

КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ

ВАЛОВОЙ МАКСИМ ОЛЕКСАНДРОВИЧ

УДК 624.012.69.059

**МІЦНІСТЬ, ТРИЩИНІСТІЙКІСТЬ ТА ДЕФОРМАТИВНІСТЬ
ПІДСИЛЕНИХ ЗГИНАЛЬНИХ ЕЛЕМЕНТІВ
ПРИ ПОВТОРНИХ НАВАНТАЖЕННЯХ**

05.23.01 – будівельні конструкції, будівлі та споруди

А в т о р е ф е р а т
дисертації на здобуття наукового ступеня
кандидата технічних наук

Київ – 2011

Дисертацією є рукопис.

Робота виконана в Київському національному університеті будівництва і архітектури Міністерства освіти і науки, молоді та спорту України.

Науковий керівник: доктор технічних наук, професор
БАРАШИКОВ Арнольд Якович,
Київський національний університет
будівництва і архітектури Міністерства освіти і науки,
молоді та спорту України,
завідувач кафедри залізобетонних
та кам'яних конструкцій;

Офіційні опоненти: доктор технічних наук, професор
Семко Олександр Володимирович
Полтавський національний
технічний університет ім. Юрія Кондратюка Міністерства
освіти і науки, молоді та спорту України,
завідувач кафедри архітектури і міського будівництва.

кандидат технічних наук, доцент
Коваль Петро Миколайович,
Національна академія образотворчого мистецтва і
архітектури Міністерства освіти і науки, молоді та спорту
України, завідувач кафедри архітектурних
конструкцій.

Захист відбудеться «____» жовтня 2011 р. о _____ годині на засіданні спеціалізованої вченої ради Д 26.056.04 в Київському національному університеті будівництва і архітектури за адресою: 03680, м. Київ, Повітрофлотський проспект, 31.

З дисертацією можна ознайомитись у бібліотеці Київського національного університету будівництва і архітектури за адресою: 03680, м. Київ, Повітрофлотський проспект, 31.

Автореферат розісланий «____» вересня 2011 р.

Вчений секретар
спеціалізованої вченої ради,

к. т. н..

Михайловський Д.В.

ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА РОБОТИ

Актуальність теми.

Сучасний розвиток промислового виробництва, модернізація громадського та житлового фонду пов'язані з реконструкцією, розширенням, технічним переобладнанням і поліпшенням умов праці та мешкання на діючих підприємствах, у житлових, адміністративних і громадських будівлях. Сучасні тенденції до безперервного скорочення термінів оновлення технологічного обладнання, перебудова морально і фізично застарілого житла та робочих приміщень, інженерних споруд є дуже важливим напрямком будівельної справи.

У процесі відновлення або підсилення несучих згинальних залізобетонних конструкцій застосовують різні способи підсилення, частіше за все, розтягнутої або стиснутої зони. Спосіб підсилення нарощуванням стиснутої зони має перевагу, тому що у разі його застосування відпадає необхідність у зведенні складної системи риштувань, виконанні складної підвісної опалубки, що зменшує трудомісткість робіт, а також є можливість значно підвищити несучу здатність елемента у порівнянні зі способом підсилення розтягнутої зони.

Здійснюючи метод підсилення стиснутої зони залізобетонних згинальних елементів, при масовому виконанні робіт намагаються використовувати найбільш ефективні та дешеві матеріали. У розглядуваному випадку такими матеріалами слід вважати пісок з відходів мокрої магнітної сепарації залізистих кварцитів, а також щебінь сухого магнітного збагачення залізистих кварцитів гірничо-збагачувальних комбінатів (ГЗК) Кривбасу.

Бетони із зазначених місцевих матеріалів мають низку переваг перед традиційними бетонами. Ці бетони – дешеві, сприяють утилізації відходів гірничорудної промисловості та, як свідчить досвід їхнього використання, мають фізико-механічні показники, не гірші за важкі бетони на кварцовому піску і гранітному щебеневі.

Окрім проблеми використання місцевих матеріалів, при реконструкції будівель і споруд постає питання успішної експлуатації конструкцій після підсилення. Тут значну роль відіграє виявлення реальних можливих навантажень.

Відомо, що повторні навантаження суттєво погіршують експлуатаційні якості конструктивних елементів. У той же час, сучасні нормативні документи приблизно враховують повторні навантаження, тому ці впливи мають бути ретельно вивчені та враховані при проектуванні. Урахування реально чинних змінних навантажень актуальне і для розроблення нових норм проектування конструкцій будівель і споруд.

Вище викладене дозволяє віднести роботу, в якій досліджується питання впливу повторних навантажень на підсилені елементи з місцевих матеріалів, до ряду актуальних і важливих для народного господарства.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами.

Дисертаційну роботу виконано у рамках держбюджетної тематики кафедри залізобетонних і кам'яних конструкцій КНУБА на 2005-2010рр. «Дослідження залізобетонних конструкцій при складних впливах» (проблема ОЦ.031.055.16), номер держреєстрації 01979005390. Автором проведено експериментально-теоретичні дослідження напружено-деформованого стану підсиленних залізобетонних балок з бетону на відходах ГЗК при малоциклового повторному навантаженні.

Мета і задачі дослідження.

Метою дослідження є експериментальне і теоретичне визначення параметрів міцності, тріщиностійкості та деформацій підсилених балок з бетонів на відходах ГЗК Кривбасу при дії на них малоциклових повторних навантажень.

Для досягнення поставленої мети було сформульовано такі основні задачі:

- визначення фізико-механічних характеристик основного бетону конструкції та бетону підсилення, які мали у своєму складі відходи ГЗК Кривбасу;
- виготовлення та дослідження залізобетонних зразків балок при монотонних навантаженнях до руйнування і повторних впливах;
- спостереження за зчепленням нового виду арматури серпуватого профілю з бетоном на відходах ГЗК;
- дослідження впливу повторних навантажень на експлуатаційні якості експериментальних зразків;
- уточнення методики розрахунку залізобетонних елементів, підслених у стиснутій зоні за першою та другою групами граничних станів.

Об'єкт досліджень – підслені таврові залізобетонні балки.

Предмет досліджень – напружено-деформований стан та експлуатаційні якості підслених таврових балок з бетонів на відходах ГЗК.

Методи досліджень – експериментально-теоретичні, засновані на визначенні напружено-деформованого стану згинальних залізобетонних елементів при постійних і повторних навантаженнях.

Наукова новизна одержаних результатів:

- на підставі проведених та узагальнених досліджень інших авторів встановлено, що використання бетонів з піском та щебенем з відходів ГЗК виправдане для будь-яких несучих залізобетонних конструкцій, у тому числі і для їхнього підсилення;
- встановлено, що зчеплення арматури серпуватого профілю з бетонами на відходах ГЗК менше, ніж арматури гвинтового профілю і звичайного важкого бетону; це треба врахувати при визначенні міцності похилих перерізів за згинальним моментом;
- проаналізовано результати розрахунків міцності нормальних перерізів підслених залізобетонних елементів таврового профілю за трьома методиками: за методикою чинних норм (СНиП), за деформаційним методом та за Єврокодом 2; оцінено ступені точності зазначених методик;
- встановлено закономірності впливу повторних навантажень на ширину розкриття тріщин і прогини дослідних зразків (друга група граничних станів); відзначено суттєве збільшення зазначених параметрів, що може призвести у процесі експлуатації до перебільшення ширини розкриття тріщин і прогинів допустимих величин, встановлених чинними нормами.

Практичне значення отриманих результатів полягає у можливості проектування залізобетонних конструкцій таврового перерізу, підслених у стиснутій зоні, з використанням місцевих матеріалів у вигляді бетонів на відходах виробництва гірничо-збагачувальних комбінатів.

Результати роботи використовуються у навчальному процесі при викладанні курсів «Випробування та реконструкція будівель і споруд» і «Технологія та організація реконструкції будівель і споруд».

Особистий внесок здобувача:

- проведено експериментальні дослідження, визначено напружено-деформований стан згинальних залізобетонних елементів таврового профілю при постійних і повторних навантаженнях;

- встановлено чинники руйнування балок за похилими перерізами та наведено рекомендації з конструювання елементів достатньої міцності похилих перерізів під дією згинальних моментів;

- виконано розрахунки міцності нормальних перерізів за сучасними методиками розрахунку;

- отримано відомості про вплив повторних навантажень на міцність, тріщиноутворення і прогини згинальних, підсиленних у стиснутій зоні залізобетонних елементів, виготовлених з використанням бетонів на відходах ГЗК.

