

**Міністерство освіти і науки України
Державний вищий навчальний заклад
"Національний гірничий університет"**

Будівництва
(факультет)

Кафедра будівництва, геотехніки і геомеханіки
(повна назва)

**ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА
дипломного проекту (роботи)
магістра**
(назва освітньо-кваліфікаційного рівня)

галузь знань **19 Архітектура та будівництво**
(шифр і назва галузі знань)

спеціальність **192 Будівництво та цивільна інженерія**
(код і назва спеціальності)

спеціалізація **Промислове і цивільне будівництво**
(назва спеціалізації)

освітній рівень **вища освіта**
(назва освітнього рівня)

кваліфікація **2142.2 Інженер-будівельник**
(код і назва кваліфікації)

на тему: **Аналіз впливу дефектів та пошкоджень на напружено деформований стан каркасів цивільних будівель.**

Виконавець:

Студент II курсу, групи 192м-16-1

(підпис)

Богачов В.С.
(прізвище та ініціали)

Керівники	Прізвище, ініціали	Оцінка	Підпис
проекту	Волкова В.Є.		
розділів:			
1.	Волкова В.Є.		
2.	Волкова В.Є.		
3.	Волкова В.Є.		
4.	Волкова В.Є.		

Рецензент	Марочка В.В.		
-----------	--------------	--	--

Нормоконтроль	Григор'єв О.Є.		
---------------	----------------	--	--

Дніпро
2018

**Міністерство освіти і науки України
Державний вищий навчальний заклад
"Національний гірничий університет"**

ЗАТВЕРДЖЕНО:

завідувач кафедри

Будівництва геотехніки та геомеханіки
(повна назва)

_____ Гапсєв. С. М.
(підпис) (прізвище, ініціали)

«22» січня 2018 року

ЗАВДАННЯ

**на виконання кваліфікаційної роботи магістра
спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія
(код і назва спеціальності)**

студенту 192м-16-1
(група)

Богачову В.С.
(прізвище та ініціали)

Тема дипломної роботи Аналіз впливу дефектів та пошкоджень на напружено-деформований стан каркасів цивільних будівель

1 ПІДСТАВИ ДЛЯ ПРОВЕДЕННЯ РОБОТИ

Наказ ректора ДВНЗ "НГУ" від _____ № _____

2 МЕТА ТА ВИХІДНІ ДАНІ ДЛЯ ПРОВЕДЕННЯ РОБІТ

Об'єкт досліджень елементи перекриттів каркасних залізобетонних будівель.

Предмет досліджень є міцність і деформативність залізобетонних елементів що мають дефекти.

Мета НДР дослідження впливу дефектів на напружено-деформований стан залізобетонних згинальних елементів перекриттів каркасних конструктивних систем.

Вихідні дані для проведення роботи Для дослідження було прийнято частину реальної будівлю, яка має розміри: довжина 27.6 м, а ширина 9 м; висота 10 поверхів, що складає 33 м.

3 ОЧІКУВАНІ НАУКОВІ РЕЗУЛЬТАТИ

Наукова новизна полягає у дослідженні дефектів перекриття, проведенні експериментальних і теоретичних дослідженнях деформативності перекриттів, послаблених дефектами.

Практична цінність дослідження дефектів перекриттів дозволить більш достовірно оцінювати напружено-деформований стан згинальних елементів, що привнесе велику кількість поправок, які покращать процес будівництва.

4 ВИМОГИ ДО РЕЗУЛЬТАТІВ ВИКОНАННЯ РОБОТИ

Результати надати у табличній формі та діаграмах, виконати оцінку впливу окремих пошкоджень, провести порівняльний аналіз.

5 ЕТАПИ ВИКОНАННЯ РОБІТ

Найменування етапів робіт	Строки виконання робіт (початок-кінець)
Збір та аналіз доступної літератури за даною темою	20.10.17-15.12.17
Покращення вмінь володіння програмним комплексом SCAD	25.10.17-05.01.18
Оформлення пояснювальної записки дипломної роботи	15.12.17-12.01.18
Компоновка та робота над помилками	13.01.18-19.01.18

6 РЕАЛІЗАЦІЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ТА ЕФЕКТИВНІСТЬ

Економічний ефект пророблена робота повинна зменшити появу дефектів, тим самим отримати зменшення затрат на ремонт і реконструкції дефектних елементів.

Сприяти підвищенню експлуатаційних характеристик будівлі.

Соціальний ефект Підвищення стандартів житлових будинків.

Покращення експлуатаційних властивостей.

7 ДОДАТКОВІ ВИМОГИ

Завдання видав _____

(підпис)

Волкова В.Є.

(прізвище, ініціали)

Завдання прийняв до виконання _____

(підпис)

Богачов В.С.

(прізвище, ініціали)

Дата видачі завдання: 16.10.17

Термін подання дипломної роботи до ЕК 22.01.18

РЕФЕРАТ

Дипломна робота 79 сторінок, 37 рисунків, 3 таблиці, 52 джерела та додаток.

Ключові слова: дефекти конструкцій, напруження в згинальних елементах, дослідження моделі.

Об'єкт дослідження: елементи перекриттів каркасних залізобетонних будівель.

Предмет дослідження: міцність і деформативність залізобетонних елементів, що мають дефекти.

Мета дипломної роботи: дослідження впливу дефектів на напружено-деформований стан залізобетонних згинальних елементів перекриттів каркасних конструктивних систем.

Задачі дипломної роботи:

- дослідити методику оцінки напружено-деформованого стану нормальних перерізів складної компоновки залізобетонних конструкцій, їх міцності і деформативності з урахуванням впливу різних дефектів;

- провести чисельні дослідження напружено-деформованого стану залізобетонних згинальних стрижневих елементів з урахуванням існуючих дефектів;

- провести дослідження, з використанням програмного комплексу SCAD, впливу непроектних перерізів ригелів на деформативність перекриттів з монолітного залізобетону.

Робота складається зі вступу, чотирьох розділів, висновків, додатків та списку використаної літератури.

Розділ перший присвячено аналізу досліджень з визначенням технічного стану залізобетонних конструкцій з урахуванням дефектів виготовлення і експлуатації. Розглянуті основні деформаційні моделі та їх розвиток.

У другому розділі детально описана методика розрахунку за міцністю та деформативністю залізобетонних конструкцій. Розглянуто і проаналізовано криволінійну діаграму деформування бетону « $\sigma_b - \varepsilon_b$ ». Приведені особливості схем деформування залізобетону та вплив дефектів на напружено деформований стан конструкцій.

Третій розділ описує вплив різноманітних дефектів на несучу здатність перерізів конструкції, серед яких зміна площі поздовжньої арматури (інтенсивності армування), величина захисного шару і відповідність бетону на стиск. При дослідженні розглядалися одно пролітні статично визначені і багатопрілітні статично невизначені балки.

У четвертому розділі наглядно зображений вплив штучно відтворених дефектів на модель реальної будівлі. Дефекти були поділені на два варіанти: перший розглядав вплив на елементи конструкції зміни перерізу ригелю перекриття, в другому оцінений вплив зниження модуля пружності.

Отримані результати: Наведено залежності зміни несучої здатності і деформативності від зміни захисного шару бетону, площі поздовжньої робочої арматури і міцності бетону, що дозволяють без проведення розрахунків з достатньою для практики точністю оцінити напружено-деформований стан конструкції. Виконано чисельні дослідження з вивчення ступеня впливу площі на деформативність і тріщиностійкість монолітних перекриттів.

Галузь застосування: Результати дослідження можуть використовуватися будівельними компаніями для аналізу причин утворення дефектів та дослідження їх впливу на елементи конструкції та конструкцію в цілому.

ЗМІСТ

Вступ.....	7
Розділ 1 Аналіз сучасних досліджень з визначенням технічного стану залізобетонних конструкцій.....	9
1.1. Особливості і аналіз існуючих схем деформування залізобетону.....	11
1.2. Методи оцінки впливу дефектів на міцність і деформативність залізобетонних конструкцій.....	22
Висновки до розділу 1	28
Розділ 2 Методика розрахунку за міцністю та деформативністю залізобетонних конструкцій з урахуванням дефектів.....	29
2.1. Вихідні положення і робочі гіпотези.....	29
2.2. Методика розрахунку по міцності і деформативності залізобетонних елементів. Напружено-деформований стан нормальних перерізів залізобетонних елементів.....	34
Висновки до розділу 2	40
Розділ 3 дослідження впливу дефектів на несучу здатність.....	41
3.1. Завдання та об'єм досліджень.....	41
3.2. Оцінка впливу дефектів виготовлення на напружено-деформований стан однопролітних шарнірно опертих балок.....	45
3.2.1. Вплив на міцність зміни захисного шару бетону.....	45
3.2.2. Вплив на міцність і деформативність зміни площі поздовжньої робочої арматури (інтенсивності армування).....	47
3.2.3. Вплив на міцність і деформативність зміни міцності бетону на стиск..	49
3.3. Оцінка впливу дефектів виготовлення на напружено-деформований стан двопролітних нерозрізних балок.....	51
3.3.1. Вплив на міцність зміни захисного шару бетону.....	53
3.3.2. Вплив на міцність зміни проці поздовжньої робочої арматури (інтенсивності армування).....	55
3.3.3. Вплив на міцність і деформативність зміни міцності бетону на стиск..	57
3.3.4. Прогнозування строку служби згинаючих залізобетонних елементів..	57
Висновки до розділу 3	59
Розділ 4 Дослідження розробленої моделі.....	60
4.1 Основна інформація по об'єкту і методу моделювання.....	60
4.2. Дослідження впливу пошкоджень на елементи перекриття.....	64
4.2.1. Плоска постановка задачі.....	65
4.2.2. Просторова постановка задачі.....	69
Висновки до розділу 4	71
Висновки.....	72
Список використаної літератури.....	73
Додатки.....	79

ВСТУП

Актуальність роботи. В процесі будівництва і експлуатації різних будівель і споруд можуть відбуватися випадки пошкодження і обвалення конструкцій. Аналіз результатів обстеження руйнування несучих будівельних конструкцій або виникнення аварійних ситуацій на будівельних об'єктах показав, що неприємності зароджувалися в основному на стадії виготовлення конструкцій або в процесі будівництва. Основні причини аварій були пов'язані з відхиленнями від проекту при будівництві та зі звичайним будівельним браком, значно впливає на напружено-деформований стан елементів. Крім цього, значна частка аварійності обумовлена дефектами, що виникають в процесі експлуатації.

Апробація роботи відбулася на п'ятій всеукраїнській науково-технічній конференції яка проходила 28-29 листопада 2017р. дивись додаток 1.

Метою магістерської роботи є дослідження впливу дефектів на напружено-деформований стан залізобетонних згинальних елементів перекриттів каркасних конструктивних систем.

Об'єкт дослідження – елементи перекриттів каркасних залізобетонних будівель.

Предмет дослідження – міцність і деформативність залізобетонних елементів що мають дефекти.

Структура та об'єм роботи. Дипломна робота складеться з вступу, чотирьох розділів, висновку, додатків та списку використаних джерел. Вона викладена на 79 сторінках, в яких 37 рисунків, 3 таблиці, додаток та список з 52 наукових джерел.

Для реалізації поставленої мети наступні задачі:

- дослідити методику оцінки напружено-деформованого стану нормальних перерізів складної компонування залізобетонних конструкцій, їх міцності і деформативності з урахуванням впливу різних дефектів;

- провести чисельні дослідження напружено-деформованого стану залізобетонних згинальних стрижневих елементів з урахуванням існуючих дефектів;
- розробити модель будівлі в програмному комплексі SCAD;
- провести дослідження, з використанням програмного комплексу SCAD, впливу непроектних перерізів ригелів на деформативність перекриттів з монолітного залізобетону.

РОЗДІЛ 1

АНАЛІЗ СУЧАСНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ З ВИЗНАЧЕННЯМ ТЕХНІЧНОГО СТАНУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

Будівництво зародилося майже з виникненням людини, як тільки вони почали будувати собі оселі. Час йшов, людські потреби росли і авжеж не оминуло і будівництво. Необхідність в покращенню характеристик споруд під кліматичні, технологічні умови.

Можна припустити, що з виникненням будівництва в ньому з'явилися і перші неточності, похибки. Іноді ці помилки були суттєвими, тому будівлі перебудовували.

Прикладом таких помилок які згодом почали називати дефектами можна привести Пізанську вежу. Будівництво вежі із самого початку було невдалим в 1173 році майстрами Боннано і Гульєльмо из Інбрусу. Після зведення першого поверху вежі, висотою 11 метрів, було помічено, що вежа має нахил на 4 сантиметра від вертикальної лінії. Після цього було призупинено будівництво і 1233 році вона доросла до 4 поверху. В 1350 добудовувати Пізанську вежу взявся Томазо де Андреа, к тому часу дзвіниця нахилилась на 92 сантиметри. Піднявши наступний поверх з похилого боку на 11 сантиметрів, він «нахилив» будівлю в сторону протилежну крену, після чого на останній восьмий ярус вежі поставив дзвіницю з дзвоном з бронзи. Таким чином, будівництво «Падаючої вежі», що тривало 164 роки, було завершено, ціною відмови від даху і ще чотирьох поверхів. За первинним проектом у вежі повинно було бути цілих 10 поверхів з балконами і завищеними першим поверхом, сама дзвіниця мала бути дванадцятим поверхом, над яким повинен був розташований дах. Тоді передбачувана висота всієї будівлі повинна була б складати 98 метрів. В даний час ведуться роботи над підтримкою вежі, заміною колон та підсилення фундаментів.

І.А. Фіздель в своїй книзі «Дефекти і методи їх усунення в конструкціях і спорудах» 1970 року друкування, описує характерні

деформації, дефекти, обвалення і аварії конструкцій, викликаних часом та середовищем, а також недоліками при проектуванні, виконанні робіт і експлуатації. Основною метою підручника є контроль дефектів у будівництві, необхідність оцінки по виявленню таких дефектів на різноманітних стадіях будівництва. Також автор підкреслює необхідність детального вивчення причин виникнення таких дефектів.

Зі слів автора зрозуміло, що якість будівництва і оздоблення будівель і споруд постійно підвищується. Однак вимоги до якості заводського виготовлення всіх типів виробів, виконанню будівельно-монтажних робіт і проектних рішень ще не повністю задовольняються. Досвід показує, що в будівельній практиці досі допускаються дефекти, які зменшують експлуатаційні якості споруд і призводять до потреби раннього ремонту. Явні та скриті дефекти, які не усунули, навіть незначні по своїм розмірам, розвиваються з часом і можуть привести до серйозних пошкоджень та можуть стати причиною обвалів та аварій.

Вивчення різноманітних дефектів, виявлення помилок, своєчасне їх усунення має велике практичне значення, тому що дозволяє уникати повторення старих помилок і виникнення нових дефектів.

У своїй роботі В.Т. Дроздов «Дефекти будівельних конструкцій та їх наслідки» 2007 р., спираючись на нормативну літературу описує, що дефект і пошкодження це різні поняття. Під дефектом розуміють невідповідність стандартам, технічним умовам, нормам проектування та проекту. А дефекти, викликані зовнішнім впливом, серед яких механічні та теплові, зазвичай називають – пошкодженнями. Тому автор згоден з думкою, що дефект більш загальне поняття, а пошкодження це окремий вид дефекту.

Також автор звертає увагу, на те що після розпаду великих проектно-будівельних компаній і виникнення багатьох незалежних невеликих організацій такого ж призначення, різко знизилась якість будівництва. Особливо помітні зміни на невеликих об'єктах. Замовники з ціллю економії фінансів, замовляють проекти некваліфікованим виконавцям. В результаті

появилось безліч будівель з наявністю серйозних дефектів, у стані близькому до аварійного, а деякі споруди просто руйнуються під час будівництва. Неможна економити на будівництві, а будівництво потрібно довіряти тільки солідним будівельним компаніям, у протилежному випадку, перебудова чи усунення виявлених дефектів, перевищить витрати на першочергову економію.

1.1. Особливості і аналіз існуючих схем деформування залізобетону

Залізобетон як конструкційний матеріал відрізняється низкою характерних особливостей, що залежать від виду напружено-деформованого стану і створюють певні труднощі при розробці механіко-математичних моделей і алгоритмів для їх реалізації. Вже на ранніх стадіях деформування проявляється фізична нелінійність, яка полягає у відсутності пропорційного зв'язку між напруженнями і деформаціями, неоднорідного зв'язку між матеріалами, анізотропія і інші специфічні властивості. При збільшенні навантаження зменшується інтегральна жорсткість перерізів, відбувається перерозподіл внутрішніх зусиль між ділянками конструкції при структурних змінах матеріалів і збільшуються переміщення, тому для будь-якого методу розрахунку важливе значення має спосіб обліку фізичної нелінійності деформування бетону та арматури.

Історично склалося так, що для розрахунку несучої здатності і деформативності залізобетонних конструкцій використовувалися різні за своїми вихідними передумовами фізичні моделі залізобетону. Розглянемо деякі з цих моделей, що представляють найбільший практичний інтерес.

У найбільш повному вигляді основні положення методу граничної рівноваги сформульовані А.А. Гвоздьовим [1]. Розрахунок несучої здатності залізобетонного згинаючого елемента заснований на моделі жорстко пластичного тіла для стиснутої зони бетону і розтягнутої арматури. Епюра напружень в стиснутому бетоні приймається прямокутною з ординатою, що дорівнює спочатку R_u (міцності бетону при згині), а потім R_b (призмовою

міцністю при стиску). Напруження арматури в зоні розтягу відповідає її межі плинності R , що передбачає наявність в ній фізичної ділянки плинності. Основна позитивна якість приведеної вище моделі полягає у відсутності необхідності врахування характеру розподілу деформацій по висоті перерізу, оскільки величини зусиль, що виникають в ньому вважаються відомими.

Незважаючи на таку граничну ідеалізацію роботи стиснутого бетону і розтягнутої арматури, виконані в свій час численні дослідження [2, 3, 4, 5] показали високу надійність методу граничної рівноваги. Простота розрахункового апарату і невелика похибка в величині несучої здатності сприяли тому, що він знайшов широке застосування при розрахунку несучої здатності балок.

Дослідження [6] показали, що при застосуванні високоміцних бетонів і сталей, які не мають ділянки плинності, а також при розрахунку слабо армованих елементів, використання прямокутної епюри напружень в стиснутій зоні бетону далеко не завжди дає задовільні результати. Причиною цього в одному випадку похибки визначення напружень в арматурі, в іншому – невідповідність прийнятої прямокутної епюри напружень в стислому бетоні фактичному характеру розподілу напруження в перерізі бетону. Дослідження несучої здатності позацентрово стиснутих і згинальних елементів, а також нерозрізних балок [7, 8, 9] продемонстрували, що незадовільні результати в більшій мірі є не наслідком неточності визначення рівнодіючих зусиль в бетоні, а наслідком невірної оцінки величини плеча внутрішньої пари сил. Ці похибки вдалося дещо знизити, використовуючи в якості розрахункового параметру прямокутної епюри величину R_b і введенням в нормативну методику різних поправочних коефіцієнтів емпіричного характеру.

Навіть з урахуванням зазначених коригувань для балок з низьким і середнім відсотком армування дослідницькі і теоретичні дані збігаються лише на початку ділянки плинності арматури. При роботі сталі на ділянці плинності, а також в разі використання високоміцної сталі відбувається

помітне збільшення плеча внутрішньої пари сил і дані натурних дослідів можуть виявитися більше за обчислені з використанням прямокутної епюри на 20-25% і навіть більше [7].

Ці недоліки, а також відсутність можливості оцінки роботи конструкції в експлуатаційній стадії викликали потребу в розробці більш універсальних методів розрахунку, до яких слід віднести каркасно-стержневу або блокову модель і деформаційну модель перерізів.

Блокова модель деформування залізобетону заснована на тому, що залізобетонний стержень представляється, як система блоків, що розділені макротріщинами і пов'язані між собою стислою зоною бетону і розтягнутою арматурою.

Розрахунок залізобетонних конструкцій з тріщинами у вигляді системи пружних блоків у вітчизняних дослідженнях був вперше запропонований А.А. Гвоздьовим і розвинений стосовно згинаючих і позацентрово-стиснутих елементів в роботах Н.І. Карпенко [10], Е.М. Пересипкіна [11, 12], К.А. Пірадова, М.М. Холмянского та ін. Як показали дослідження, застосування даних моделей ефективно для слабо армованих залізобетонних елементів і елементів з одиничними тріщинами. Рішення контактної задачі зчеплення арматури з бетоном в вирішувальних рівняннях базується тут на емпіричних залежностях для сил зчеплення і значеннях січного модуля зчеплення. Відстань між тріщинами визначається ітераційним методом, використовуючи в якості початкового наближення ту чи іншу інтегральну модель деформування, що природно позначається на їх точності. Чисельна реалізація такої моделі навіть для традиційних залізобетонних балок ускладнюється недостатньою вивченістю деяких важливих характеристик процесу тріщиноутворення бетону і, отже, неможливістю їх нормування.

Розвиток деформаційних моделей йшов за двома основними напрямками. До першого напрямку відносяться моделі, в яких розглядається напружено деформований стан елемента для бетону і сталі на основі використання їх дійсних діаграм стану. Фізичні рівняння для перерізу

характерного елемента складаються виходячи з сумісності деформування бетону арматури. У даній моделі передбачається пружно-пластичне деформування бетону і арматури.

Найбільш розробленою моделлю даного типу є теорія пластичності Г.А. Генієва, В.І. Кіссюка, Г.А. Тюпіна [13]. Дана теорія досить коректно математично обґрунтована і задовільно узгоджується з чисельними експериментальними даними [13]. Вона враховує специфічні властивості бетону та залізобетону, дає можливість визначення граничної несучої здатності. Залізобетон з тріщинами розглядається як трансверсально-ізотропний матеріал з площиною ізотропії, паралельній площині тріщин. Передбачається, що розміри тіла великі в порівнянні з відстанями між арматурними стержнями. Це дозволяє знехтувати місцевими напруженнями у контакті арматури з бетоном і «розмазати» арматуру, задавши її коефіцієнтами армування у вигляді гладких безперервних функцій координат. Модуль деформації уздовж тріщин приймається рівним модулю пружності. Умовно вважається, що арматура сприймає тільки нормальні навантаження і умовою спільності деформування бетону і арматури, є рівність їх деформацій. Повні напруження складаються з напружень в арматурі і бетоні. Поява тріщин відбувається уздовж ділянок, на яких головні напруження розтягу перевершують межу міцності бетону при розтягуванні. Широке поширення моделі такого класу отримали і в зарубіжних дослідженнях, наприклад, в роботах Ч.С. Ліна, Г. Гаер, Д. Мередита, М. Сьюді, С. Валліапена та ін.

Ця модель не позбавлена недоліків. Прийнято положення про умови спільності осьових деформацій арматури і бетону як до, так і після появи тріщин, що не відповідає реальній картині деформування залізобетону з тріщинами. Умова міцності залізобетону передбачає одночасне досягнення граничних величин напружень в бетоні і арматурі, а також вельми умовно представлена робота арматурного стержня в бетонній матриці, оскільки не

враховується контактний шар, зсув. Ці та деякі інші недоліки стримують широке використання моделей цього напрямку в практичних розрахунках.

До другого напрямку можна віднести, так звані, макроструктурні деформаційні моделі. Ідея таких моделей у вітчизняних дослідженнях вперше, для стержневих елементів, була сформульована в 1940 році В.І. Мурашевим [14]. Розглядається деяка характерна ділянка залізобетонного елемента між двома суміжними тріщинами, на якому спеціальним, чином визначаються усереднені деформації арматури і бетону. Вплив розтягнутого бетону на жорсткість елемента безпосередньо не враховується, а оцінюється шляхом введення коригуючого коефіцієнта ψ_s , що обчислюється за емпіричними формулами і враховує роботу розтягнутого бетону між тріщинами, нерівномірність напружень в бетоні, перерозподіл напружень між бетоном і арматурою і змінність висоти стиснутої зони.

