

Є.М. Бабич, С.В. Філіпчук, Н.І. Ільчук

**РОБОТА І РОЗРАХУНОК ЗАЛІЗОБЕТОННИХ
РАМ ПРИ ДІЇ ПОВТОРНИХ НАВАНТАЖЕНЬ**

Рівне - 2012

1. КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ РАМ

ТА ОБЛАСТЬ ЇХНЬОГО ЗАСТОСУВАННЯ

1.1. Область застосування залізобетонних рам, навантаження на рами

1.2. Існуючі методи розрахунку залізобетонних рам

2. ОГЛЯД ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ РАМ

2.1. Досліди В.Х. Гленвіля і Ф.Д. Томаса

2.2. Досліди А.Є. Кузьмичова

2.3. Досліди А.С. Щепотьєва і В.С. Булгакова

2.4. Досліди А.Я. Барашикова та М.М. Калишенко

2.5. Досліди А.Я. Барашикова та Л.А. Мурашко

2.6. Досліди Р. Л. Маїляна і А.Б. Батурина

2.7. Досліди В. І. Колчунова і О.А. Вєтрової

2.8. Аналіз досліджень роботи залізобетонних рам

3. ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ ПОВТОРНИХ НАВАНТАЖЕНЬ НА МЕХАНІЧНІ І ДЕФОРМАЦІЙНІ ВЛАСТИВОСТІ БЕТОНУ

3.1. Огляд досліджень впливу повторних навантажень на механічні характеристики бетону

3.2. Методика випробовування призм на малоцикловий стиск

3.3. Вплив повторних малоциклових навантажень на міцність бетону.

3.4. Вплив повторних навантажень на діаграми деформування бетону

3.5. Зміна пружнопластичних характеристик бетону при повторних навантаженнях

4. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ П-ПОДІБНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ РАМ

4.1. Конструкція дослідних рам

4.1. Робота рам при одноразовому навантаженні

4.2. Дослідження роботи рам першої серії при повторних навантаженнях

4.3. Дослідження роботи рам другої серії при повторних навантаженнях

**4.4. Вплив повторних навантажень на прогини
ригеля рам**

**4.5. Вплив повторних навантажень на ширину
розкриття тріщин**

**5. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ
ЗАМКНУТИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ РАМ**

5.1. Конструкція дослідних рам

5.2. Робота рам першої серії при одноразовому навантаженні

5.3. Дослідження роботи рам першої серії при повторних навантаженнях

5.4. Вплив повторних навантажень на прогини ригелів
рам

**6. РОЗРАХУНОК ЗАМКНУТИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ
РАМ З УРАХУВАННЯМ ДІЇ ПОВТОРНИХ
НАВАНТАЖЕНЬ**

6.1. Урахування в розрахунках наявності тріщин
в розтягнутій зоні бетону

6.3. Визначення напружено – деформованого стану
і міцності нормальних перерізів ригелів з
використанням деформаційної моделі

6.4. Визначення прогинів ригелів рам
та ширини розкриття тріщин.

1. КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ РАМ ТА ОБЛАСТЬ ЇХНЬОГО ЗАСТОСУВАННЯ

1.1. Область застосування залізобетонних рам, навантаження на рами

В залежності від конфігурації та функціонального призначення споруди, використовуються однопрольотні та багатопрольотні залізобетонні рами. В будівництві широкого застосування набули як збірні так і монолітні рамні конструкції.

Сфера використання збірних залізобетонних рам обумовлена їх індустріальним виготовленням. Такі рами складаються із стояків та ригелів. Стояками є колони, а ригелями – кроквяні балки, ферми, арки або плити. Їх з'єднують із стояками шарнірно. При такому з'єднанні навантаження, прикладені до одного елемента, не спричиняють згинальних елементів у іншому, а тому спрощується конструкція стиків, елементи рами відповідають вимогам заводського виготовлення і можлива уніфікація конструкцій. Тому конструкції одноповерхових рам прийнято типові. Жорстке з'єднання ригелів із стояками веде до зменшення згинальних моментів у прольоті ригеля, але ускладнює конструкцію елементів рами та стиків, а тому не набуло широкого застосування. В цих випадках перевага надається монолітним залізобетонним рамам.

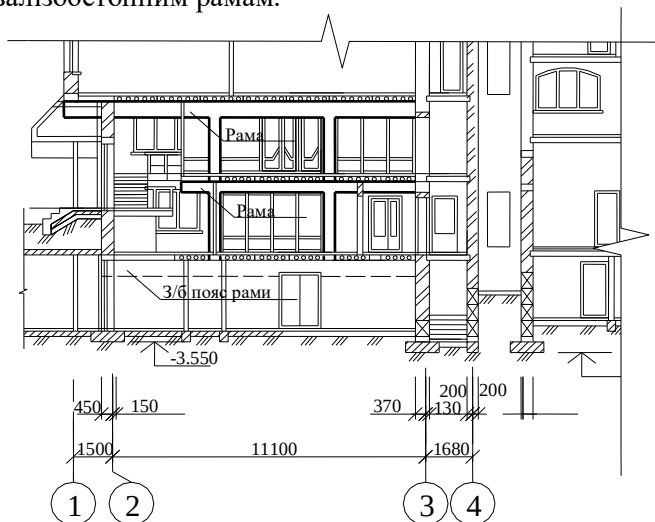


Рис.1.1. Монолітна залізобетонна рама в житловому будинку.