Апробація результатів дисертації

Окремі положення дисертації доповідалися: на 68-й науково-практичній конференції (КНУБіА, м. Київ, 17-20 квітня 2007р.), на міжнародних науково-технічних конференціях “Сталий розвиток гірничо-металургійної промисловості” (КТУ, м. Кривий Ріг, 16–20 травня 2006 р., 15–19 травня 2007 р., 13–17 травня 2008 р.); на Міжнародній науково-технічній конференції “Проблеми будівництва в світлі євроінтеграції” (КТУ, м. Кривий Ріг, 21-23 листопада 2007 р.); на Шостій науково-технічній конференції “Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди” (НУВГП, м. Рівне, 9–10 січня 2008 р.); на Науково-технічній конференції “Проблеми будівництва – 2008” (КТУ, м. Кривий Ріг, 19 квітня 2008 р.); на Сьомій науково-технічній конференції “Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди” (НУВГП, м. Рівне, 11–12 січня 2009 р.), на Міжнародній науково-технічній конференції “Гірничо-металургійний комплекс: досягнення, проблеми та перспективи розвитку” (КТУ, м. Кривий Ріг, 12-16 травня 2009 р.)

Публікації. За результатами досліджень опубліковано 8 наукових праць, з яких 8 – у фахових виданнях, рекомендованих ВАК України.

Обсяг і структура дисертації. Дисертаційна робота складається зі вступу, 4 розділів, висновків, списку використаних джерел і одного додатка. Обсяг дисертації становить 126 сторінок, у тому числі 105 сторінок основного тексту, 44 рисунки, 16 таблиць, список використаних джерел зі 120 найменувань на 12 сторінках.

ОСНОВНИЙ ЗМІСТ РОБОТИ

У **вступі** розкрито суть і стан наукової проблеми, обґрунтовано актуальність теми дисертаційної роботи, викладено мету, основні завдання дослідження, наукову новизну та практичну цінність.

У **першому розділі** проаналізовано праці вітчизняних та зарубіжних вчених, присвячені теоретичному та експериментальному вивченню роботи бетонних і залізобетонних елементів при малоцикловому навантаженні, дослідженню залізобетонних конструкцій з підсиленням стиснутої зони бетону. Проведено аналіз малоциклових повторних навантажень, висвітлюється їх природа і фізична сутність.

Дослідженню бетонних та залізобетонних елементів при дії малоциклових навантажень присвятили свої роботи Є. М. Бабич, А. Я. Барашиков, Н. М. Бітько, В. М. Бондаренко, С. В. Бондаренко, О. В. Войцеховський, А. В. Гергель, Ю. О. Крусь,

А. М. Кокарєв, М. І. Карпенко, Є.В. Клименко, О. М. Кухнюк, П. П. Коцебчук, Л. П. Макаренко, Г. Х. Масюк, В. В. Масліченко, Р. Х. Мирмухамедов, В. Я. Немировський, Ю. М. Панчук, А. П. Погореляк, В. А. Ржевський, Н. В. Рубель, Г. А. Фенко, Т. Л. Чирва та інші.

Наведені вище роботи дозволяють зробити висновок про те, що при малоциклових навантаженнях відбуваються зміни міцнісних і деформативних характеристик бетону й арматури. Проте, незважаючи на численні дослідження роботи згинальних залізобетонних елементів, підсилених у стиснутій зоні при одноразовому і тривалому навантаженнях, їхня робота при малоциклових навантаженнях не вивчалась і потребує додаткових експериментально-теоретичних досліджень, особливо для нових видів бетонів з відходів ГЗК.

Отже, вивчення роботи бетону і залізобетонних конструкцій при дії малоциклових навантажень є актуальним і важливим для удосконалення методів їх розрахунку.

З огляду на вищезазначене у дисертаційній роботі сформульовано мету досліджень та задачі для її досягнення.

У **другому розділі** наведено методику експериментальних досліджень залізобетонних згинальних елементів, підсилених у стиснутій зоні.

На рис. 1. подано конструкцію експериментальних балок після підсилення.

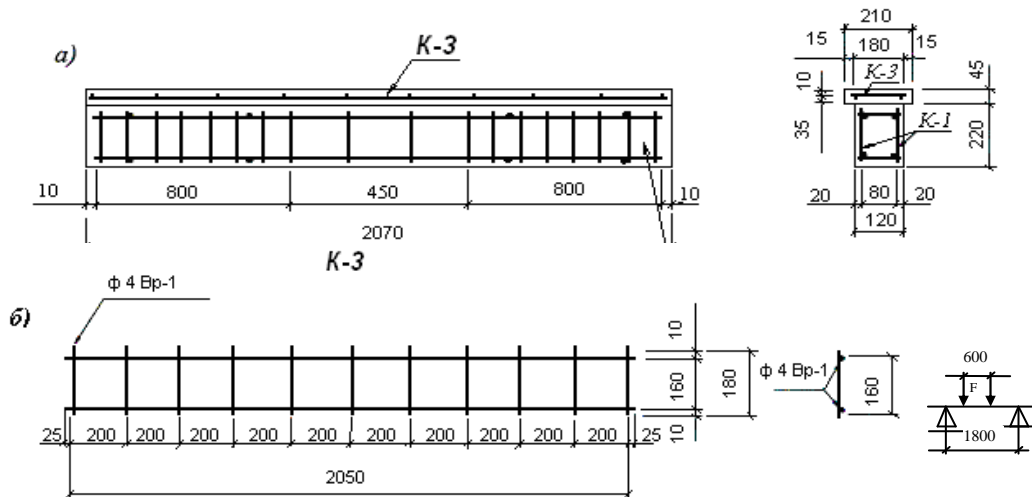


Рис. 1. Конструкція експериментальних балок після підсилення та схема випробування:
а – схема армування балки; б – арматурний каркас полиці; в – схема випробування

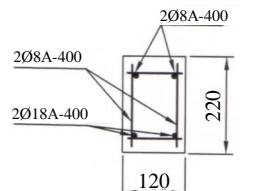
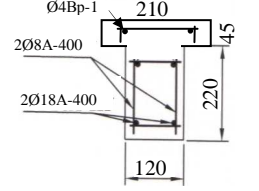
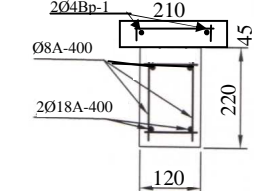
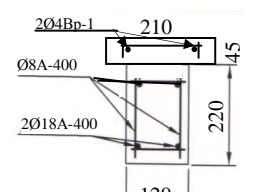
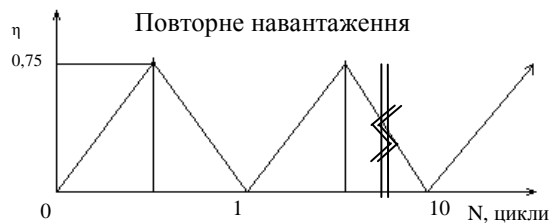
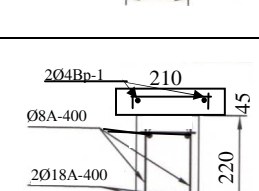

Програму випробувань дослідних балок і обсяг дослідних зразків наведено у табл. 1.

Для експерименту було виготовлено п'ять серій експериментальних зразків балок, по два у кожній серії. При цьому балки першої та другої серій підсиленню не підлягали та мали прямокутний і тавровий поперечні перерізи відповідно. Балки третьої, четвертої та п'ятої серій було підсилено в стиснутій зоні, при цьому їх поперечний переріз змінився з прямокутного на тавровий.

Розміри поперечного перерізу балок до підсилення становили 120×220 мм, а загальна довжина – 2070 мм.

Армування балок виконували двома плоскими каркасами з робочою арматурою в розтягнутій зоні $\varnothing 18$ А400С та конструктивною арматурою в стиснутій зоні $\varnothing 8$ А400С. При цьому відсоток армування становив $\mu = 2,12 \%$.