Необхідно відзначити, що саме ця модель отримала найбільш широке поширення в дослідженнях і практиці проектування залізобетонних конструкцій. Вона з невеликими змінами і доповненнями включена і до чинних в даний час норм при розрахунку дії згинального моменту. Розвиток цієї моделі, зокрема поняття про коефіцієнт ψ_s , в різний час було запропоновано в роботах В.М. Байкова [15, 7], В.М. Бондаренко [16, 17], А.А. Гвоздьова, С.А. Дмитрієва, Я.М. Немирівського [18], А.Б. Голишева, В.Л. Бачинського [19, 20], Ю.Л. Гуці, Л.Л. Лемиш [21, 22], А.С. Залесова, В.В. Фігаровського, Н.І. Карпенко [23], С.М. Карпенко, В.І. Колчунова, Л.Л. Панышина, В.С. Федорова та інших авторів.

Так, наприклад, в В.М. Бондаренко і С.В. Бондаренко в [16] на основі детального аналізу численних досліджень в цьому напрямку запропоновано узагальнене вираження для коефіцієнта ψ_s . У цій та роботі [17] розвивається загальна теорія розрахунку залізобетонних конструкцій з урахуванням спільного впливу різних факторів, вводиться поняття інтегрального модуля деформації. Даний підхід зводить складну фізично нелінійну задачу до розрахунку стержня змінної по довжині жорсткості за допомогою звичайних

методів будівельної механіки. Залежно від рівня, режиму і тривалості навантаження, міцності і деформаційних характеристик бетону та арматури, а також форми поперечного перерізу елемента визначається інтегральний модуль деформації. Для досягнення необхідної точності розрахунку використовується мінімізація середньоквадратичного відхилення значень нелінійних характеристик деформування матеріалу по висоті перерізу. Ними ж для спрощення розрахунків запропонований варіант лінеаризації кривої у вигляді двочлена першого ступеня.

Розвитком і вдосконаленням моделі В.І. Мурашева і, зокрема, в дослідження коефіцієнта ψ_s вніс Я.М. Немирівський [24]. Він запропонував прийняти дійсне значення деформацій арматури в заміну умовного розрахункового значення. У роботах А.А. Гвоздьова, С.М. Крилова [25] запропонований більш загальний підхід до створення макроструктурної деформаційної моделі, який в подальшому був розвинений Н.І. Карпенко [10]. По своїй фізичній суті ця модель є подальшим розвитком теорії В.І. Мурашова на плоскі і об'ємні залізобетонні елементи. При побудові рівнянь рівноваги для перерізу з тріщиною, відповідно до характеру напруженого стану в залізобетонному елементі, враховується складний характер деформування арматурного стержня і, відповідно, нормальні і тангенціальні напруги в арматурі. Розрахункові фізичні залежності деформаційної теорії Н.І. Карпенко за формою збігаються з узагальненим законом Гука для анізотропних матеріалів, а коефіцієнти рівнянь в принципі зберігають ті ж властивості, які притаманні і узагальненому законі Гука.

Новизна більшості розрахункових моделей деформування перерізів, як правило, пов'язана із застосуванням різних аналітичних залежностей для опису діаграм деформування бетону при стисненні і розтягуванні, а також з методикою отримання характерних точок і основних параметрів нелінійності відповідних кривих. Історично склалося, що до теперішнього часу широкого поширення набули методи розрахунку, засновані на спрощеному описі діаграми «момент-кривизна», які, в свою чергу базуються на спрощених

діаграмах « $\sigma_b - \varepsilon_b$ ». Це було обумовлено недостатнім розвитком електронно-обчислювальної машини, тому дослідники шукали підходящі формули, які могли б спростити рішення цілого ряду завдань.

Найбільш відомі білінійні функції, що складаються з похилої, названої умовно пружною, і горизонтальної – умовно пластичної ділянок, запропоновані свого часу А.А. Гвоздевим [1]. Згодом В.І. Мурашев запропонував використовувати на практиці ідеалізовану двохлінійну діаграму з обмеженою пластичною гілкою. Вона успішно застосовувалася багатьма авторами для вирішення завдання міцності згинальних і позацентрово стиснутих елементів і знайшла відображення в ряді рекомендацій щодо розрахунку міцності нормального перерізу залізобетонних елементів і конструкцій [26, 27]. Використання такої діаграми рівносильне прийняттю епюри нормальних напружень бетону стиснутої зони у вигляді прямокутної трапеції з висотою ділянки постійного напруження, що дорівнює λX ,

де λ – коефіцієнт пластичності бетону, що дорівнює:

$$\left(1 - \frac{R_b}{\varepsilon_b E_b}\right)$$

при цьому гранична величина коефіцієнта пластичності бетону визначається в залежності від його міцності [27], де R_b – міцність бетону; ε_b – деформація бетону; E_b – модуль пружності.

У подальшому М. Тихий, І. Раскоснік [28] запропонували функцію опису діаграми бетону, що складається з двох похилих ділянок. Похилий другий майданчик дозволив моделювати зміцнення поздовжньої арматури.

Також існують трилінійні залежності, що складаються з трьох відрізків прямих. Однак, при використанні залежностей такого роду хоча і досягається більш точне відображення дійсної роботи залізобетонних елементів, але це призводить до значного ускладнення розрахункового апарату, в порівнянні з дволінійними.

З накопиченням експериментальних даних стало можливим описати діаграму роботи стисненого бетону за допомогою криволінійних функцій.

На думку Я.В. Столярова залежність « $\sigma - \varepsilon$ » може бути представлена у вигляді квадратної параболи

$$\sigma = \alpha\varepsilon - \beta\varepsilon^2 \quad (1.1)$$

де α і β – коефіцієнти, одержувані дослідним шляхом і відображають міцність і деформативність, характеристики бетону.

Існує опис діаграми [26] у вигляді двох ділянок: квадратної параболи і ділянки, утвореної прямою з ординатою, що дорівнює $0,85R_{cil}$. Недоліки даної діаграми проявляються в недиференційованому підході до оцінки властивостей різних бетонів в залежності від їх виду і міцності.

Широке використання ідеалізованих діаграм «момент-кривизна» стало наслідком з одного боку все ще недостатньою експериментальною базою даних, а з іншого труднощами обчислювального характеру. Недостатній розвиток обчислювальної техніки перешкодив розвитку ітераційних методів розрахунку, які могли ґрунтуватися на нелінійних діаграмах роботи матеріалу. Найбільш придатними з усіх точок зору представляються методи розрахунку, засновані на обліку фактичної нелінійності зв'язку між напруженнями і деформаціями стиснутого бетону.

Відома велика кількість пропозицій, щодо аналітичного опису нелінійної роботи стиснутого бетону [29, 30, 31, 32, 33 та інші]. Наведені вище описи деформування бетону апроксимують тільки висхідну гілку і не враховують не спадаючу ділянку діаграми « $\sigma - \varepsilon$ » для бетону.

Незважаючи на різноманітність пропозицій по опису діаграми « $\sigma - \varepsilon$ » (А.С. Залесов, Н.І. Карпенка, Я.Д. Лівшиць та ін.), широкого застосування свого часу вони не отримали, що пов'язано, з труднощами обчислювального характеру, з одного боку, а з іншого боку відсутністю достатньої кількості експериментальних даних по параметрах нелінійності зазначених діаграм. Розвиток обчислювальних машин, а також накопичення дослідницьких даних, усунуло ці недоліки і в даний час інтерес до методів розрахунку, заснованих на нелінійності зв'язку « $\sigma - \varepsilon$ » помітно зріс, і з'явилося багато

нових пропозицій по аналітичному опису діаграми « $\sigma - \varepsilon$ » як у вітчизняних, так і в зарубіжних джерелах.

Н.І. Карпенко запропонував для опису діаграми « $\sigma - \varepsilon$ » використовувати коефіцієнт зміни січного модуля ν_m :

$$\sigma_m = \varepsilon_m E_m \nu_m \quad (1.2)$$

$$\nu_m = \hat{\nu}_m \pm (\nu_0 - \hat{\nu}_m) \sqrt{1 - e_{1m} \eta_m - e_{2m} e_m^2} \quad (1.3)$$

де при $m = s$ – розглядається арматура; $m = b, b_1$ – бетон при стиску і розтягуванні відповідно; e_{1m}, e_{2m} – коефіцієнти враховуючі вид матеріалу; $\hat{\nu}_m$ – значення ν_m в вершині діаграми « $\sigma - \varepsilon$ », при $\sigma_m = \hat{\nu}_m$.

$$\eta_m = \frac{\sigma_m - \sigma_{m,el}}{\hat{\sigma}_m - \sigma_{m,el}} \quad (1.4)$$

де $\sigma_{m,el}$ максимальні напруження ділянки діаграми для арматури.

Існують пропозиції уявити діаграму « $\sigma - \varepsilon$ » у вигляді висхідного і не падаючого майданчику і описувати їх двома поліномами третього ступеня.

В [34] висхідна ділянка апроксимується параболічною залежністю

$$\sigma_b = R_b \left[\frac{2\varepsilon_b}{\varepsilon_{bu}} - \left(\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bu}} \right)^2 \right] \quad (1.5)$$

а не спадаючі – тригонометричною

$$\sigma_b = R_b \left[\frac{1}{2} - \frac{1}{2} \cos \frac{\pi(\varepsilon_b - \varepsilon_{bu})^2}{(\varepsilon_{bm} - \varepsilon_{bu})} \right] \quad (1.6)$$

де $\varepsilon_{btm} = \varepsilon_{bu} - \frac{\pi(\varepsilon_b^e - \varepsilon_{bu})}{\arccos 0.7}$ – максимальні відносні деформації бетону при $\sigma_b = 0$; ε_b^e – відносні деформації стиснення бетону на не спадаючій гілці при напрузі в ньому $0,85R_b$.

Залежність, що містить дві ділянки, навряд чи можна вважати вдалою внаслідок істотного ускладнення розрахункового апарату, хоча вона дозволяє оцінювати роботу згинальних елементів на всіх стадіях роботи. Більш зручною представляється зв'язок між напруженнями і деформаціями, описуваний однією залежністю у всьому діапазоні деформування бетону. Серед вітчизняних діаграм, позбавлених зазначених недоліків, слід виділити залежність В.Н.Байкова, С.В.Горбатова, З.А.Дімітрова [29]. Варто відзначити, що головним достоїнством її є простота.

$$\sigma_b = a\varepsilon + b\varepsilon_b^2 + c\varepsilon_b^3 + d\varepsilon_b^4 + f\varepsilon_b^5, \quad (1.7)$$

де a, \dots, f – коефіцієнти, які визначаються дослідним шляхом.

С.Ю. Цейтлін запропонував залежність:

$$\sigma_b = k\varepsilon_b \left(1 - \frac{k\varepsilon_b}{4}\right), \quad (1.8)$$

згідно з пропозицією Л.Р. Маїлян:

$$\sigma_b = \varepsilon_b E_b e^{\frac{1}{m} \left(\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bR}}\right)^m}, \quad (1.9)$$

Розробкою аналітичних описів діаграм деформування у вигляді тригонометричного ряду займалися Ю.П. Гуца [35], Х.М. Зулпуев, А.В. Яшін [36] та ін.

Найбільш зручною для практичного застосування представляється залежність В. Я. Бачинського і А.Н. Бамбури [37, 38, 30] у вигляді статичного полінома, що має вигляд:

$$\sigma_b = R_b \sum_{k=1}^5 a_k \left(\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bR}} \right)^k \quad (1.10)$$

де a_k – деякі коефіцієнти.

Однією з найбільш універсальних є залежність М. Сарджіна, рекомендована міжнародним комітетом по бетону (ЕКБ-ФІП) для розрахунку залізобетонних конструкцій,

$$\frac{\sigma_b}{\varepsilon_b} = \frac{k \left(\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bR}} \right) - \left(\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bR}} \right)^2}{1 + (k-2) \left(\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bR}} \right)} \quad (1.11)$$

де R_b і ε_{bR} – максимальний опір бетону стиску (розтягу) і відповідні йому деформації; k – коефіцієнт, характеризує пружно-пластичні властивості бетону (для важкого може бути прийнятий рівним 5,75; 2 і 1,56 – для низьких, середніх і високих класів). У відносних показниках залежність (1.11) має вигляд:

$$\frac{\sigma_b}{\varepsilon_b} = \frac{kn - n^2}{1 + (k-2)n} \quad (1.12)$$

Дана залежність успішно застосовується багатьма авторами при розрахунку як статично визначених, так і статично невизначених конструкцій.

Відсутність достатньо надійних даних по параметрах нелінійності діаграми « $\sigma_b - \varepsilon_b$ » в залежності від виду і класу бетону стримувало використання залежностей типу (1.10) не дивлячись на відносну простоту і можливість порівняно легкого опису існуючими алгоритмічними мовами

програмування. Однак, цей недолік можна вважати усунутим, у всякому разі, для важких бетонів, з появою останнім часом пропозицій по нормуванню зазначених параметрів [30].

1.2. Методи оцінки впливу дефектів на міцність і деформативність залізобетонних конструкцій

Однією з актуальних проблем сучасного будівництва є розробка методик оцінки впливу дефектів виготовлення, присутніх в тій чи іншій мірі при будь-якому будівництві, на несучу здатність і деформативність залізобетонних конструкцій.

29 червня 1995 р катастрофічні деформації залізобетонних конструкцій, що відбулися в результаті конструктивних помилок, стали причиною обвалення торгового центру «Сампун» в місті Сеул (Південна Корея), що призвело до загибелі 502 осіб. Будівля універмагу Sampoong Department Store являла собою конструкцію з несучим залізобетонним каркасом. Причиною прогресуючого обвалення стала втрата несучої здатності ряду колон верхнього поверху, яка спричинила за собою падіння покриття і подальше складання всіх нижчих перекриттів будівлі. Як показали результати розслідування, основною причиною обвалення стали дефекти розрахунку і зведення конструкцій, що мали місце внаслідок зайвої економії коштів замовником. В процесі будівництва був зменшений діаметр колон з 800 до 600 мм, з 16 арматурних стрижнів в колоні було встановлено тільки 8. Робоча верхня арматура плити над капітеллю колони в процесі бетонування була зміщена на 5 см до центру плити (захисний шар склав 10 см). Капітель колони і плита над нею бетонувалися окремо, тому не була забезпечена їхня суміжна робота. Незадовго до обвалення в колоні на всю висоту були зроблені пази, що ще сильніше зменшило площу перерізу. Варто відзначити, що за кілька годин до обвалення, оглянувши конструкції будівлі і оцінивши дефекти і їх наслідки, експерт видав висновок про придатність будівлі до

експлуатації. Однією з причин загибелі безлічі людей є недостатня вивченість впливу дефектів на конструктивну безпеку будівель.

У роботах [39, 40] наведено оцінку технічного стану конструкцій в залежності від присутніх дефектів і їх наслідків. Наприклад, при розташуванні відколів бетону в стиснутій зоні знижується несуча здатність конструкції за рахунок зменшення площі перерізу, слід зазначити, що відколи розташовані в розтягнутій зоні на несучу здатність не впливають, але знижують жорсткість елемента. Даний підхід досить умовний, тому що не дозволяє з належною точністю оцінити ступінь впливу дефекту на напружено-деформований стан конструкції.

Зниження розрахункового опору бетону на стискання призводить до збільшення висоти стиснутої зони бетону, яка може перевищити граничне значення, в результаті чого нормальні перерізи ригелів переходять в розряд «переармованих», у яких міцність розтягнутої арматури використовується не в повному обсязі [41]. При цьому зниження розрахункового опору бетону в 2 рази призводить до зниження міцності згинальних елементів на 10-12%.

В роботі [42] наведено залежності впливу зниження міцності бетону, площі поздовжньої і поперечної арматури на міцність і деформативність різних конструкцій. Даний підхід дозволяє після оцінки дефекту оперативно визначити реальну несучу здатність і деформативність конструкції без виконання перевірного розрахунку, що істотно заощаджує час.

При наявності в конструкції зовнішніх шарів зі зниженою міцністю бетону, що перевищує товщину захисного шару, в розрахунку несучої здатності і деформативності допускається приймати повний переріз елементів з єдиною зниженою міцністю в межах всього перерізу. Або зменшені розміри за вилученням шарів зі зниженою міцністю, з фактичною міцністю бетону в останньому перерізі.

Дефекти і відхилення від проекту, при проектуванні враховуються опосередковано, шляхом використання при розрахунку конструкцій по першій і другій групах граничних станів розрахункової міцності матеріалів і

розрахункових значень навантажень, що визначаються за їх нормативним значенням з урахуванням відповідних коефіцієнтів. Крім того, в розрахунок вводяться коефіцієнти надійності [43], що враховують ступінь відповідальності і капітальності будівель і споруд та коефіцієнти умов праці, що враховують можливі відхилення прийнятої розрахункової моделі від реальних умов роботи елементів конструкцій, з'єднань, будівель і споруд, а також зміни властивостей матеріалів внаслідок впливу вологості, тривалості дії, температури та інших факторів, що не відображаються безпосередньо в розрахунках.

Такий підхід не враховує, що дійсна робота конструкцій з дефектами відрізняється від проектної. Наприклад, уздовж робочих швів бетонування низької якості жорсткість перерізів по сполученню плит перекриттів і діафрагм жорсткості при дії поздовжніх і поперечних сил, а також згинальних моментів значно зменшується. Робота перерізів стає ближче до шарнірно-податливих з наявністю початкових зазорів, ніж до жорстко-сполучених. Це веде до зміни дійсної роботи каркаса в порівнянні з прийнятою при проектуванні моделлю роботи міжповерхових перекриттів і моделлю роботи будівлі, затвердженого експертизою. З'являється зовсім інша схема роботи каркаса будівлі, яка не передбачена проектом. Прогини і крени системи значно зростають [44], при цьому збільшення тим істотніше, чим більше поверховість будівлі і вище проектна жорсткість перекриття. Змінюється і схема роботи міжповерхових перекриттів: моменти з опорних перерізів перерозподіляються в прогонові. Крім того, внаслідок зниження ступеня антикорозійного захисту арматури в зоні дефектів бетонування скорочується довговічність конструкції. Слід або обґрунтувати допустимість і затвердити в експертизі зміну конструктивної системи будівлі, або забезпечити проектну роботу будівлі, відремонтувавши шви або ж посилити ослаблені конструкції, але дані дії зазвичай не виконуються.

До недавнього часу облік дефектів і пошкоджень конструкцій був обов'язковий тільки при відновленні і посиленні конструкцій. Згідно зі

статтею [43], розрахункові моделі, з метою відображення дійсної роботи будівлі, повинні враховувати відхилення геометричних розмірів від їх номінальних значень.

Максимальні величини допусків повинні враховуватися за аналогією з вибором несприятливого поєднання навантажень. При сумарному переліку дозволених нормами будівельних допусків зниження несучої здатності досягає 50% і більше. Отже, закладати дані параметри при проектуванні щонайменше некоректно. У той же час, якщо їх не враховувати, при будівництві вони будуть реалізовані на гранично допускними нормами рівні і в разі аварії винен буде проектувальник.

Приведена стаття [43] наголошує, що для забезпечення безпеки необхідно враховувати відхилення від вертикалі будівельних конструкцій. Достовірно виконати цю оцінку на етапі проектування за допомогою існуючих стандартів неможливо.

Відхилення колон від вертикалі створює додаткові ексцентриситети в додатку поздовжніх сил, викликає косий позацентровий стиск, що знижує несучу здатність каркаса.

При визначенні впливу відхилення колони від вертикалі на її несучу здатність не можна цю колону розглядати окремо. Необхідно враховувати просторовий характер роботи каркаса в межах температурного блоку. Для забезпечення просторової роботи каркаса будівлі важливе значення має ступінь монолітності дисків перекриттів і зв'язок їх з колонами.

В джерелі [46] приведена методика врахування впливу відхилення від вертикалі колон каркасних будинків на зусилля в колонах. Якщо колона в межах поверху відхилена від вертикалі Δl , то вертикальне зусилля F , прикладене до верху стійки, можна розкласти на дві складові: похилу, діючу уздовж осі колони, $F = F / \cos\theta$, де θ – кут нахилу осі колони до вертикалі і горизонтальну $F_h = F \tan\theta$. Через малість кута θ можливо прийняти $F_1 = F$ і в розрахунках враховувати тільки додаткове горизонтальне зусилля. Таким чином, розрахунок рам з похилими стійками зводиться до більш простого

розрахунку еквівалентних рам з вертикальними стійками, до яких включені додаткові горизонтальні сили $F_h = F\Delta l/H$, де H – висота поверху. Прикладення горизонтальних сил до однієї з плоских рам каркаса викликає зсув усього просторового каркаса в межах температурного блоку.

Конструкції з дефектами потребують перевірного розрахунку, який виконується в даний час в більшості випадків на комп'ютерах з використанням спеціальних програм. При цьому інженери не завжди уявляють дійсний характер роботи конструкції під навантаженням, і чатуєчи при цьому небезпеки. Розрахунок повинен виконуватися на підставі розрахункової моделі, яка може враховувати всі фактори, що істотно впливають на напружено-деформований стан конструкцій. При формуванні розрахункової моделі в разі потреби слід враховувати нелінійні ефекти, геометричну і фізичну нелінійність елементів і системи в цілому, вплив деформацій конструкції на діючі на неї навантаження.

Враховувати ефекти геометричної і фізичної нелінійності для більшості використовуваних розрахункових схем сучасних будівель і споруд в принципі не дуже складно. Складнощі починаються після виконання таких розрахунків, оскільки не виконується принцип суперпозиції і невідомо, що потрібно робити з результатами нелінійних розрахунків, виконаних для різних випадків навантаження системи. Виділити одне визначальне навантаження з безлічі можливих в більшості випадків не вдається.

Більшість масових розрахунків виконується за схемами, для яких адекватність реальної роботи споруди досить сумнівна, і необхідне «балансування» буде досягатися шляхом використання досить усереднених поправочних коефіцієнтів, значення яких обґрунтовуються експериментально. У цих умовах ще більшого сумніву слід піддавати захопленню використанням переускладнених розрахункових схем, оскільки як до результатів статичного або динамічного розрахунку по спрощеній моделі, так і до результатів детального статичного або динамічного розрахунку буде застосований один і той же набір коефіцієнтів, якими норми

проектування оперують безвідносно до походження використовуваних значень зусиль і переміщень.

Так само слід зазначити, що вимоги норм, як правило, пов'язані з певною розрахунковою схемою, але її опис в нормативному документі не наводиться, і створюється помилкове враження універсальності нормативної вимоги. Якщо при цьому нормативна вимога побудована на використанні досить грубої розрахункової моделі, то часто створюється наступна парадоксальна ситуація: уточнення розрахункової моделі призводить до менш економічних рішень, ніж ті, які засновані на грубій моделі нормативного документа.

У євро коді [47] міститься спеціальний додаток до вказівок по правилам обробки експериментальних даних при обґрунтуванні значень тих чи інших параметрів, що входять в розрахункові залежності норм, тобто встановлюються деякі правила обґрунтування розрахункових моделей, що є певним виходом із розглянутої ситуації.

У ДБН В.1.2-14-2009 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель та основ» [43] збільшилися мінімальні коефіцієнти надійності по відповідальності, що пов'язано з низькою якістю будівельних робіт. Це є одним із способів врахування впливу дефектів на напружено-деформований стан будівельних конструкцій.