Застосування монолітних залізобетонних рам обумовлюється можливістю виконання їх найрізноманітніших розмірів та конструкцій. Такі рами мають суттєві переваги перед збірними: менші витрати матеріалів; спрощене армування перерізів; підвищена жорсткість; при однакових прольотах і навантаженнях в перерізах виникають менші згинальні моменти.

З розвитком будівництва і з використанням монолітного залізобетону обсяги використання статично невизначених залізобетонних рам, як і всього монолітного залізобетону, будуть збільшуватися.

На залізобетонні рами, як і на інші будівельні конструкції, діє комплекс зовнішніх навантажень. За своїм походженням вони можуть бути розділені на [6, 9, 101]:

- навантаження від ваги конструкцій, характеристичне значення яких слід визначати за стандартами, робочими кресленнями чи паспортними даними заводів-виробників, а інших будівельних конструкцій та ґрунтів – за проектними розмірами та питомою вагою матеріалів і ґрунтів з урахуванням їхньої вологості в умовах будівництва та експлуатації споруд;

- навантаження від устаткування, людей, тварин, складованих матеріалів і виробів, характеристичне значення яких слід приймати відповідно до передбачених умов зведення та експлуатації будівель;

- навантаження від мостових і підвісних кранів, характеристичне значення яких слід визначати залежно від груп режимів їх роботи, від виду приводу і від способу підвісу вантажу;

- атмосферні навантаження (снігові, вітрові, ожеледно - вітрові, температурні кліматичні впливи), характеристичне значення яких слід визначати за їх фактичними характеристиками залежно від району будівництва; [67, 68, 90].

- інші навантаження (спеціальні технологічні, впливи зволоження і усадок, тощо).

Будівельні норми [101] залежно від змінюваності у часі навантаження і впливи поділяються на постійні та змінні. В свою чергу залежно від тривалості неперервної дії змінні навантаження і впливи поділяються на тривалі, короткочасні та епізодичні.

Навантаження, що виникають при виготовленні, зберіганні та перевезенні конструкцій, а також при зведенні споруд, слід враховувати при розрахунках як короткочасні.

До постійних навантажень слід відносити: вагу частин споруд, у тому числі вагу несучих та огорожувальних конструкцій, вагу та тиск ґрунтів (насипів, засипок), гірничий тиск. Наявні в конструкціях зусилля від попереднього напруження враховують в розрахунках як зусилля від постійних навантажень.

До змінних тривалих навантажень слід відносити: вагу тимчасових перегородок, підливок та підбетонів під обладнання, вагу стаціонарного обладнання, а також вагу рідких та твердих речовин, що заповнюють обладнання, тиск газів, рідин та сипучих тіл, навантаження на перекриття від складованих матеріалів і стележного обладнання, температурні технологічні впливи, вага шару води, вага відкладень виробничого пилу, навантаження від людей, худоби, вертикальні навантаження від мостових та підвісних кранів, снігові навантаження та температурні кліматичні впливи з квазіпостійними розрахунковими значеннями, впливи, обумовлені деформаціями основи та зміною вологості, усадкою та повзучістю матеріалів.

До змінних короткочасних навантажень слід відносити: навантаження від обладнання при його заміні, вагу людей і матеріалів у зонах ремонту, навантаження з граничними чи експлуатаційними розрахунковими значеннями від людей, худоби, устаткування, навантаження від рухомого підйомно-транспортного устаткування, снігові навантаження, температурні кліматичні впливи, вітрові навантаження, ожеледні навантаження.

До епізодичних навантажень належать: сейсмічні та вибухові впливи, навантаження викликані різкими порушеннями технологічного процесу, впливи обумовлені деформаціями основи.

Змінні короткочасні навантаження в реальних умовах періодично повторюються, тобто змінюються як у часі, так і за своїм значенням [6, 9]. Так, навантаження від снігу може значний час бути відсутнім, а в зимовий час має змінний характер [68].

Повторні навантаження на перекриття підсилованих галерей можуть виникати в зернових елеваторах, в яких завантаження зерна відбувається 5-6 разів на рік, а інколи кількість завантажень збільшується до 50 [94].