ПРОГРАМА ВИПРОБУВАНЬ ДОСЛІДНИХ БАЛОК

Маркування балок	Спосіб підсилення	Поперечний переріз зразків	Характер навантаження	Мета дослідження
1	2	3	4	5
БКП-1 БКП-2	Балки контрольні на пульпі, без підсилення (контрольна серія)		Ступінчасте однократне навантаження з витримкою по 10 хв. на кожній ступені до руйнування	Визначення міцності, жорсткості і тріщиностійкості балок короткочасними випробуваннями до руйнування
БКПТ-1 БКПТ-2	Балки контрольні на пульпі таврового перерізу, без підсилення (контрольна серія)		Ступінчасте однократне навантаження з витримкою по 10 хв. на кожній ступені до руйнування	Визначення міцності таврового зразка, утворення і розкриття тріщин. Визначення деформацій за висотою поперечного перерізу балки. Визначення прогинів у середині прольоту
БПКП-1 БПКП-2	Балки контрольні на пульпі таврового перерізу, підсилені (контрольна серія)		Ступінчасте однократне навантаження з витримкою по 10 хв. на кожній ступені до руйнування	Визначення міцності підсиленого зразка, утворення і розкриття тріщин у підсиленій конструкції. Визначення деформацій за висотою поперечного перерізу балки. Визначення прогинів у середині прольоту.
БППЦ-0,75 - (1) БППЦ-0,75 - (2)	Залізобетонні балки, підсилені у стиснутій зоні шаром армованого бетону			Визначення міцності підсиленого зразка, утворення і розкриття тріщин у підсиленій конструкції при повторному навантаженні. Визначення деформацій за висотою поперечного перерізу балки. Визначення прогинів у середині прольоту
БППЦ-0,85 - (1) БППЦ-0,85 - (2)	Залізобетонні балки, підсилені в стиснутій зоні шаром армованого бетону			Визначення міцності підсиленого зразка, утворення і розкриття тріщин у підсиленій конструкції при повторному навантаженні. Визначення деформацій за висотою поперечного перерізу балки. Визначення прогинів у середині прольоту

Таке армування приймали з тією метою, щоб у нормальному перерізі виконувалася нерівність $\xi > \xi_R$, тобто імітувався випадок, коли зниження міцнісних та деформативних характеристик реально експлуатованих балок може виникнути за рахунок вичерпання міцності стиснутої зони при переармуванні розтягнутої зони.

Розміри поперечного перерізу полиці підсилення приймали з такого розрахунку, щоб гарантувати перехід балок з класу переармованих у клас нормально армованих. При цьому відсоток армування балок знизився і становив $\mu = 1,52\%$. Арматуру виготовлено на заводі «АрселорМіттал Кривий Ріг».

Основний бетон балок (В-20) і бетон підсилення (В-25) виготовляли на відходах збагачення залізних руд. Як компоненти бетонної суміші використовували: шлакопортландцемент М400 Криворізького цементного заводу; пісок з відходів збагачення мокрої магнітної сепарації залістистих кварцитів ВАТ «Інгулецький гірничо-збагачувальний комбінат» з модулем крупності $M_k = 2,0$; щебінь сухого магнітного збагачення залістистих кварцитів ВАТ «Інгулецький гірничо-збагачувальний комбінат» крупністю 5–20 мм.

Бетонування шару підсилення проводили не раніше 28 діб після бетонування непідсиленних балок. Перед укладанням бетонної суміші зразки балок, окрім контрольних серій, піддавали навантаженню, яке становило 0,7–0,8 від руйнівного. Цим відтворювали ситуацію зношення балки внаслідок впливу різних силових і несилових факторів, які виникають у процесі експлуатації конструкцій.

Короточасні та циклічні випробування балок проводили на універсальному гідравлічному пресі ПММ-250 за схемою однопролітної вільнолежачої балки, навантаженої двома зосередженими силами в третинах прольоту.

При випробуванні балок було використано такі прилади: прогиномір Максимова з ціною поділки 0,1 мм, індикатори годинникового типу з ціною поділки 0,01 мм та 0,001 мм, мікроскоп МПБ-2 з 24-кратним збільшенням і ціною поділки 0,05 мм та тензорезистори на базі 50 мм.

Третій розділ присвячено експериментальним дослідженням міцності експериментальних балок.

Слід зазначити, що конструктивні особливості дослідних зразків зумовили різний характер їх руйнування. Так непідсилені балки серії БКП зруйнувалися за нормальними перерізами внаслідок досягнення бетоном стиснутої зони граничних деформацій.

Зразки контрольної серії БКПТ зруйнувалися за похилими перерізами. Таке руйнування було зумовлене недостатнім анкеруванням поздовжньої арматури. Тому, як засіб для зменшення впливу недостатнього анкерування арматури у зразках підсиленних серій, після попереднього навантаження, але перед підсиленням, виконували зменшення перерізу робочої арматури на 50 % шляхом виконання пропилю в нормальному перерізі зразка. Цим самим імітували ситуацію корозії робочої арматури після певного терміну експлуатації.

Після виконання згаданих заходів підсилені балки зруйнувалися за нормальними перерізами внаслідок досягнення робочою арматурою граничних значень деформацій, як і планувалося.

Виконано розрахунки міцності похилих перерізів за дією згинальних моментів, що залежать від довжини анкерування на опорі вільноопертої балки. У розрахунках використано методику, наведену в рекомендаціях нормативних документів Росії та

України з пропозиціями автора щодо урахування результатів проведених досліджень.

Як було відзначено раніше, використана у дослідженні арматура А 400 С серпуватого профілю має меншу здатність до зчеплення з бетоном у порівнянні з арматурою періодичного профілю класів А-II, А-III, А-IV тощо.

Вихідні дані для розрахунку похилих перерізів за згинальним моментом прийнято за фактичними значеннями параметрів, отриманих з виконаних дослідженнях.

Зусилля у розтягнутій арматурі визначають згідно з рекомендаціями Російських норм. Початок похилого перерізу приймають на грані опори (рис. 2), тобто $l_s = l_{sup} = 135\text{мм}$.

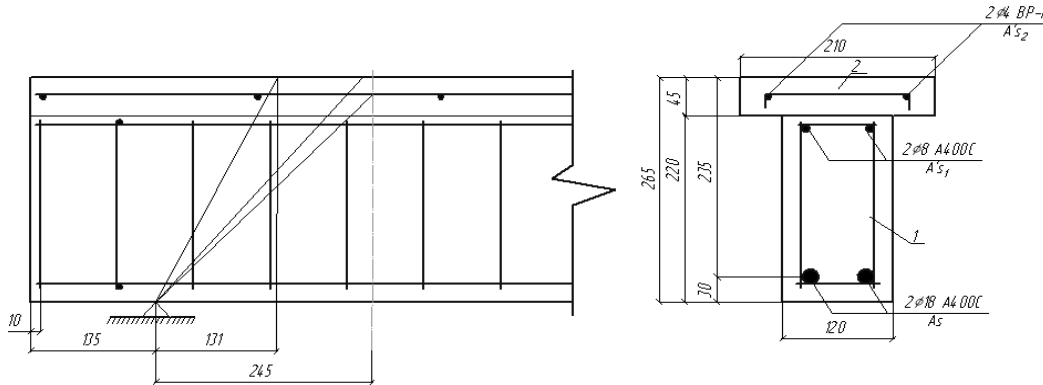


Рис. 2. До розрахунку балки БКПТ
1 – основний бетон; 2 – бетон підсилення

Для забезпечення міцності похилих перерізів на дію згинального моменту має виконуватися умова

$$M_s + M_{sw} \geq M, \quad (1)$$

де M_s – загальний момент, який сприймає поздовжня робоча арматура,

$$M_s = N_s Z_s; \quad (2)$$

M_{sw} – загальний момент, який сприймає поперечна арматура,

$$M_{sw} = 0,5 q_{sw} c^2; \quad (3)$$

M – загальний момент, який діє у розрахунковому перерізі,

$$M = Qc; \quad (4)$$

c – проекція найневигіднішого похилого перерізу (див. рис. 2).

За результатами розрахунку отримано згинальні моменти $M_s = 11,0 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $M_{sw} = 5,03 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $M = 21,7 \text{ кН}\cdot\text{м}$,

звідки $M_s + M_{sw} = 11,0 + 5,03 = 16,03 \text{ кН}\cdot\text{м} < M = 21,7 \text{ кН}\cdot\text{м}$,

тобто умова (1) не виконується і міцність похилого перерізу не забезпечується.

Для підтвердження недостатньої довжини анкерування розтягнутої арматури за вільні опори балки зроблено перевірку за методикою рекомендацій Українських норм.

Відповідно до згаданих норм, поздовжні стержні розтягнутої арматури мають бути заведені за нормальний до поздовжньої арматури переріз, в якому вони використовуються з повним розрахунковим опором, на довжину, не меншу за l_{an} , яку визначають за формулою

$$l_{an} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 l_b \frac{A_{s,reg}}{A_{s,prov}}, \quad (5)$$

де $\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3$ – деякі емпіричні коефіцієнти;

l_b – базова довжина анкерування

$$l_b = \frac{d}{4} \cdot \frac{\sigma_y}{\varphi_4 \varphi_5 R_{bb}}, \quad (6)$$

де φ_4, φ_5 – коефіцієнти, які враховують конструктивні та технологічні властивості дослідних зразків;

R_{bb} – таблична величина.