З розвитком програм для розрахунку будівель і споруд існує тенденція до все більшої деталізації схем з переходом до аналізу багатoelementних конструкцій, що вимагає залучення дуже великої кількості параметрів, за допомогою яких така схема може бути описана. При збільшенні числа цих параметрів, імовірні властивості яких мають статистичне обґрунтування, зростає ступінь невизначеності розрахункової моделі в цілому. Вплив точності вихідних даних на результати розрахунку свідчать про те, що при відсутності досить детальної інформації про вхідні параметри, більш доцільно застосовувати прості розрахункові моделі [48]. Дана особливість розрахункового моделювання пов'язана з тим, що втрата інформації через

неповноту вихідних даних може значно перевищити накопичення інформації за рахунок уточнення розрахункової схеми.

Висновки до розділу:

1. Виконаний огляд і аналіз теоретичних і експериментальних досліджень показав, що дефекти і відхилення від проекту, в тій чи іншій мірі, присутні в більшості конструкцій і можуть привести до різних аварій.

2. Проведений аналіз дозволив сформулювати цілі і завдання справжніх досліджень.

РОЗДІЛ 2

МЕТОДИКА РОЗРАХУНКУ ЗА МІЦНІСТЮ ТА ДЕФОРМАТИВНІСТЮ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ З УРАХУВАННЯМ ДЕФЕКТІВ

2.1. Вихідні положення і робочі гіпотези

У розрахунку за діючими нормами проектування прийнята пружна схема роботи бетону на розтяг, при цьому на початковій стадії утворення тріщин при нормативному розрахунку жорсткості нормативна крива має в точці тріщиноутворення розрив, причому жорсткість при середніх і великих коефіцієнтах армування перевищує пружну жорсткість для цього перерізу.

Цих недоліків позбавлена модель залізобетону як квазіоднорідного суцільного тіла, яка була запропонована в роботах А.Б. Голішевим і В.Л. Бачинським [19, 20]. Відповідно до неї, бетон до і після утворення тріщин розглядається як суцільне тіло, що дозволяє усунути розривність функції жорсткості при утворенні тріщин і врахувати ефект «внутрішньої нестійкості», відкритий Ж. Оладапо для армованої балки з ідеального пружно-крихкого матеріалу. Даний ефект полягає в тому, що в початковий період стадії утворення тріщин для перерізу з малим відсотком армування характерна наявність зони багатозначності функції «момент-кривизна», тобто одному значенню моменту відповідає кілька значень кривизни.

Даний підхід дозволяє також врахувати не спадаючу гілку діаграми стиску бетону і оцінити напружено-деформований стан перерізів на всіх стадіях роботи елемента, а також зменшення моменту після досягнення ним максимального значення при подальшому збільшенні кривизни, тобто отримувати залежність «момент-кривизна» з не спадаючої гілки, що дозволяє оцінити в статично-невизначених системах вплив дефектів на напружено-деформований стан.

Найбільш достовірний зв'язок між жорсткістю перерізу і зусиллями можна отримати на основі криволінійної ідеалізованої діаграми деформування бетону рис. 2.1..

Як вже зазначалося вище, в даний час існує багато залежностей для опису реальної діаграми « $\sigma_b - \varepsilon_b$ ». Найбільш зручною з них являється залежність у вигляді статичного полінома k -тої ступені:

$$\sigma_b = R_b \sum_{k=1}^n a_k \left(\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bR}} \right)^k \quad (2.1)$$

де a_k – деякі коефіцієнти.

Даною залежністю можна описати з достатньою точністю практично будь-яку експериментальну діаграму стану бетону. Також вона зручно описується оператором циклу при розрахунку з застосуванням обчислювальної техніки, що дозволяє без зміни тексту програми використовувати в розрахунку поліноми різних порядків. При використанні залежності (2.1) в розрахунку присутні тільки коефіцієнти a_k , за методикою експериментального визначення яких для важких бетонів накопичено чималий досвід [49], а також існують рекомендації по їх нормуванню.

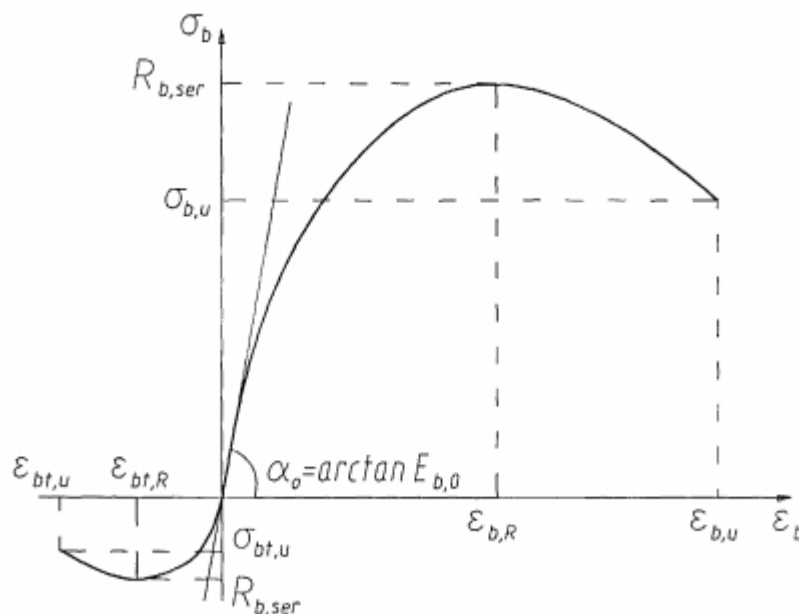


Рис. 2.1. Діаграма « $\sigma_b - \varepsilon_b$ » бетону

Для врахування поступового зниження зусилля, що сприймається бетоном розтягнутої зони за рахунок розвитку тріщин, вводиться коефіцієнт ψ_{bt} . На сьогоднішній день існує багато залежностей, в тому числі і спрощених, для опису роботи розтягнутого бетону після утворення тріщин.

Головним їх недоліком є те, що вони не враховують вплив параметрів армування і профіль арматури. Варто виділити дослідження С.С. Ватагіна, так як в них встановлена залежність коефіцієнта ψ_{bt} , як функції ряду експериментальних параметрів, що характеризують роботу розтягнутої зони залізобетонних конструкцій при згині.

Розтягнута зона бетону після напруження $\sigma = R_{bt}$ (появи тріщин) представляється у вигляді прямокутника з координатами $R_{bt}\psi_{bt}$. Значення коефіцієнта приймаються в залежності від рівня навантаження:

при $\sigma_s \leq \sigma_{sy}$

$$\psi_{bt,1} = e^{\frac{1}{h_1 h_2} \frac{\varepsilon_{bu} u^{-\varepsilon_{bt}}}{\varepsilon_{bt} u} \sum_{i=1}^m \frac{n_i d_i}{h_{oi}}} \quad (2.2)$$

при $\sigma_s = \sigma_{sy}$

$$\psi_{bt,2} = \psi_{bt,1}^{(\sigma_{sy})} \quad (2.3)$$

при $\sigma_s \geq \sigma_{sy}$

$$\psi_{bt,3} = \psi_{bt,2} \frac{\varepsilon_{bt, \sigma_{sy}}}{\varepsilon_{bt}} \quad (2.4)$$

де ε_{bt} – деформації розтягнутої грані елемента на даному етапі навантаження; d_i – діаметр i -го арматурного стержня; n_i – кількість стержнів одного діаметра; h_{oi} – відстань від центра ваги стержня до фібрових волокон бетону; k_1 – кількість рядів арматури; k_2 – коефіцієнт, що враховує профіль арматури (для періодичного профілю $k_2=1$); ε_{bt} , σ_{sy} – деформації на розтягнуті грані елемента в момент переходу арматури на зміцнення; $\varepsilon_{bt} u = \frac{2R_{bt}}{E_b}$.

Коефіцієнт ψ_{bt} дозволяє знизити похибку використання гіпотези плоских перерізів, що застосовується для опису закону розподілу деформацій по висоті нормального перерізу.

При розробці методики оцінки напружено-деформованого стану нормальних перерізів залізобетонних конструкцій використовуються такі передумови:

1. В якості розрахункового приймається переріз, напружено-деформуючий стан якого відповідає усередненим станам блоку між тріщинами [20].

2. Для даного перерізу вважається справедливою гіпотеза плоских перерізів, тобто деформації по висоті перерізу розподіляються за лінійним законом.

3. Граничні деформації розтягування бетону приймається рівним $\varepsilon_{bt} u = \frac{2R_{bt}}{E_b}$ [30].

4. Зв'язок між напруженнями і деформаціями для бетону описується залежністю (2.1).

5. Робота розтягнутого бетону до досягнення граничних деформацій розтягування описується залежністю (2.1), після – прямокутним епюром з ординатою $R_{bt}\psi_{bt}$.

6. Зв'язок між напруженнями і деформаціями арматурної сталі приймається у вигляді кусочно-лінійної діаграми рис. 2.2., параметри якої отримують експериментальним шляхом, або відповідно до існуючих рекомендацій.

Традиційні методи визначення напружено-деформованого стану перерізів засновані на знаходженні кривизни зігнутої осі в перерізі, а потім його жорсткості за відомим значенням моменту. При використанні діаграми « $\sigma_b - \varepsilon_b$ » бетону з не спадаючою гілкою такий підхід є неприйнятним, тому що виникають певні труднощі при виборі відповідного моменту кривизни – одному значенню моменту можуть відповідати два значення кривизни.

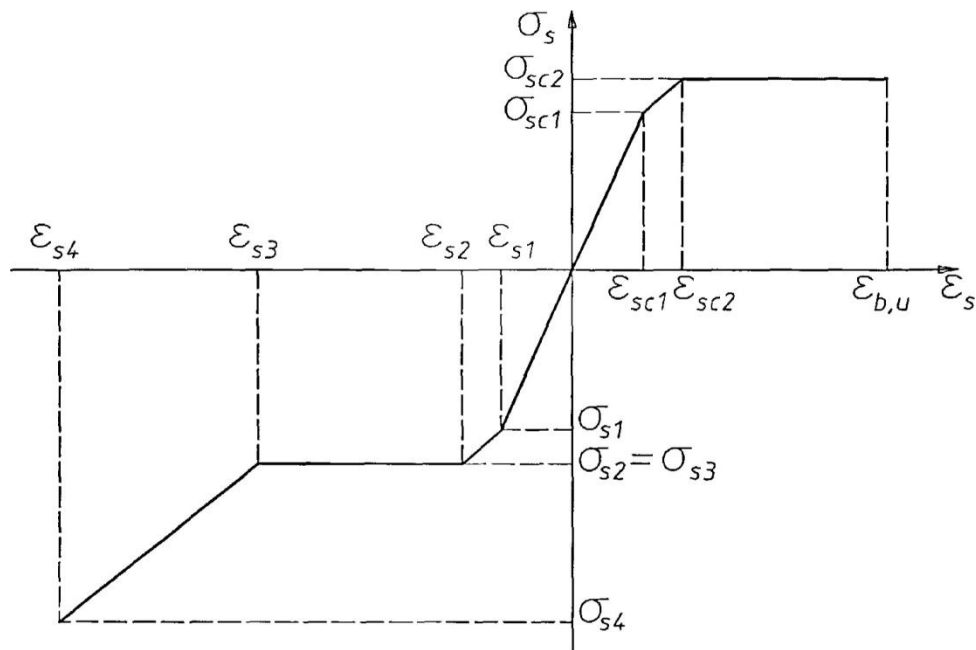


Рис. 2.2. Діаграма деформування арматури

Даний метод розрахунку також веде до так званого «розгойдування» ітераційного процесу на високих рівнях навантаження, тобто найменша зміна моменту призводить до помітної зміни кривизни, а, отже, і жорсткості. Зменшити цей ефект можна тільки за рахунок усереднення жорсткостей на останніх ітераціях [38], що не завжди дає задовільний результат, однак призводить, в свою чергу, до помітного ускладнення розрахунку. Тому результати, отримані при розрахунку традиційними методами при навантаженнях, близьких до граничних, коли перерізи можуть працювати на не спадаючій гілці діаграми «момент-кривизна», мають низьку достовірність. Також спостерігаються випадки виходу величини моменту за своє граничне значення для описаного перерізу, що цілком можливо на одній з проміжних ітерацій, при цьому представляється скрутним отримати будь-який достовірний результат.

З огляду на вищесказане, при визначенні жорсткості перерізу доцільно використовувати зворотний метод, який використовується, при відповідній перебудові математичного апарату для статичного розрахунку, тобто за заданою кривизною визначати величину чинного в перерізі моменту, а потім жорсткість. Такий підхід виключає труднощі у виборі відповідності моменту

кривизни, оскільки кожному значенню кривизни відповідає одне значення моменту, при цьому значно поліпшується збіжність ітераційного процесу на високих рівнях навантаження, оскільки малим змінам кривизни будуть відповідати малі зміни моменту і жорсткості.

В основі машинного розрахунку будь-якої конструкції лежить обов'язкова наявність двох алгоритмів: «переріз» і «стрижень».

Алгоритм «переріз» встановлює зв'язок між діючими в перерізі зусиллями і його жорсткістю. Очевидно, що чим точніше зазначений зв'язок відображає реальний стан речей, тим точніше можна оцінити і напружено-деформований стан досліджуваної конструкції.

2.2. Методика розрахунку по міцності і деформативності залізобетонних елементів. Напружено-деформований стан нормальних перерізів залізобетонних елементів.

Для знаходження зв'язку між напруженістю-деформованим станом перерізу без тріщин і зовнішніми зусиллями рис. 2.3. (а, б, в) запишемо наступні рівняння (59, 89):

$$\int_A \sigma_b dA_b + \sum_{j=1}^m \sigma_{sj} A_{sj} + N = 0 \quad (2.5)$$

$$\int_A \sigma_b z dA_b + \sum_{j=1}^m \sigma_{sj} y_{sj} A_{sj} + N h_N - M = 0 \quad (2.6)$$

Де σ_b — напруження в елементарній площадці в бетоні площею dA_b яка розташована на відстані, рівній z від нижньої межі перетину; σ_{sj} , A_{sj} і y_{sj} — напруження в j -му арматурному стержні, площа його поперечного перерізу і відстань від нижньої межі перерізу конструкції до центра ваги зазначеної площі; M — зовнішній згинальний момент; N — зовнішній силовий вплив у вигляді поздовжньої сили; h_N — відстань від нижньої межі перетину до точки прикладання зовнішнього силового впливу у вигляді поздовжньої сили.

Поздовжня сила N має на увазі не тільки зовнішню поздовжню силу, але і величину попереднього напруження, а також при певній перебудові розрахункового апарату і проведенні додаткових досліджень дозволяє врахувати величину усадки бетону.

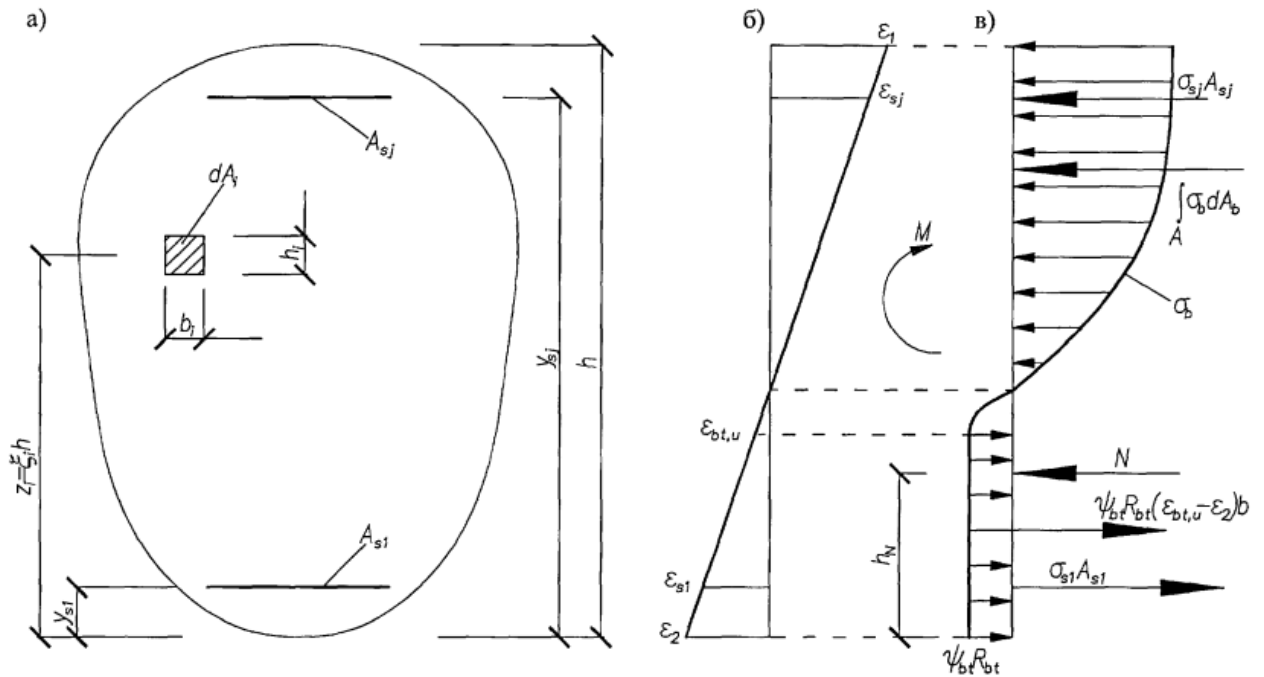


Рис. 2.3. Напружено-деформований стан перерізу: а – поперечний переріз; б – еюра деформацій; в – еюра напружень

Уявімо переріз, як суму елементарних шарів бетону, висотою h_1 . Позначимо відносну висоту перерізу до елементарної площадки бетону через $\xi_1 = \frac{z_1}{h}$. Припускаючи, що в межах інтегрування ширина слою b_1 постійна отже $A_{b_1} = b_1 d\xi_1$, рівняння (2.5) та (2.6):

$$\sum_{i=1}^n b_1 \int_{\xi=1}^{\xi_1} \sigma_{bi} d\xi_i + \sum_{j=1}^m \sigma_{sj} A_{sj} + N = 0 \quad (2.7)$$

$$\sum_{i=1}^n b_i \int_{\xi=1}^{\xi_1} \sigma_{bi} \xi_i d\xi_i + \sum_{j=1}^m \sigma_{sj} y_{sj} A_{sj} + N h_N - M = 0 \quad (2.8)$$

Розділив на $b_1 h$ (b_1 – ширина першого слою) рівняння (2.7) і на $b_1 h^2$ рівняння (2.8) позначивши $\beta_1 = \frac{b_i}{b_1}$, $\mu_{sj} = \frac{A_{sj}}{b_1 h}$, $P = \frac{N}{b_1 h}$, $p = \frac{N h_N}{b_1 h^2}$ і $m = \frac{M}{b_1 h^2}$, отримаємо:

$$\frac{1}{h} \sum_{i=1}^n \beta_i \int_{\xi=0}^{\xi=1} \sigma_{bi} d\xi_i + \sum_{j=1}^m \mu_{sj} \sigma_{sj} + P = 0 \quad (2.9)$$

$$\frac{1}{h^2} \sum_{i=1}^n \beta_i \int_{\xi=1}^{\xi_1} \sigma_{bi} \xi_i d\xi_i + \sum_{j=1}^m \mu_{sj} \sigma_{sj} \xi_{sj} + p - m = 0 \quad (2.10)$$

Кривизна зігнутої осі в перерізі дорівнює $\aleph = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{h}$. Позначимо

$\bar{\aleph} = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{\xi}$, тоді з рис. 2.3.:

$$\xi = \frac{\varepsilon - \varepsilon_2}{\aleph} \quad (2.11)$$

$$d\xi = \frac{d\varepsilon}{\aleph} \quad (2.12)$$

Представивши напруження в стислому бетоні $\sigma_b = R_b \sum_{k=1}^i a_k \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{b,R}}\right)^k$, в розтягнутому бетоні $\sigma_{bt} = R_{bt} \sum_{p=1}^z b_p \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{bt,R}}\right)^p$ і підставимо (2.12) в рівняння (2.7) і (2.8) отримаємо систему рівнянь, описуючих напружено-деформаційний стан перерізу, працюючого без тріщин:

$$\sum_{i=1}^n \beta_i \left[R_{b,i} \int_{\varepsilon_0}^{\varepsilon_1} \frac{1}{\bar{\aleph} h} \sum_{k=1}^i a_k \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{b,Ri}}\right)^{k_i} d\varepsilon + R_{bt,i} \int_{\varepsilon_2}^{\varepsilon_0} \frac{1}{\bar{\aleph} h} \sum_{p=1}^z b_p \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{bt,Ri}}\right)^{p_i} d\varepsilon \right] + \sum_{j=1}^m \mu_{j1} \sigma_{sj} + P = 0 \quad (2.13)$$

$$\begin{aligned} & \sum_{i=1}^n \beta_i \left[R_{b,i} \int_{\varepsilon_2}^{\varepsilon_1} \frac{(\varepsilon - \varepsilon_2)}{\aleph^2 h^2} \sum_{k=1}^i a_{k,i} \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{b,Ri}} \right)^{k_i} d\varepsilon + \right. \\ & \left. + R_{bt,i} \int_{\varepsilon_2}^{\varepsilon_1} \frac{(\varepsilon - \varepsilon_2)}{\aleph^2 h^2} \sum_{p=1}^Z b_{p,i} \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{bt,Ri}} \right)^{p_i} d\varepsilon \right] + \sum_{j=1}^m \mu_{j1} \sigma_{sj} \xi_{sj} + Ph_N - m = 0 \quad (2.14) \end{aligned}$$

Провівши інтегрування:

$$\begin{aligned} & \frac{1}{\aleph h} \sum_{i=1}^n \beta_i \left[R_{b,i} \sum_{k=1}^l \frac{a_{k,i}}{k_{i+1}} \left(\frac{\varepsilon_1^{k_{i+1}} - \varepsilon_0^{k_{i+1}}}{\varepsilon_{b,Ri}^{k_i}} \right) \right] + R_{bt,i} \sum_{p=1}^Z \frac{b_{p,i}}{p_{i+1}} \left(\frac{\varepsilon_0^{p_{i+1}} - \varepsilon_2^{p_{i+1}}}{\varepsilon_{bt,Ri}^{p_i}} \right) + \\ & \sum_{j=1}^m \mu_{ji} \sigma_{sj} + P = 0 \quad (2.15) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & \frac{1}{\aleph^2 h^2} \sum_{i=1}^n \beta_i \left[R_{b,i} \sum_{k=1}^l \left(\frac{a_{k,i}}{k_{i+2}} \left(\frac{\varepsilon_0^{k_{i+2}} - \varepsilon_2^{k_{i+2}}}{\varepsilon_{b,Ri}^{k_i}} \right) - \varepsilon_2 \frac{a_{k,i}}{k_{i+1}} \left(\frac{\varepsilon_0^{k_{i+1}} - \varepsilon_2^{k_{i+1}}}{\varepsilon_{b,Ri}^{k_i}} \right) \right) + \right. \\ & \left. R_{bt,i} \sum_{p=1}^Z \left(\frac{b_{p,i}}{p_{i+2}} \left(\frac{\varepsilon_0^{p_{i+2}} - \varepsilon_2^{p_{i+2}}}{\varepsilon_{bt,Ri}^{p_i}} \right) - \varepsilon_2 \frac{b_{p,i}}{p_{i+1}} \left(\frac{\varepsilon_0^{p_{i+1}} - \varepsilon_2^{p_{i+1}}}{\varepsilon_{bt,Ri}^{p_i}} \right) \right) \right] + \sum_{j=1}^m \mu_{sj} \sigma_{sj} \xi_{sj} + \\ & Ph_N - m = 0 \quad (2.16) \end{aligned}$$