З наведеного випливає, що на перекриття виробничих, громадських, житлових будівель, спеціальних споруд, до складу яких можуть входити статично невизначені залізобетонні рами, в більшості випадків діють малоциклові тимчасові навантаження. Зміна навантажень може відбуватися в таких межах: від експлуатаційного

постійного до експлуатаційного повного (із врахуванням тимчасових навантажень); від експлуатаційного постійного до граничного повного; від повного експлуатаційного до повного граничного. В окремих випадках фактичне навантаження може перевищувати повне граничне [6, 9].

Існуюча методика розрахунку статично невизначених конструкцій [40, 96, 99] не в повній мірі враховує зміну механічних характеристик матеріалів, процеси тріщиноутворення, деформації та зміну напружено-деформованого стану елементів рами, особливості перерозподілу зусиль, що відбуваються під дією повторних навантажень.

1.2. Існуючі методи розрахунку залізобетонних рам

Розрахунок статично невизначених залізобетонних рам як пружних систем відповідає їх дійсній роботі лише при невисоких рівнях навантаження, що не викликає утворення тріщин і значних пластичних деформацій бетону і арматури. При експлуатаційних навантаженнях фактичний розподіл внутрішніх зусиль може істотно відрізнятись від визначених за розрахунком пружної системи. Із зростанням рівня навантаження до граничного суттєво зростають пластичні деформації, інтенсивно розвиваються тріщини, що веде до порушення зчеплення арматури з бетоном на окремих ділянках. Спостерігається значне відхилення від прямої пропорційності між зростанням навантаження та зростанням зусиль і перемішень. В розрахунках за пружною стадією також не враховується усадка, повзучість та тріщиноутворення бетону [75, 106].

Розглянемо залізобетонні замкнуті статично невизначені рами (рис. 1.2а). Їх розраховують як пружні системи, приймаючи, що бетон і арматура під навантаженням працюють як абсолютно пружні матеріали, а в самих рамах в розтягнутих зонах тріщини не утворюються. Розрахунок статично невизначених рам, як правило, виконують методом сил [43, 93].

В замкнутих рамах, в яких ступінь статичної невизначеності дорівнює трьом (рис. 1.1б), канонічне рівняння має вигляд [43, 93]:

$$\begin{cases} \delta_{11}X_1 + \delta_{12}X_2 + \delta_{13}X_3 + \Delta_{1P} = 0 \\ \delta_{21}X_1 + \delta_{22}X_2 + \delta_{23}X_3 + \Delta_{2P} = 0, \\ \delta_{31}X_1 + \delta_{32}X_2 + \delta_{33}X_3 + \Delta_{3P} = 0 \end{cases} \quad (1.1)$$

де δ_{ik} – переміщення в напрямку i -го невідомого від сили $X_k=1$;

X_1, X_2, X_3 – невідоме зусилля;

Δ_{ip} – переміщення в напрямку i -го невідомого від зовнішнього навантаження P .

Одиничне переміщення δ_{ik} і переміщення Δ_{ip} можуть бути обчислені за методом Мора з подальшим використанням правила Верещагіна [] за такими формулами:

$$\delta_{ik} = \sum_{j=1}^m \int_0^l \frac{\overline{M}_i \overline{M}_k}{EI} ds + \sum_{j=1}^m \int_0^l \frac{\overline{N}_i \overline{N}_k}{EA} ds, \quad (1.2)$$

$$\Delta_{ip} = \sum_{j=1}^m \int_0^l \frac{M_i M_p}{EI} ds + \sum_{j=1}^m \int_0^l \frac{N_i N_p}{EA} ds, \quad (1.3)$$

де m – кількість елементів рами або ділянок з постійною жорсткістю;

l – довжина елемента або ділянки;

$\overline{M}_i$ і $\overline{M}_k$ – згинальні моменти в перерізах елементів основної системи від одиничних сил відповідно $X_i=1$ та $X_k=1$;

$\overline{N}_i$ і $\overline{N}_k$ – нормальні сили в перерізах від одиничних невідомих;

M_p і N_p – згинальний момент і нормальна сила в основній системі методу сил від зовнішнього навантаження;

EI і EA – жорсткості елементів рами.

Використовуючи епюри моментів, представлені на рис. 1.2в, , 1.2д, 1.2е, обчислюються значення δ_{ik} і Δ_{ip} , а з системи рівнянь (1.1) знаходиться значення сил X_1 , X_2 , X_3 . Після цього обчислюються значення згинальних моментів M (див. рис. 1.2е), поперечних Q і поздовжніх N сил в будь-якому перерізі елементів рами як в статично визначеній системі.

Наведена методика знаходження зусиль в елементах рами може вважатися наближеною, так як не враховує утворення тріщин в розтягнутих зонах ригеля і стояків та виникнення пластичних деформацій.