Реальна довжина анкерування від грані балки до точки прикладання зовнішньої сили F (див. рис. 2), де арматура використовується з повним опором, складає

$$l_{an}^{exp} = 735 \text{ мм} < l_{an}^{теор} = 1107 \text{ мм}.$$

Згідно з рекомендаціями за наявності додаткових елементів анкерування та при зниженні довжини активного зчеплення на 30% за рахунок приварених пластин отримано

$$l_{an} = 1107 \cdot 0,7 = 775 \text{ мм}.$$

Отже, навіть приварювання у торцях пластин не змінює характеру руйнування за похилими перерізами внаслідок дії згинального моменту.

Отже, для реалізації руйнування за нормальними перерізами ослаблення поздовжньої розтягнутої арматури було виправданим.

У табл. 2 наведено результати експериментальних досліджень несучої здатності підсилених балок та балок контрольних серій.

З аналізу даних табл. 2 видно, що несуча здатність балок, які випробовували повторним навантаженням, до рівня 0,75 від руйнівного практично не змінюється. Несуча здатність балок, які випробовували повторним навантаженням, до рівня 0,85 від руйнівного зменшилася у середньому на 8%.

Таблиця 2

Середні експериментальні значення міцності дослідних балок

Група балок	№ з/п	Марка балки	Руйнівне зусилля в третинах прольоту, P_u, P_1 кН	Відносне значення міцності, P_u/P_0	Згинальний момент при руйнуванні, $M, \text{кН} \cdot \text{м}$
I	1	2	3	4	5
	1.	БКП	83,3	1	49,9
	2.	БКПТ	88,6	1,07	53,2
	3.	БКПТ (1)	93,9	1,13	56,3
II	4.	БКП-0,5 (2)	55	1	33
	5.	БКП	75	1,36	45
	6.	БППЦ-0,75	75	1,36	45
	7.	БППЦ-0,85	68	1,24	40,8

Примітки 1. Умовні позначення: P_0 – руйнівне зусилля балок серії БКП;

P_1 – руйнівне зусилля балки серії БКП (БКП-0,5) з пропилом робочої арматури на 50 % (серія БКП – 0,5); (1) – балка підсилювалася для поліпшення анкерування за допомогою пластин; (2) – у балці було зроблено пропили на половину робочої арматури.

2. Марка БКПТ (1) означає дослідну балку, на торцях якої до розтягнутої арматури було приварено металеві пластини.

3. Усі зразки за подвійною рисою було послаблено за допомогою пропилювання поздовжньої розтягнутої арматури.

Необхідність практичного освоєння сучасних методів розрахунку залізобетонних конструкцій є актуальною. Зростаючі обсяги будівництва з бетону і залізобетону потребують проведення подальших досліджень, пов'язаних з упровадженням у практику нових видів конструкцій, розширенням гами застосовуваних матеріалів, поглибленням теорії і вдосконаленням методів розрахунку.

Мета проведених досліджень – порівняння експериментальних результатів випробування залізобетонних елементів з розрахунковими, де реалізовано розрахунки за чинними та європейськими нормами і за деформаційним методом.

Згідно з чинною методикою міцність нормальних перерізів (рис. 3) визначають за умовами рівноваги зусиль з урахуванням міцнісних характеристик бетону й арматури.

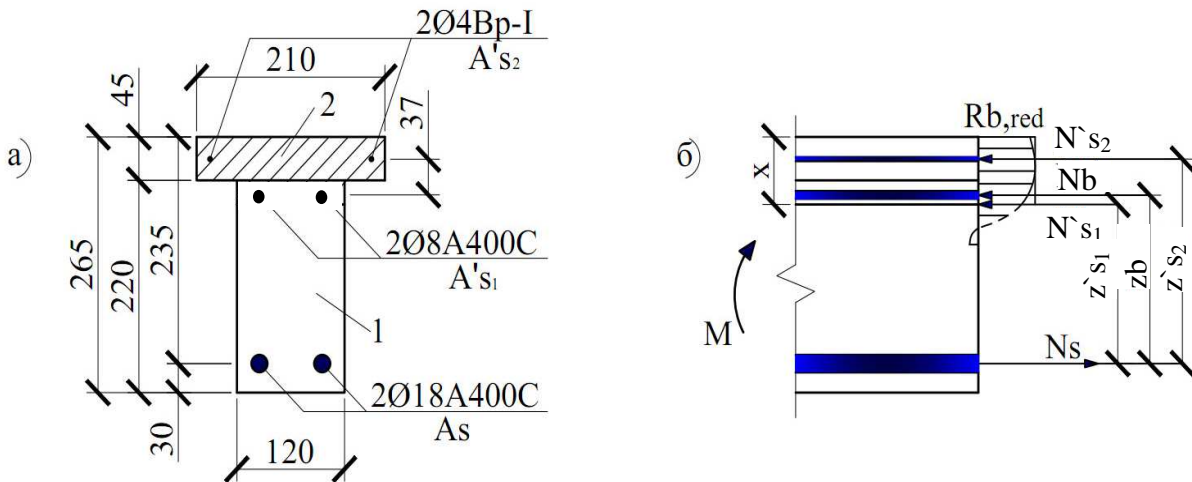


Рис.3. Розрахункова схема у поперечному перерізі підсилених дослідних балок серії БПКП при розрахунку міцності нормальних перерізів за нормативною методикою: а - поперечний переріз, б - епюра нормальних напружень; 1 - основний бетон, 2 - бетон підсилення

Розрахунок перерізів у випадку, коли зовнішня сила діє у площині осі симетрії й арматура зосереджена, виконують залежно від співвідношення величини стиснутої зони $\zeta = x/h_0$, яку визначають з відповідних умов рівноваги, до граничного її значення ζ_R , при якому граничний стан елемента настає одночасно з досягненням розтягнутою арматурою напружень R_s .

У випадку, коли $\zeta \leq \zeta_R$ та $x \leq h_f$, розрахунок згинального елемента таврового перерізу виконують з умови

$$M \leq M_u = R_b b_f' x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A_s' (h_0 - a'). \quad (7)$$

Висоту стиснутої зони x визначають з рівняння

$$R_s A_s - R_{sc} A_s' = R_b b_f' x, \quad (8)$$

звідки

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A_s'}{R_b b_f'}. \quad (9)$$

Так звана відносна гранична висота стиснутої зони ζ_R емпірично залежить від міцнісних характеристик бетону й арматури.

Як видно з наведених формул, методика СНиП відрізняється простотою, але має багато емпіричних параметрів, часто не пов'язаних з фізичним змістом. На сьогодні, зважаючи на широкую комп'ютеризацію розрахунків, переваги простоти втрачають сенс.

У зв'язку з вищезазначеним, в останні роки світова практика переходить на деформаційні методи розрахунку, які використовують більш фізично обгрунтовані гіпотези і припущення.

Деформаційна методика використовує метод розрахунку за граничними станами, але з дещо зміненими гіпотезами:

- за розрахунковий приймають переріз, деформації якого дорівнюють середнім деформаціям по довжині блока між тріщинами, якщо вони утворюються;
- вважається справедливою гіпотеза про лінійний розподіл деформацій по висоті перерізу (гіпотеза плоских перерізів);
- зв'язок між напруженнями та деформаціями стиснутого бетону приймають за будь-якою перевіреною криволінійною залежністю з додільною гілкою, а у практичних розрахунках використовують білінійні діаграми;
- зв'язок між напруженнями та деформаціями арматури приймають у вигляді діаграм.

У випадку використання спрощених діаграм (діаграм Прандтля) розподілення зусиль і деформацій має вигляд, наведений на рис.4.

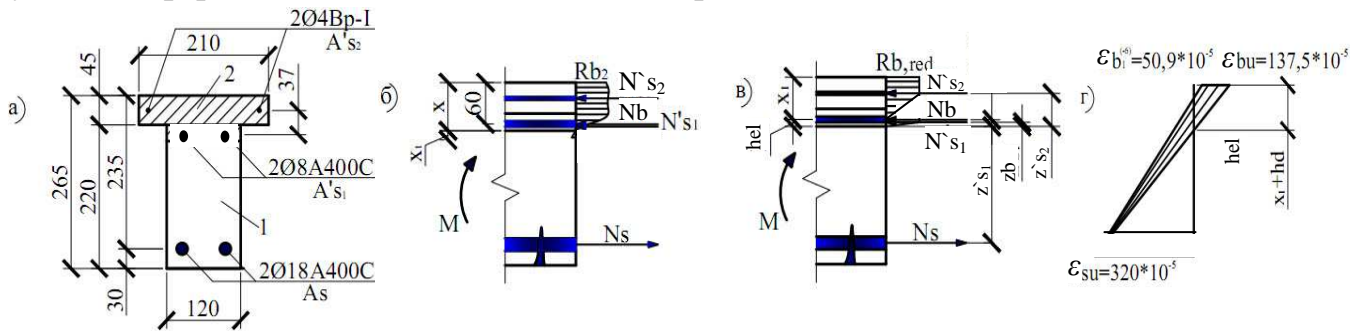


Рис.4. Поперечний переріз (а), схема розподілення дійсних (б), спрощених напружень (в) бетону й арматури та розрахункових деформацій (г) підсилених балок серії БПКП

При використанні спрощених діаграм стану бетону й арматури основною дією у процесі визначення міцності перерізу залізобетонного елемента є перевірка отриманого рівняння рівноваги

$$\frac{R_b b}{2x} (2(\epsilon_{bl} - \epsilon_{b,l}) + \epsilon_{bel}) + \sigma'_s A'_s - \sigma_s A_s = 0, \quad (10)$$

де

$$x = \frac{1}{r} = \frac{\epsilon_{bl} + \epsilon_s}{h}; \epsilon_{b,el} = \frac{R_b}{E_b}. \quad (11)$$

Усю процедуру розрахунку визначено методом ітерацій, вона виконується в певній послідовності.