При наявності тріщин у бетоні рівняння (2.7) і (2.8)

$$\sum_{i=1}^n b_i \left(\int_{\xi_{bt\mu}}^{\xi=1} \sigma_{bi} d\xi_i + \int_0^{\xi_{bni}} \sigma_{bti} d\xi_i \right) + \sum_{j=1}^m \sigma_{sj} A_{st} + N = 0 \quad (2.17)$$

$$\begin{aligned} & \sum_{i=1}^n b_i \left(\int_{\xi_{bt\mu}}^{\xi=1} \sigma_{bi} \xi_i d\xi_i + \int_0^{\xi_{bni}} \sigma_{bti} \xi_i d\xi_i \right) + \sum_{j=1}^m \sigma_{sj} y_{sj} A_{sj} + Nh_N - M = \\ & 0 \quad (2.18) \end{aligned}$$

Епюра навантажень у розтягнутому бетоні має вигляд:

$$\sigma_{bt} = \psi_{bt} R_{bt} \quad (2.19)$$

Підставляючи (2.11), (2.12), (2.19) в (2.17) і (2.18), перетворюючи аналогічно випадку роботи без тріщин і враховуючи:

$$\int_0^{\xi_{btu}} \sigma_{bti} d\xi_i = R_{bt} \psi_{bt} \int_{\varepsilon_2}^{\varepsilon_{btu}} \frac{d\varepsilon}{\bar{\kappa}}$$

$$\int_{h_2}^{\xi_{btu}} \sigma_{bti} b \xi d\xi = \int_{\varepsilon_2}^{\varepsilon_{btu}} R_{bti} \psi_{bt} b \frac{\varepsilon - \varepsilon_2}{\bar{\kappa}^2} b d\xi = R_{bti} b \psi_{bt} \int_{\varepsilon_2}^{\varepsilon_{btu}} \frac{\varepsilon - \varepsilon_2}{\bar{\kappa}^2} d\varepsilon$$

отримаємо:

$$\sum_{i=1}^n \beta_i \left[R_{b,i} \int_{\varepsilon_0}^{\varepsilon_1} \frac{1}{\bar{\kappa} h} \sum_{k=1}^l a_k \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{b,R_i}} \right)^{k_i} d\varepsilon + R_{bt,i} \int_{\varepsilon_{btu}}^{\varepsilon_0} \frac{1}{\bar{\kappa} h} \sum_{p=1}^z b_p d\varepsilon + R_{bt,i} \psi_{bt} \int_{\varepsilon_2}^{\varepsilon_{btu}} \frac{1}{\bar{\kappa} h} d\varepsilon \right] + \sum_{j=1}^m \mu_{ji} \sigma_{sj} + P = 0 \quad (2.20)$$

$$\sum_{i=1}^n \beta_i \left[R_{b,i} \int_{\varepsilon_1}^{\varepsilon_2} \frac{(\varepsilon - \varepsilon_2)}{\bar{\kappa}^2 h^2} \sum_{k=1}^i a_{k,i} \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{b,R_i}} \right)^{k_i} d\varepsilon + R_{b,u} \int_{\varepsilon_2}^{\varepsilon_1} \frac{(\varepsilon - \varepsilon_2)}{\bar{\kappa}^2 h^2} \sum_{p=1}^z b_{p,i} \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{bt,R_i}} \right)^{p_i} d\varepsilon + R_{bti} b \psi_{bt} \int_{\varepsilon_2}^{\varepsilon_{btu}} \frac{(\varepsilon - \varepsilon_2)}{\bar{\kappa}^2 h^2} d\varepsilon \right] + \sum_{j=1}^m \mu_{sj} \sigma_{sj} \xi_{sj} + P h_N + p - m = 0 \quad (2.21)$$

Інтегруємо:

$$\frac{1}{\bar{\kappa} h} \sum_{i=1}^n \beta_i \left[R_{b,i} \int_{\varepsilon_{btu}}^{\varepsilon_1} \sum_{k=1}^l \frac{a_{k,i}}{k_{i+1}} \left(\frac{\varepsilon_1^{k_{i+1}} - \varepsilon_2^{k_{i+1}}}{\varepsilon_{b,R_i}^{k_i}} \right) + R_{bt,i} \sum_{p=1}^z \frac{b_{p,i}}{p_{i+1}} \left(\frac{\varepsilon_0^{p_{i+1}} - \varepsilon_2^{p_{i+1}}}{\varepsilon_{bt,R_i}^{p_i}} \right) + R_{bt,i} \psi_{bt} (\varepsilon_{bt,u} - \varepsilon_2) \right] + \sum_{j=1}^m \mu_{ji} \sigma_{sj} + P = 0 \quad (2.22)$$

$$\begin{aligned}
& \frac{1}{\aleph^2 h^2} \sum_{i=1}^n \beta_i \left[R_{b,i} \sum_{k=1}^l \left(\frac{a_{k,i}}{k_{i+2}} \left(\frac{\varepsilon_1^{k_{i+2}} - \varepsilon_2^{k_{i+2}}}{\varepsilon_{b,R_i}^{k_i}} \right) - \varepsilon_2 \frac{a_{k,i}}{k_{i+1}} \left(\frac{\varepsilon_1^{k_{i+1}} - \varepsilon_2^{k_{i+1}}}{\varepsilon_{b,R_i}^{k_i}} \right) \right) + \right. \\
& R_{bt,i} \sum_{p=1}^z \left(\frac{b_{p,i}}{p_{i+2}} \left(\frac{\varepsilon_0^{p_{i+2}} - \varepsilon_2^{p_{i+2}}}{\varepsilon_{bt,R_i}^{p_i}} \right) - \varepsilon_2 \frac{b_{p,i}}{p_{i+1}} \left(\frac{\varepsilon_0^{p_{i+1}} - \varepsilon_2^{p_{i+1}}}{\varepsilon_{bt,R_i}^{p_i}} \right) \right) + \frac{\psi_{bt} R_{bti}}{2} (\varepsilon_{bt,u} - \varepsilon_2)^2 \left. \right] + \\
& \sum_{j=1}^m \mu_{sj} \sigma_{sj} \xi_{sj} + p - m = 0 \tag{2.23}
\end{aligned}$$

Системи рівнянь (2.15), (2.16), (2.22) і (2.23) у загальному вигляді можна представити у вигляді:

$$\begin{aligned}
& \frac{1}{\aleph h} \sum_{i=1}^n \beta_i \left[R_{b,i} \int_{\varepsilon_{bt,u}}^{\varepsilon_1} \frac{a_{k,i}}{k_{i+1}} \left(\frac{X_{1,i}^{k_{i+1}} - X_{2,i}^{k_{i+1}}}{\varepsilon_{b,R_i}^{k_i}} \right) + R_{bt,i} \sum_{p=1}^z \frac{b_{p,i}}{p_{i+1}} \left(\frac{X_{3,i}^{p_{i+1}} - X_{4,i}^{p_{i+1}}}{\varepsilon_{bt,R_i}^{p_i}} \right) + \right. \\
& R_{bt,i} \psi_{bt} (X_{5,i} - X_{6,i}) \left. \right] + \sum_{j=1}^m \mu_{ji} \sigma_{sj} = 0 \tag{2.24}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& \frac{1}{\aleph^2 h^2} \sum_{i=1}^n \beta_i \left[R_{b,i} \sum_{k=1}^l \left(\frac{a_{k,i}}{k_{i+2}} \left(\frac{X_{1,i}^{k_{i+2}} - X_{2,i}^{k_{i+2}}}{\varepsilon_{b,R_i}^{k_i}} \right) - \varepsilon_2 \frac{a_{k,i}}{k_{i+1}} \left(\frac{X_{1,i}^{k_{i+1}} - X_{2,i}^{k_{i+1}}}{\varepsilon_{b,R_i}^{k_i}} \right) \right) + \right. \\
& R_{bt,i} \sum_{p=1}^z \left(\frac{b_{p,i}}{p_{i+2}} \left(\frac{X_{3,i}^{p_{i+2}} - X_{3,i}^{p_{i+2}}}{\varepsilon_{bt,R_i}^{p_i}} \right) - \varepsilon_2 \frac{b_{p,i}}{p_{i+1}} \left(\frac{X_{3,i}^{p_{i+1}} - X_{3,i}^{p_{i+1}}}{\varepsilon_{bt,R_i}^{p_i}} \right) \right) + \frac{\psi_{bt} R_{bti}}{2} \left. \right] + \\
& \sum_{j=1}^m \mu_{sj} \sigma_{sj} \xi_{sj} + p - m = 0 \tag{2.25}
\end{aligned}$$

В залежності від напружено-деформаційного стану перерізу виникають наступні схеми деформацій шарів бетону, в залежності від яких приймають значення деформацій $X_1, X_2, X_3, X_4, X_5, X_6$.

При описі діаграм « $\sigma_b - \varepsilon_b$ » поліномом п'ятого ступеня маємо систему нелінійних рівнянь шостого (2.24) і сьомого (2.25) порядку з невідомими $\varepsilon_{2;1}$ і \aleph . При визначенні напружено-деформованого стану перерізу по заданому значенню кривизни \aleph з рівняння (2.24) методом послідовного наближення (можливі і інші чисельні методи) визначається чисельне значення $\varepsilon_{2;1}$. За

формулою (2.25) обчислюється величина чинного в перерізі моменту, а потім і жорсткість перерізу

$$B = \frac{M}{\kappa} \quad (2.26)$$

У роботах [50, 52] була розроблена методика розрахунку напружено-деформованого стану перерізів, які можна представити у вигляді двох прямокутників. Даний підхід не дозволяє моделювати переріз більш складної форми, часто зустрічаються в практиці будівництва, наприклад, двотавровий або трапецевидний, і внаслідок цього його застосування обмежене.

Висновок до розділу:

Розглянута методика дозволяє моделювати елементи довільної форми перерізу, симетричного відносно вертикальної осі, що дозволяє розширити межі застосування даного підходу, в тому числі використовувати його для моделювання різних дефектів виготовлення залізобетонних конструкцій.

РОЗДІЛ 3

ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ ДЕФЕКТІВ НА НЕСУЧУ ЗДАТНІСТЬ

3.1. Постановка задачі дослідження.

У ряді випадків виникає необхідність в швидкій попередній оцінці впливу зміни міцності бетону, площі і положення поздовжньої робочої арматури на міцність і деформативність залізобетонних конструкцій. Для цієї мети зручно використовувати графічні залежності міцності і деформативності згинальних елементів від дефектів виготовлення конструкцій, що дозволяють без проведення розрахунків, нерідко досить громіздких, з достатньою для практики точністю визначити несучу здатність і деформативність залізобетонних елементів.

З метою дослідження впливу найбільш часто виникаючими дефектами виготовлення залізобетонних конструкцій на характер розподілу зусиль в елементах, що працюють на силові і деформаційні впливи, було розглянуто вплив дефектів виготовлення на міцність і деформативність однопролітних статично визначених і багатопролітних статично невизначених балок.

Кожна частина мала на меті оцінити ступінь впливу на міцність і деформативність при різних типах перерізів залізобетонних елементів, що згинаються зміни площі поздовжньої робочої арматури (інтенсивності армування), величини захисного шару поздовжньої робочої арматури і невідповідності міцності бетону на стиск.

Основні геометричні розміри перерізів однопролітних балок математичного експерименту наведені на рис. 3.1.. Двопролітні балки в математичному експерименті мають переріз, що наведений на рис. 3.1.а. Проектний клас бетону балок – В20, стержнева арматура класу міцності А400С. Проектна площа поздовжньої робочої арматури двопролітних балок в прольоті – $7,63 \text{ см}^2$ (3 Ø18 $\mu=1,03\%$), на опорі – $11,40 \text{ см}^2$ (3 Ø22 $\mu=1,54\%$).

Площа поздовжнього армування однопролітних і двопролітних балок змінювалася в межах від $3,39 \text{ см}^2$ (3Ø18 $\mu=0,46\%$) до $30,54 \text{ см}^2$ (3Ø36 $\mu=4,13\%$).

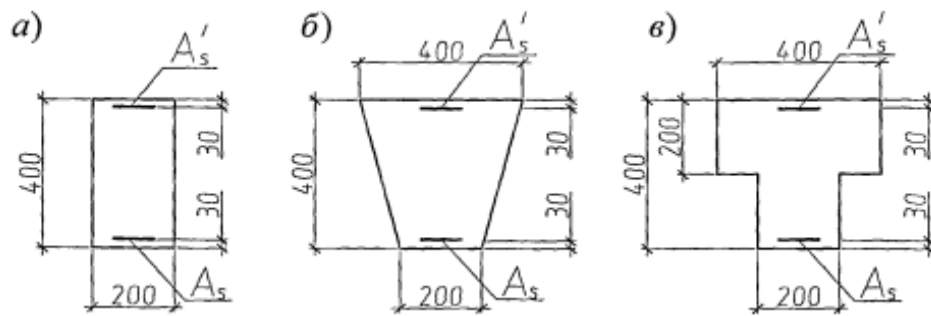


Рис. 3.1. Типи перерізів елементів при математичному моделюванні

Балки завантажувалися рівномірно розподіленим навантаженням, що найбільш часто зустрічається в практиці будівництва.

Діаграма стану арматури була прийнята по [45] і наведена в (табл. 3.1). Зовнішній вигляд діаграми наведено на рис. 3.2.. Коефіцієнти поліномів, відповідні властивостям бетонів, міцність і деформативні характеристики бетону прийняті по [8] і приведені, відповідно, в (табл. 3.2 і 3.3). Зовнішній вигляд апроксимованих діаграм наведено на рис. 3.3..

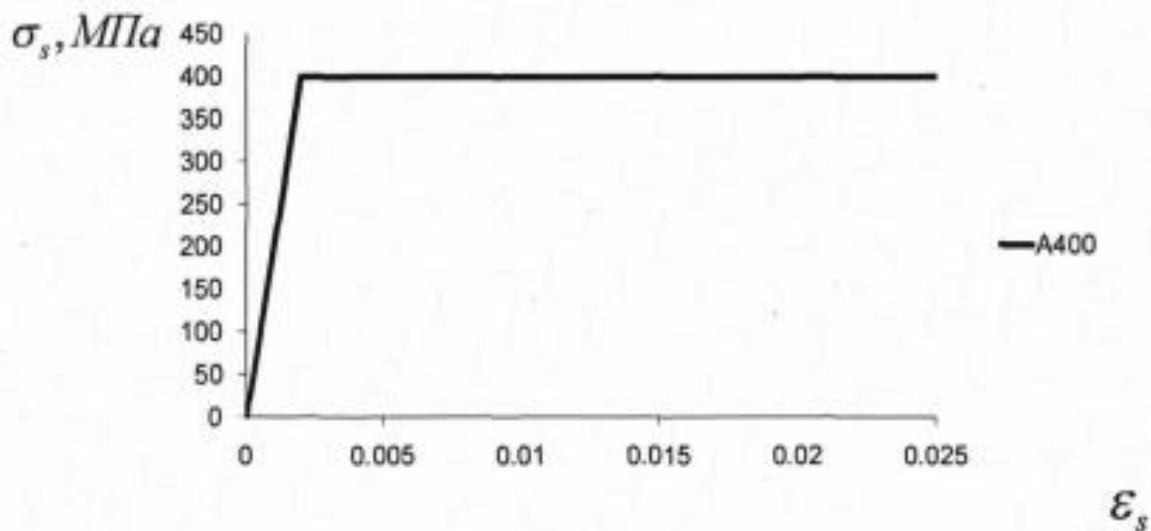


Рис. 3.2. Теоретичні залежності « $\sigma_s - \epsilon_s$ » для арматури класу А400С

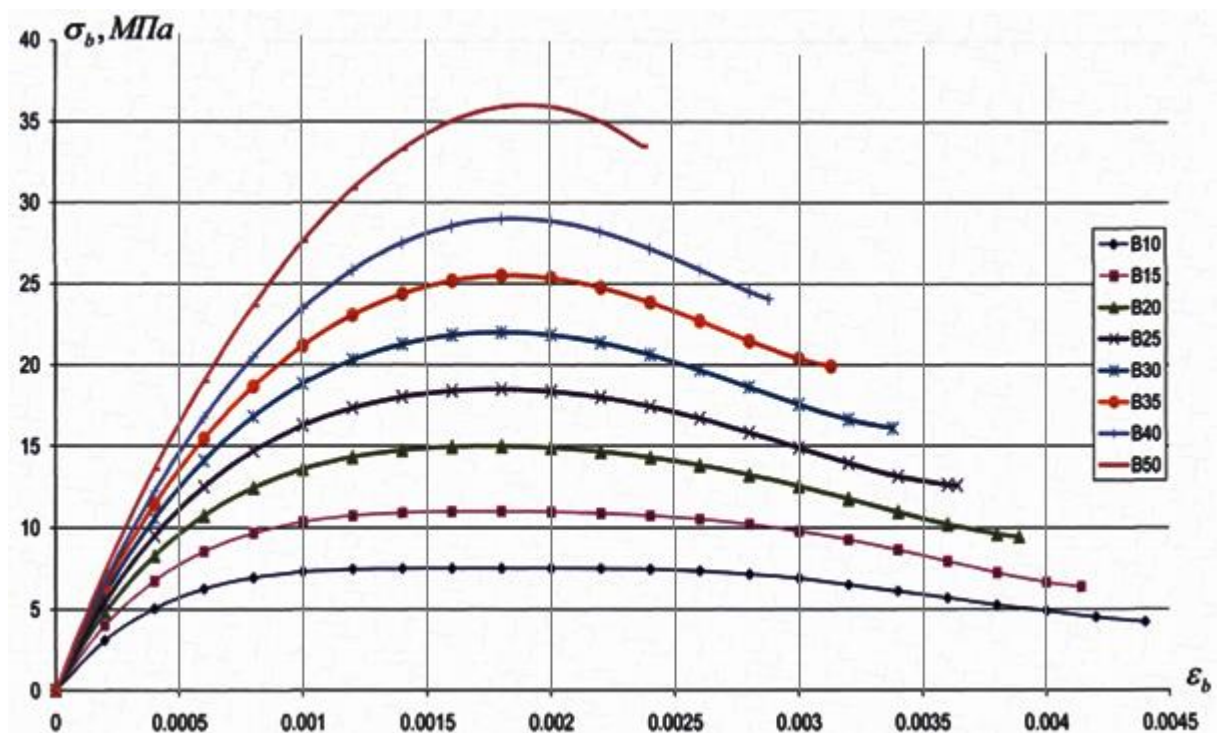
В результаті виконаних розрахунків, були отримані дані про параметри напружено-деформованого стану нормальних перерізів, міцності і деформативності залізобетонних елементів з дефектами. При цьому в якості критерію вичерпання несучої здатності приймалося: досягнення граничних

значень деформацій стиснутого бетону і розтягнутої поздовжньої арматури. Прогини однопролітних балок визначалися при величині, що дорівнює 70% від руйнівного навантаження елемента, за умови відсутності дефектів.

Таблиця 3.1

Чисельні значення напружень і деформацій в точках перелому кусочно-лінійних діаграм « $\sigma_s - \varepsilon_s$ » для арматури класу А400С

№ точки	$\varepsilon_s \times 10^5$	$\sigma_s, МПа$
1	0	0
2	200	400
3	2500	400

Рис. 3.3. Теоретичні залежності « $\sigma_s - \varepsilon_s$ » для бетонів різних класів

Таблиця 3.2

Значення коефіцієнтів полінома a_k , для розрахунку за граничними станами другої групи (за даними [8])

Клас бетону	a_1	a_2	a_3	a_4	a_5
B10	4,2	-6,9	5,498	-2,0961	0,2981
B15	3,735	-5,594	4,2069	-1,5718	0,2239
B20	3,26	-4,326	3,0481	-1,1582	0,1761
B25	3	-3,704	2,5958	-1,0796	0,1878
B30	2,75	-3,061	2,0562	-0,9293	0,1842
B35	2,55	-2,65	1,8963	-1,0425	0,2463
B40	2,35	-2,145	1,5012	-0,9674	0,2612
B45	2,24	-1,847	1,2036	-0,8263	0,2296
B50	2,08	-1,557	1,0677	-0,7814	0,1917

Таблиця 3.3

Характеристики міцності і деформативні характеристики бетонів для розрахунку за граничними станами другої групи (за даними [8])

Клас бетону	R_b , МПа	E_b , МПа	$\varepsilon_{bR} \times 10^5$	$\varepsilon_{bu} \times 10^5$	β_u
1	2	3	4	5	6
B10	7,5	16200	170	440	0,53
B15	11,0	20700	173	414	0,58
B20	15,0	24300	175	389	0,63
B25	18,5	27100	178	364	0,68
B30	22,0	29300	180	338	0,73
B35	25,5	31000	183	313	0,78

Продовження табл. 3.3

1	2	3	4	5	6
B40	29,0	32400	185	288	0,83
B45	32,0	33800	188	263	0,88
B50	36,0	35100	190	237	0,93

3.2. Оцінка впливу дефектів виготовлення на напружено-деформований стан однопролітних шарнірно опертих балок

Необхідно відзначити, що в роботі [42] наведено залежності зміни несучої здатності і деформативності згинальних елементів. Обчислення проводиться за нормативною методикою, при зменшенні міцності бетону на стиск і площі поздовжньої робочої арматури. Графіки наведені для конструкцій з проектною міцністю бетону на стиск 30 МПа, що істотно обмежує їх застосування.

Загальновідомо, що величина прогину, обчисленого відповідно до чинних нормативних документів без урахування фізичної нелінійності, істотно нижче за фактичний прогин конструкції, тому залежності, наведені в [42], вимагають уточнення.

3.2.1. Вплив на міцність зміни захисного шару бетону.

Збільшення величини захисного шару бетону істотно впливає на напружено-деформований стан елемента, при цьому ступінь впливу залежить від класу бетону, інтенсивності армування і практично не залежить від геометричних характеристик перерізу.

Варто відзначити, що зменшення несучої здатності в залежності від інтенсивності армування відбувається за лінійним законом рис. 3.4.. При $\mu=0,5\%$ збільшення відносної величини захисного шару бетону a_e/h_0 до 0,45 веде до зниження міцності на 35%. Зі збільшенням інтенсивності армування, вплив даного дефекту збільшується, і при $\mu = 4,5\%$ зниження міцності на 35% відбувається при $a_e/h_0 = 0,35$. З графіка видно, що зміна захисного

шару бетону практично не впливає на характер зміни міцності при інтенсивності армування більше 2,5%.

На характер зміни міцності при збільшенні захисного шару бетону істотно впливає клас бетону по міцності на стиск.

Варто зазначити, що зміна міцності елемента при збільшенні захисного шару бетону відбувається за лінійним законом рис. 3.5..