Статичний розрахунок залізобетонних конструкцій можна проводити за правилами будівельної механіки пружних тіл. Проте, враховуючи специфічні особливості роботи залізобетону - повзучість бетону, утворення і розкриття тріщин, можливість порушення зчеплення арматури з бетоном, текучість арматури тощо, застосування для його розрахунку методів будівельної механіки пружних тіл, тобто методів розрахунку в пружній стадії, не завжди дає змогу одержати

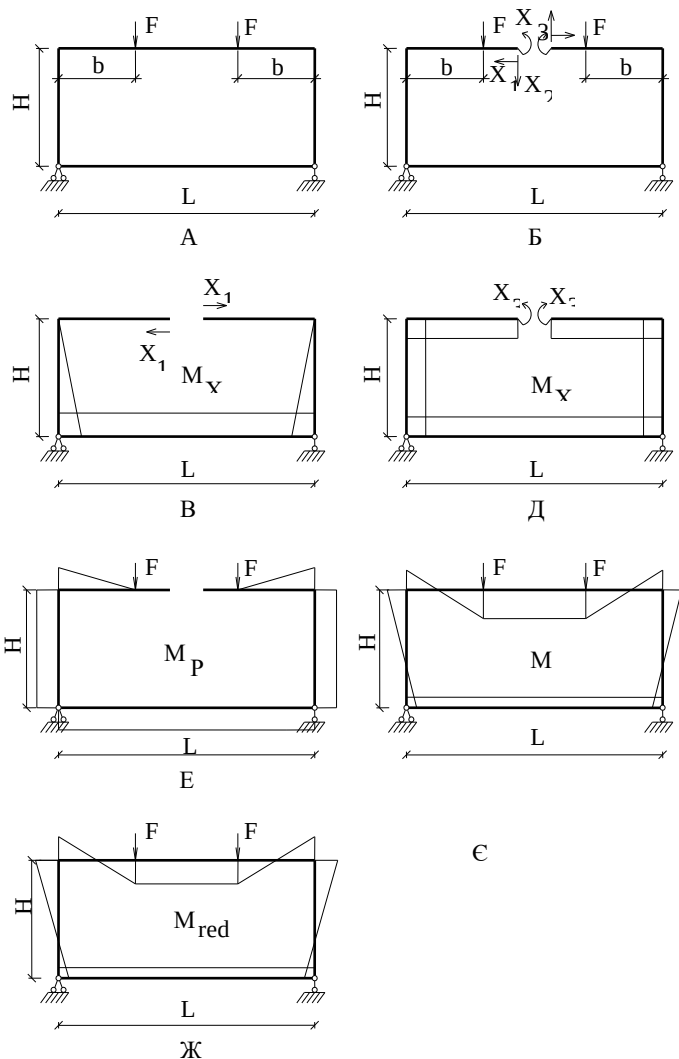


Рис.1.1. Розрахункова схема замкнутої рами (а), основна розрахункова схема (б), епюра моментів від X_1 (в), епюра моментів від X_2 (д), епюра моментів від зовнішнього навантаження (е), сумарна епюра моментів (є), епюра моментів з врахуванням перерозподілу зусиль (ж).

результати, що з достатньою точністю відображають дійсні зусилля, які виникають у конструкції. Це здебільшого стосується статично невизначених залізобетонних конструкцій, таких, наприклад, як залізобетонні рами, у яких наявність непружних деформацій викликає перерозподіл зусиль між окремими перерізами. Такий перерозподіл не тільки порушує співвідношення зусиль пружної стадії і, отже, потребує нового підходу до їх визначення, але й може бути використаний для раціональнішого армування конструкцій, оскільки процес перерозподілу можна регулювати.

Розрахунок рам як пружних систем має суттєві недоліки: зусилля в елементах рам визначають за умов пружної роботи матеріалів, в той же час міцність перерізів елементів рами розраховують за методом граничних станів, коли пластичні деформації в матеріалах можуть сягати суттєвих значень [75, 96, 106].

При розрахунках рам в пружній стадії виявляється багато невідповідностей щодо реальної роботи конструкцій. До певного рівня навантаження рама працює відповідно до пружної схеми роботи, проте зі збільшенням навантаження в розтягнутих зонах бетону виникають тріщини, а в бетоні стиснутої зони виникають пластичні деформації. З цього моменту відбувається значне розходження пружної і пластичної схем роботи. При наближенні до граничного моменту в найбільш напружених ділянках конструкцій розвиваються нелінійні пластичні деформації бетону, порушується зчеплення арматури з бетоном, спостерігається текучість арматури. Ці процеси спричиняють перерозподіл зусиль в статично невизначених залізобетонних конструкціях [1, 70, 74, 75, 76, 78, 82, 106]. Тому напружено-деформований стан статично невизначених залізобетонних рам може суттєво відрізнитися від стану, який визначається розрахунком рам як пружних систем.

Згідно чинних будівельних норм і правил, більшу частину залізобетонних конструкцій, що працюють в умовах статичних навантажень, слід розраховувати за методом граничної рівноваги, тобто з урахуванням перерозподілу зусиль внаслідок пластичних деформацій.

