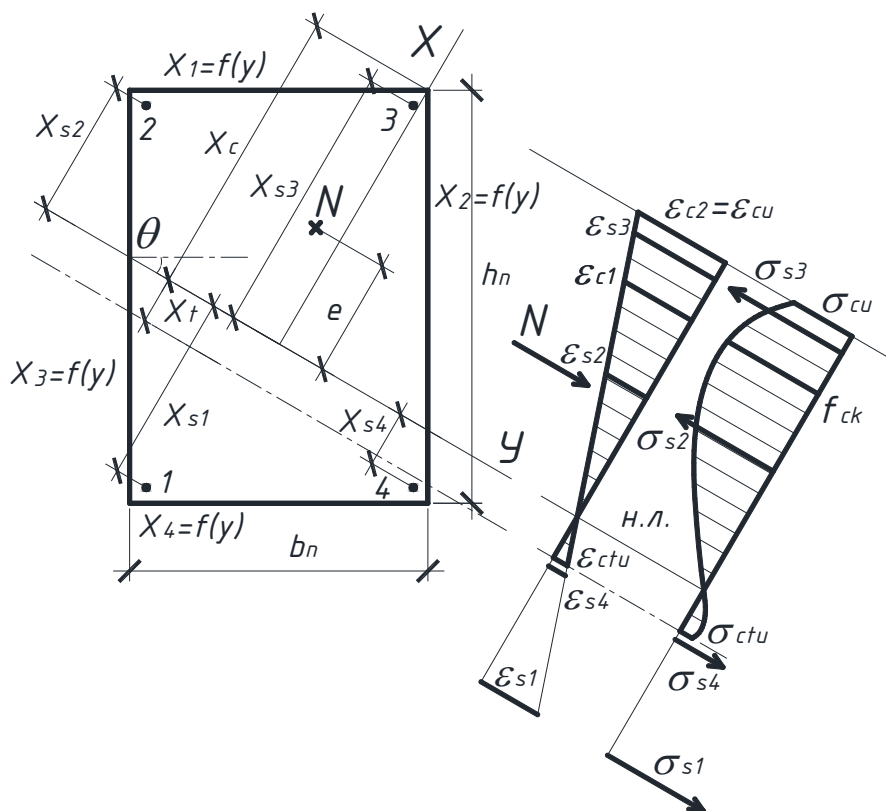


Рисунок 21 – Напружено-деформований стан перерізу косостиснутого елемента

отримано універсальну функцію з визначення рівня граничних деформацій крайніх фібр стиснутого бетону $\varepsilon_{c2} = \varepsilon_{cu}$ залежно від форми стиснутої зони (рис. 22)

$$\eta_{\varepsilon u} = \varepsilon_{cu} / \varepsilon_{c1} = 1 + 5^3 \cdot \alpha_s \cdot \frac{(k-1)}{(6-k)} \cdot \sum_{i=1}^n \rho_{li} \cdot \left(\frac{x_{si}}{x}\right)^2 + \beta_F \times$$

$$\times \left[\frac{(0,43 - 0,2(0,4 - m_h)^2)(1 - m_h^{3/2})(1 - m_h/k)\sqrt{(\ln k)^{(1-m_h^{3/2})}}}{1 + ((1/6 - 0,1m_h^2)(k-2)\ln(6/k - 2(0,1 - m_h)))^2} + \right.$$

$$\left. + \frac{(0,43 - 0,2(0,4 - m_b)^2)(1 - m_b^{3/2})(1 - m_b/k)\sqrt{(\ln k)^{(1-m_b^{3/2})}}}{1 + ((1/6 - 0,1m_b^2)(k-2)\ln(6/k - 2(0,1 - m_b)))^2} \right]. \quad (21)$$

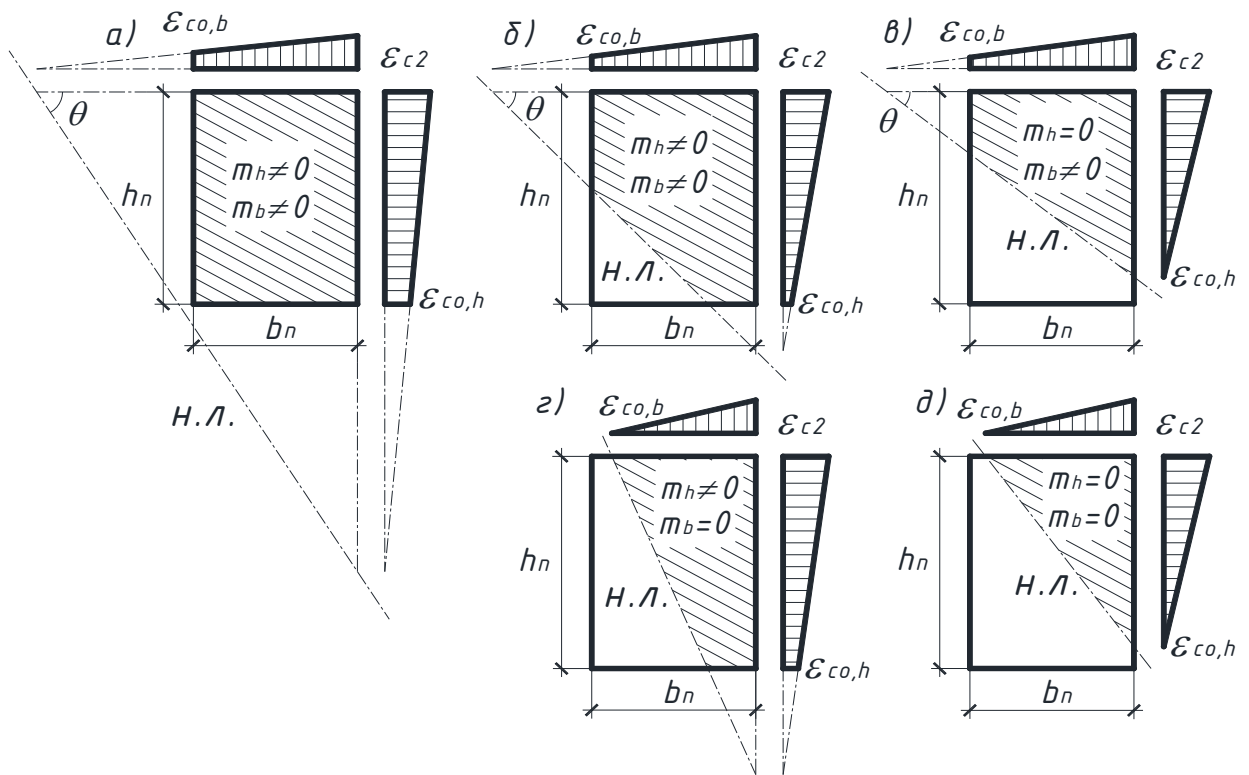


Рисунок 22 – До можливих випадків положення нейтральної лінії в косостиснутому залізобетонному елементі

За трикутної стиснутої зони бетону ($m_b = \varepsilon_{co,b} / \varepsilon_{cu} = 0$ і $m_h = \varepsilon_{co,h} / \varepsilon_{cu} = 0$, рис.22, д) та текучості всіх арматурних стержнів, вона спрощується до виразу

$$\eta_{\varepsilon u} = 1 + \frac{0,796 \cdot \sqrt{\ln k}}{1 + ((k-2)/6 \cdot \ln(6/k - 0,2))^2}, \quad (22)$$

а для позациентрово стиснутих елементів, завантажених на межі малих та великих ексцентриситетів ($m = 0$), набуває вигляду

$$\eta_{\varepsilon u} = 1 + 5^3 \cdot \alpha_s \cdot \frac{(k-1)}{(6-k)} \cdot \rho_{l1} \cdot \left(\frac{a_{s1}}{h}\right)^2 + \frac{0,398 \cdot \sqrt{\ln k}}{1 + ((k-2)/6 \cdot \ln(6/k - 0,2))^2}. \quad (23)$$

Залежність (21) є справедливою і для згинальних елементів з однією лише відмінністю: для стиснутих елементів $\beta_F = 1$; для згинальних – $\beta_F = 0,81$.

Зокрема, для плоскозігнутих елементів ($m = 0$) з одиничним армуванням чи текучістю всієї арматури, вона виражається функцією

$$\eta_{ei} = 1 + \frac{0,322 \cdot \sqrt{\ln k}}{1 + ((k - 2) / 6 \cdot \ln(6 / k - 0,2))^2}, \quad (24)$$

а для косозігнутих елементів з трикутною стиснутою зоною ($m_b = 0$ і $m_h = 0$, рис.22,д) за текучості всіх арматурних стержнів у їх перерізі спрощується до наступного вигляду

$$\eta_{ei} = 1 + \frac{0,644 \cdot \sqrt{\ln k}}{1 + ((k - 2) / 6 \cdot \ln(6 / k - 0,2))^2}. \quad (25)$$

За функцією (21) для різних класів важкого бетону визначені рівні граничних деформацій крайніх фібр стиснутого бетону в позацентрово та косостиснутих, в плоско- та косозігнутих елементах. Результати контрольних розрахунків виявились доволі близькими до результатів досліджень Павлікова А. М. для згинальних елементів (за текучості в них всієї арматури, табл. 6).