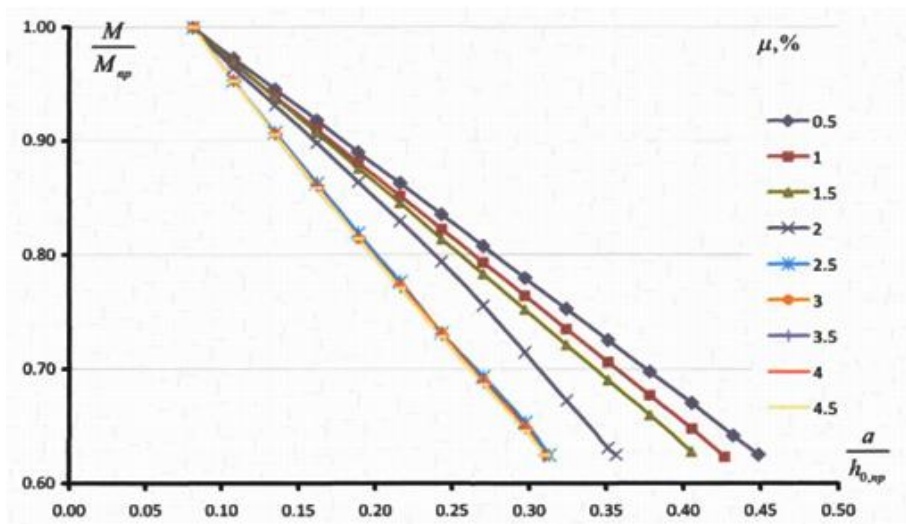


Рис. 3.4. Зміна міцності згинальних залізобетонних елементів при збільшенні захисного шару бетону в залежності від інтенсивності армування

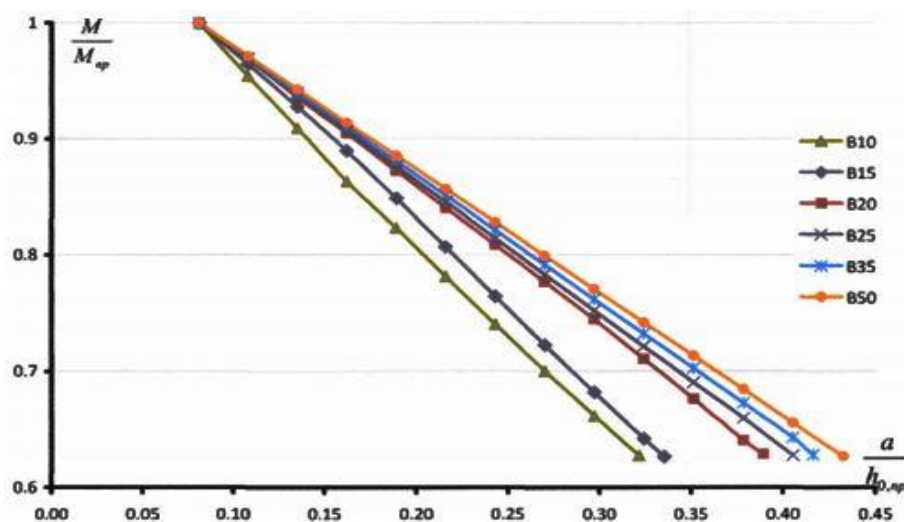


Рис. 3.5 Зміна міцності згинальних залізобетонних елементів при збільшенні захисного шару бетону в залежності від класу бетону на стиск

При класі бетону B10 збільшення a_e/h_0 до 0,32 призводить до зниження міцності на 35%. Зі збільшенням класу бетону вплив розглянутого

дефекту зменшується і для класу бетону В50 відповідне зниження міцності відбувається при $a_s/h_0 = 0,44$.

3.2.2. Вплив на міцність і деформативність зміни площі поздовжньої робочої арматури (інтенсивності армування).

Як вже зазначалося вище, зменшення площі поперечного перерізу поздовжньої розтягнутої арматури призводить до майже пропорційного зниження міцності нормальних перерізів згинальних елементів і значного зниження їх жорсткості [46].

Результати математичного моделювання показують рис. 3.6., що на залежності несучої здатності згинального елемента по нормальних перерізах від інтенсивності армування, для будь-якого класу бетону можна виділити дві ділянки, на яких зміна міцності нормального перерізу практично лінійна. При цьому зі збільшенням інтенсивності армування, вплив даного дефекту зменшується, що особливо наочно проявляється для бетонів низьких класів. Зі збільшенням класу бетону по міцності на стиск, зміна площі поздовжньої робочої арматури надає більш істотний вплив на міцність перерізу. Наприклад, при зниженні інтенсивності армування з 1,5 до 1,0% для бетону класу В10 відбувається зниження міцності на 15%, а для бетону класу В15 – на 25%.

Варто зазначити, що для елементів, що згинаються підвищення інтенсивності армування вище певної величини, залежної від міцності бетону на стиск, веде до незначного збільшення міцності. Для згинаючого елемента з бетону класу В20 збільшення інтенсивності армування з 2 до 4,5% веде до збільшення міцності всього на 8%.

Збільшення прогинів при зменшенні інтенсивності армування рис. 3.7. відбувається по експоненційній залежності, при цьому зі збільшенням класу бетону по міцності на стиск деформативність збільшується незначно. Зі збільшенням інтенсивності армування вплив зниження площі поздовжньої робочої арматури менш впливає на деформативність конструкції.

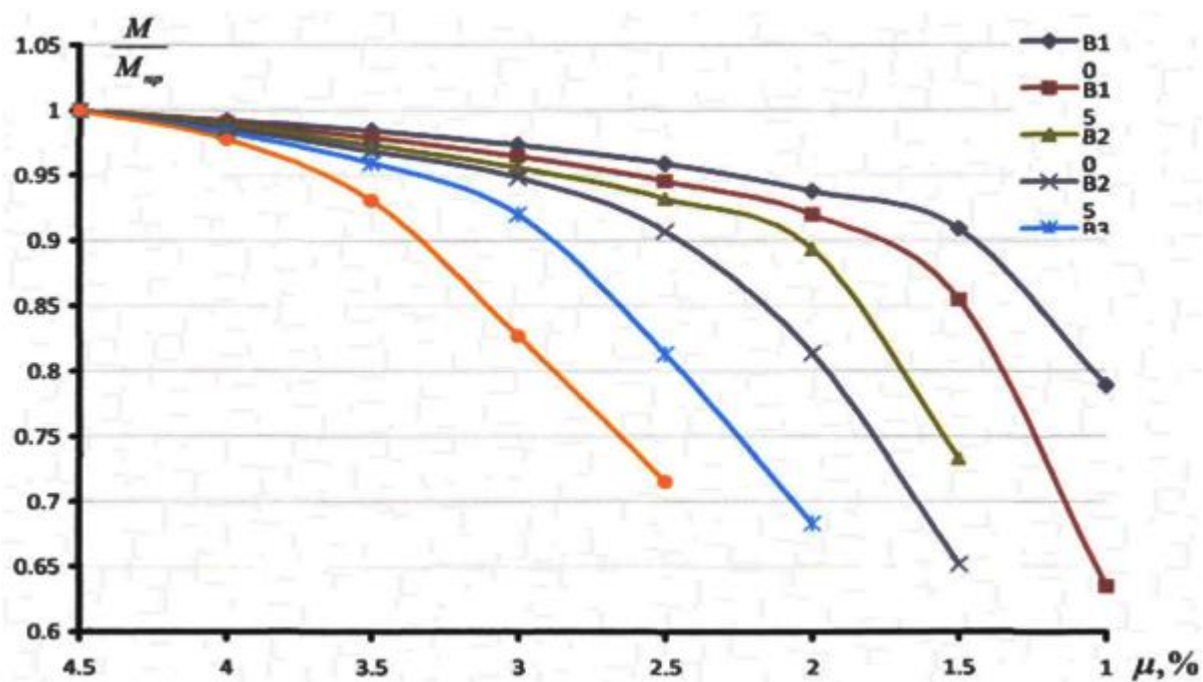


Рис. 3.6. Зниження міцності згинальних залізобетонних елементів при зменшенні інтенсивності армування

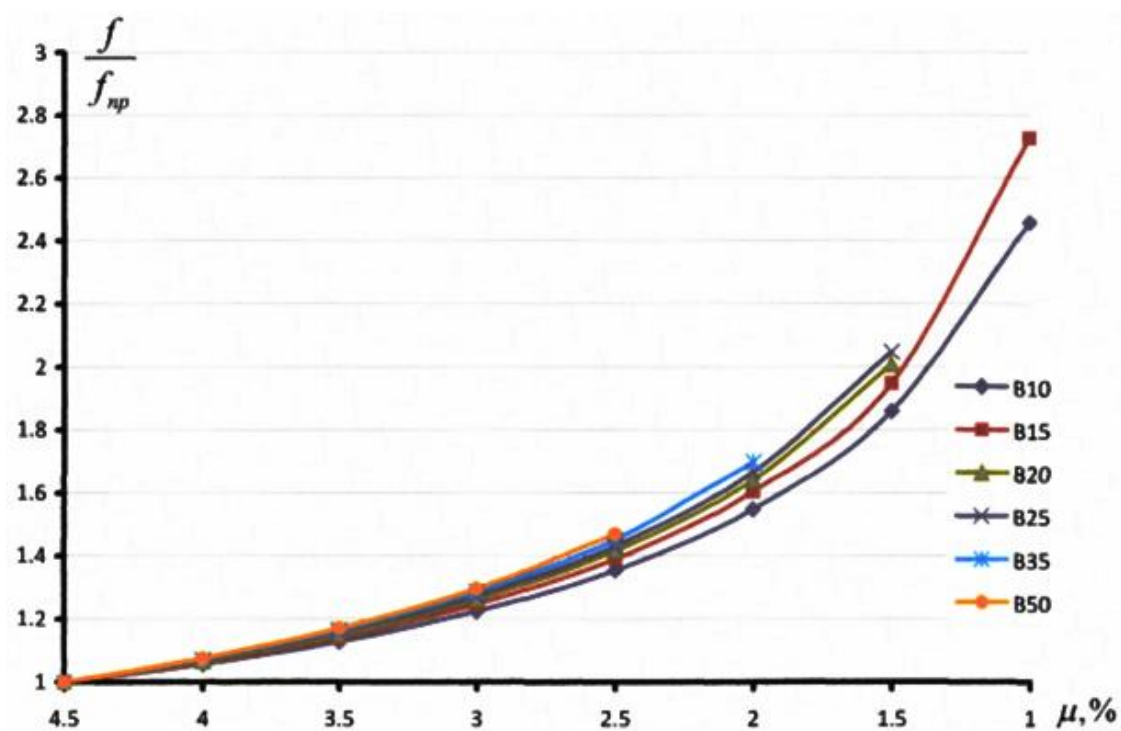


Рис. 3.7. Зміна прогинів згинальних залізобетонних елементів при зменшенні інтенсивності армування

3.2.3. Вплив на міцність і деформативність зміни міцності бетону на стиск.

Зниження міцності бетону на стиск суттєво впливає на міцність нормальних перерізів згинальних елементів рис. 3.8.. При незначній зміні міцності бетону на стиск залежність зниження міцності практично лінійна. При відсотку армування 2,0% зниження міцності бетону в два рази веде до незначного зменшення міцності – на 10%. При цьому ступінь впливу даного дефекту залежить від інтенсивності армування.

Розглянутий дефект значно впливає на збільшення прогинів елемента. Збільшення деформативності практично обернено пропорційно зниженню міцності бетону на стиск і, при її зниженні до 30%, практично не залежить від інтенсивності армування рис. 3.9..

Істотний вплив на несучу здатність і деформативність надає форма поперечного перерізу елемента. Зі збільшенням площі стиснутої зони бетону вплив розглянутого дефекту зменшується. Особливо це помітно при значному зниженні на стиск рис. 3.10. і 3.11..

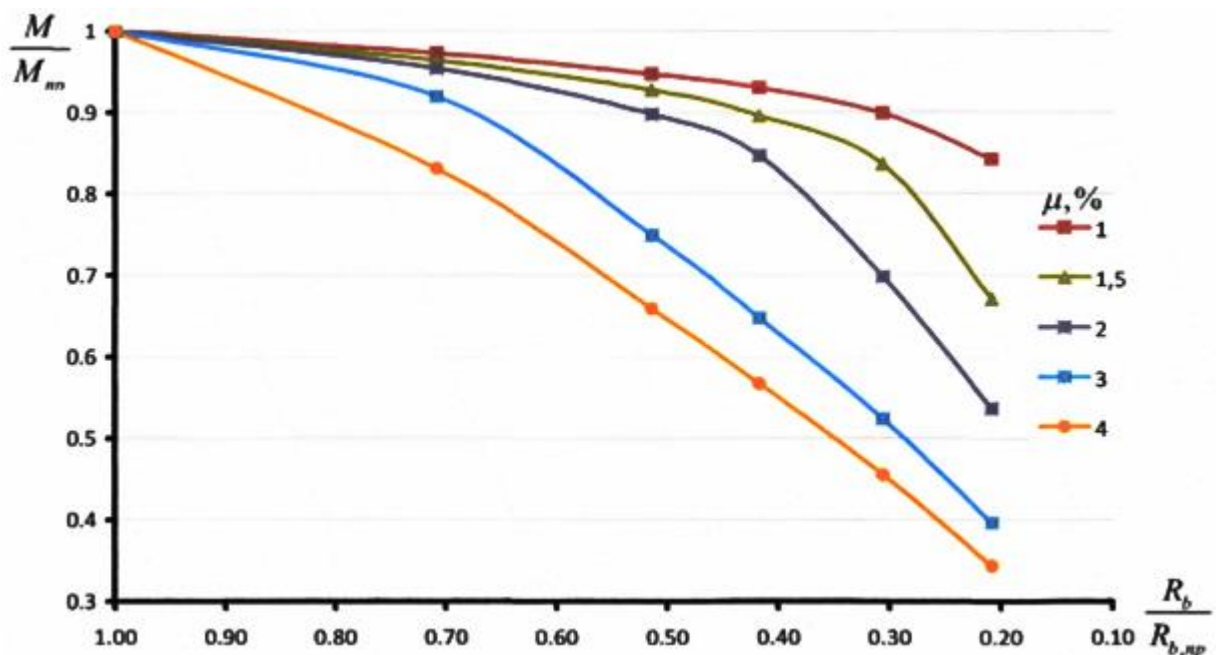


Рис. 3.8. Зниження міцності згинальних залізобетонних елементів при зменшенні міцності бетону на стиск

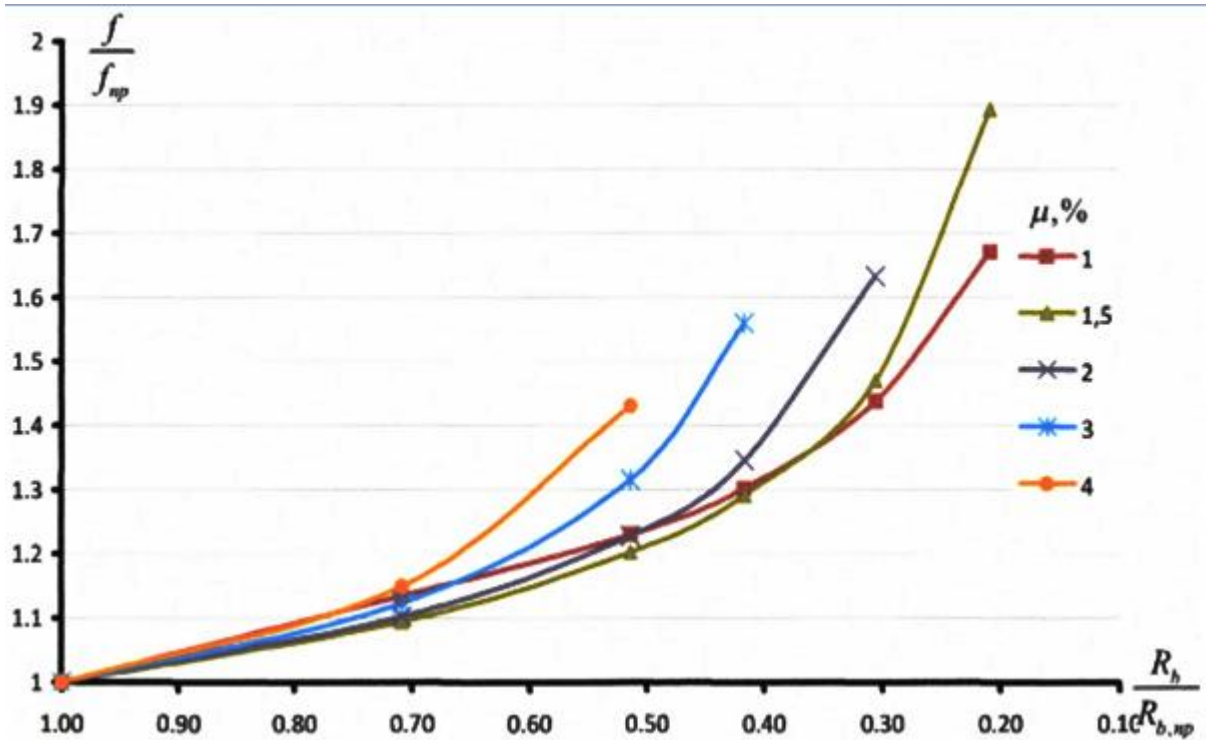


Рис. 3.9. Зміна прогинів згинальних залізобетонних елементів при зменшенні міцності бетону на стиск

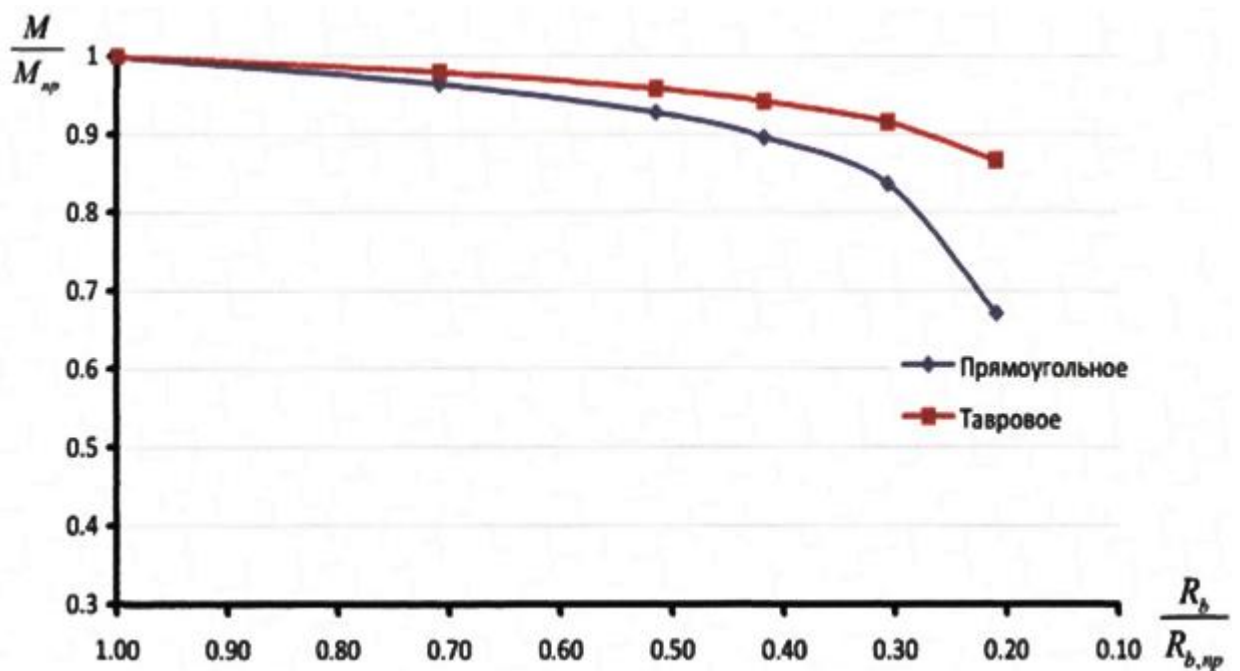


Рис. 3.10. Зниження міцності згинальних залізобетонних елементів при зменшенні міцності бетону на стиск в залежності від форми поперечного перерізу

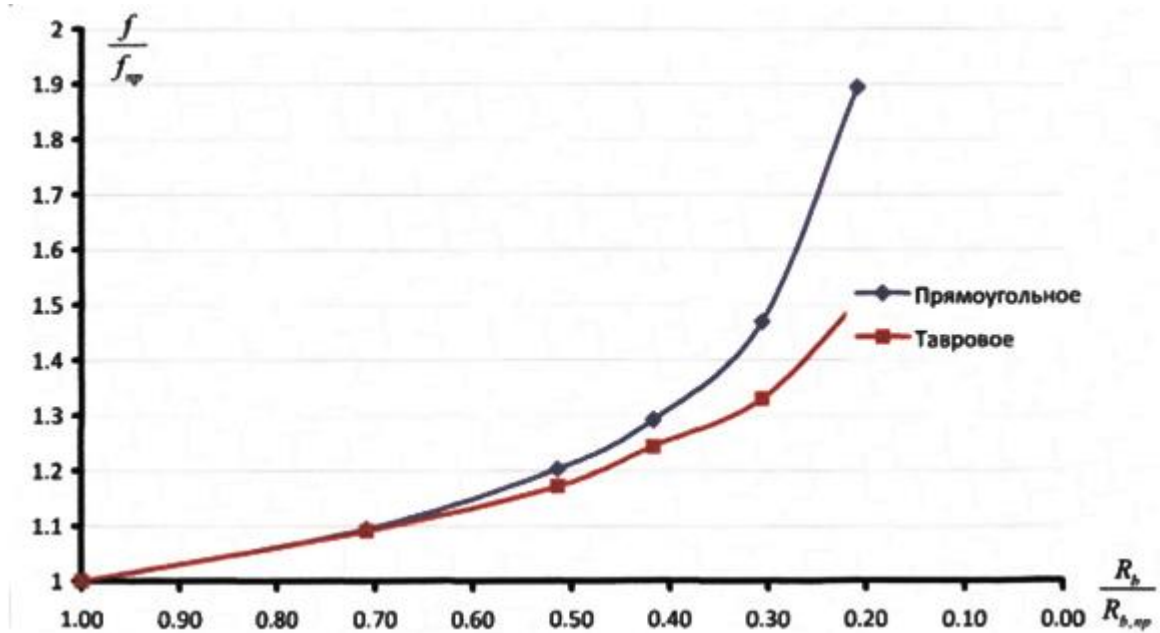


Рис. 3.11. Збільшення прогину згинальних залізобетонних елементів при зменшенні міцності бетону на стиск в залежності від форми поперечного перерізу

3.3. Оцінка впливу дефектів виготовлення на напружено-деформований стан двопролітних нерозрізних балок

Необхідно відзначити, що вже в перших дослідженнях в СРСР по вивченню перерозподілу зусиль в залізобетонних конструкціях, проведених в 1932 р В.І. Мурашовим і І.М. Котеліковим, фактично вивчався вплив непроєктної площі арматури на несучу здатність елементів, що згинаються. Були проведені випробування трипролітних балок прямокутного перерізу, при цьому дві балки армовані відповідно до розрахунку пружної системи, а інші чотири армовано відмінно від теоретичного розрахунку. Кількість арматури на опорі між завантаженими прольотами для трьох дослідних балок було зменшено проти розрахунку пружної системи на 25, 50 та 67%, а в четвертій балці опорне армування збільшили на 25%, при цьому перетин пролітної арматури було відповідно змінено для збереження постійної величини очікуваного руйнівного навантаження. В ході випробувань було виявлено, що міцність балок при незмінній моментній кривій залежить від співвідношення граничних опорних і пролітних моментів, обумовлених

армуванням, а пластичні деформації арматури викликають перерозподіл зусиль в досить значних межах.

У 1936 р В.Х. Гленвіль і Ф.Дж. Томасом для вивчення перерозподілу зусиль не тільки за рахунок плинності арматури, а й внаслідок еластичних деформацій стиснутої зони бетону були випробувані шість нерозрізних двопролітних балок. На двох балках арматура на середній опорі була зменшена приблизно в 6 разів, що привело до того, що поява тріщин на опорі збіглася з досягненням над опорної арматурою межі текучості. З випробування двох балок був зроблений висновок, що плинність арматури викликає значний перерозподіл зусиль. На інших балках вивчався перерозподіл зусиль внаслідок пластичних деформацій стиснутого бетону. Для цього вони армувалися і завантажувалися таким чином, що єдиною можливістю перерозподілу зусиль могло бути лише виникнення в опорному перерізі стану, при якому стиснута зона бетону досягала межі міцності на стиск. Випробування показали, що відчутний перерозподіл зусиль до 10...30% починає відбуватися, до досягнення міцності бетону при стиску.