Основна перевага методу граничної рівноваги полягає в тому, що він дозволяє виявити та використовувати резерви міцності конструкцій, закладені в пружно-пластичній стадії їх роботи, що залишаються тому нереалізованими при так званому “пружному” методі розрахунку.

На даний час при виборі перерізу використовують порівняно точні методи, які враховують деформаційні властивості бетону і сталі, проте розподіл зусиль в конструкції визначається з передбачення її пружної роботи. Таким чином нехтується пластична робота бетону і арматури, яка проявляється не лише в місцях критичних перерізів, але впливає в загальному на конструкції.

Використовуючи явище перерозподілу, можна понизити трудоемкість виготовлення конструкції. Розподіл моментів при цьому методі виходить точнішим, ніж при розрахунку по теорії пружності. Різниця між значеннями моментів над опорами і в прольоті зменшується. Таким чином вдається уникнути надмірних скупчень арматури, її заготівка і укладання спрощуються. У місцях, де очікувалася надмірна концентрація арматури, відбувається її розрідження. Завдяки кращому ущільненню бетонної суміші якість бетону в цих місцях підвищиться, а значить, зростає і надійність конструкції. У збірних елементах зменшується кількість зварних арматурних стиків. Тобто відбувається економія матеріалу, знижується трудомісткість виготовлення конструкцій і покращується їхня якість, спрощується розрахунок [75, 99, 106].

Перерозподіл зусиль можна врахувати як зміну значень зайвих невідомих метода сил порівняно з їх значеннями, що визначаються розрахунком рам як пружних систем. Зміну значення зайвих невідомих можна виконати таким чином [36]. До епюри, отриманої з розрахунку рам як пружних систем, додається епюра зусиль від зайвих невідомих в будь-якій статично визначеній системі, помножена на довільне додатне або від'ємне число. Довільне число приймається таким, щоб досягалась максимальна економія матеріалів, спрощувалась технологія виготовлення конструкцій тощо. В рамах, як правило, це число підбирають так, щоб досягалась рівність прольотних і вузлових моментів.

В процесі збільшення навантаження в бетоні розтягнутих зон можуть виникати тріщини, а тому жорсткість перерізів буде відрізнятися від початкової жорсткості, що призводить до помилок у визначенні зусиль. Щоб цього уникнути, треба використовувати жорсткість з урахуванням наявності або відсутності тріщин. Таку задачу можна розв'язати, якщо використати ітераційний спосіб знаходження зусиль в елементах рам [47].

За цим способом в першому наближенні рамну систему розраховують як пружну, при цьому армування повинно бути відомим або прийнятим орієнтовно. Потім елементи рами розбивають на ділянки і визначають, які з них працюють з тріщинами і які без них. Для цього попередньо визначають момент тріщиноутворення M_{crc} за методикою норм проектування [40]. Для ділянок, в яких відсутні тріщини, значення коефіцієнтів δ_{11} і Δ_{1p} знаходять за умов пружної роботи ділянки, а для ділянок, в яких виникають тріщини - з урахуванням пластичних деформацій в бетоні і арматурі.

Після знаходження невідомих визначають моменти в перерізах рами і в другому наближенні уточнюють ділянки з тріщинами і без них, визначають нові значення переміщень і знаходять нові невідомі. Розрахунок повторюють до збіжності процесу з заданою точністю.

2. ОГЛЯД ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ РАМ

Не зважаючи на те, що залізобетонні рами мають широке застосування в практиці будівництва, досліджень роботи їх під навантаженням, особливо це стосується умов, коли на них діють різні режими навантажень, виконано недостатньо. Відомі дослідження В.Х. Гленвіля і Ф.Д. Томаса [125], А.Є. Кузьмичова], А.С. Щепотьєва і В.С. Булгакова [111], дослідження, виконані під керівництвом А.Я.Барашикова [33, 61, 62, 86]. Аналізу роботи рам різних конструкцій присвячені роботи низки німецьких вчених. В їхніх роботах більш докладно аналізуються методи статичного розрахунку П-подібних і замкнутих рам та наведені деякі експериментальні дані. Але всі питання розглядаються за умов пружної роботи рам.

2.1. Досліди В.Х. Гленвіля і Ф.Д. Томаса [125]

Метою дослідження було вивчення перерозподілу зусиль не тільки за рахунок текучості арматури, але і в наслідок пластичних деформацій стиснутої зони бетону. Питання про перерозподіл зусиль за рахунок пластичних деформацій стиснутої зони в той час було абсолютно новим.

Виконано дві серії випробувань П-подібних залізобетонних рам, які мали проліт 2438 мм та висоту 1220 мм (в осях), поперечний переріз стійок 178x178 мм. Ригель таврового січення і його продовження у вигляді консолей запроектовано з великим запасом на згин і особливо на поперечну силу, щоб забезпечити добре зчеплення арматури з бетоном (рис. 2.1). Опори рам були шарнірно рухомі, розпір сприймала зтяжка, підтягуванням якої коректувалась віддаль між колонами. Випробування проводилися в дуже молодому віці і при низькій міцності бетону.