Таблиця 6 – До граничних деформацій стиснутого бетону в залізобетонних елементах і конструкціях

Бетон з параметром пружно-пластичності k	Рівень граничних деформації стиснутого бетону η_{ei} в елементах					
	плоскозігнутих, згідно		поза-центрово стиснутих	косозігнутих (трикутник), згідно		косо-стиснутих (трикутник)
	(24)	Павлікова А. М.	за (23)	(25)	Павлікова А. М.	за (22)
	2	3	4	5	6	7
5	1,409	1,412	1,505	1,818	1,83	2,01
4,5	1,394	1,398	1,487	1,789	1,81	1,974
4	1,377	1,382	1,465	1,753	1,78	1,93
3,5	1,357	1,363	1,441	1,714	1,74	1,881
3	1,335	1,339	1,413	1,669	1,70	1,826
2,5	1,307	1,309	1,379	1,615	1,64	1,759
2	1,268	1,27	1,331	1,537	1,546	1,663
1,5	1,203	1,2	1,25	1,406	1,40	1,501
1,1	1,094	1,075	1,116	1,187	1,10	1,231

П'ятий розділ присвячено розрахунку нормальних перерізів залізобетонних елементів за граничними станами першої групи. В рамках деформаційно-силової моделі їх опору, на основі вищезгаданих гіпотез та передумов, удосконалено методики розрахунку плоскозігнутих елементів з одиничним і подвійним

(багаторядним) армуванням та позацентрово стиснутих елементів, розроблені точні та наближені методи розрахунку косозігнутих і косостиснутих елементів.

В основу розрахунку згинальних елементів покладено два загальноприйнятих рівняння рівноваги: $\Sigma N = 0$ та $\Sigma M = 0$. За першим із них (лінійним чи квадратним) визначають деформації найбільш розтягнутих арматурних стержнів ε_{s1} , а за другим – несучу здатність або необхідний коефіцієнт поздовжнього армування. Отримані відповідні розрахункові залежності для елементів з одиничним та подвійним (багаторядним) армуванням для випадків: повного використання міцнісних властивостей всіх арматурних стержнів ($\varepsilon_{si} \geq \varepsilon_{so}$); пружного деформування всіх арматурних стержнів ($\varepsilon_{si} < \varepsilon_{so}$); досягнення межі текучості лише в частині арматурних стержнів ($\varepsilon_{s1} \dots \varepsilon_{sl} \geq \varepsilon_{so}$) та за відсутності такої в інших ($\varepsilon_{sm} \dots \varepsilon_{sn} < \varepsilon_{so}$).

Основною відмінністю деформування косозігнутих залізобетонних елементів є їх підвищена «внутрішня статична невизначеність» (неоднорідність деформування), що посилюється за рахунок наперед невідомого кута нахилу нейтральної лінії θ (рис. 23). В деформаційно-силовій моделі, завдяки використанню діаграми стану елемента, ця проблема вирішується наступним чином та в наступній послідовності.

1. Для зменшення кількості ітерацій з розрахунків на плоский згин визначають потенційні можливості деформування елемента у напрямку площин X_o та Y_o – M_{ux} , $1/r_{ux}$, M_{uy} і $1/r_{uy}$.

2. Попереднє значення несучої здатності косозігнутого елемента та її проєкцій обчислюють пропорційно до кута нахилу нейтральної лінії θ (рис. 23, б)

$$M_{u\theta} = M_{ux} - (M_{ux} - M_{uy}) \cdot \sin \theta; \quad (26)$$

$$M_{x\theta} = M_{u\theta} \cdot \cos \theta; \quad M_{y\theta} = M_{u\theta} \cdot \sin \theta. \quad (27)$$

3. Згідно діаграми стану (4), кривини або радіуси викривлення осі косозігнутого елемента в напрямках площин X_o та Y_o знаходять за формулами

$$\frac{1}{r_x} = \frac{1/r_{ux}}{2M_{ux}} \left[\left(1 - \frac{M_{x\theta}}{M_{ux}}\right) \frac{D_{ox}}{r_{ux}} + 2M_{x\theta} - \sqrt{\left(\left(1 - \frac{M_{x\theta}}{M_{ux}}\right) \frac{D_{ox}}{r_{ux}} + 2M_{x\theta}\right)^2 - 4M_{x\theta} M_{ux}} \right]; \quad (28)$$

$$\frac{1}{r_y} = \frac{1/r_{uy}}{2M_{uy}} \left[\left(1 - \frac{M_{y\theta}}{M_{uy}}\right) \frac{D_{oy}}{r_{uy}} + 2M_{y\theta} - \sqrt{\left(\left(1 - \frac{M_{y\theta}}{M_{uy}}\right) \frac{D_{oy}}{r_{uy}} + 2M_{y\theta}\right)^2 - 4M_{y\theta} M_{uy}} \right]. \quad (29)$$

4. Результируючу кривину косозігнутого елемента та кут нахилу нейтральної лінії до горизонтальної осі елемента обчислюють за виразами

$$1/r = \sqrt{(1/r_x)^2 + (1/r_y)^2}, \quad (30)$$

$$\operatorname{tg} \theta = (1/r_y)/(1/r_x). \quad (31)$$

5. За відомою висотою стиснутої зони бетону $x_c = \varepsilon_{cu} / (1/r)$ і кутом нахилу нейтральної лінії θ встановлюють її форму (рис. 22).

6. За формулою (21) уточнюють величину граничних деформацій стиснутого бетону ε_{cu} з урахуванням ступеню неоднорідності його деформування $m_h = \varepsilon_{co,h} / \varepsilon_{cu}$ і $m_b = \varepsilon_{co,b} / \varepsilon_{cu}$ в площинах X_o та Y_o .

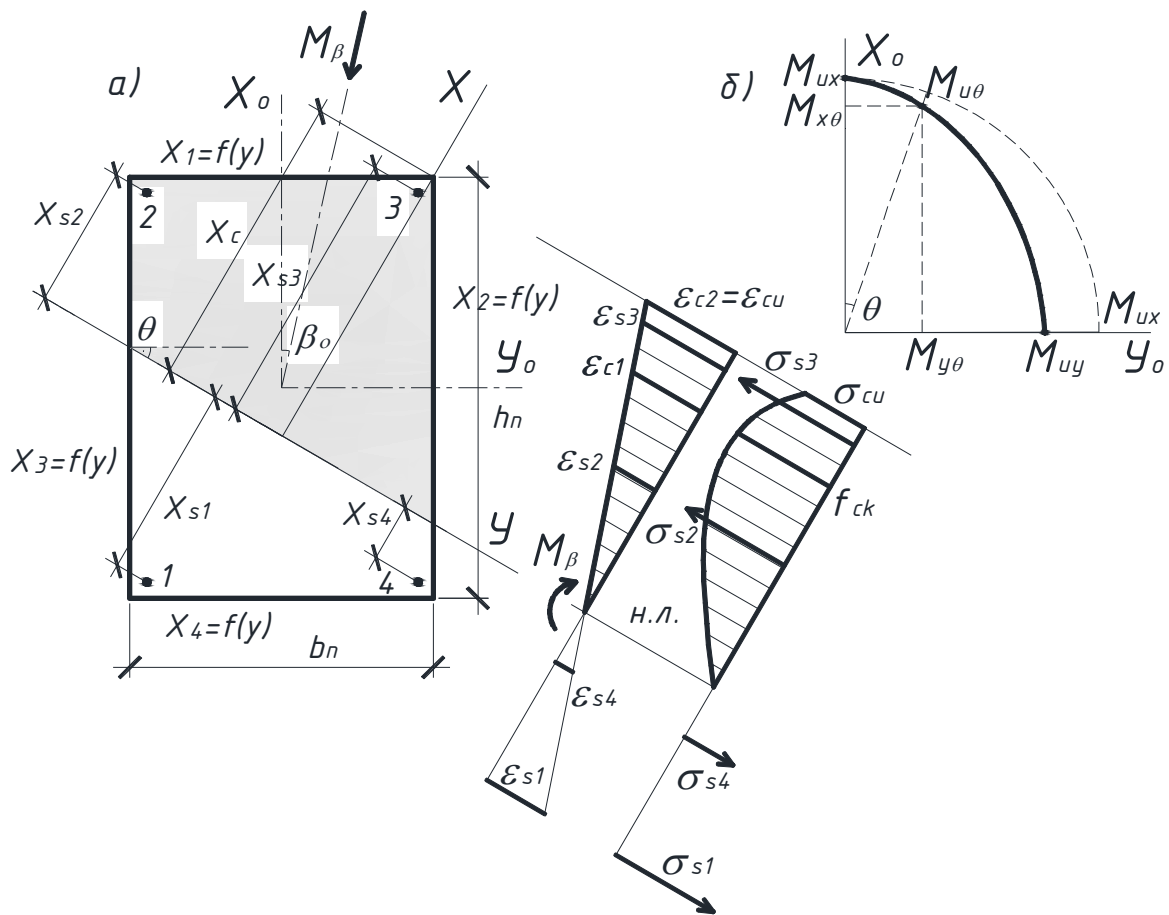


Рисунок 23 – До розрахунку косозігнутого елемента: *a* – розрахункова схема перерізу; *б* – вплив кута нахилу силової площини на його несучу здатність

7. В подальшому розрахунок косозігнутих елементів здійснюється згідно відповідного положення нейтральної лінії за двома загальноприйнятими рівняннями рівноваги до виконання додаткової умови

$$\left| (M_{u,i-1} - M_{u,i}) / M_{u,i-1} \right| \leq \delta = 0,01, \quad (32)$$

де $M_{u,i-1}$ та $M_{u,i}$ – уточнені значення несучої здатності косозігнутого елемента на ітераційних етапах розрахунків.

Розроблена методика дозволяє визначити несучу здатність або розрахувати арматуру для всіх можливих випадків форм стиснутої зони бетону (рис. 22).