Варто відзначити дослідження Г. Казінчі, що представляють собою випробування двадцяти двопролітних балок, з яких частину балок армували згідно з розрахунком пружної системи, а інші балки мали сильно знижене або опорне, або пролітне армування. Випробування показали, що текучість арматури забезпечила істотний перерозподіл зусиль, і величини тестових навантажень добре збіглися з розрахунковими значеннями, що були отримані з урахуванням перерозподілу зусиль.

У наведених дослідженнях основна увага була приділена впливу зміни площі поздовжньої робочої арматури на перерозподіл зусиль в багатопролітних балках, що було необхідно для підтвердження ефективності методу граничної рівноваги.

3.3.1. Вплив на міцність зміни захисного шару бетону.

На несучу здатність багатопролітних статично невизначених балок істотно впливає зміна величини захисного шару бетону поздовжньої робочої арматури в прольоті і на опорі. Необхідно відмітити, що максимальне навантаження знижується практично по лінійній залежності обернено пропорційній збільшенню захисного шару бетону рис. 3.12. і 3.13.. При проектному положенні опорної арматури збільшення захисного шару поздовжньої пролітної арматури в обох прольотах рис. 3.12. до зменшення граничного навантаження на 35%. У разі її непроектного положення на таку ж величину тільки в одному прольоті рис. 3.13., при проектній величині захисного шару бетону на опорі, граничне навантаження знижується на 25%.

При збільшенні захисного шару поздовжньої робочої арматури на опорі до $0.51h_{0,пр}^{оп}$ рис. 3.12. і проектному положенні пролітної арматури в обох прольотах граничне навантаження знижується до 30%.

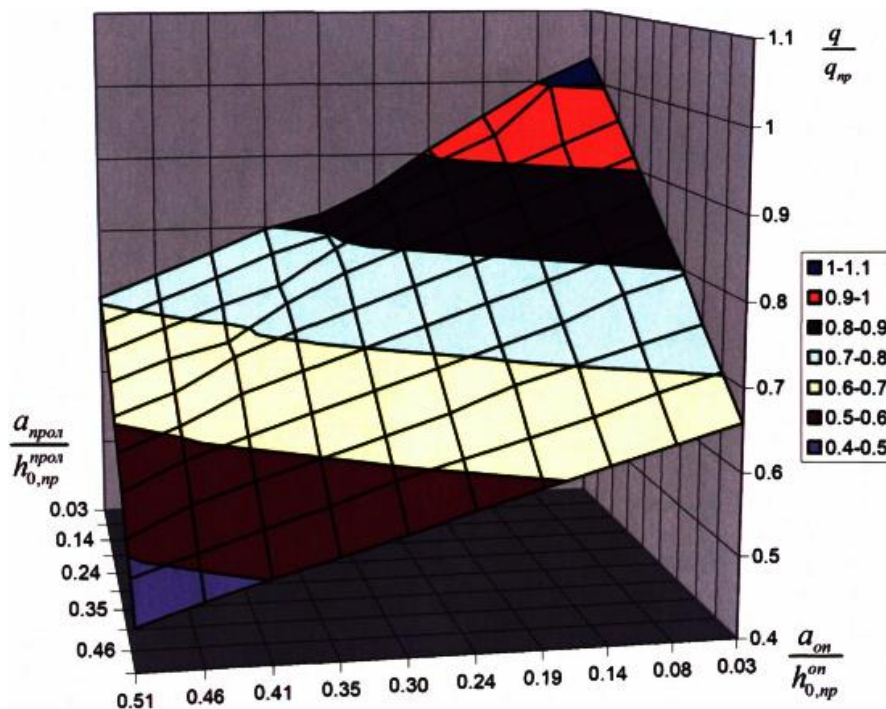


Рис. 3.12. Зміна граничного навантаження в залежності від зміни захисного шару поздовжньої робочої арматури в прольоті і на опорі в порівнянні з проектним

У випадку непроєктного положення поздовжньої робочої арматури тільки в одному прольоті на таку ж величину рис. 3.13., при проектному положенні опорної арматури граничне навантаження знижується до 25%.

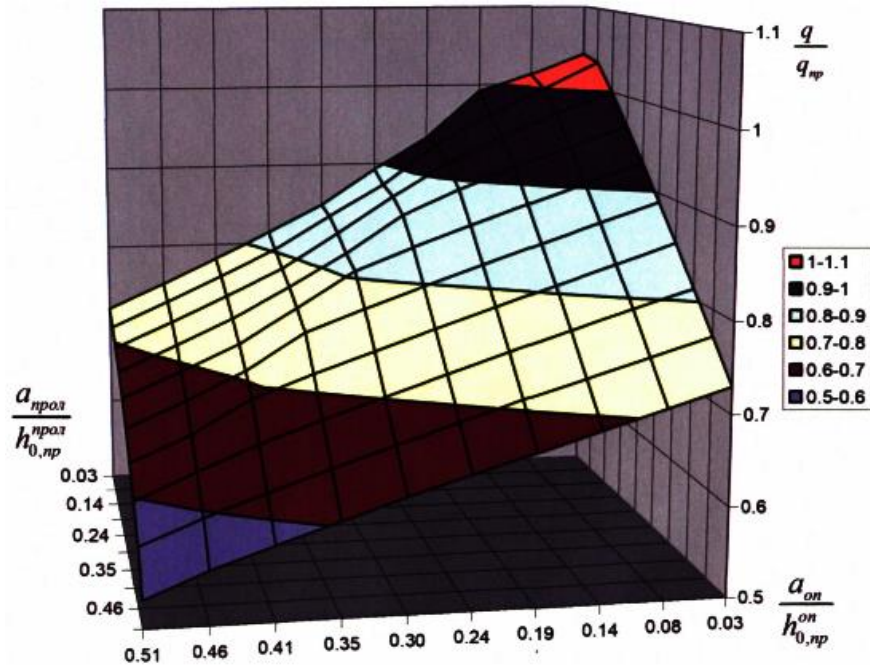


Рис. 3.13. Зміна граничного навантаження в залежності від зміни захисного шару поздовжньої робочої арматури в прольоті (в одному прольоті) і на опорі в порівнянні з проектом

При одночасному непроєктному положенні поздовжньої робочої арматури на опорі і прольотах граничне навантаження зменшується на велику величину, яка складає, при величині захисного шару в прольоті і на опорі $0,51h_{0,пр}$, 55% від проектної потужності. Як і слід було очікувати, при проектному положенні поздовжньої робочої арматури тільки в одному прольоті, граничне навантаження знижується на меншу величину – на 45%, внаслідок перерозподілу зусиль між прольотами балки.

3.3.2. Вплив на міцність зміни площі поздовжньої робочої арматури (інтенсивності армування).

Як і для однопролітних шарнірно обпертих балок зміна площі поздовжньої робочої арматури впливає нелінійно на граничне навантаження багатопролітних балок. Зі збільшенням інтенсивності армування в прольоті і на опорі ступінь впливу даного дефекту зменшується рис. 3.14. і 3.15.. Необхідно відзначити, що при проектній площі опорної арматури збільшення пролітної арматури в порівнянні з проектною незначно впливає на граничне навантаження. Зниження інтенсивності пролітного армування в 2 рази веде до зменшення несучої здатності балки на 40%.

Збільшення площі опорної арматури при проектному пролітному армуванні також веде лише до незначного збільшення граничного навантаження, при цьому його зменшення в два рази призводить до зниження максимального навантаження до 40%. Збільшення пролітного і опорного армування в три рази призводить до збільшення граничного навантаження на 35%.

Збільшення площі поздовжньої робочої арматури тільки в одному прольоті і на опорі в меншій мірі впливає на граничне навантаження. Так при збільшенні поздовжнього армування в 3 рази максимальне навантаження збільшилось на 15%, що пояснюється перерозподілом внутрішніх зусиль. Зниження опорного і пролітного армування в одному прольоті в два рази веде до зменшення граничного навантаження на 40%.

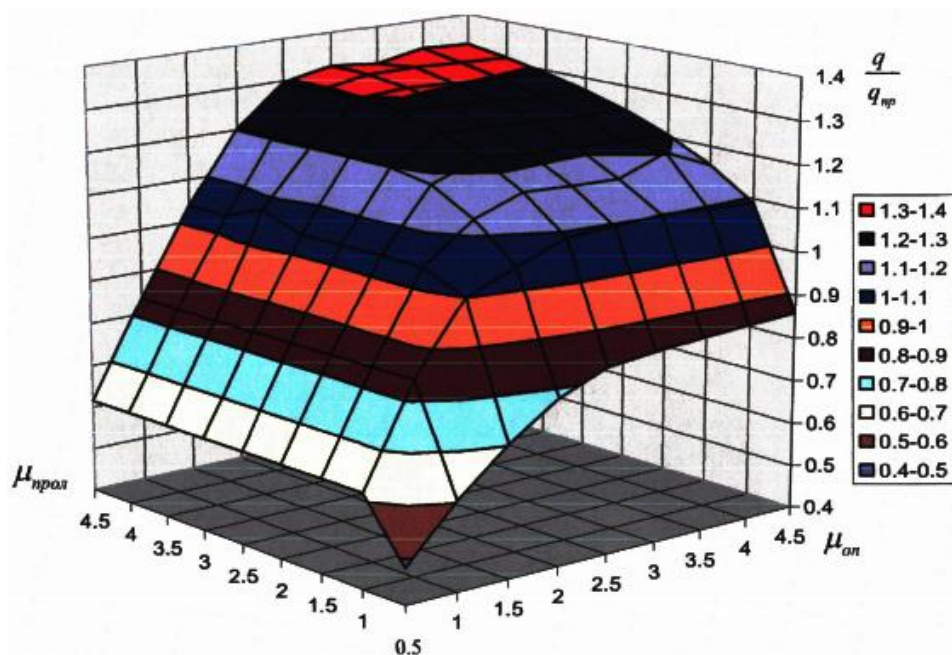


Рис. 3.14. Зміна граничного навантаження в залежності від зміни інтенсивності прольотного і опорного армування в порівнянні з проектним

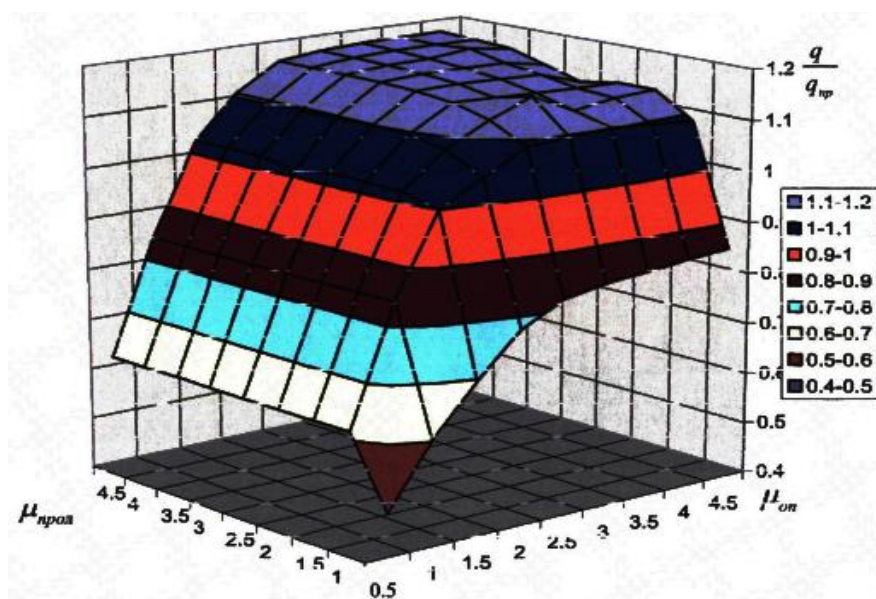


Рис. 3.15. Зміна граничного навантаження в залежності від зміни інтенсивності прольотного (в одному прольоті) і опорного армування в порівнянні з проектним

3.3.3. Вплив на міцність і деформативність зміни міцності бетону на стиск.

Зниження міцності бетону на стиск призводить до значного зниження граничного навантаження на балку рис. 3.16., що пояснюється тим, що на момент настання текучості арматури деформації в бетоні не дійшли граничних значень, і, при зменшенні міцності бетону на стиск в два рази, максимальна несуча здатність зменшується більш ніж на 20%, в той час як збільшення міцності бетону на стиск в два рази призводить до збільшення граничного навантаження на 7%. Вплив даного фактору чинить менший вплив на напружено-деформований стан конструкції, ніж непроектне положення поздовжньої робочої арматури і зменшення її площі.

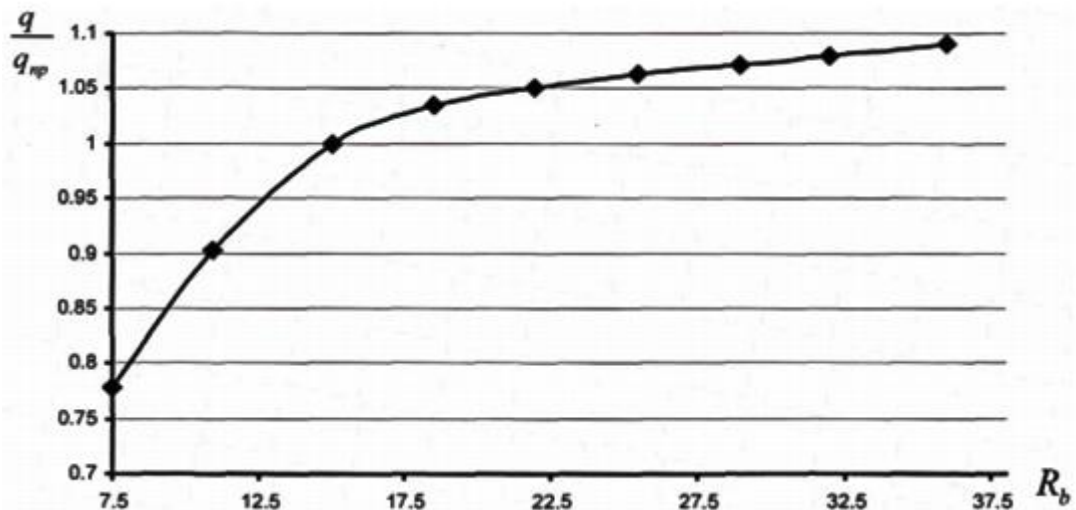


Рис. 3.16. Зміна граничного навантаження в залежності від зміни міцності бетону на стиск

3.3.4. Прогнозування строку служби згинаючих залізобетонних елементів.

У практиці будівництва часто необхідно прогнозувати термін служби конструкцій з урахуванням інтенсивності розвитку дефектів в часі. Розглянемо залізобетонну балку, експлуатовану на відкритому повітрі.

Одним з головних факторів, що впливають на її довговічність, може бути, наприклад, кількість циклів заморожування і відтавання в рік.

Для надземних конструкцій, що піддаються атмосферним впливам навколишнього середовища при розрахунковій мінусовій температурі зовнішнього повітря в холодний період від мінус 5°C до мінус 40°C, приймають марку бетону по морозостійкості не нижче F75. Приймаємо бетон класу по міцності на стиск B25, марка за морозостійкістю F75. Діаграма деформування бетону наведена на рис. 3.3..

Вибір марки бетону за морозостійкістю виконується згідно з [51], якщо середнє значення міцності на стиск основних зразків після встановлених для даної марки числа циклів змінного заморожування і відтавання зменшилася не більш ніж на 5% в порівнянні з середньою міцністю на стиск контрольних зразків. Не маючи експериментальні дані на цю тему, для прикладу, візьмемо 5 циклів змінного заморожування і відтавання за зимовий період. Характер наростання дефектів приймемо лінійним.

Зниження несучої здатності балки в залежності від терміну служби конструкції, наведена на рис. 3.17.. У точці перерізу фактичної несучої здатності і нормативного навантаження можливо відбудеться відмова конструкції, значення часу по осі абсцис буде терміном служби залізобетонного згинального елемента. Реальний термін служби конструкції буде нижче, отриманого на рис. 3.17., так як на залізобетонні конструкції діє маса різних факторів, що впливають на несучу здатність і деформативність.

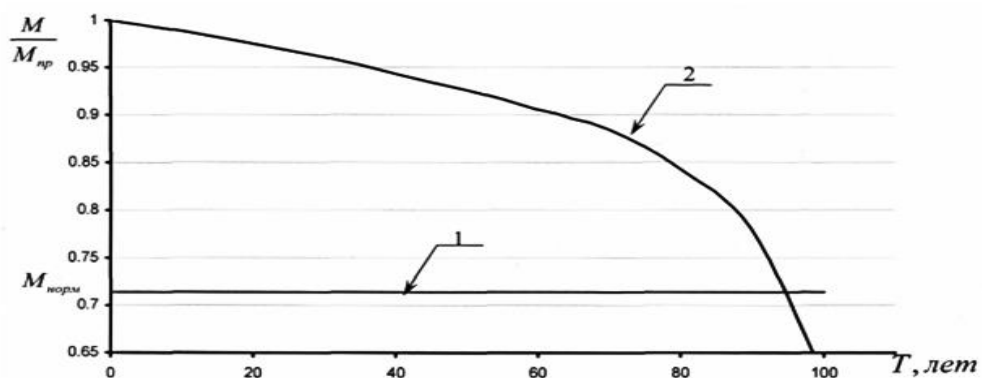


Рис. 3.17. Зниження несучої здатності залізобетонної балки в залежності від строку служби. 1 – нормативна загрузка, 2 – фактична несуча здатність

Висновки до розділу:

Отримані результати дозволили виявити вплив на несучу здатність і деформативність однопролітних шарнірних балок зміни захисного шару бетону, площі поздовжньої робочої арматури і міцності бетону на стиск і сформулювати основні висновки та закономірності:

1. Несуча здатність балок при збільшенні захисного шару знижується практично лінійно, пропорційно зменшенню робочої висоти перерізу;

2. Зниження несучої здатності балок при зменшенні площі поздовжньої робочої арматури залежить від інтенсивності поздовжнього армування;

3. При зменшенні міцності бетону на стиск несуча здатність елементів, що згинаються знижується на деяке значення, величина якого збільшується при підвищенні інтенсивності поздовжнього армування;

4. Зниження несучої здатності згинальних елементів залежить від типу перерізу;

5. При зменшенні площі поздовжньої робочої арматури і міцності бетону на стиск, прогини збільшуються по експоненційній залежності. При цьому зі збільшенням інтенсивності армування прогин збільшується значніше.

РОЗДІЛ 4

ДОСЛІДЖЕННЯ РОЗРОБЛЕНОЇ МОДЕЛІ

4.1 Основна інформація по об'єкту і методу моделювання

Об'єктом дослідження являється багатоповерховий житловий будинок з залізобетонним монолітним каркасом. Розміри розглянутої ділянки будівлі в плані – 27,6 м, ширина – 9 м. Висота типового поверху складає 3,3 м, кількість поверхів – 10, підвальні поверхи відсутні рис. 4.1..

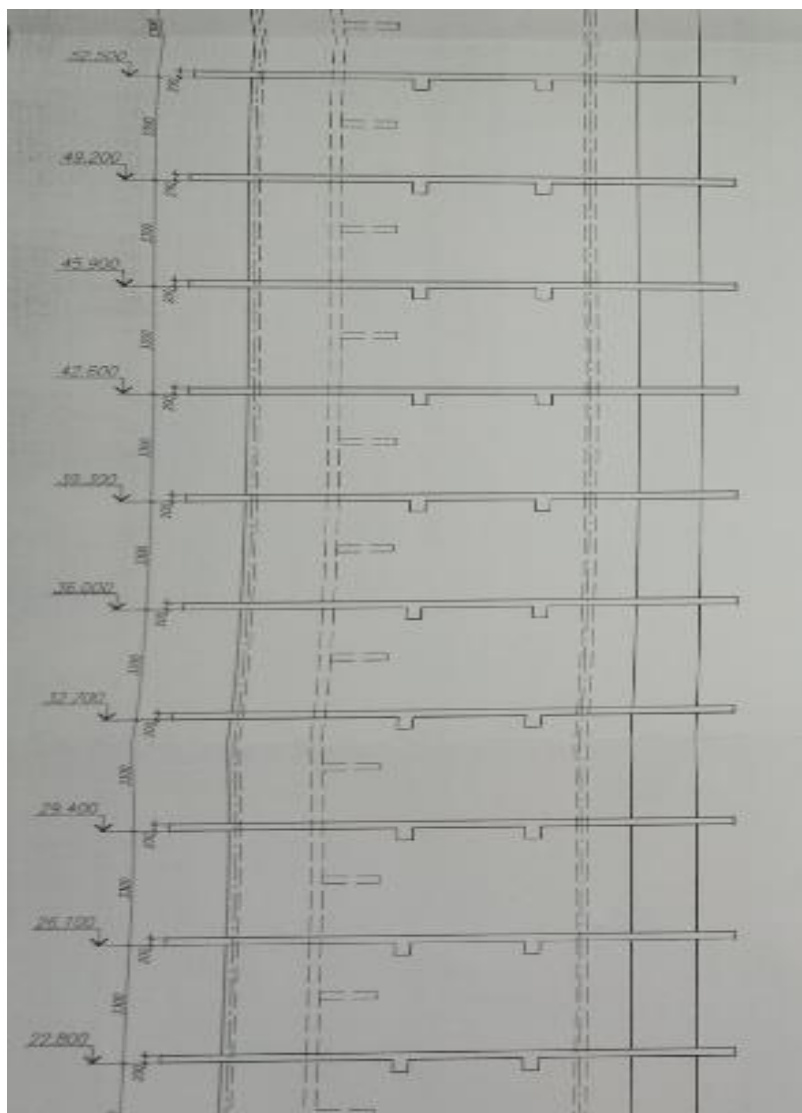


Рис. 4.1. Поперечний розріз будівлі

Просторова жорсткість забезпечується жорсткістю залізобетонних рам, тобто жорстким з'єднанням колон з ригелями і колон з фундаментом.

Фундамент пальний з монолітним плитним ростверком. Крок колон в повздовжньому напрямку – 6900 мм, а в поперечному – 3500 та 5500 мм. Переріз колон постійний по висоті будівлі і має розміри 400 х 400 мм. Стінове заповнення являє собою самонесучу цегляну огорожувальну конструкцію, що зводиться безпосередньо на місці будівництва.

Матеріали з яких складаються елементи каркасу: бетон B_{25} $R_b = 14,5$ МПа, $R_{bt} = 1,05$ МПа, робоча арматура класу А400С $R_s = 365$ МПа, монтажна арматура А240С. Ригелі перекриття мають прямокутний переріз розмірами 200 х 200 мм, товщина плит перекриття 200 мм армуються в'язаними сітками.