Всі рами навантажувалися однаково, але колони працювали по різному. У верхніх перерізах колон рам першої серії (Р2 і Р3) з низьким процентом армування розтягнутої зони ($\mu = 0,6\%$) досягалось позацентрове стиснення з великими ексцентриситетами, а в перерізах колон рам другої серії (Р4 і Р5) з коефіцієнтом армування $\mu = 3,1\%$ - позацентрове стиснення з малими ексцентриситетами.

Внаслідок перерозподілу зусиль в рамках першої серії несуча здатність зросла приблизно на 150%, а в другій серії – на 50%. Не

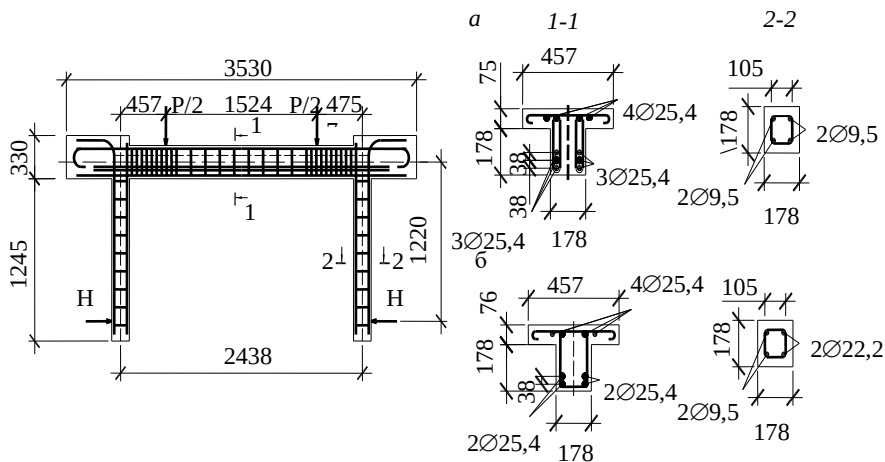


Рис. 2.1. Конструктивна схема П-подібних рам []:
а – перша серія (Р2 і Р3); б – друга серія (Р4 і Р5).

зважаючи на це, в рамах не відбувся повний перерозподіл зусиль, так як їхня дослідна несуча здатність менша ніж теоретична несуча здатність, що визначена за методом граничної рівноваги.

Досліди В.Х. Гленвіля і Ф.Д. Томаса з П-подібними рамами, які мали переармовані перерізи (рами Р4 і Р5), засвідчили, що в них відбувся значний перерозподіл зусиль. Певно, що для повного перерозподілу зусиль недостатньо проявлялись пластичні деформації бетону стиснутої зони.

При невеликому проценті армування в згинальних перерізах або позакентровано стиснутих з великим ексцентриситетом при досягненні ними граничного стану нейтральна вісь розміщується близько до стиснутої грані. Для здійснення взаємного кута повороту суміжних з таким перерізом елементів потрібні суттєві пластичні деформації бетону стиснутої зони, а в дійсності вони були в декілька разів менші пластичних деформацій розтягнутої арматури. Враховуючи здатність бетону стиснутої зони при малій її висоті до значних непружних деформацій, можна чекати, що величина взаємного кута повороту буде достатньою для повного перерозподілу зусиль.

В переармованих перерізах цей вплив на підвищення деформаційності бетону впливає уже несуттєво через велику висоту стиснутої зони, напружений стан якої захвачує сусідні ділянки. При цьому пластичні деформації в бетоні розвиваються менше, але тепер для значного взаємного кута повороту вони повинні були б бути в

декілька разів більшими, ніж в попередньому випадку. Якщо такий стан розповсюджується на невелику частину довжини елемента, то на цій ділянці при короткочасному навантаженні повні пластичні деформації бетону можуть бути недостатніми для повного перерозподілу зусиль, і елемент руйнується, перш, ніж буде досягнуто граничного значення несучої здатності конструкції [125]. Саме ці причини вплинули на неповний перерозподіл зусиль в рамках першої серії, колони яких, хоч і не були переармованими, але мали значну висоту стиснутої зони. На відміну від рам другої серії, в них пройшов особливо значний перерозподіл зусиль.

2.2. Досліди А.Є. Кузьмичова

В дослідях В.Х. Гленвіля і Ф.Д. Томаса практично не було досліджено вплив пластичних деформацій бетону стиснутої зони на перерозподіл зусиль в елементах рам. Для вивчення цього важливого для практики питання в 1954-1955 роках А.Є. Кузьмичовим під керівництвом О.О. Гвоздєва і С.М. Крилова було випробувано дві серії Г-подібних рам (РГ1 - РГ5 і РГ6 - РГ9) з шарнірним спиранням на кінцях (рис. 2.2, рис. 2.3).