На першому кроці (нульове наближення) перевіряють рівняння (10) при заданих величинах деформацій: $\epsilon_{bl}^{(0)} = \epsilon_{bu}$; $\epsilon_s^{(0)} = \epsilon_{su}$.

За результатом обчислень можуть бути реалізованими два випадки: перший – отриманий результат розв'язання рівняння є більшим за нуль, що свідчить про недостатність армування перерізу; другий – отриманий результат розв'язання рівняння є меншим за нуль, що свідчить про переармування перерізу.

Процедуру розрахунку та ітерації, яка у подальшому здійснюється, детально викладено в роботах автора.

Після того, як з достатньою точністю задовільнено умову (10), визначають згинальний момент. Для перерізу, наведеному на рис. 4, граничний згинальний момент отримують за формулою

$$M_u = \frac{R_b b_f'}{6\chi^2} (3\varepsilon_{bl}^2 - \varepsilon_{b,el}^2) + \sigma_s' A_s' z_s' - \sigma_s A_s z_s. \quad (12)$$

При визначенні згинального моменту M_u використовують величини $\varepsilon_{bl}^{(m)}$, $\varepsilon_{sn}^{(m)}$, $x^{(m)}$, $\sigma_{si}^{(m)}$, отримані на останніх циклах ітерації.

Отже, у зазначеній методиці безпосередньо використано деформаційні властивості бетону й арматури, які, як вважають, є більш об'єктивними параметрами, ніж міцність, і можуть бути виміряні безпосередньо у процесі роботи конструкції.

Третім варіантом для співставлення розглянуто методику розрахунку Єврокоду 2: EN 1992 -1-1: 2004.

Значення величини x обчислюють з епюри деформацій (рис. 5)

$$x = \frac{\varepsilon_s h_0}{\varepsilon_b + \varepsilon_s}, \quad (13)$$

$$x_1 = 0,8 \cdot x.$$

Фактична методика Єврокоду 2 використовує рівняння рівноваги (17), яке у прийнятих позначеннях має такий вигляд

$$M \leq M_u = R_b b_f' x_1 (h_0 - 0,5x_1) + \sigma_s' A_s' (h_0 - a), \quad (14)$$

$$\text{де } \sigma_s' = \varepsilon_{bR} E_s = R_{sc}.$$

У той же час висоту стиснутої зони x визначають з урахуванням деформацій бетону й арматури, вважаючи чинною гіпотезу плоских перерізів (рис. 5).

Відповідно до рис. 5 фактичну висоту стиснутої зони бетону x визначають за гіпотезою плоских перерізів (рис.5,в). Зважаючи на криволінійний характер розподілення напружень (рис.5,б), для спрощення розрахунків з умов рівновеликості площ напружень за розрахункову висоту стиснутої зони приймають величину $x_1 = \lambda x$, де коефіцієнт $\lambda = 0,8$ при $R_{bn} < 50$ МПа.

Величини граничних деформацій бетону ε_{bu} й арматури ε_{su} приймають за спеціальними рекомендаціями, наведеними в Єврокодї 2 або встановленими національними нормами.

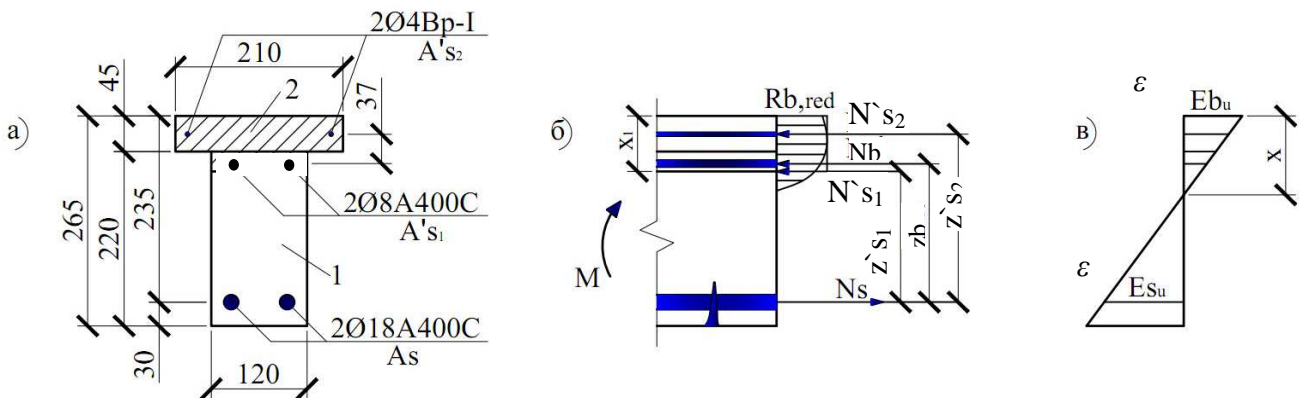


Рис. 5. Поперечний переріз (а), схема розподілення напружень (б), бетону, арматури та деформації (в) підсилених балок серії БПКП при розрахунку міцності нормальних перерізів за методикою Єврокоду 2

З метою співставлення ефективності вищезазначених методик розрахунків їх результати було порівняно з даними експериментальних досліджень.

Результати експериментальних досліджень та порівняння їх за різними методиками розрахунків наведено в табл. 3.

Таблиця 3

Порівняння експериментальних і розрахункових результатів міцності балок серії БПКП

Найменування величини	Експериментальні значення	За чинними нормами	За деформаційним методом	За європейськими нормами
x , мм	48	42	47	48,5
M_u , кН*м	45	41,9	42,59	42,06
F_u , кН	75	69,8	70,98	70,15

Зіставлення експериментальних і розрахункових даних міцності підсилених залізобетонних елементів, одержаних у результаті обчислень за чинними та європейськими нормами і деформаційною моделлю, свідчить про те, що всі використані методи працюють задовільно і показують досить стабільні результати.

Деформаційний метод ураховує більш точно пластичні деформації, які існують у реальних залізобетонних конструкціях. Тому отримані деформації в результаті розрахунку становлять величини міцності, ближчі до експериментальних.

Дослідження показують (див. табл. 2), що повторні навантаження інтенсивністю у циклі $M_{max} = 0,75M_u$ практично не змінюють міцності зразків. При інтенсивності максимальної амплітуди циклу $M_{max} = 0,85M_u$ з'являється тенденція до зменшення міцності (у межах 10%). Але ця величина може бути обумовлена похибкою спостереження при проведенні експерименту. Принаймні, на це треба звернути увагу для подальшого уточнення впливу повторних навантажень на міцність згинальних елементів.

Четвертий розділ присвячено експериментальним дослідженням тріщиностійкості, жорсткості та деформативності експериментальних балок.

Описуючи картину розкриття тріщин у розтягнутій зоні бетону під час малоциклового навантаження, слід відзначити деякі особливості цього процесу, що спостерігається під час проведення експерименту. Загальним для всіх серій балок було утворення нормальних тріщин, зафіксованих на більш ранніх стадіях навантаження, ніж похилі тріщини. Утворення нормальних тріщин проходило при навантаженнях $\eta = M_{cr} / M_u$ у циклі, які відповідали значенням $\eta = 0,2-0,3$, у той час як нижня межа виникнення похилих тріщин перебувала у межах $\eta = 0,4-0,5$.

На першому циклі навантаження балок серій БППЦ-0,75 і БППЦ-0,85 розкриваються нормальні тріщини, і при переході від циклу до циклу відбувається збільшення ширини їх розкриття та розвиток по довжині з одночасним виникненням нових тріщин.