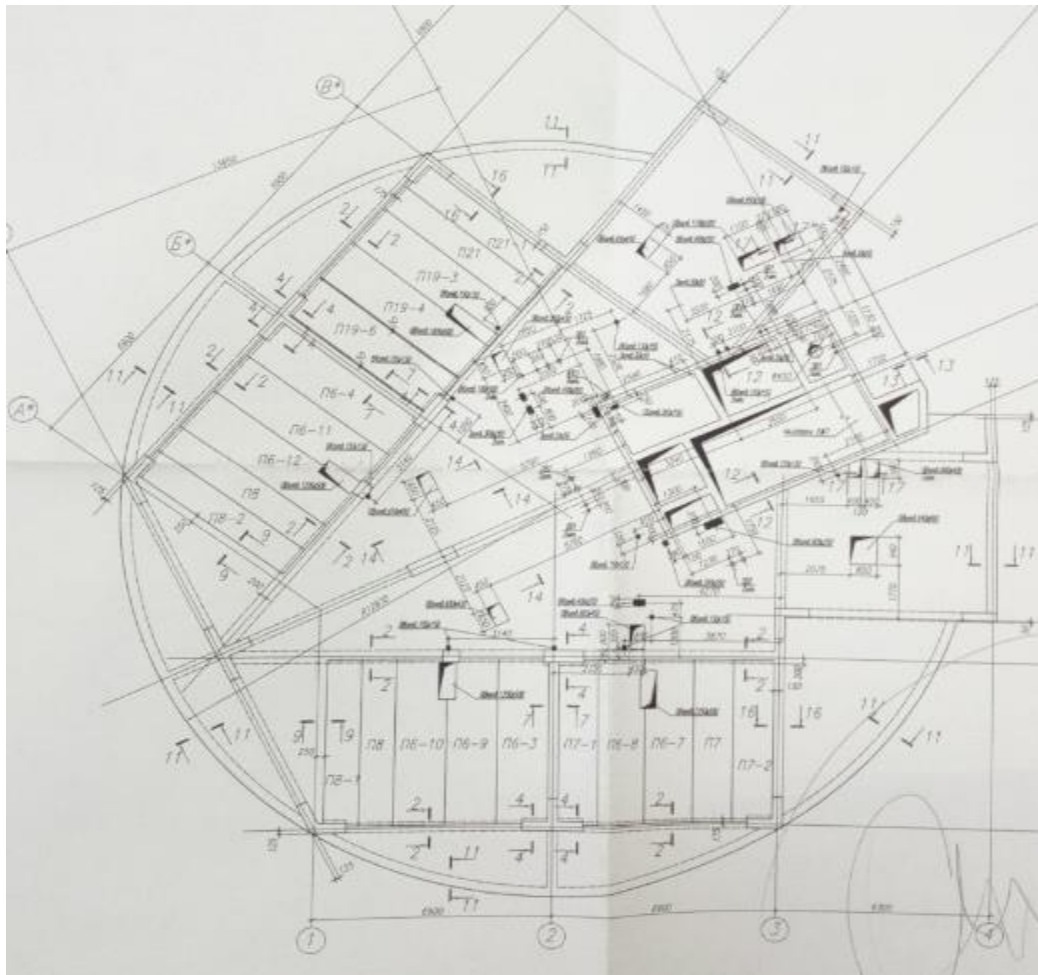


Рис. 4.2. План типового поверху

На основі об'ємно-планувального рішення була розроблена конструктивна схема будівлі в модулі Forum програмного комплексу Scad++ версія 21, яка зображена на рис. 4.3..

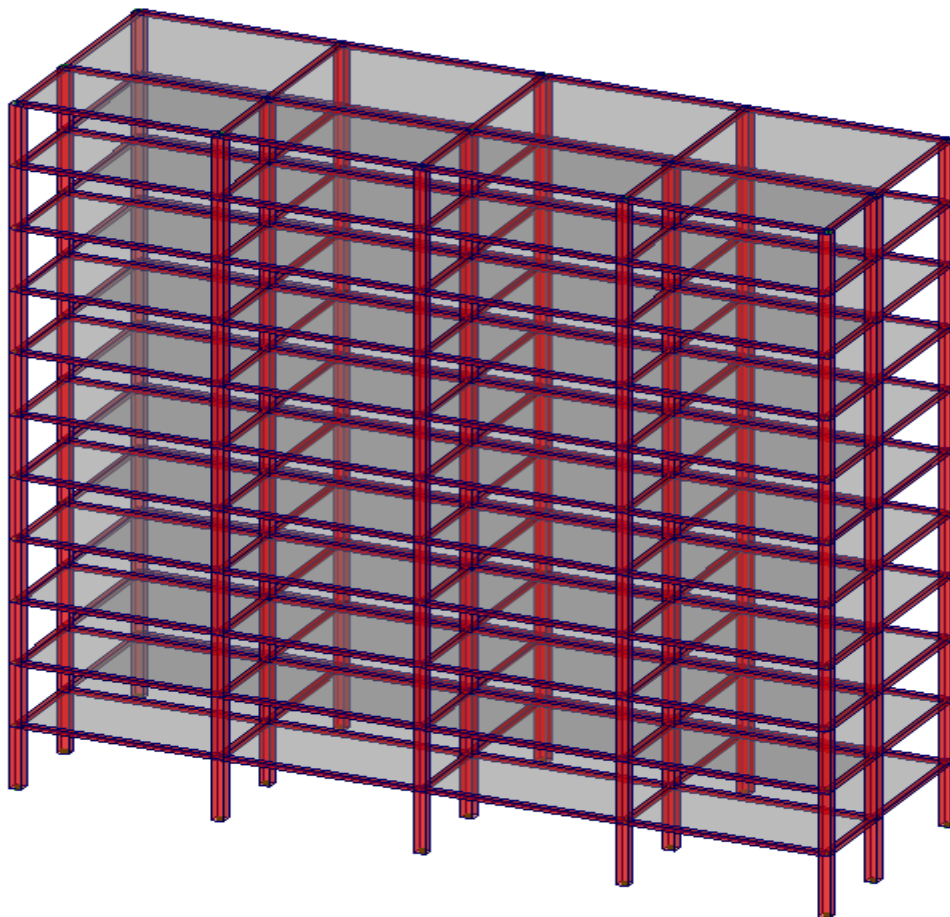


Рис. 4.3. Розроблена модель в модулі Форум

На основі моделі Forum за допомогою функції генерації результуючого проекту була сконструйована кінцево-елемента модель в Scad з точністю 0,01 м² рис. 4.4.. Модель складається з 4976 вузлів, 6435 кінцевих елементів.

Для реалізації моделі були прикладені навантаження на перекриття і покриття моделі будівлі, серед яких власна вага будівлі елементів каркасу по їх геометричних параметрах за допомогою програми Vest комплексу Scad++, навантаження на покриття від утеплювача с мінеральної вати 100 мм, бетонної стяжки 25 мм, та руберойду з посипкою, що становило собою

0,3 кН/м², технологічне навантаження від меблі – 0,3 кН/м² та короткострокове навантаження від людей – 1,9 кН/м² рис. 4.5..

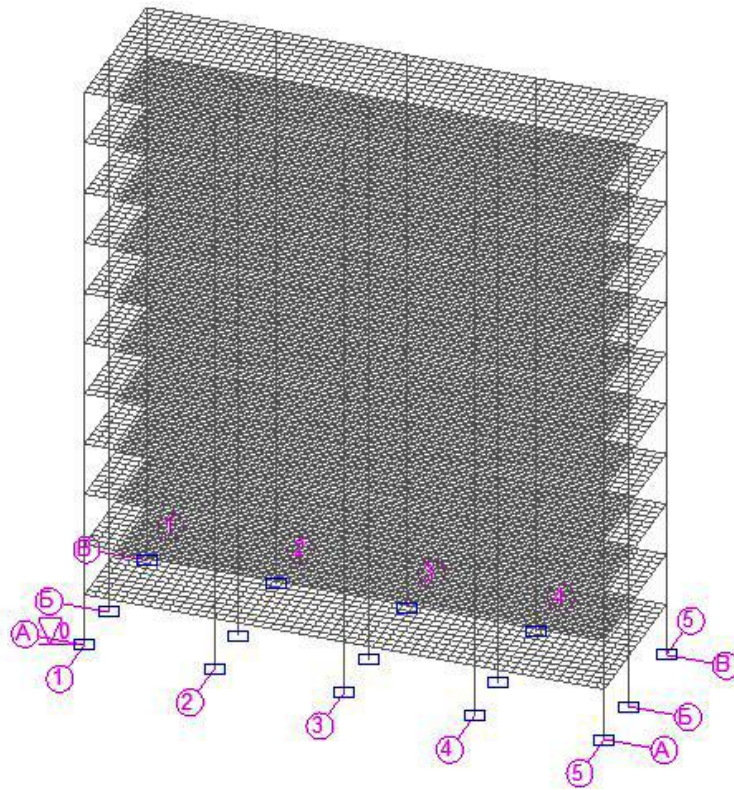


Рис. 4.4. Сконструйована модель в програмі Scad++

Також добавлені короткострокові навантаження від вітру в різних напрямках рис. 4.6., та снігові навантаження, рис. 4.7..

Расчет выполнен по нормам проектирования "ДБН В.1.2-2:2006 с изменением №1"
Для расчета объекта в целом

1. Квартиры жилых зданий, спальное помещения детских дошкольных учреждений и школ-интернатов, жилые помещения домов отдыха и пансионатов, общежитий и гостиниц, палаты больниц и санаториев, террасы		
Нагрузка :		
эксплуатационная	1,472	кН/м ²
квазипостоянная	0,343	кН/м ²
Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	1,3	
Эксплуатационная нагрузка	1,472 кН/м²	
Предельная нагрузка	1,913 кН/м²	
Квазипостоянная нагрузка	0,343 кН/м²	

Рис. 4.5. Короткострокові навантаження з підпрограми Вест

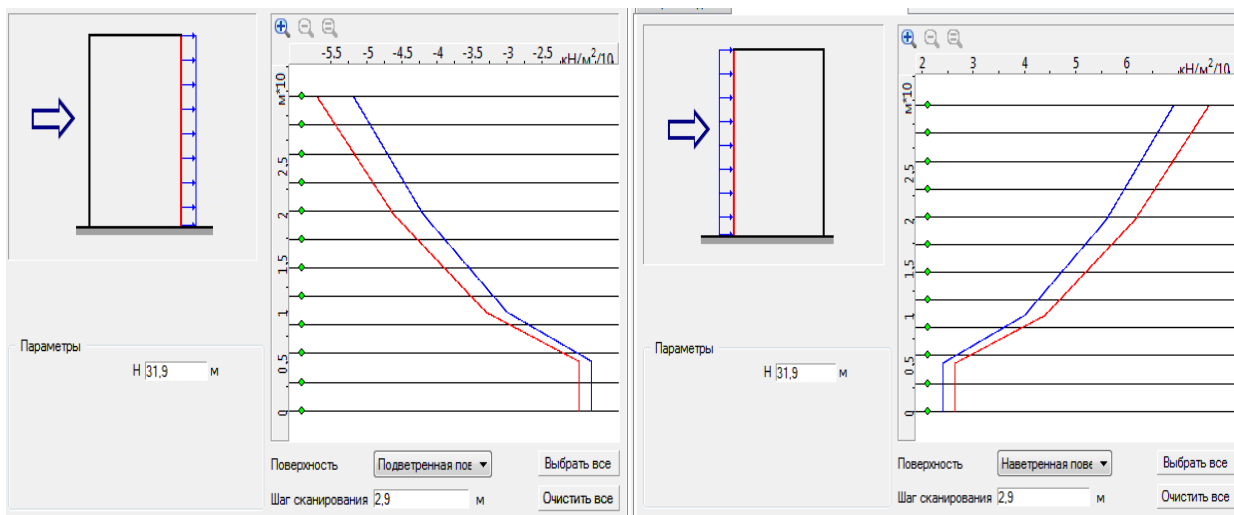


Рис. 4.6. Вітрові навантаження з підвітряної та навітряної сторін, визначені з використанням підпрограми Вест



Рис. 4.7. Снігові навантаження, визначені з використанням підпрограми Вест

4.2. Дослідження впливу пошкоджень на елементи перекриття

Пошкодження в моделі створювались штучно двома варіантами, у першому шляхом зменшення перерізу елементів перекриття, у другому шляхом зниження модуля пружності.

Для дослідження перетин ригеля в моделі варіювався від початкового 200 x 200 мм до 150 x 150 мм. А модуль пружності варіювався від 3×10^4 до $2,1 \times 10^4$ МПа.

4.2.1. Плоска постановка задачі.

Проаналізуємо вплив пошкоджень балки в осях 2 – 3 перекриття восьмого поверху на напружено-деформований стан елемента та суміжних конструкцій. Характеристики плоскої моделі є наступними: чотири колони з перерізом 400 x 400 мм в осях 1 – 4 з кроком 6,9 м, ригелі мають переріз – 200 x 200 мм рис. 4.8..

Для визначення навантажень у елементах конструкції був виконаний лінійний статичний розрахунок, результати зображені на рис. 4.9.. Як слідує з рисунку характер розподілу згинальних моментів, в ригелях 6 – 8 поверхів, подібний та передача моментів від ригелів на колони, по осям 2 – 3 не відбувається.

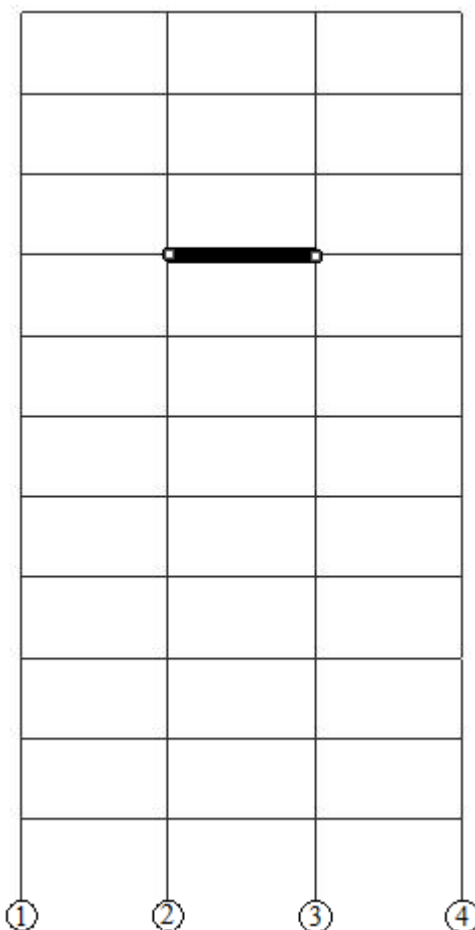


Рис. 4.8. Плоска модель з відміченим досліджуваним елементом

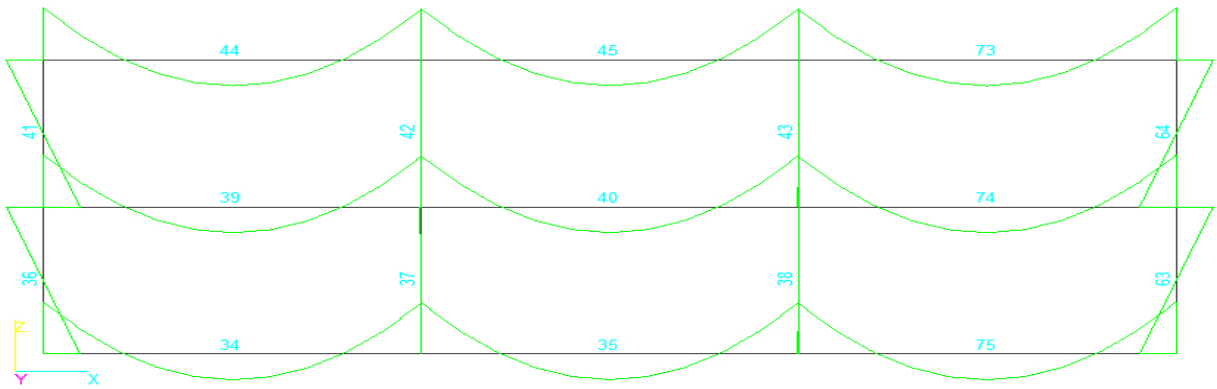


Рис. 4.9. Результати лінійного розрахунку конструкції без дефектів з відображеними згинаючими моментами M_u

Після заміни перерізу ригелю на 195 x 195 мм, відбувається перерозподіл зусиль в конструкції і зміна моменту на розглядуваній ділянці, що призводить до виникнення моментів в колонах рис. 4.10.. На даному етапі конструкція споруди має послаблення жорсткості на 10%.

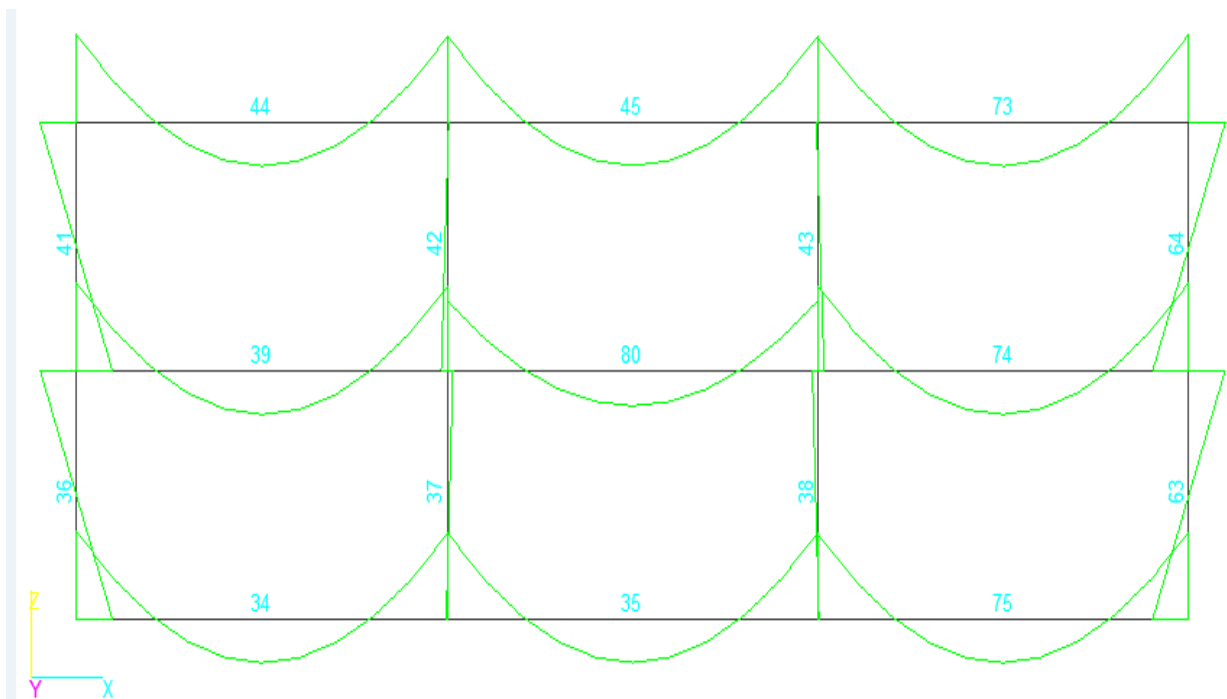


Рис. 4.10. Відображення згинальних моментів в конструкції з перерізом 195 x 195 мм

При досліді елементу с перетином 165 x 165 мм, було виявлено істотне збільшення значення моменту під розглянутим елементом, момент у колонах поступово збільшується рис. 4.11..

Оцінюючи даний дефект було виявлено, втрата жорсткості конструуції майже 30%, що є граничним значенням для залізобетонних елементів конструкторії. Такий дефект потребує негайного усунення.

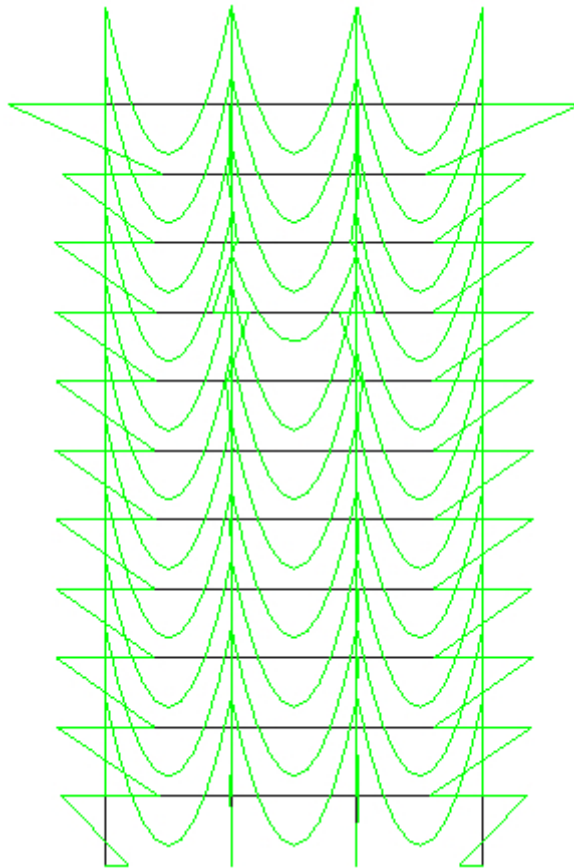


Рис. 4.11. Відображення згинальних моментів в конструкторії з перетином 165 x 165 мм

При подальшому дослідженні елемент було зменшено до перетину 150 x 150 мм і проведено лінійний розрахунок, на рис. 4.12., 4.13. чітко видно вилучення з праці дослідницького елементу і перерозподіл зусиль на інші елементи моделі конструкторії.

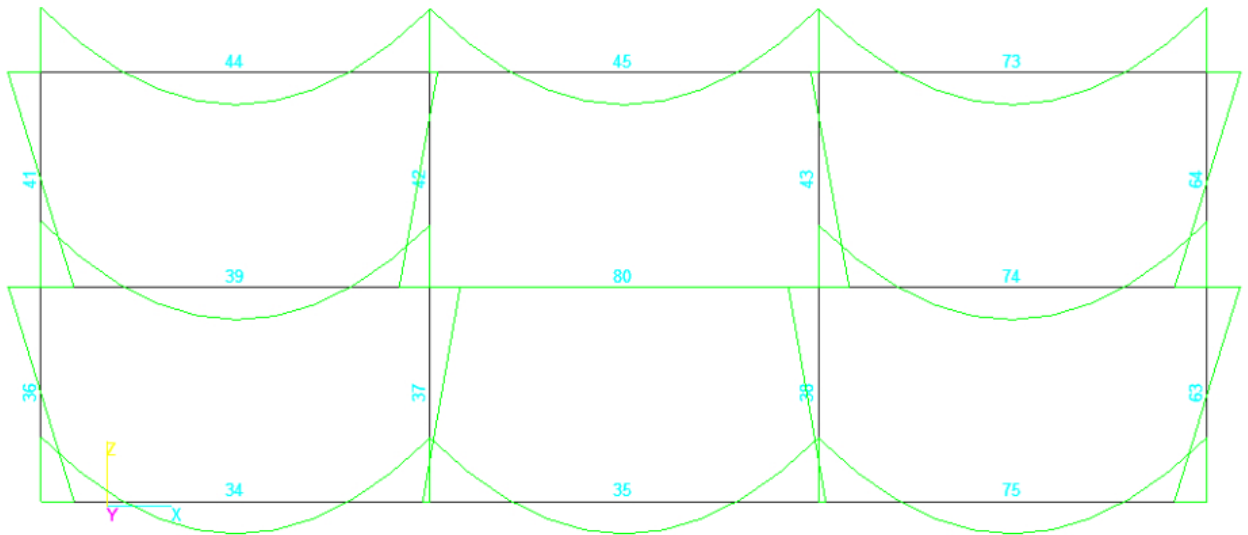


Рис. 4.12. Результат дослідження елемента з перетином 150 x 150 мм

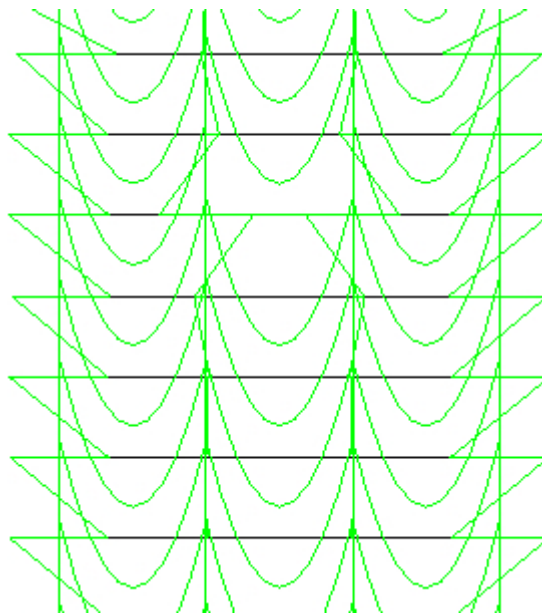


Рисунок 4.13 Перерозподіл зусиль на інші елементи конструкції

Результатами дослідження плоскої моделі є : при зниженні жорсткості ригеля відбувається перерозподіл зусиль між елементами каркаса. А саме з'являються згинальні моменти в колонах, які були центрово-стиснуті спочатку. Ці дії необхідно враховувати при перевірці несучої здатності колон. При зниженні згинальної жорсткості ригеля більш ніж на 30% ригель виключається з роботи, такий стан конструкції є аварійним.