Позацентрово стиснуті елементи розраховують так само як і згинальні за двома загальноприйнятими рівняннями рівноваги. Деформації найбільш розтягнутих арматурних стержнів ε_{s1} визначаються з квадратного або кубічного рівняння (за Кордано), що утворюється за спільного розв'язку двох рівнянь рівноваги. Несучу здатність або необхідний коефіцієнт поздовжнього армування обчислюють за першим із них. Отримані розрахункові залежності для можливих випадків деформування арматури: повного вичерпання міцнісних властивостей всіх стержнів ($\varepsilon_{si} \geq \varepsilon_{so}$); їх пружного деформування ($\varepsilon_{si} < \varepsilon_{so}$); досягнення межі текучості лише в частині стержнів ($\varepsilon_{s1} \dots \varepsilon_{sl} \geq \varepsilon_{so}$) та за відсутності такої в інших ($\varepsilon_{sm} \dots \varepsilon_{sn} < \varepsilon_{so}$).

Розрахунок косостиснутих елементів здійснюють подібно до косозігнутих за п. 1...7 з урахуванням початкового ексцентриситету e_o за вихідного кута нахилу

силової площини β_o . В подальшому косостиснуті елементи розраховують за двома загальноприйнятими рівняннями рівноваги залежно від положення нейтральної лінії

$$\operatorname{tg}\theta = (1/r_y)/(1/r_x) \approx \operatorname{tg}\beta_o \cdot (E_c \cdot I_{x,red} - s_x \cdot l_{ox}^2 \cdot N)/(E_c \cdot I_{y,red} - s_y \cdot l_{oy}^2 \cdot N) \quad (33)$$

з ексцентриситетом відносно неї

$$e = \varepsilon_{cu} / (1/r) - (h_n / 2 - e_o \cdot \cos \beta_o) \cos \theta - (b_n / 2 - e_o \cdot \sin \beta_o) \sin \theta. \quad (34)$$

При розв'язку прямої задачі попередньо прийнята площа арматури в межах 1,5% ... 2% уточнюється до незаперечного виконання додаткової умови (32). Для косостиснутих елементів отримані розрахункові залежності з визначення несучої здатності або площі перерізу арматури за всіх можливих випадків форм стиснутої зони бетону (рис. 22).

Для стиснутих елементів запропоновані точний та наближений способи врахування їх гнучкості (прогинів) на несучу здатність.

У першому наближенні прогини визначають за класичним виразом

$$f_u = s \cdot (1/r_u) \cdot l^2, \quad (35)$$

де кривина, за раціонального використання арматури ($\varepsilon_{sl} = \varepsilon_{so}$), рівна

$$1/r_u = (\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{so}) / d. \quad (36)$$

Для гнучкого позацентрово стиснутого елемента гранична величина повного розрахункового ексцентриситету

$$e_u = \varepsilon_{cu} / (1/r_u) - h_n / 2 + e_o + f_u \quad (37)$$

уточнюється разом з прогином до незаперечного виконання обох рівнянь рівноваги та додаткової умови

$$|(f_{u,i-1} - f_{u,i}) / f_{u,i-1}| \leq \delta = 0,01. \quad (38)$$

Розроблені точний та спрощений способи розрахунку прогинів гнучких косостиснутих елементів. Спрощений спосіб реалізується в наступній послідовності.

1. З окремих розрахунків косостиснутого елемента на позацентровий стиск у площинах X_o та Y_o визначаються його максимально можливі прогини у напрямку зазначених площин f_{ux} та f_{uy} .

2. Значення граничного прогину косостиснутого елемента при куті нахилу нейтральної лінії θ (рис. 24, а, б) обчислюють пропорційно до його величини

$$f_u = f_{ux} + (f_{uy} - f_{ux}) \cdot \sin \theta. \quad (39)$$

3. В подальшому несучу здатність гнучкого косостиснутого елемента $N = M_{u\theta} / e_u$ визначають з виразу (26) (рис. 24, в) за граничного значення розрахункового ексцентриситету відносно нейтральної лінії

$$e_u = \varepsilon_{cu} / (1/r_u) - (h_n / 2 - e_o \cdot \cos \beta_o) \cos \theta - (b_n / 2 - e_o \cdot \sin \beta_o) \sin \theta + f_u. \quad (40)$$

Точна методика розрахунку прогинів гнучких косостиснутих елементів передбачає їх спрощене визначення за формулою (39) у першому наближенні. Подальший розрахунок косостиснутих елементів здійснюють подібно до косозігнутих за п. 2...7 до незаперечного виконання двох загальноприйнятих рівнянь рівноваги та додаткових умов (32) і (38).

У шостому розділі викладено основні положення розрахунку нормальних перерізів залізобетонних елементів за граничними станами другої групи. Прийнято

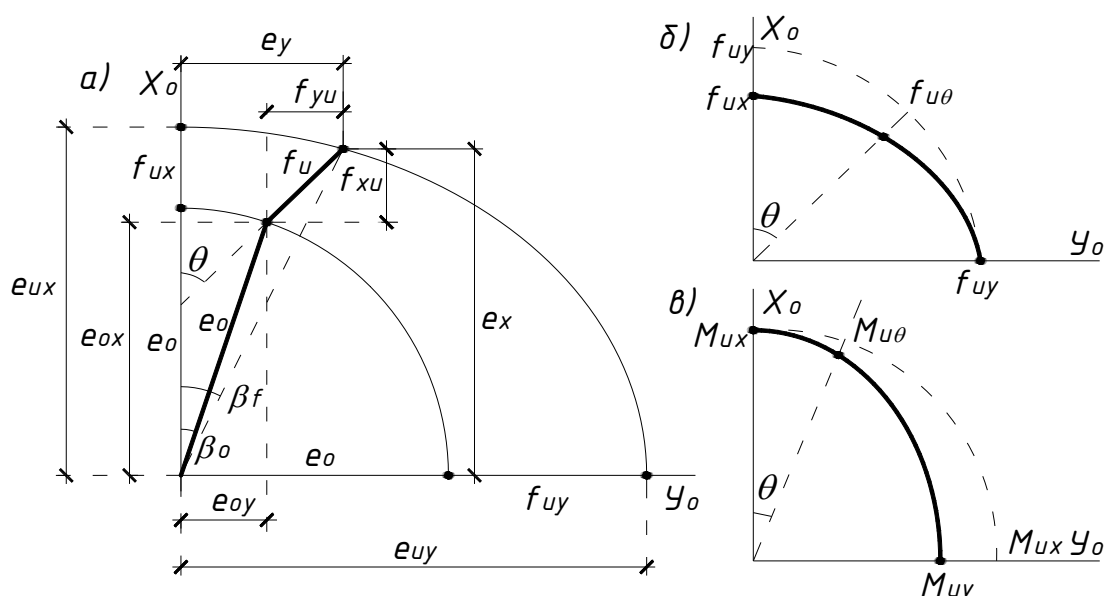


Рисунок 24 – До спрощеної методики визначення прогинів (а, б) та розрахунку несучої здатності (в) гнучких косостиснутих елементів

низку гіпотез та передумов, спрямованих на відтворення основних параметрів реального стану елементів на будь-якій стадії їх деформування. Центральне місце серед зазначених параметрів відведено питанням жорсткості та кривині (рис. 25). Тому узагальнену діаграму стану залізобетонного елемента (4) замість традиційної форми запису $M = f(1/r)$ представлено у вигляді $1/r = f(M)$

$$\frac{1}{r} = \frac{1/r_u}{2M_u} \left[\left(1 - \frac{M}{M_u}\right) \frac{D_o}{r_u} + 2M - \sqrt{\left(\left(1 - \frac{M}{M_u}\right) \frac{D_o}{r_u} + 2M\right)^2 - 4M \cdot M_u} \right] \quad (41)$$

та пов'язано зі станом матеріалів за гіпотезою плоских перерізів

$$1/r = (\varepsilon_{c2} + \varepsilon_s) / d \quad \text{або} \quad 1/r = (\varepsilon_{c2} + \varepsilon_{co}) / h_n. \quad (42)$$

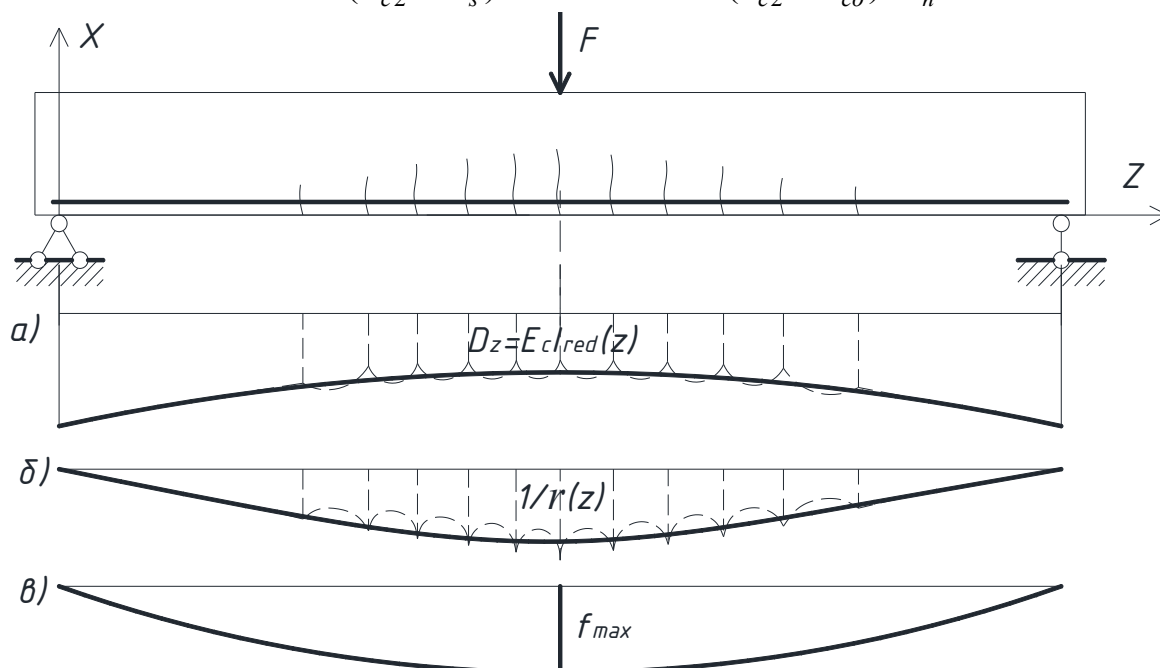


Рисунок 25 – Характер зміни основних параметрів стану згинального елемента: а – еюра жорсткості; б – еюра кривини; в – лінія прогинів

Таким чином, в рамках деформаційно-силової моделі кривина залізобетонного елемента у найбільш напруженому перерізі або в осередненому перерізі найбільш напруженої ділянки визначається за розв'язком системи рівнянь МДТТ (1).