Додаткове збільшення кількості тріщин відбувається за рахунок поділу більших відстаней між сусідніми тріщинами, а також появи нових тріщин на незначній відстані від "старих".

Для балок серії БППЦ-0,75 ширина розкриття вже наявних нормальних тріщин після 5-6 циклів практично не збільшується. Динаміка зміни їх ширини розкриття

пропорційна кількості прикладених циклів навантаження. Ширина розкриття тріщин стабілізується після 5-6 циклу і далі не збільшується.

У свою чергу, для балок серії БППЦ-0,85 ширина розкриття нормальних тріщин має тенденцію поступового їх зростання у порівнянні з балками БППЦ-0,75 під час циклічного навантаження. При цьому стабілізація ширини їх розкриття відбулася трохи пізніше, після 7-8 циклів (рис. 6). Також треба відзначити появу тріщин у зоні контакту основного бетону з бетоном підсилення.

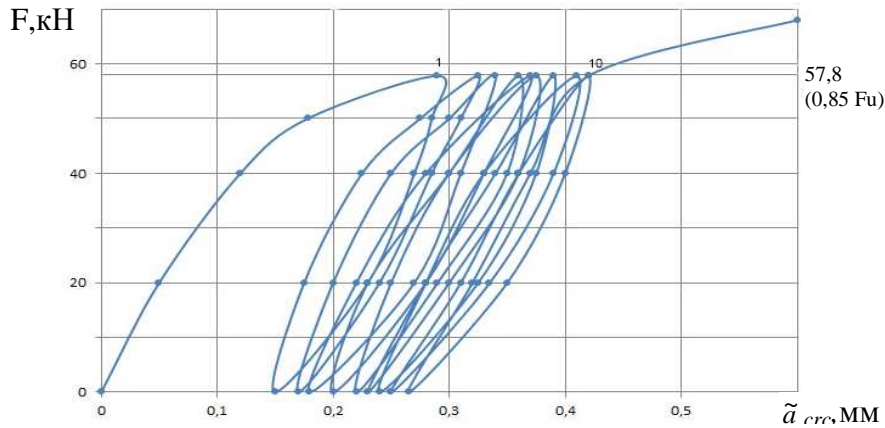


Рис. 6. Середні значення прирощень ширини розкриття тріщин балок серії БППЦ- 0,85

Отже, можна констатувати, що для всіх дослідних балок було відзначено розвиток як нормальних, так і похилих тріщин. Для балок серії БППЦ-0,75 ($\eta=0,75$) після їх утворення, на стадії циклічних випробувань, розвиток тріщин, що спостерігався, не відзначався інтенсивністю. Інша картина тріщиноутворення спостерігається для балок серії БППЦ-0,85 ($\eta=0,85$): на стадії циклічних випробувань проходить суттєвий приріст глибини проникнення і ширини розкриття наявних тріщин поряд з виникненням нових.

4 містить основні розрахункові дані для визначення ширини розкриття нормальних тріщин у дослідних зразках при рівні навантажень 0,7...0,8 від руйнівного.

Як видно з табл. 4, експериментальні та розрахункові величини задовільно збігаються одна з одною.

У рядку 7 табл. 4 для зразків балок серій БППЦ-0,75 і БППЦ-0,85 наведено максимальну розрахункову ширину розкриття тріщин з урахуванням її збільшення під впливом повторних навантажень.

Відомо, що ширина розкриття тріщин є дуже нестабільною величиною. У той же час, для успішної експлуатації залізобетонних конструкцій інтерес являє максимальна ширина розкриття тріщин, яка спричиняє корозію арматури та знижує експлуатаційні якості конструкції в цілому: зменшує жорсткість, збільшує деформації, переміщення, прогини тощо.

З наведених даних описуваних експериментальних досліджень на кожному циклі було виміряно максимальну ширину розкриття ($a_{\text{crc, max}}$) та залишкову ширину розкриття ($a_{\text{crc, res}}$) нормальних тріщин у зоні чистого згину.

Після аналізу графіків зміни ширини розкриття максимальних і залишкових нормальних тріщин у балках, які зазнавали повторних навантажень, встановлено закономірність збільшення величин $a_{\text{crc, max}}$ і $a_{\text{crc, res}}$ за рахунок повторного прикладання зусиль.

Повні величини максимальної та залишкової ширини розкриття нормальних тріщин під впливом повторних навантажень пропонується визначати за формулою

$$\tilde{a}_{cr,i} = a_{cr,1} + \Delta\tilde{a}_{cr,i}(N) (i = \max, res), \quad (15)$$

де $a_{cr,1}$ – ширина розкриття нормальної тріщини на першому циклі навантаження;

$\Delta\tilde{a}_{cr,i}(N)$ – прирощення ширини розкриття нормальної тріщини за рахунок повторних навантажень;

i – індекс, який визначає вимірювану ширину розкриття тріщини – максимальну (max) або залишкову (res).

Таблиця 4

Результати розрахунку і порівняння з дослідними ширини розкриття тріщин

№ з/п	Найменування величини	Одиниця вимірювання	Умовні позначення	Розрахункові та експериментальні величини балок серії			
				БКП-0,5	БКП	БППЦ-0,75	БППЦ-0,85
1	2	3	4	5	6	7	8
1.	Експериментальний згинальний момент, при якому визначали ширину розкриття тріщин	кН·м	M	24,8	33,8	31,6	32,2
2.	Величина навантаження, при якому визначали ширину розкриття тріщин	кН	$F(Q)$	41,3	56,3	56,3	57,8
3.	Коефіцієнт армування перерізу	-	μ_{sw}	0,01	0,007	0,007	0,007
4.	Робоча висота приведенного перерізу	мм	h_{0red}	195	241,8	241,8	241,8
5.	Приведена відстань від центру ваги розтягнутої арматури, до точки прикладання рівнодіючої зусиль у стиснутій зоні перерізу над тріщиною	мм	Z_{red}	187,4	224,2	224,2	224,2
6.	Напруження в стержнях поздовжньої арматури	МПа	σ_s	261	296	289	292
7.	Теоретична ширина розкриття тріщин	мм	$\alpha_{cr}^{теор}$	0,396	0,288	0,369	0,414
8.	Експериментальна ширина розкриття тріщин	мм	$\alpha_{cr}^{експ}$	0,393	0,260	0,330	0,410
9.	$\alpha_{cr}^{експ} / \alpha_{cr}^{теор}$	-	-	0,99	0,90	0,89	0,99

Закономірність прирощення ширини розкриття тріщин при повторних навантаженнях легко піддається описуванню за допомогою експоненціальної функції, яку широко використовують у теорії повзучості за наявності затухання шуканої величини

$$\Delta\tilde{a}_{cr,i}(N) = \Delta\tilde{a}_{cr,i}(\infty)(1 - e^{-\alpha N}) (i = \max, res), \quad (16)$$

де α – дослідний параметр, який характеризує швидкість затухання розкриття тріщини зі збігом кількості циклів N ;

$\Delta\tilde{a}_{cr,i}(\infty)$ – граничне значення ширини розкриття тріщини при $N \rightarrow \infty$.

Аналіз досліджень свідчить про те, що швидкість збільшення ширини розкриття як максимальних, так і залишкових тріщин практично однакова для обох серій (БППЦ-0,75 і БППЦ-0,85). Обчислення з використанням методу найменших квадратів дозволяють рекомендувати з округленнями такі значення коефіцієнтів α : для $\Delta\tilde{a}_{cr,\max}$ – $\alpha=0,5$, для $\Delta\tilde{a}_{cr,res}$ – $\alpha=0,3$.

Для визначення впливу повторного навантаження на величину прогинів балок БППЦ-0,75 та БППЦ-0,85 отримані значення порівнювали з прогинами випробуваних балок серій БКП, БКПТ і БКП (монотонне навантаження до руйнування).

До балок усіх серій перед їх підсиленням було прикладено навантаження на рівні 0,7 від руйнівного.

У таблиці 5 наведено результати розрахунків прогинів у дослідних балках, а також порівняння їх з експериментальними величинами.

На основі аналізу отриманих даних прогинів (табл. 5) встановлено, що майже в усіх дослідних серіях балок експериментальні прогини менші за розрахункові на 3–7 %. Таке співвідношення свідчить про достатню надійність запропонованого методу розрахунку прогинів згинальних елементів.