4.2.2. Просторова постановка задачі.

Для дослідження просторової задачі була розроблена модель зображена на рис. 4.4.. Проведено лінійний статичний розрахунок моделі та визначено дослідницький елемент. По аналогії з плоскою постановкою задачі початкове значення перерізу ригеля становить 200 x 200 мм рис. 4.14.. Досліджувати будемо ригель четвертого поверху в осях 2 – 3. Як слідує з рис. 4.15. характер розподілу згинальних моментів, в ригелях 4 – 5 поверхів, подібний та передача моментів від ригелів на колони, по осям 2 – 3 не відбувається.

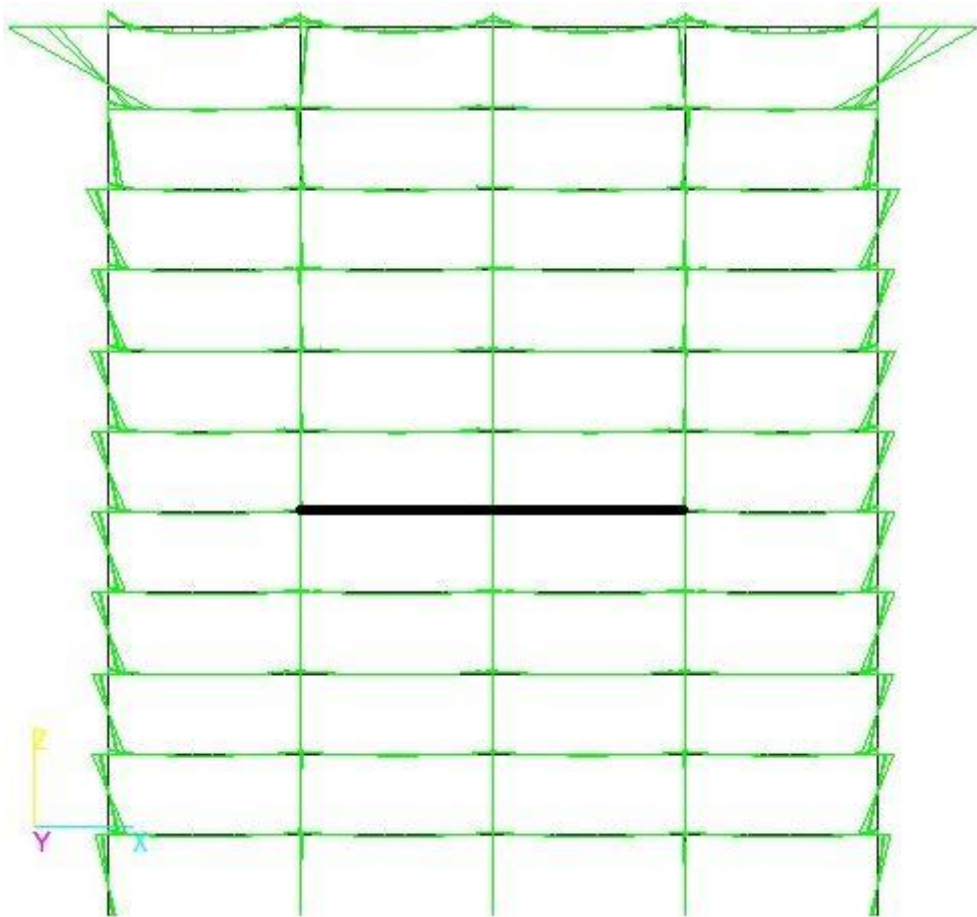
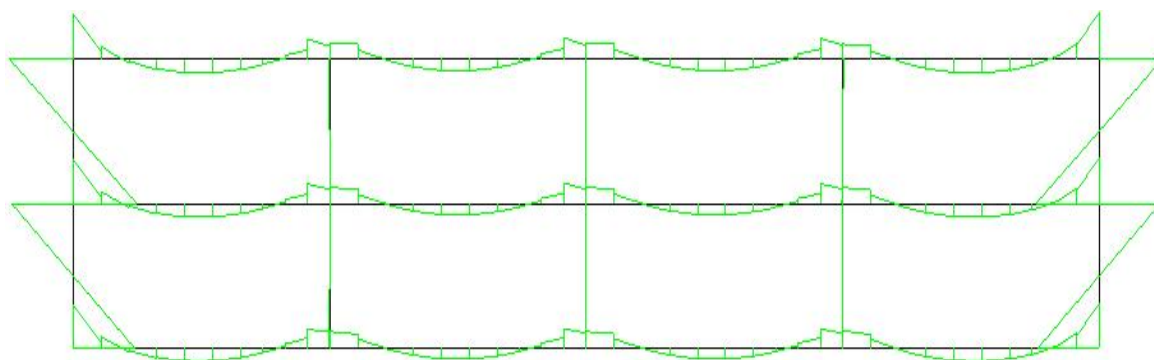
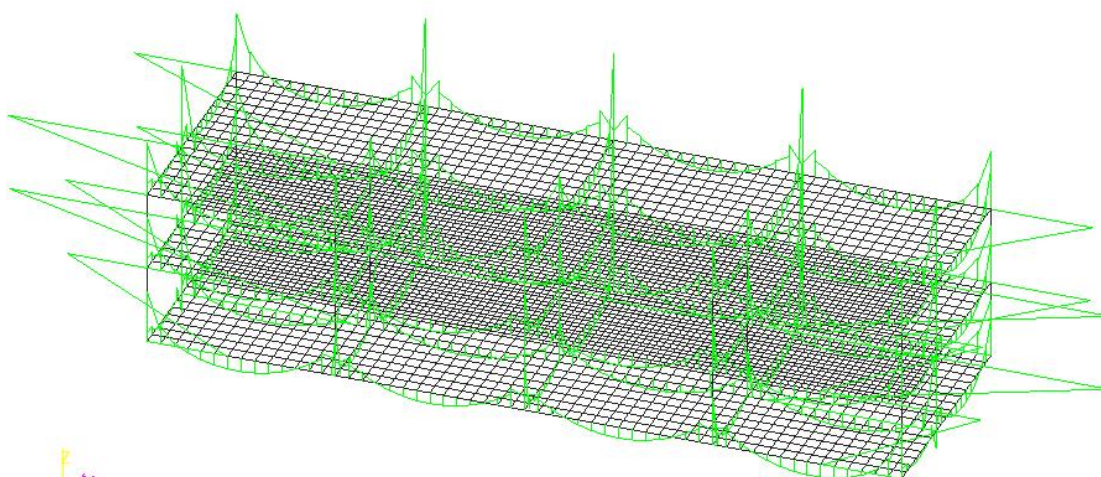


Рис. 4.14. Відображення згинаючого моменту M_y в моделі конструкції з виділеним досліджуваним елементом.

а)



б)



в)

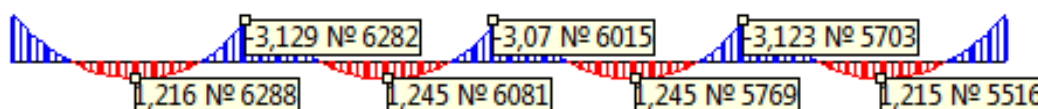


Рис. 4.15. Детальне зображення 4-го та 5-го поверхів конструкції, а) – епюра згинальних моментів M_u на осі Б, при розмірах перерізу 200 на 200; б) – просторова епюра згинальних моментів 4-го та 5-го поверхів конструкції; в) – розподіл згинальних моментів M_u по осі Б в перекритті 4-го поверху;

Після заміни перерізу ригелю на 180 x 180 мм. Як можна відмітити на рис. 4.16. значення згинальних моментів в прольотах збільшилися, а на опорах зменшилися у порівнянні зі значеннями при перерізі 200 на 200.

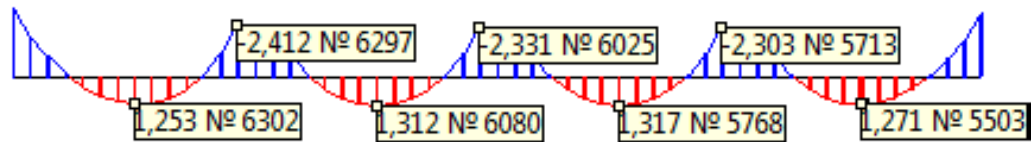


Рис. 4.16. Результати дослідження елемента з перерізом 180 x 180 мм, відображення згинального моменту M_u

При подальшому дослідженні перерізу 150 x 150 мм, отримали рис. 4.17., в якому після перерозподілу зусиль наглядно видно, що значення згинальних моментів від змінених ригелів збільшились.

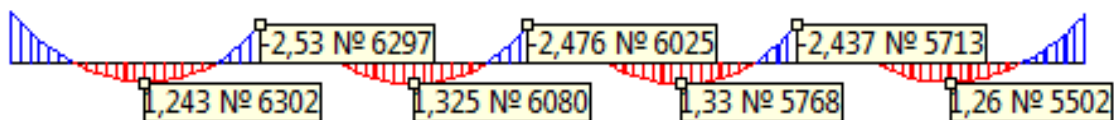


Рис. 4.17. Згинальні моменти при перерізі ригелю 150 x 150 мм

Висновки до розділу:

Після виконаних дослідів, було виявлено як саме впливає зміна розмірів перерізу ригелів на розподіл згинальних моментів в конструкції, а саме при зміні перерізу від 200 x 200 до 180 x 180 мм, значення згинальних моментів збільшилось на 5%, а в сусідніх елементах на 4,6%. А при перерізі ригелю

150 x 150 мм, збільшення значень згинальних моментів в заміненіх ригелях на майже 7%. Зазначимо, що незначна зміна згинальних моментів може викликати появу тріщин і значних напружень, тому що незначна зміна висоти перерізу балки суттєво знищує її жорсткість.

При дослідженні модуля пружності, при зменшенні значення модуля до $2,1 \times 10^4$ МПа, було помічено збільшення згинальних моментів приблизно на 2%. Не велике збільшення пояснюється точковим веденням дефекту і його малу значимість до запасу міцності конструкції.

Також було виявлено, що при наявності дефекту і його впливу на конструкцію, зусилля можуть збільшитися в суміжних елементах

ВИСНОВКИ

1. Проведено математичний експеримент, що дозволив виявити ряд важливих закономірностей у характері впливу зміни захисного шару бетону, площі поздовжньої робочої арматури і міцності бетону на стиск на напружено-деформований стан однопрогонових шарнірно обпертих і багатопрогоних статично невизначених залізобетонних балок.

2. Наведено залежності зміни несучої здатності і деформативності від зміни захисного шару бетону, площі поздовжньої робочої арматури і міцності бетону, що дозволяють без проведення розрахунків з достатньою для практики точністю оцінити напружено-деформований стан конструкції.

3. Виконано чисельні дослідження з вивчення ступеня впливу площі на деформативність і тріщиностійкість монолітних перекриттів.

4. Показана можливість використання розглянутої методики для прогнозування терміну служби конструкцій в залежності від зовнішніх факторів, що впливають на характер розвитку дефектів конструкцій.

5. Після дослідження моделі були зроблені такі висновки, було виявлено як саме впливає зміна розмірів перерізу ригелів на розподіл згинальних моментів в конструкції, а саме при зміні перерізу від 200 x 200 до 180 x 180 мм, значення згинальних моментів збільшилось на 5%, а в сусідніх елементах на 4,6%. А при перерізі ригелю 150 x 150 мм, збільшення значень згинальних моментів в заміненних ригелях на майже 7%.

При дослідженні модуля пружності, при зменшенні значення модуля до $2,1 \times 10^4$ МПа, було помічено збільшення згинальних моментів приблизно на 2%. Не велике збільшення пояснюється точковим веденням дефекту і його малу значимість до запасу міцності конструкції.

Також було виявлено, що при наявності дефекту відбувається перерозподіл зусиль, тобто спостерігалось збільшення значень згинальних моментів в суміжних опорах і прольотах при наявності пошкоджень в дослідженому елементі.

Список використаної літератури

1. Гвоздев А.А. Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия. Суть метода и его обоснование / А.А. Гвоздев. – М.: Госстройиздат, 1948. - 280 с.
2. Андреев О.О. Оценка несущей способности железобетонных сечений с учетом вероятностной природы прочности бетона и стали / О.О. Андреев. – Строительная механика и расчет сооружений, 1984 - 1619 с.
3. Гвоздев А.А. Новое о прочности железобетона / А.А. Гвоздев, С.А. Дмитриев, С.М. Крылов [и др.]. Под ред. К.В. Михайлова. – М.: Стройиздат, 1977. - 272 с.
4. Гуца Ю.П. Надежность изгибаемых элементов прямоугольного сечения / Ю.П. Гуца, М.Б. Краковский, А.И. Долганов. – Бетон и железобетон, 1988. - С. 20-21.
5. Шугаев В.В. Расчет несущей способности гладких и ребристых железобетонных оболочек методом предельного равновесия в нелинейной постановки / В.В. Шугаев, Б.С. Соколов – Строительная механика и расчет сооружений, 2005. - С. 8-13.
6. Берг О.Я. Высокопрочный бетон / О.Я. Берг, Е.Н. Щербаков, Г.Н. Писанка. – М.: Стройиздат, 1971. - 208 с.
7. Байков В.Н. Определение напряженно-деформированного состояния железобетонных балок предельной стадии по неупругим зависимостям для бетона и арматуры / В.Н. Байков, В.В. Поздеев – Известия вузов. Строительство и архитектура, 1985-№1 С. 1-5.
8. Гвоздев А.А. Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций / А.А. Гвоздев, С.А. Дмитриев, Ю.П. Гуца [и др.]; Под ред. А.А. Гвоздева. – М.: Стройиздат, 1978.-262 с.
9. Мурашев В.И. Теория появления и раскрытия трещин, расчет жесткости железобетонных элементов / В.И. Мурашев – Строительная промышленность, 1940. - №11. С. 7-10.

10. Карпенко Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами / Н.И. Карпенко. – М.: Стройиздат, 1976. - 208 с.
11. Пересыпкин Е.Н. Механика разрушения армированных бетонов / Е.Н. Пересыпкин – Бетон и железобетон, 1984. - №6. С.24-25.
12. Пересыпкин Е.Н. Расчет стержневых железобетонных элементов / Е.Н. Пересыпкин. – М.: Стройиздат, 1988. - 169 с.
13. Гениев Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона / Г.А. Гениев, В.Н. Киссюк, Г.А. Тюпин. – М.: Стройиздат, 1974. - 314 с.
14. Мурашев В.И. Трещиностойкость, жесткость и прочность железобетона / В.И. Мурашев – М.: Машстройиздат, 1950. - 268 с.
15. Байков В.Н. Общий случай расчета прочности элементов по нормальным сечениям / В.Н. Байков, А.И. Додонов, Б.С. Расторгуев [и др.] – Бетон и железобетон, 1987. - №5. С 16 -18.
16. Бондаренко В.М. Инженерные методы нелинейной теории железобетона / В.М. Бондаренко, С.В. Бондаренко. – М.: Стройиздат, 1982. - 287 с.
17. Бондаренко В.М. Некоторые вопросы нелинейности теории железобетона / В.М. Бондаренко. – Харьков: Изд-во Харьковского университета, 1968. - 324 с.
18. Гвоздев А.А. О расчете перемещений (прогибов) железобетонных конструкций / А.А. Гвоздев, С.А. Дмитриев, Я.М. Немировский – Бетон и железобетон, 1962. - №6. С. 245-250.
19. Бачинский В.Л. Некоторые вопросы, связанные с построением общей теории железобетона / В.Л. Бачинский – Бетон и железобетон, 1979. - С. 35-36.
20. Голышев А.Б. К разработке прикладной теории расчета железобетонных конструкций / А.Б. Голышев, В.Я. Бачинский – Бетон и железобетон, 1985. - №6. С. 16-18.
21. Гуца Ю.П. К вопросу о совершенствовании методов расчета деформаций железобетонных элементов / Ю.П. Гуца, Л.Л. Лемыш

П В.кн.: Напряженно-деформированное состояние бетонных и железобетонных конструкций. – М.: КШИЖБ, 1986. - №8. С. 26-39.

22. Гуца Ю.П. Расчет деформаций конструкций на всех стадиях при кратковременном и длительном нагружении / Ю.П. Гуца, Л.Л. Лемыш – Бетон и железобетон, 1985. - №11. - С. 13-16.

23. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона / Н.И. Карпенко. – М.: Стройиздат, 1996. - 416 с.

24. Немировский Я.М. Исследование напряженно деформированного состояния железобетонных элементов с учетом работы растянутого бетона на трещиностойкость и пересмотр на этой основе теории расчета деформаций и раскрытия трещин / Я.М. Немировский – Прочность и жесткость железобетонных конструкций. – М.: Стройиздат, 1968. - С. 125-173.

25. Гвоздев А.А. Теоретическое и экспериментальное исследование работы железобетона с трещинами при плоском однородном и неоднородном напряженных состояниях / А.А. Гвоздев, Н.И. Карпенко, С.М. Крылов – Совершенствование расчета статически неопределенных железобетонных конструкций, 1968. - С. 5-43.

26. Гольшев А.Б. Проектирование и изготовление сборно-монолитных конструкций / А.Б. Гольшев, В.П. Полищук, Я.Г. Сунгатуллин [и др]. – Киев: Строитель, 1975. - 215 с.

27. Харченко А.В. Исследование прочности сборно-монолитных изгибаемых конструкций с нормальными сечениями / Автореф. Диссертация, канд. техн. науч. Киев, 1978. - 20 с.

28. Тихий М. Расчет железобетонных рамных конструкций в пластической стадии / М. Тихий, И. Раскосник. – М., Стройиздат, 1976. - 128 с.

29. Байков В.Н. Построение зависимости между напряжениями и деформациями сжатого бетона по системе нормируемых показателей / В.Н. Байков, С.В. Горбатов, З.А. Димитров – Строительство и архитектура, 1977 - № 6. С. 15-18.

30. Бачинский В.Л. Методические рекомендации по определению параметров диаграммы « $\sigma - \varepsilon$ » бетона при кратковременном сжатии / В.Л. Бачинский, А.Н. Бамбура, С.С. Ватагин [и др.]. – Киев, 1985. - 16 с.

31. Беккиев М.Ю. Расчет изгибаемых железобетонных элементов различной формы поперечного сечения с учетом не спадающей ветви деформирования / М.Ю. Беккиев, Л.Р. Маилян. – Нальчик, 1985. - 132 с.

32. Ильин О.Ф. Опыт построения обобщенного метода расчета прочности нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов с учетом особенностей свойств различных бетонов / О.Ф. Ильин, А.С. Залесов – Прочность, жесткость и трещиностойкость железобетонных конструкций, Стройиздат, 1979. - С. 100 -110.

33. Попов Н.М. Работа изгибаемых элементов при снижении несущей способности / Н.Н. Попов, А.И. Плотников, И.К. Белобров – Бетон и железобетон, 1986. - №6. С. 19-20.

34. Шоршнев Г.Н. Определение напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов, сгибаются с учетом неупругой работы сжатого и растянутого бетона / Г.Н. Шоршнев, Н.П. Красинский – Вопрос прочности, деформативности и трещиностойкости железобетона, 1986. - С. 34-39.

35. Гуца Ю.П. Об учете неупругих деформаций бетона и арматуры в расчетах железобетонных конструкций по первой и второй группах предельных состояний / Ю.П. Гуца – Совершенствование конструктивных форм, методов проектирования железобетонных конструкций, 1983. - С. 11-18.

36. Яшин А.В. Прочность, структурные изменения и деформации бетона / Стройиздат, 1978. - 224 с.

37. Бамбура А.Н. Диаграмма «напряжения-деформации» для бетона при центральном сжатии / А.Н. Бамбура – Вопрос прочности, деформативности и трещиностойкости железобетона, 1980. - С. 19-22.

38. Бамбура А.Н. К оценке прочности железобетонных конструкций на основе деформационной подхода и реальных диаграмм деформирования бетона и арматуры / А.Н. Бамбура – Материалы 1-й Всероссийской конференции по проблемам бетона и железобетона. – Москва, 2001. - том 2. - С. 750-757.

39. Прядко Н.В. Обследование и реконструкция жилых зданий: Учебное пособие / Н.В. Прядко. – Макеевка, 2006г. - 156 с.

40. Методические указания по обследованию строительных конструкций производственных зданий и сооружений тепловых электростанций, часть 1. Железобетонные и бетонные конструкции, 2001.

41. Абаканово М.С. Прочность статически неопределенных железобетонных конструкций, армированных сталями без площадки текучести: дисс. канд. техн. наук. М., 1979. - 192 с.

42. Гроздов В.Т. Техническое обследование строительных конструкций зданий и сооружений / В.Т. Гроздов. – СПб .: Издательский дом kN+, 2001. - 140 с.

43. ДБН В.1.2-14: 2009 Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ / Державний науково-дослідницький інститут будівельних конструкцій Мінрегіонбуд України, 2009.

44. Дроздов П.Ф. Конструирование и расчет несущих систем многоэтажных зданий и их элементов / П.Ф. Дроздов, – М.: Стойиздат, 1977. - 351 с.

45. ДБН В.2.6-98: 2009 Бетоні та залізобетонні конструкції. Основні положення / Державний науково-дослідницький інститут будівельних конструкцій Мінрегіонбуд України, 2009.

46. Гроздов В.Л. Дефекты строительных конструкций и их последствия / В.Л. Гроздов. – СПб., 2005. - 137 с.

47. ENV 1991-1. Eurocode-1: Basic of Design and Actions of Structures. Part 1: Basic of Design. – Brussels: CEN, 1994. 106 p.

48. Подольский Д.М. Расчет конструктивных систем с неопределенными жесткостными характеристиками / Д.М. Подольский – Надежность и долговечность машин и сооружений, 1984. - С. 78-86.

49. Методические рекомендации по уточненному расчету железобетонных элементов с учетом полной диаграммы сжатия бетона – Киев, 1987. - 24 с.

50. Жданов А.Е. Несущая способность неразрезных железобетонных балок при силовых и деформационных воздействиях – Киев, 1989 - 171 с.

51. ДСТУ Б В.27-48-96. Бетони. Базовий спосіб визначення морозостійкості. Загальні вимоги / Науково-дослідний, проектно-конструкторський та технологічний інститут бетону та залізобетону, 1997.

52. Крючков А.А. Деформативность сборно-монолитных стержневых конструкций – Белгород, 2001 - 151 с.

Додаток 1

Диплом учасника наукової конференції