Виникнення тріщин розраховується за двома загальноприйнятими рівняннями рівноваги при зусиллях в розтягнутому бетоні

$$N_{ct,cr} = \frac{b_n}{1/r} \int_{-\varepsilon_{ctu}}^0 \frac{a_t \cdot \varepsilon_{ct} - b_t \cdot \varepsilon_{ct}^2}{1 + c_t \cdot \varepsilon_{ct}} d\varepsilon_{ct}. \quad (43)$$

та фіксується за граничними деформаціями розтягнутого бетону ε_{ctu} згідно екстремального критерію його міцності $dN_{ct} / d\varepsilon_{ct} = 0$.

Деформації арматурних стержнів, виражені для загального випадку деформування (косого стиску) через відносні деформації крайніх фібр розтягнутого та стиснутого бетону

$$\varepsilon_{si} = \varepsilon_{c2} \left(1 - \frac{a_{sh,i} \cdot \cos \theta + a_{sb,i} \cdot \sin \theta}{h_n \cdot \cos \theta + b_n \cdot \sin \theta} \right) - \varepsilon_{ctu} \frac{a_{sh,i} \cdot \cos \theta + a_{sb,i} \cdot \sin \theta}{h_n \cdot \cos \theta + b_n \cdot \sin \theta}, \quad (44)$$

визначають з першого рівняння рівноваги за попередньо прийнятими деформаціями крайніх фібр стиснутого бетону згідно виразу

$$\varepsilon_{c2} / \varepsilon_{c1} = 0,0444 + (0,01 \cdot k^3 - 0,058 \cdot k^2 + 0,204 \cdot k + 0,12) \cdot \rho_l. \quad (45)$$

Загалом відносні деформації крайніх фібр стиснутого бетону та відповідну їм кривину уточнюють до виконання умови: в згинальних елементах – $N_{cr} = 0$; в позacentрово завантажених ($M = N \cdot e$) – $|(N_{cr,i-1} - N_{cr,i}) / N_{cr,i-1}| \leq \delta = 0,01$.

Момент тріщиноутворення M_{cr} обчислюють згідно другого рівняння рівноваги за відповідною кривиною елемента $1/r_{cr} = (\varepsilon_{ctu} + \varepsilon_{c2}) / h_n$.

Розрахунок розкриття тріщин (рис. 26) розпочинають з визначення кривини елемента $1/r$ за (41) і попередніх значень відносних деформацій крайових фібр стиснутого бетону та найбільш розтягнутого арматурного стержня за виразами

$$\varepsilon_{c2} = \varepsilon_{cu} \cdot M / M_u \cdot (1/r) / (1/r_u), \quad \varepsilon_{s1} = d \cdot (1/r) - \varepsilon_{c2}. \quad (46)$$

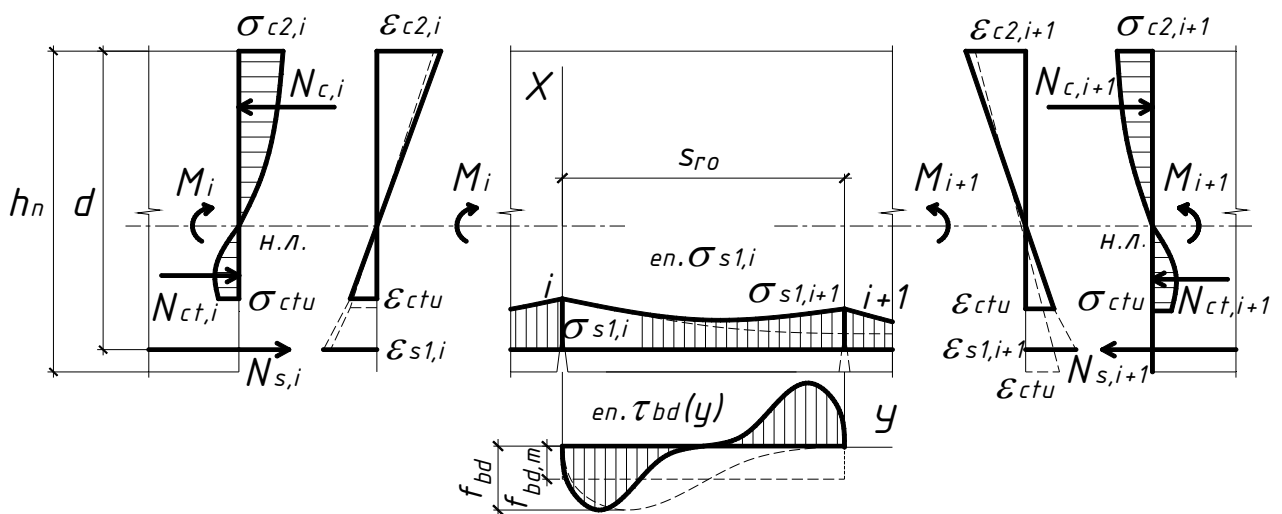


Рисунок 26 – Розрахункова схема напружено-деформованого стану згинального залізобетонного елемента в блоці між двома тріщинами

Вплив розтягнутого бетону на НДС залізобетонних елементів після виникнення тріщин оцінюється пропорційно до видовження розтягнутої грані ε_t за формулою

$$\psi_{ct} = \sigma_{ct} / f_{ctk} = (\varepsilon_{ct1} / \varepsilon_t)^c, \quad (47)$$

де c – параметр, що залежить від насичення бетону розтягнутої зони арматурою ρ_{lt} (%) та приймається рівним $c = 1 / \rho_{lt}$.

Зусилля активного зчеплення на ділянці між тріщинами, будучи залежними від зміни напружень в арматурному стержні уздовж зазначеної ділянки $\Delta\sigma_{s,i}$, врівноважуються на ній зусиллями розтягнутого бетону

$$N_{bd,cr} + \Delta N_{s,i} = N_{ct,cr} \quad (48)$$

та визначаються за виразом

$$N_{bd,cr} = \int_{s_{ro}} u \cdot \tau_{bd}(z) \cdot dz \cong u \cdot f_{bd} \cdot s_r / 2 \quad (49)$$

при граничних значеннях середніх напружень зчеплення

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk}. \quad (50)$$

Запропонована залежність з визначення коефіцієнта η_1 , що враховує профіль арматури за критерієм Рема f_R (рис. 27)

$$\eta_1 = 1 + 35 \cdot f_R - (12 \cdot f_R)^2. \quad (51)$$

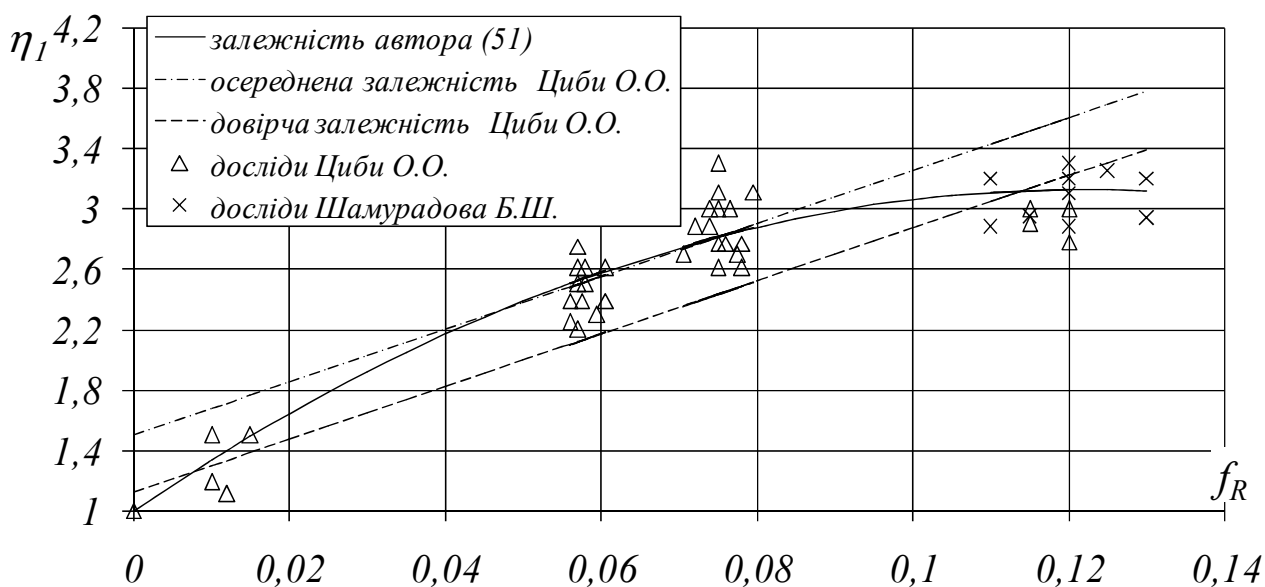


Рисунок 27 – Залежність коефіцієнта η_1 від відносної площі змінання поперечних ребер арматури f_R