Таблиця 5

Порівняння дослідних і розрахункових прогинів балок

№ з/п	Найменування величини	Одиниця вимірювання	Умовні позначення	Розрахункові та експериментальні величини балок серії					
				БКП	БКПТ	БКП-0,5	БКП	БППЦ-0,75	БППЦ-0,85
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1.	Зусилля визначення прогину	кН	F	62,5	66,5	41,3	56,3	56,3	57,4
2.	Розрахункове значення згинального моменту, при якому визначався прогин	кН·м	M	37,5	39,9	24,8	33,8	33,8	34,5
3.	Розрахункова кривизна елемента	1/мм	1/r·10 ⁻⁶	25,32	8,59	15,51	15,8	14,78	15,06
4.	Розрахунковий прогин, викликаний деформацією згину	мм	$f_m^{теор}$	7,74	6,35	7,44	5,43	7,08	9,17
5.	Розрахунковий прогин, викликаний деформацією зсуву	мм	$f_q^{теор}$	0,95	0,47	0,59	0,49	0,46	0,47
6.	Розрахунковий прогин	мм	$f^{теор}$	8,69	6,82	8,03	5,92	7,54	9,64
7.	Експериментальний прогин	мм	$f^{експ}$	8,1	6,6	8,6	5,7	7,9	9,3
8.	$f^{експ} / f^{теор}$	-	-	0,93	0,98	1,07	0,96	1,05	0,97

Аналізуючи графік на рис. 7, можна дійти висновку, що закономірності прогинів залежно від кількості повторень навантаження аналогічні графікам природження ширини розкриття тріщин. Тому природно залишити форми співвідношень, які характеризують вплив повторних навантажень на зростання прогинів балок.

Повні значення максимальних та залишкових прогинів від впливу повторних навантажень пропонується визначати за співвідношеннями:

$$\tilde{f}_i = f_{i1} + \Delta \tilde{f}_i(N) \quad (i=\max, \text{res}); \quad (17)$$

$$\Delta \tilde{f}_i(N) = \tilde{f}_i(\infty)(1 - e^{-\beta N}) \quad (i=\max, \text{res}). \quad (18)$$

У формулах (17) і (18) прийнято такі позначення:

f_{i1} – прогин балки на першому циклі навантаження для максимального зусилля у циклі;

$\Delta \tilde{f}_i(N)$ – прогин балки за рахунок повторних навантажень;

$\Delta \tilde{f}_i(\infty)$ – граничне значення прогину при $N \rightarrow \infty$;

β – дослідний параметр, який характеризує швидкість затухання прогинів зі збільшенням кількості циклів N ;

i – індекс, який визначає вимірюваний прогин – максимальний (max) або залишковий (res).

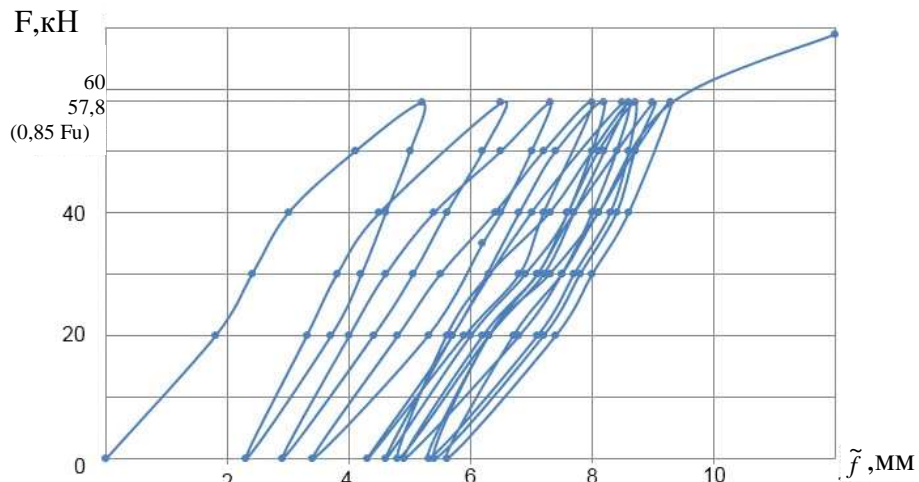


Рис. 7. Середні значення прогинів для балок серії БППЦ-0,85

Співставлення результатів за формулами (17) і (18) свідчать про задовільну збіжність теоретичних і дослідних результатів.

Повторні навантаження суттєво збільшують прогини елементів. У деяких випадках збільшення прогинів може призвести до перебільшення їх величини допустимих значень, встановлених чинними нормами. Таке, наприклад, сталося зі зразками серії БППЦ-0,85, в яких після десяти циклів повторних навантажень прогини перебільшили допустиму величину, тобто $f_{\max} 9,3 \text{мм} > [f] = 9,0$.

Загальні висновки

Підводячи підсумки проведених досліджень, необхідно відзначити чотири основні задачі, які було вирішено:

1. Результати визначення фізико-механічних властивостей матеріалів – арматури класу А400С, основного бетону і бетону підсилення на відходах ГЗК, а також випробувань дослідних зразків, виготовлених з цих матеріалів, підтвердили можливість ефективного використання місцевих матеріалів Кривбасу як при виготовленні основних несучих елементів, так і при підсиленні конструкцій. При цьому виявлено необхідність урахування особливостей фізико-механічних характеристик використаних бетонів і геометричних форм профілю нових видів сталей.

2. Дослідження зчеплення нового виду арматури серпуватого профілю з бетоном засвідчили суттєві відмінності у довжині анкерування (зниження) у порівнянні з раніше використовуваною арматурою гвинтового (періодичного) профілю. Виконані порівняльні розрахунки довжини анкерування розтягнутих стержнів згинальних елементів за рекомендаціями російських і українських норм дозволяють досить точно

визначити міцність згинального елемента за похилими перерізами при дії згинального моменту. Результати розрахунків задовільно збігаються з експериментальними даними.

3. Вперше зроблено спробу порівняння різних методик розрахунку міцності нормальних перерізів залізобетонних елементів таврового профілю. При цьому використано такі спроби розрахунку: згідно з чинними у теперішній час нормами (за СНиП); за новим методом, який інтенсивно розвивається і становить основу для розрахунку у розроблюваних нових Державних будівельних нормах (ДБН України); відповідно до Єврокоду 2 (EN 1992-1-1), який гармонізується з розроблюваними ДБН. Порівняння результатів розрахунку зазначеними способами з експериментальними даними не виявили великих розбіжностей. При цьому встановлено, що для статично визначених конструкцій, де практично не реалізується перерозподіл зусиль, усі способи дають практично однакову точність.

4. Ретельний аналіз результатів досліджень зразків балок при дії повторних навантажень дозволив визначити вплив таких навантажень на міцність, розвиток тріщин і деформацій (прогинів). Встановлено, що для балок, які руйнуються внаслідок текучості розтягнутої арматури ($\xi \leq \xi_R$), навіть повторні навантаження досить високого рівня (0,75...0,85 від руйнівного) не впливають на їхню міцність. Це пов'язано з тим, що у стиснутій зоні бетону з'являються напруження середнього рівня (0,6...0,7 від R_b), які не сприяють розміщенню бетону стиснутої зони при малоциклових навантаженнях.

У той же час повторні навантаження рівнів 0,75...0,85 від руйнівних суттєво впливають на експлуатаційні якості конструкцій. Малоциклові впливи збільшують максимальну ширину розкриття нормальних тріщин у 1,4...1,6 рази, а максимальні прогини – у 1,6...1,75 рази. Одночасно збільшуються залишкові величини зазначених параметрів у порівнянні з першим розвантаженням: ширина розкриття тріщин – у 1,6 рази, прогинів – більше, ніж у 2 рази.

Крім того, значну небезпеку для подальшої експлуатації являє перебільшення зазначених величин допустимих значень ширини розкриття тріщин і прогинів, обмежених нормативними документами. Це означає, що конструкція перестав відповідати вимогам нормальної експлуатації (порушено вимоги другої групи граничних станів).

Очевидно, проектувальникам треба бути особливо уважними при визначенні реальних впливів повторних навантажень на несучі конструкції.

СПИСОК ОПУБЛІКОВАНИХ ПРАЦЬ ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ

1. Валовой М.О. Міцність, деформативність та тріщиностійкість залізобетонних балок під дією повторних вантажень / М.О. Валовой // Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація : зб. наук. пр. Кривий Ріг : КТУ, 2008. – С. 45-48.

2. Валовой М. А. Ефективні матеріали для підсилення залізобетонних конструкцій / М. А. Валовой, Д. В. Попруга // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. пр. – Вип. 17. – Рівне : НУВГП, 2008. – С. 7-13.

3. Валовой М. О. Дослідження фізико-механічних властивостей залізобетонних балок з використанням нових будівельних матеріалів / М. О. Валовой, Д. В. Попруга // Вісник Криворізького технічного університету : зб. наук. пр. – Вип. 22. – Кривий Ріг : КТУ, 2008. – С. 202-206.