Існує думка, що бетон високого класу в меншій мірі здатний до пластичних деформацій в порівнянні з бетонами нижчих класів. З цієї причини зразки дослідних рам виготовляли з бетону класу В35.

Три рами першої серії (РГ1-РГ3) випробовувалися у віці бетну 1,5-2 місяців. В дійсності навантаження конструкцій відбувається часто в більш пізньому віці бетону. Здатність бетону до пластичних деформацій може зменшуватися зі збільшенням віку бетону. Саме тому інші зразки першої серії навантажували в річному віці.

Кількість арматури в ригелі передбачалося такою, щоб в перерізах під навантаженням і в місті приєднання до стійки вони могли витримати більший момент приблизно на 70% після досягнення граничного стану в колоні. Цим забезпечувався перерозподіл зусиль з колони в прольот ригеля.

За результатами випробувань в усіх рамах пройшов повний перерозподіл зусиль за рахунок пластичних деформацій стиснутого бетону колони, яка працювала по другому випадку позacentрового стиску з малим ексцентриситетом як для відносно молодого, так і для більш витриманого (річного) бетону, а також при швидкому (протягом секунди) прикладанні навантаження, яке викликало граничний стан в колоні або втрату несучої здатності рами.

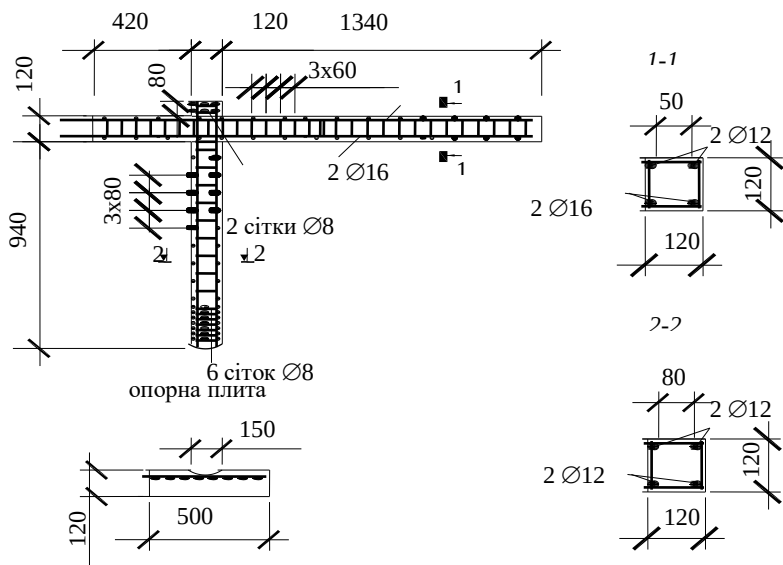


Рис. 2.2. Схема армування рам першої серії (РГ1 – РГ3) [78].

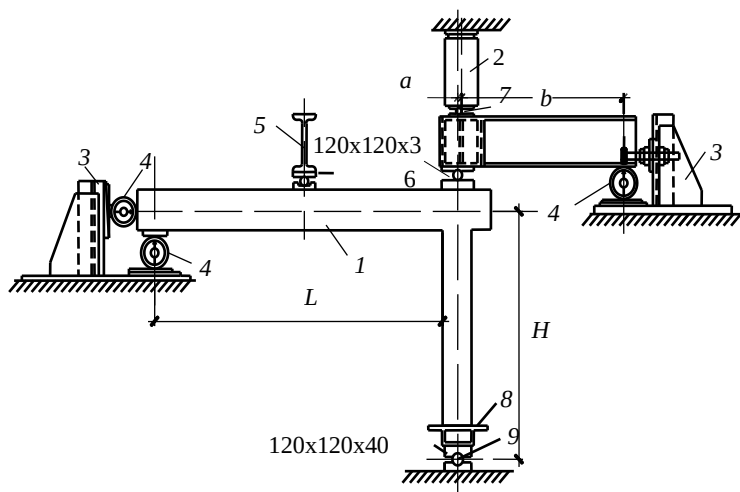


Рис. 2.3. Схема установки для випробовування рам (РГ4 - РГ9) [78]: 1 – дослідний зразок; 2 – домкрат гідравлічний; 3 – упори; 4 – динамометр; 5 – балка рычажної установки; 6 – коток $d = 30\text{мм}$; 7 – коток $d = 20\text{мм}$; 8 – обойма; 9 – куля $d = 40\text{мм}$.

Необхідні для перерозподілу зусиль пластичні деформації бетону збиралися з більшої частини довжини більш напруженої грані колони, особливо з її верхньої половини.

Руйнування бетону колони у всіх випадках відбувалося після досягнення границі текучості нижньої арматури ригеля: під час витримки навантаження чи від прикладання наступних ступенів. Фактично втрата міцності рам відбувалася при неповному використанні здатності стиснутого бетону колони до пластичних деформацій і по суті лімітувалося критичним прольотним моментом ригеля.