Ширину розкриття тріщин в стадії стабілізованого тріщиноутворення розраховують за формулою Томаса

$$w_k = 2 \int_0^{0,5s_{ro}} \varepsilon_\tau(y) dy \cong s_r \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}), \quad (52)$$

де базову відстань між тріщинами з урахуванням (51)...(54) визначають за виразом

$$s_r = s_{ro} - \Delta s_r = \frac{\emptyset}{2 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2} \left(\frac{N_{ct,cr}}{A_s \cdot f_{ctk}} - \frac{\Delta \sigma_{s,i}}{f_{ctk}} \right); \quad (53)$$

середні деформації арматури обчислюють безпосередньо з діаграми стану елемента в осередненому перерізі блоку між тріщинами $\varepsilon_{sm} = f(1/r)$, а середні деформації розтягнутого бетону на ділянці між тріщинами визначають за формулою

$$\varepsilon_{ctm} = 0,5 \cdot \varepsilon_{ctu} \cdot (d - x) / (h_n - x). \quad (54)$$

Таким чином, ширину розкриття нормальних тріщин за отриманою залежністю

$$w_k = \frac{\varnothing}{2 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ct,k}} \left(\frac{N_{ct,cr}}{A_s} - \Delta \sigma_{s,i} \right) \cdot \left(\varepsilon_{sm} - \frac{\varepsilon_{ctu}}{2} \cdot \frac{d - x}{h_n - x} \right) \quad (55)$$

теж пов'язано з найважливішими параметрами НДС залізобетонних елементів через систему рівнянь МДТТ (1), що сприяє методологічній єдності їх розрахунків за граничними станами в пропонованій деформаційно-силовій моделі.

Розрахунок прогинів та переміщень виконується за енергетичними методами з використанням класичного апарату будівельної механіки, що реалізується за допомогою інтегралу Мора

$$f_x(z) = \int_0^l \overline{M}_x(z) \cdot 1/r_x(z) dz. \quad (56)$$

Інтегрування виразу (56) реалізується шляхом розбиття елемента на ряд парних ділянок ($n \geq 10$) з визначенням кривини на їх межах (рис. 28) за функцією (41). При лінійному розподілі кривини в межах кожної ділянки перемножування епюри кривини від силового навантаження з епюрою моментів від одиничного навантаження здійснюється за способом (правилом) трапецій

$$f = \frac{l}{n} \left(\frac{m_{x0}}{2} \frac{1}{r_{x0}} + \frac{m_{xn}}{2} \frac{1}{r_{xn}} + m_{x1} \frac{1}{r_{x1}} + \dots + m_{xi} \frac{1}{r_{xi}} + \dots + m_{x,n-1} \frac{1}{r_{x,n-1}} \right), \quad (57)$$

а за нелінійного (криволінійного) розподілу кривини – за формулою Сімпсона

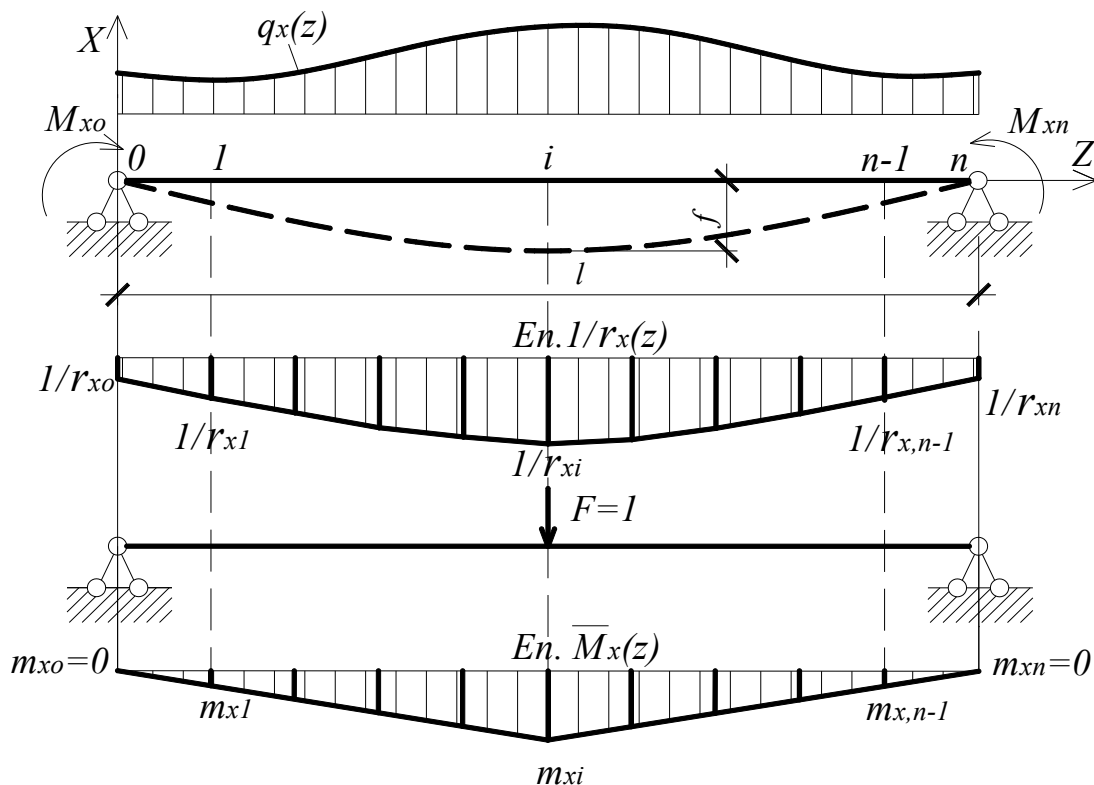


Рисунок 28 – До узагальненої методики визначення прогинів

$$f = \frac{l}{3n} \left[m_{x0} \frac{1}{r_{x0}} + m_{xn} \frac{1}{r_{xn}} + 4 \cdot \left(m_{x1} \frac{1}{r_{x1}} + m_{x3} \frac{1}{r_{x3}} + \dots + m_{x,n-1} \frac{1}{r_{x,n-1}} \right) + 2 \cdot \left(m_{x2} \frac{1}{r_{x2}} + m_{x4} \frac{1}{r_{x4}} + \dots + m_{x,n-2} \frac{1}{r_{x,n-2}} \right) \right]. \quad (58)$$

Прогини шарнірно (вільно) опертих та консольних елементів обчислюють за відомою формулою

$$f_{\max} = s \cdot l^2 \cdot (1/r_x)_{\max}. \quad (59)$$

Прогини позacentрово стиснутих елементів розраховують, виходячи з функції діаграми їх стану (6). За допомогою виразу (59) вона перетворена в кубічне рівняння відносно прогину, яке з заміною $f = y_3 - m_3/3$ набуває неповного вигляду

$$y_3^3 + s_3 \cdot y_3 + q_3 = 0. \quad (60)$$

Визначений у такий спосіб попередній прогин уточнюється до незаперечного виконання загальноприйнятих рівнянь рівноваги та додаткової умови

$$|(f_{i-1} - f_i)/f_{i-1}| \leq \delta = 0,01, \quad (61)$$

де f_{i-1} і f_i – уточнені значення прогину на ітераційних етапах розрахунку елементів.

Попередні значення прогинів косостиснутих елементів теж можна визначати за вищеприведеною методикою. Але, зважаючи на можливу відмінність розрахункових довжин, а отже і на непропорційну зміну їх кривини в напрямку площин X_o та Y_o , максимальні значення експлуатаційного прогину косостиснутих елементів (f_{ix} і f_{iy} , рис. 29) в зазначених площинах рекомендується визначати з розрахунку їх на позacentровий стиск за виразами (57)...(59) на основі функції кривини (6).

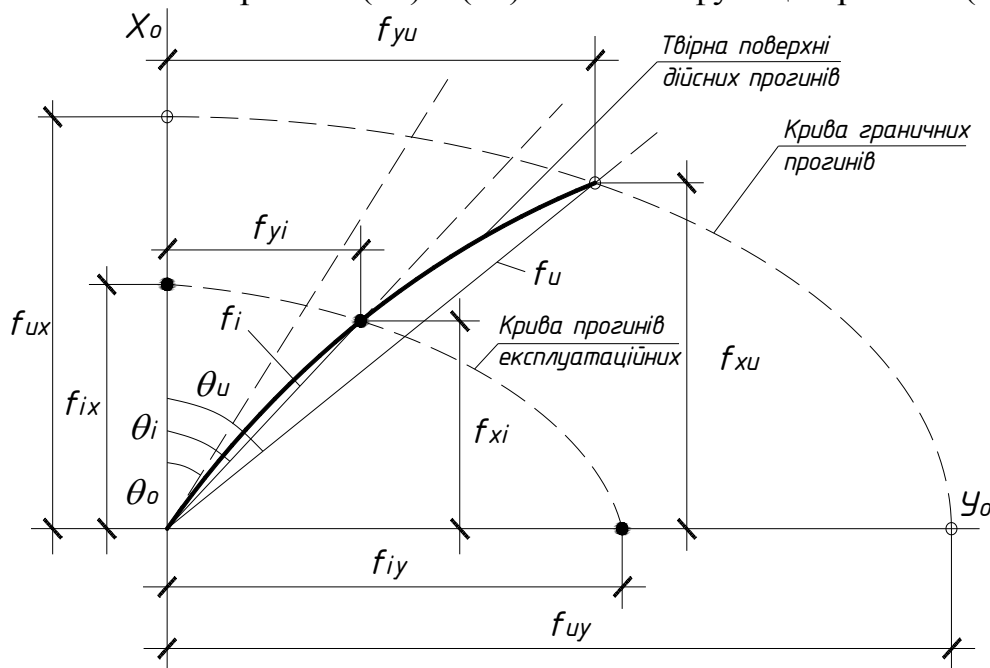


Рисунок 29 – До визначення прогинів косостиснутого залізобетонного елемента

Значення експлуатаційного прогину f_i та його складових f_{xi} і f_{yi} обчислюють пропорційно до кута нахилу лінії прогинів (θ_i) за формулами

$$f_i = f_{ix} + (f_{iy} - f_{ix}) \cdot \sin \theta_i; \quad (62)$$

$$f_{xi} = f_i \cdot \cos \theta_i; \quad f_{yi} = f_i \cdot \sin \theta_i. \quad (63)$$

В подальшому його уточнюють разом з основними параметрами напружено-деформованого стану елемента (ε_{c2} , ε_{s1} , $1/r$ та θ) за двома загальноприйнятими рівняннями рівноваги до незаперечного виконання додаткової умови (61).