4. Валовой М. А. Задачи и методика экспериментальных исследований железобетонных балок, усиленных наращиванием в сжатой зоне бетоном из отходов обогащения железных руд / М. А. Валовой, Д. В. Попруга // Дороги і мости : зб. наук. пр. – Вип. 10. – Київ, 2008. – С. 54–59.

5. Валовой М.О. Вплив повторних навантажень на міцність, деформативність та тріщиностійкість підсиленних залізобетонних балок із бетонів на відходах збагачення залізних руд / М.О. Валовой // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. пр. – Вип. 18. – Рівне : НУВГП, 2009. – С. 7–13.

6. Валовой М.О. Тріщиностійкість підсиленних залізобетонних балок із бетонів на відходах збагачення залізних руд під впливом повторних навантажень / М.О. Валовой // Вісник Криворізького технічного університету : зб. наук. пр. – Вип. 23. – Кривий Ріг : КТУ, 2009. – С. 181–184.

7. Валовой. М.О. Розрахунок підсиленних таврових залізобетонних балок за різними методиками / А.Я.Барашиков, М.О.Валовой. // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. пр. – Вип. 20. – Рівне : НУВГП, 2010. – С. 7–13.

8. Валовой М.О. Работа усиленных железбетонных балок при повторных нагрузках. Разработка рудных месторождений : зб. наук. пр. – Вип. 93. – Кривий Ріг : КТУ, 2010. – С. 179-181.

У роботах [2,3,4,7] дисертантом виконано узагальнення та аналіз експериментальних досліджень, збір і обробка статистичних даних, побудова графіків.

Анотація

Валовой М.О. Міцність, тріщиностійкість та деформативність підсиленних згинальних елементів при повторних навантаженнях. – Рукопис.

Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук за спеціальністю 05.23.01 – “Будівельні конструкції, будівлі та споруди”. Київський національний університет будівництва і архітектури Міністерства освіти і науки, молоді та спорту – Київ, 2011.

Дисертаційну роботу присвячено впливу повторних навантажень на міцність та експлуатаційні якості залізобетонних конструкцій, виготовлених на відходах ГЗК, які підсилено у стиснутій зоні.

Актуальність роботи обумовлена стрімким зростанням прольотів несучих конструкцій з одночасною тенденцією до зменшення поперечних перерізів елементів. Своєчасність теми підсилюється необхідністю використання в якомога більшому об'ємі місцевих матеріалів, які у даному разі являють собою відходи гірничо-збагачувальних комбінатів.

Для розв'язання поставленої задачі проведені експериментальні дослідження залізобетонних балок як у непідсиленому, так і в підсиленому стані. Зразки було виготовлено із сучасних матеріалів: бетонів на відходах ГЗК та арматури класу А400С. Досліджено питання акредитування арматури серпуватого профілю на вільних опорах дослідних залізобетонних балок.

Експериментальні дослідження засвідчили, що повторні навантаження середніх (експлуатаційних) рівнів практично не впливають на міцність як підсиленних, так і непідсиленних балок.

Повторні навантаження суттєво впливають на експлуатаційні якості згинальних

залізобетонних елементів: ширину розкриття тріщин і прогини. Малоциклові впливи рівнів 0,75...0,85 від руйнівних збільшують ширину нормальних тріщин у 1,4...1,6 раза, а максимальні прогини – у 1,6...1,75 раза. Одночасно збільшуються залишкові величини зазначених параметрів у порівнянні з першим розвантаженням: ширина розкриття тріщин – у 1,6 раза, прогинів – більше, ніж у 2 рази.

Виконано, проаналізовано та співставлено результати сучасних методів розрахунку згинальних залізобетонних елементів за двома групами граничних станів. Внесено пропозиції щодо врахування впливу повторних навантажень на ширину розкриття нормальних тріщин і прогинів.

Ключові слова: повторні навантаження, відходи ГЗК, залізобетонні балки, підсилення, міцність, тріщиностійкість, деформації, розрахунки.

Аннотація

Валовой М.О. Прочность, трещиностойкость и деформативность усиленных изгибистых элементов при повторных нагрузках. – Рукопись.

Диссертация на соискание научной степени кандидата технических наук по специальности 05.23.01 – “Строительные конструкции, здания и сооружения”. Киевский национальный университет строительства и архитектуры Министерства образования и науки, молодежи и спорта – Киев, 2011.

Диссертационная работа посвящена влиянию повторных нагрузок на прочность и эксплуатационные качества железобетонных конструкций, изготовленных на отходах ГЗК, которые усилены в сжатой зоне.

Актуальность работы обусловлена стремительным ростом пролетов несущих конструкций с одновременной тенденцией к уменьшению поперечных перерезов элементов. Своевременность темы усиливается необходимостью использования в как можно большем объеме местных материалов, которые в данном случае представляют отходы горно-обогатительных комбинатов.

Для решения поставленной задачи проведены экспериментальные исследования железобетонных балок как в неусиленном, так и в усиленном состоянии. Образцы были изготовлены из современных материалов: бетонов на отходах ГЗК и арматуры класса А400с. Исследованы вопросы аккредитирования арматуры серповидного профиля на свободных опорах опытных железобетонных балок.

Экспериментальные исследования засвидетельствовали, что повторные нагрузки средних (эксплуатационных) уровней практически не влияют на прочность как усиленных, так и неусиленных балок.

Повторные нагрузки существенно влияют на эксплуатационные качества изгибистых железобетонных элементов: ширину раскрытия трещин и прогибов. Малоцикловые влияния уровней 0,75...0,85 от разрушительных увеличивают ширину нормальных трещин в 1,4...1,6 раза, а максимальные прогибы – в 1,6...1,75 раза. Одновременно увеличиваются остаточные величины отмеченных параметров в сравнении с первой разгрузкой: ширина раскрытия трещин – в 1,6 раза, прогибов – более чем в 2 раза.

Выполнены, проанализированы и сопоставлены результаты современных методов расчета изгибистых железобетонных элементов за двумя группами предельных состояний. Внесены предложения относительно учета влияния повторных нагрузок на

ширину раскрытия нормальных трещин и прогибов.

Ключевые слова: повторные нагрузки, отходы ГЗК, железобетонные балки, усиления, прочность, трещиностойкость, деформации, расчеты.

Annotation

Valovoj M. O. Durability, cracks firmness and deformability of the increased bend elements at the repeated loadings. – Manuscript.

Dissertation for the obtaining scientific degree of candidate of engineering sciences by specialty 05.23.01 – Building units, buildings and constructions. Kyiv national university of construction and architecture of Ministry of education and science, youth and sports of Ukraine. Kiev, 2011.

Thesis is devoted to the influence of the repeated loadings on durability and operating qualities of reinforced-concrete constructions, made of Mining and Concentrating Complex (MCC) wastes, which are increased in the compressed area.

Actuality of work is conditioned by stream growth of bearing constructions flights with a simultaneous tendency to diminishing of transversal elements cuts. Theme actuality increases the necessity of the use of as greater as possible volume of local materials which present mining of concentrating combines wastes in this case.

For the decision the set task experimental researches of reinforced-concrete beams are conducted both in the non increased and in increased state. Samples were made from modern materials: concretes of the MCC wastes and concrete reinforcement of A400s class. The questions of accreditation concrete reinforcement armature of circular arc airfoil section investigational on free supports of experimental reinforced-concrete beams.

Experimental researches witnessed, that the repeated loadings of middle (operating) levels practically did not influence on durability both increased and the not increased beams.

The repeated loadings substantially influence on operating qualities of bend reinforced-concrete elements: width of opening of disruptions and deflections. Low cycle influences of levels 0,75...0,85 from destructive increase the width of normal cracks in 1,4...1,6 times, and maximum deflections – in 1,6...1,75 times. At the same time the remaining sizes of the noted parameters are increased by comparison to the first unloading: width of opening of disruptions – in 1,6 times, deflections – more than in 2 times.

Results of modern methods of calculation of bend reinforced-concrete elements by two groups of the maximum states are executed, analyzed and compared. Relation due to the influence of the repeated loadings on the width of opening of normal disruptions and deflections are advised.

Keywords: repeated loadings, MCC wastes, reinforced-concrete beams, strengthening, durability, disruption, deformations, calculations.

Валовой Максим Олександрович

**Міцність, тріщиностійкість та деформативність
підсилених згинальних елементів при повторних навантаженнях**

Автореферат дисертації на здобуття наукового ступеня
кандидата технічних наук за спеціальністю
05.23.01 – будівельні конструкції, будівлі та споруди

Підписано до друку __.__.2011.

Формат 60x90/16. Ум.-друк. арк. – 0,9. Авт. арк. – 0,9.

Тираж 100 прим. Зам. 7/03.