У цьому розділі наведені основні види задач з розрахунку залізобетонних елементів та коротко описана послідовність їх розв'язку. Придатність розробленої деформаційно-силової моделі опору залізобетонних елементів та запропонованих методів їх розрахунку перевірена на результатах експериментальних досліджень більше 360-ти різних залізобетонних елементів, випробуваних як вітчизняними, так і закордонними дослідниками. Результати цієї перевірки наведені в табл. 7 та 8.

Таблиця 7 – Порівняння теоретичних та дослідних значень параметрів НДС

Досліджувані параметри, кількість зразків (вимірювань)	Відхилення експериментальних даних від розрахункових за								
	ДСТУ +ДБН			Eurocod-2			Ромашко В. М.		
	Δ	σ	$\nu, \%$	Δ	σ	$\nu, \%$	Δ	σ	$\nu, \%$
Несуча здатність (згин), 148 зразків	0,992	0,064	6,45	0,994	0,064	6,47	0,999	0,061	6,07
Несуча здатність (стиск), 137 зразків	1,020	0,083	7,83	1,016	0,080	7,83	1,013	0,073	7,25
Прогини, 76 зразків (300 вимір.)	1,052	0,170	16,00	1,048	0,174	16,65	1,028	0,133	12,93
Ширина тріщин, 58 зр. (217 вимір.)	1,222	0,291	23,77	1,256	0,311	24,81	1,089	0,199	18,57

Таблиця 8 – Забезпеченість точності розрахунків залізобетонних елементів

Вид елементів та досліджувані параметри	Кількість зразків (дослідів)	Оцінювані параметри	Забезпеченість точності у %				
			± 5	± 10	± 15	± 20	± 25
Згинальні, несуча здатність	148	M_{th} / M_{ex}	58,78	89,82	98,56	99,89	99,99
Стиснуті, несуча здатність	137	N_{th} / N_{ex}	50,67	82,93	96,01	99,39	99,94
Згинальні, прогини	76 (300)	f_{th} / f_{ex}	29,31	54,8	74,07	86,66	93,93
Згинальні, прогини*	74* (288*)	f_{th} / f_{ex}	31,08	57,63	76,99	89,04	95,45
Згинальні, ширина тріщин	58 (217)	$w_{k,th} / w_{k,ex}$	19,82	38,40	54,83	68,42	79,01
Згинальні, ширина тріщин	58 (160), за $w_{k,ex} > 0,05$	$w_{k,th} / w_{k,ex}$	23,99	45,85	64,03	77,80	87,31

* без двох балок Rashid M. A., Mansur M. A.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. Розроблена деформаційно-силова модель опору бетону та залізобетону розвиває та поглиблює сучасні деформаційні моделі опору залізобетонних елементів силовим впливам.
2. Проблему методологічної єдності розрахунків залізобетонних елементів в деформаційно-силовій моделі їх опору запропоновано вирішувати за допомогою універсальної діаграми стану «момент-кривина», яка дозволяє відстежити за силовими та деформаційними параметрами зміну жорсткості зазначених елементів на будь-якій стадії їх деформування.
3. Вперше діаграму стану залізобетонного елементу $M - 1/r$ отримано аналітичним шляхом за допомогою гіпотези «нелінійності» жорсткості та забезпечено її функціональну єдність з діаграмою деформування бетону $\sigma_c - \varepsilon_c$, чим обґрунтовано пріоритетність використання обох діаграм в загальній теорії бетону та залізобетону.
4. Доведено, що отримана континуальна залежність діаграми стану $M - 1/r$ за певних вихідних умов трансформується у діаграму стану бетону $\sigma_c - \varepsilon_c$, забезпечуючи тим самим єдиний підхід до оцінки напружено-деформованого стану бетонних та залізобетонних елементів на будь-якій стадії їх деформування.
5. Вперше функцію граничних деформацій стиснутого бетону в залізобетонних елементах $\varepsilon_{cu} = f(\varepsilon_{si}, \rho_{li}, x_{si}, m_h, m_b)$ пов'язано з основними параметрами їх армування та ступенем неоднорідності деформування бетону, чим забезпечено можливість прогнозування граничного стану зазначених елементів в розробленій моделі їх опору.
6. В деформаційно-силовій моделі систему статичних, геометричних та фізичних співвідношень МДГТ доповнено отриманими аналітичною залежністю діаграми стану елемента $M - 1/r$ та функцією граничних деформацій стиснутого бетону $\varepsilon_{cu} = f(\varepsilon_{si}, \rho_{li}, x_{si}, m_h, m_b)$, чим забезпечено розкриття внутрішньої статичної невизначеності перерізу залізобетонних елементів.
7. Відносні деформації стиснутого бетону в характерних (параметричних) точках діаграми $\sigma_c - \varepsilon_c$ запропоновано моделювати (визначати) через пружну та пластичну складові з метою прогнозування деформацій крайніх фібр бетону за різних режимів його завантаження.
8. В деформаційно-силовій моделі базову відстань між нормальними тріщинами та ширину їх розкриття пов'язано універсальною діаграмою $M - 1/r$ з основними параметрами напружено-деформованого стану залізобетонних елементів в системі статичних, геометричних та фізичних співвідношень, чим забезпечено відображення фізичної сутності процесів деформування в розрахункових залежностях при максимальному позбавленні їх емпіризму.
9. Запропонована континуальна залежність $M - 1/r$ дозволяє отримувати епюру кривини залізобетонних елементів безпосередньо з діаграм їх стану, внаслідок чого суттєво підвищено ефективність енергетичних методів розрахунку прогинів та забезпечено замкнутість рішень жорсткість-кривина-прогин.
10. Відтворення реального стану залізобетонних елементів за допомогою

аналітичної залежності $M - 1/r$ суттєво зменшує число ітераційних операцій у відповідних розрахунках та забезпечує їх виконання за доволі простими і компактними алгоритмами без використання складного програмного забезпечення з одночасним збереженням фізичної сутності процесів деформування.

11. Методи розрахунку залізобетонних елементів за деформаційно-силовою моделлю їх опору вирізняються відносною простотою, відносно високою продуктивністю та точністю, а тому рекомендуються до використання в якості експрес-методів оцінки напружено-деформованого стану зазначених елементів. Вони пройшли апробацію при проектуванні реальних об'єктів, в навчальному процесі та прийняті до використання у відповідному нормативному документі.
12. Достовірність розроблених методів розрахунку залізобетонних елементів конструкцій за узагальненою деформаційно-силовою моделлю їх опору підтверджено експериментально-статистичною оцінкою результатів розрахунку за граничними станами першої та другої групи більше 360-ти елементів, випробуваних різними вітчизняними та закордонними дослідниками.

СПИСОК ОПУБЛІКОВАНИХ ПРАЦЬ ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ

1. Ромашко В. М. Деформаційно-силова модель опору бетону і залізобетону: монографія / В. М. Ромашко. – Рівне: О. Зень, 2016. – 424 с.
 2. Ромашко В. М. Розрахунок залізобетонних елементів і конструкцій за деформаційно-силовою моделлю: рекомендації / В. М. Ромашко. – Рівне: НУВГП, 2016. – 126 с.
- у наукових періодичних виданнях іноземних держав та у наукових виданнях України, які включені до міжнародних наукометричних баз:*
3. Romashko, V. The construction peculiarities of the deformation and power model of concrete and reinforced concrete resistance / V. Romashko, O. Romashko // MATEC Web of Conf. 116, 02028, 1-8 (2017). *(Автору належить модель опору та методика розрахунку. (SCOPUS).*
 4. Ромашко В. Н. Критерии исчерпания несущей способности железобетонных элементов и конструкций / В. Н. Ромашко // Budownictwo o zoptymalizowanym potencjale energetycznym: Construction of Optimized Energy Potential. – Częstochowa: Politechniki Częstochowskiej, 2015. – № 2(16). – s. 75-83. (Index Copernicus).
 5. Бабич Є. М. Особливості розрахунку косозавантажених елементів з використанням діаграм їх стану «момент-кривина» / Є. М. Бабич, В. М. Ромашко // Зб. наук. праць УкрДУЗТ. – Харків: УкрДУЗТ, 2017. – Вип. 171. – С. 62-69. *(Автору належить методика розрахунку). (Index Copernicus).*
 6. Ромашко В. М. Деформування бетону та критерії вичерпання несучої здатності залізобетонних елементів і конструкцій / В. М. Ромашко // Галузеве машинобудування, будівництво: зб. наук. праць. – Полтава: ПНТУ, 2014. – Вип. 3(42), т. 2. – С. 108-114. (Index Copernicus, ResearchBib).
 7. Ромашко В. М. Основи розрахунку залізобетонних елементів та конструкцій за деформаційно-силовою моделлю їх опору / В. М. Ромашко // Зб. наук. праць

УкрДУЗТ. – Харків: УкрДУЗТ, 2017. – Вип. 168. – С. 103-110. (Index Copernicus).

8. Ромашко В. Н. Обобщенная модель деформирования железобетонных элементов и конструкций / В. Н. Ромашко // International Scientific Journal (Міжнародний науковий журнал), 2016. – № 3. – С. 84-86. (ResearchBib, Google Scholar).
9. Ромашко В. Н. Расчет прогибов сложнодеформирующихся железобетонных элементов и конструкций / В. Н. Ромашко // Міжнародний науковий журнал (International Scientific Journal), 2016. – № 10(20), 1 т. – С. 126-129. (ResearchBib, Google Scholar).

у наукових фахових виданнях України:

10. Бабич Є. М. Методологія розрахунку залізобетонних елементів за деформаційно-силовою моделлю / Є. М. Бабич, В. М. Ромашко // Наука та будівництво. – 2017. – № 3(13). – С. 16-21. *(Автору належить загальна методологія та методика розрахунку).*
11. Ромашко В. М. Визначальні особливості деформування бетону в залізобетонних елементах та конструкціях / В. М. Ромашко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП. – 2014. – Вип. 29. – С. 334-340.
12. Ромашко В. М. Гранична деформативність бетону в залізобетонних елементах за осевого стиску / В. М. Ромашко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП. – 2008. – Вип. 16(2). – С. 325-331.
13. Ромашко В. М. Гранична деформативність бетону в позacentрово розтягнутих бетонних елементах / В. М. Ромашко, О. В. Ромашко // Вісник НУВГП: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2009. – Вип. 2(46), ч.1. – С. 200-205. *(Автору належить модель деформування).*
14. Ромашко В. М. Гранична рівновага та граничні стани в деформуванні бетонних та залізобетонних елементів і конструкцій / В. М. Ромашко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2014. – Вип. 28. – С. 284-289.
15. Ромашко В. М. Деякі особливості визначення моменту утворення нормальних тріщин в бетонних елементах / В. М. Ромашко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2011. – Вип. 21. – С. 317-322.
16. Ромашко В. М. Деякі особливості діаграми деформування бетону / В. М. Ромашко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2006. – Вип. 14. – С. 294-301.
17. Ромашко В. М. До визначення граничних деформацій бетону / В. М. Ромашко // Будівельні конструкції: зб. наук. праць. – К.: НДІБК, 2006. – Вип. 65. – С. 193-198.
18. Ромашко В. М. Жорсткість залізобетонних елементів і конструкцій за умов неоднорідного деформування / В. М. Ромашко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2010. – Вип. 20. – С. 286-291.
19. Ромашко В. М. Жорсткість та гранична деформативність бетону в позacentрово стиснутих бетонних елементах / В. М. Ромашко // Будівельні конструкції: зб.

- наук. праць. – К.: НДІБК, 2008. – Вип. 70. – С. 229-236.
20. Ромашко В. М. Методика експериментальних досліджень роботи косостиснутих залізобетонних елементів за змінних рівнів навантажень / В. М. Ромашко, С. С. Гомон // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне, 2005. – Вип. 12. – С. 280-288. *(Автору належить методика випробувань)*.
 21. Ромашко В. М. Напружено-деформований стан косостиснутих залізобетонних елементів за змінних рівнів тривалого навантаження / В. М. Ромашко, С. С. Гомон // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне, 2000. – Вип. 5. – С. 258-262. *(Автору належить методика досліджень)*.
 22. Ромашко В. М. Основи деформаційно-силової моделі залізобетонних елементів і конструкцій / В. М. Ромашко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2015. – Вип. 30. – С. 247-254.
 23. Ромашко В. М. Основи загальної моделі деформування бетонних та залізобетонних елементів і конструкцій / В. М. Ромашко // Вісник НУВГП: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2009. – Вип. 3 (47), ч.2. – С. 118-123.
 24. Ромашко В. М. Основи загальної теорії деформування бетонних та залізобетонних елементів і конструкцій / В. М. Ромашко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2012. – Вип. 24. – С. 229-234.
 25. Ромашко В. М. Основи та особливості деформування залізобетонних елементів за відцентрового стиску / В. М. Ромашко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2012. – Вип. 23. – С. 403-409.
 26. Ромашко В. М. Основи теорії тріщиностійкості залізобетонних елементів та конструкцій / В. М. Ромашко // Теорія і практика будівництва: Вісник НУ «Львівська політехніка». – Львів, 2013. – № 755. – С. 357-363.
 27. Ромашко В. М. Особливості деформування відцентрово стиснутих бетонних елементів / В. М. Ромашко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2011. – Вип. 22. – С. 473-478.
 28. Ромашко В. М. Особливості деформування залізобетонних елементів з тріщинами / В. М. Ромашко // Галузеве машинобудування, будівництво: зб. наук. праць. – Полтава: ПНТУ, 2009. – Вип. 3 (25), т. 3. – С. 153-156.
 29. Ромашко В. М. Оцінка роботи розтягнутого бетону в блоці між тріщинами / В. М. Ромашко // Вісник ОДАБА: зб. наук. праць. – Одеса: Зовнішрекламсервіс, 2009. – Вип. №33. – С. 135-139.
 30. Ромашко В. М. Повна діаграма деформування бетону в бетонних та залізобетонних елементах / В. М. Ромашко // Будівельні конструкції: зб. наук. праць. – К.: НДІБК, 2007. – Вип. 67. – С. 299-309.
 31. Ромашко В. М. Повна діаграма деформування розтягнутого бетону в бетонних та залізобетонних елементах / В. М. Ромашко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2009. – Вип. 18. – С. 296-303.
 32. Ромашко В. М. Режими роботи та завантаження стиснутих залізобетонних

елементів в реальних умовах / В. М. Ромашко, С. С. Гомон // Вісник УДУВГП: зб. наук. праць. Ч. 3. – Рівне: УДУВГП, 2002. – Вип. 5(18). – С. 47-53. *(Автору належить постановка задач та наукове обґрунтування).*

33. Ромашко В. М. Розрахункова модель утворення тріщин в залізобетонних елементах та конструкціях / В. М. Ромашко // Будівельні конструкції: зб. наук. праць. – К.: ДП НДІБК, 2013. – Вип. 78 (ч. 2). – С. 161-168.
34. Ромашко В. М. Тріщиноутворення в залізобетонних елементах та конструкціях за загальною моделлю їх деформування / В. М. Ромашко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2013. – Вип. 25. – С. 418-424.
35. Ромашко В. М. Узагальнена діаграма стану бетонних та залізобетонних елементів і конструкцій / В. М. Ромашко // Вісник ОДАБА: зб. наук. праць. – Одеса: Зовнішрекламсервіс, 2015. – Вип. №57. – С. 387-393.
36. Ромашко В. М. Узагальнений критерій вичерпання несучої здатності залізобетонних та сталезалізобетонних елементів і конструкцій / В. М. Ромашко // Галузеве машинобудування, будівництво: зб. наук. праць. – Полтава: ПНТУ, 2012. – Вип. 3(33). – С. 202-206.
37. Ромашко В. М. Щодо визначення модуля деформацій бетону / В. М. Ромашко // Вісник НУВГП: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2007. – Вип. 4(40), ч. 2. – С. 292-297.
38. Ромашко В. М. Щодо визначення моменту утворення нормальних тріщин в згинальних залізобетонних елементах / В. М. Ромашко // Будівельні конструкції: зб. наук. праць. – К.: Будівельник, 2011. – Вип. 74 (ч. 1). – С. 365-372.
39. Ромашко В. М. Щодо екстремального критерію міцності бетонних та залізобетонних елементів і конструкцій / В. М. Ромашко // Вісник ОДАБА: зб. наук. праць. – Одеса: Зовнішрекламсервіс, 2012. – Вип. 46. – С. 305-310.
40. Ромашко В. М. Щодо параметричних точок діаграми деформування бетону / В. М. Ромашко // Вісник НУВГП: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2006. – Вип. 4(36), ч. 1. – С. 207-212.

у виданнях, що засвідчують апробацію матеріалів дисертації:

41. Ромашко В. М. До розрахунку поздовжньозігнутих залізобетонних елементів / В. М. Ромашко, А. В. Подворний // Вісник УДАВГ: зб. наук. праць. – Рівне: УДАВГ, 1998. – Вип. 1, ч. 2. – С. 171-174. *(Автору належить методика розрахунку).*
42. Ромашко В. Н. Жесткость и кривизна железобетонных элементов и конструкций в обобщенной модели их деформирования / В. Н. Ромашко // Methods of effective science-based satisfaction of the increasing social needs in the field of engineering, construction and architecture: Peer-reviewed materials digest (collective monograph) published following the results of the CXXIII International Research and Practice Conference and I stage of the Championship in Technical sciences, Architecture and Construction (London, May 12 – May 17, 2016). – London: IASHE, 2016. – P. 57-59.
43. Ромашко В. Н. Прогибы железобетонных элементов и конструкций по обобщенной модели их деформирования / В. Н. Ромашко // Solving problems of optimal combination of standards of quality, innovative technical solutions and comfort of operation when developing and producing devices and construction objects:

Peer-reviewed materials digest (collective monograph) published following the results of the CXXX International Research and Practice Conference and II stage of the Championship in Technical sciences, Architecture and Construction (London, September 13 – September 19, 2016). – London: IASHE, 2016. – P. 41-45.

44. Romashko V. N. The reinforced concrete elements and structures stiffness during their deformation / V. N. Romashko // European Conference on Innovations in Technical and Natural Sciences. Proceedings of the 11th International scientific conference (June 02, 2016). – Vienna: East West, 2016. – P. 64-69.

у інших виданнях:

45. Гомон С. С. Розрахунок стиснутих залізобетонних елементів за малоциклових навантажень з використанням деформаційної моделі / С. С. Гомон, В. М. Ромашко, Д. В. Кочкар'юв, С. С. Гомон // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне, 2006. – Вип. 14. – С. 151-158. *(Автору належить постановка задач та методика розрахунку).*
46. Ромашко В. М. Величина критичних деформацій розтягнутого бетону / В. М. Ромашко, О. В. Ромашко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2009. – Вип. 18. – С. 304-309. *(Автору належить наукове обґрунтування).*
47. Ромашко В. М. Деформування бетону та арматури косостиснутих елементів при дії малоциклових навантажень / В. М. Ромашко, С. С. Гомон // Будівельні конструкції: зб. наук. праць. – К.: НДІБК, 2006. – Вип. 65. – С. 187-192. *(Автору належить постановка задач та методика досліджень).*
48. Ромашко В. М. До моделей нелінійного деформування бетонних та залізобетонних елементів і конструкцій / В. М. Ромашко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2016. – Вип. 33. – С. 200-205.
49. Ромашко В. М. Жорсткість та модуль деформацій бетону в деформаційній моделі / В. М. Ромашко // Бетон и железобетон в Украине. – 2007. – № 6. – С. 2-6.
50. Ромашко В. М. Модуль деформацій бетону за дії тривалих та малоциклових навантажень / В. М. Ромашко, О. В. Ромашко // Будівельні конструкції: зб. наук. праць. – К.: НДІБК, 2008. – Вип. 70. – С. 143-150. *(Автору належить наукове обґрунтування та модель деформування).*

АНОТАЦІЯ

Ромашко В. М. Деформаційно-силова модель опору бетону та залізобетону. – На правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня доктора технічних наук за спеціальністю 05.23.01 – Будівельні конструкції, будівлі та споруди. – Національний університет «Львівська політехніка», Львів, 2018.

Запропоновано узагальнену деформаційно-силову модель опору бетонних та залізобетонних елементів силовим впливом, що побудована на діалектичній єдності діаграм їх реального стану з діаграмами деформування матеріалів. Вперше аналітичним шляхом отримано залежність $M - I/r$, яка не тільки відтворює діаграму реального стану бетонних та залізобетонних елементів, але й за певних вихідних умов трансформується у діаграму стану і навіть у діаграму деформування

бетону $\sigma_c - \varepsilon_c$. Отримано універсальну функцію граничних деформацій стиснутого бетону, яка разам з діаграмою стану та гіпотезою плоских перерізів дозволяє розкривати внутрішню статичну невизначеність залізобетонних елементів конструкцій. На базі виявлених загальних закономірностей нелінійної зміни жорсткості залізобетонних елементів конструкцій розроблена універсальна методика, що забезпечує повну методологічну єдність всіх розрахунків за граничними станами.

Достовірність розробленої та запровадженої у практику проектування деформаційно-силової моделі підтверджена експериментально-статистичною оцінкою результатів розрахунку за граничними станами залізобетонних елементів, випробуваних вітчизняними та зарубіжними дослідниками.

Ключові слова: залізобетонні елементи, модель опору, жорсткість, діаграми стану, граничні деформації, несуча здатність, тріщиностійкість, прогини.

АННОТАЦИЯ

Ромашко В. Н. Деформационно-силовая модель сопротивления бетона и железобетона. – На правах рукописи.

Диссертация на соискание ученой степени доктора технических наук по специальности 05.23.01 – Строительные конструкции, здания и сооружения. – Национальный университет «Львівська політехніка», Львов, 2018.

Предложена деформационно-силовая модель сопротивления железобетонных элементов силовым воздействиям, построенная на диалектическом единстве диаграмм их реального состояния с диаграммами деформирования материалов. Впервые получена аналитическая зависимость $M - l/r$, которая воспроизводит диаграмму реального состояния железобетонных элементов, а при определенных условиях еще и трансформируется в диаграммы состояния и деформирования бетона $\sigma_c - \varepsilon_c$. Получена универсальная функция предельных деформаций сжатого бетона, позволяющая вместе с диаграммой состояния и гипотезой плоских сечений раскрывать внутреннюю статическую неопределимость железобетонных элементов конструкций. На основании общих закономерностей нелинейного изменения их жесткости разработана универсальная методика, обеспечивающая полное методологическое единство всех расчетов по предельным состояниям.

Достоверность разработанной и внедренной в практику проектирования деформационно-силовой модели подтверждена экспериментально-статистической оценкой результатов расчета по предельным состояниям железобетонных элементов, испытанных отечественными и зарубежными исследователями.

Ключевые слова: железобетонные элементы, модель сопротивления, жесткость, диаграммы состояния, предельные деформации, несущая способность, трещиностойкость, прогибы.

ABSTRACT

Romashko V. Deformation and force model of concrete and reinforced concrete resistance. – On the rights of manuscript.

The thesis for the degree of doctor of technical sciences, specialty 05.23.01 –

Building constructions, buildings and structures. – Lviv Polytechnic National University, Ministry of Education and Science of Ukraine, Lviv, 2018.

The dissertation is devoted to the development of a generalized deformation and force model of resistance and the most important provisions of the general deformation theory of concrete and reinforced concrete elements exposed to arbitrary bending, compression or stretching.

The **introduction** identifies the relevance, purpose and objectives of the research, sets out the general characteristics, scientific novelty and practical significance of the work.

The **first chapter** is devoted to the review of the development stages of the deformation theory of concrete and reinforced concrete elements, the thorough analysis of the current state of experimental and theoretical studies, related to the deformation models development. The direction of scientific research and solving ways of the most important tasks of dissertation work are outlined on its basis.

In the **second chapter**, the most important provisions of the developed deformation and force model of concrete and reinforced concrete resistance, which are based on diagrams "moment-curvilinear" of the reinforced concrete elements real state, are described. For the first time continuum dependence $M - 1/r$ is obtained in the analytical way on the basis of rigidity "nonlinearity" hypothesis and the possibility of its transformation into a concrete state diagram, laid down in the current Eurocode-2, was proved. It is demonstrated how a similar diagrams transformation in the deformation and strength model provides the disclosure of the internal static uncertainty of the reinforced concrete elements cross-section and the methodological unity of their calculations by the boundary states. A number of characteristic problems, the solution of which it is expedient to carry out with the use of state diagrams the "moment-curvilinear", are outlined. The application of the criteria for the limiting state of reinforced concrete elements is well-grounded.

The **third chapter** is devoted to the study of the most important laws concrete deformation in non-reinforced elements on the basis of the stiffness "nonlinearity" hypothesis. It is proved that the implementation of the latter with the help of a deformation module allows us to obtain a concrete state diagram laid in Eurocode-2. Critical deformations of compressed concrete for this diagram are proposed to be determined by elastic and plastic components. The application of the Fermat criterion to the state diagram the "moment-curvilinear" allowed to obtain dependence on the prediction of compressed concrete boundary deformations level.

In the **fourth chapter**, the main provisions of the general theory of reinforced concrete elements deformation are considered in accordance with the accepted deformation and force model of their resistance. It is noted that the concrete deformation in reinforced concrete elements is close to or similar to its deformation in concrete analogues. However, due to reinforcement concrete in the section of such elements, even for their axial load, can work not only on the ascending, but also on the descending branches of the diagram of its state. A universal function is obtained for determining the level of concrete boundary deformations, depending on the heterogeneity degree of its deformation in the section and reinforced concrete element reinforcement parameters.

The **fifth chapter** is devoted to the calculation of reinforced concrete elements normal sections at the boundary states of the first group. Appropriate dependencies were obtained for the calculation of plane bent and eccentric compressed elements; precise and approximate methods of oblique bending and oblique compressed elements calculating were developed for cases: full use of strength properties of all reinforcing rods; elastic deformation of all reinforcing rods; achievement of the yield strength only in the part of reinforcing rods and in the absence of such in others.

The **sixth chapter** outlines the basic provisions for the calculation of reinforced concrete elements normal sections at the boundary states of the second group. Due to the state diagram the "moment-curvilinear", the deflections and the normal cracks opening width in the reinforced concrete elements are related to the most important parameters of their stress and strain state (including the parameters of reinforcement adhesion the with concrete) through the equations system of the deformed solid mechanics, which significantly improves efficiency appropriate calculations. The dependence on the coefficient determination, which takes into account the reinforcement profile according to the Rehm's criterion, is proposed.

The **seventh chapter** presents the main tasks types in the calculation of reinforced concrete elements and briefly describes the sequence of their solution. The reliability of the developed methods for calculating reinforced concrete elements according to the deformation and force model of resistance is confirmed by experimental and statistical of the calculation results estimation of more than 360 elements, tested by domestic and foreign researchers.

Key words: reinforced concrete elements, resistance model, stiffness, state diagrams, limit deformations, bearing strength, crack resistance, deflections.

Підписано до друку 03.05.2018 р. Формат 60×90¹/₁₆.
Ум.-друк. арк. 1,9. Тираж 100 прим.
Зам. № 5358.

*Видавець і виготовлювач
Національний університет
водного господарства та природокористування,
вул. Соборна, 11, м. Рівне, 33028.*

*Свідоцтво про внесення суб'єкта видавничої справи до державного
реєстру видавців, виготівників і розповсюджувачів
видавничої продукції РВ № 31 від 26.04.2005 р.*