Під час швидкого статичного навантаження, а також безпосередньо після прикладання навантаження відбувався значний розвиток пластичних деформацій в стиснутій зоні бетону колони.

В умовах досліду при наявності з самого початку поздовжнього зусилля в колоні (складало приблизно 80 % її несучої здатності) перерозподіл зусиль починається з перших ступенів навантаження, віддаляючи досягнення в колоні граничного стану в порівнянні з розрахунком рами як однорідної пружної системи.

Перерозподіл зусиль в робочій стадії можна враховувати наближеним розрахунком за правилами будівельної механіки шляхом введенням в розрахунок

значення жорсткості елементів, які відповідають стану останніх.

В статично невизначених залізобетонних рамних конструкціях повний перерозподіл зусиль, окрім інших причин, здійснюється за рахунок пластичних деформацій бетону в позацентрово стиснутих елементах, навантажених з малим ексцентриситетом, при умові, що поперечна сила менша за поздовжню, а тому довжина сильно напруженої ділянки велика. Саме це в значній мірі розширює кількість залізобетонних конструкцій, для яких розрахунок з урахуванням перерозподілу зусиль є необхідним.

Випробування дослідних рам підтвердили можливість перерозподілу зусиль за рахунок пластичних деформацій арматури і стиснутого бетону [78].

2.3. Досліди А.С. Щепотьєва і В.С. Булгакова

В 1936-1937 роках А.С. Щепотьєв і В.С. Булгаков випробували двохпрольотну залізобетонну раму [111]. Метою дослідження була перевірка теоретичної величини руйнівного навантаження, визначеного із врахуванням перерозподілу зусиль, і виявлення

картини поступового руйнування статично невизначених систем, починаючи з моменту появи першого пластичного шарніра до повного руйнування. Також встановлювали, як впливає місцеве зниження жорсткості, яке спричинене утворенням і розвитком тріщин, на перерозподіл зусиль в статично невизначених системах.

При випробуванні рам було чітко виявлено вплив утворення тріщин на розподіл зусиль. Діючі зусилля в колоні рами при порівняно невеликих навантаженнях відрізнялися від теоретичних зусиль на 45%. Відмінність між даними розрахунку пружної системи співпадають з моментом появи тріщин і виникли в результаті різкого зниження жорсткості елемента в результаті утворення тріщин.

В результаті проведених дослідів були зроблені певні висновки про те, що розрахункове навантаження, визначене із врахуванням пластичних деформацій арматури відповідає дослідному; поступове утворення пластичних шарнірів супроводжується відносно малими деформаціями і теоретична схема руйнування повністю підтверджується експериментально, малі деформації системи при поступовому утворенні пластичних шарнірів дають можливість для розрахунку міцності статично невизначених залізобетонних конструкцій методом статичної рівноваги; для рам, при навантаженнях рівних 0,3 і більше від руйнівного, спостерігається помітне відхилення дійсного розподілу зусиль від теоретичного, отриманого розрахунком пружної системи, причиною перерозподілу зусиль є тріщини, які різко знизили загальну жорсткість елементів; руйнівним навантаженням статично невизначених систем слід вважати навантаження, при якому виник останній пластичний шарнір, який перетворює конструкцію у змінну систему [111].

2.4. Досліди А.Я. Барашикова та М.М. Калишенко

Значні дослідження з використанням замкнутих залізобетонних рам були проведені під керівництвом професора Барашикова А.Я. В роботі [62, 86] ставились такі задачі: експериментально дослідити та розробити наближений метод розрахунку визначення напружено-деформованого стану бетонного елемента при тривалій ступенево-повторній дії навантаження, уточнити параметри жорсткості при ступенево-повторній дії навантажень, встановити вплив властивостей бетону на перерозподіл зусиль в замкнутих залізобетонних рамах, що працюють з тріщинами в стадії експлуатації при тривалих та ступенево-повторних діях навантажень, розробити наближений метод

розрахунку статично невизначених конструкцій при дії повторних тривалих навантажень, а також удосконалити на експериментальній основі методи розрахунку замкнутих залізобетонних рам, що працюють з тріщинами в розтягнутій зоні.

Для вирішення цих задач був виконаний комплекс досліджень замкнутих залізобетонних рам, які мали такі розміри: габарити в осях - прольот 1500 мм, висота 1100 мм; поперечні перерізи ригелів і стояків – 150 × 100 мм (рис. 2.4). Поздовжня робоча арматура прийнята із стержнів класу А-III діаметром 12 мм, конструктивна арматура – із стержнів класу А-I діаметром 6 мм, а вся поперечна арматура із дроту класу Вр-I діаметром 4 мм, що встановлювалися з кроком 100 мм. Процент армування ригелів і стояків в розтягнутих зонах складав 1,5%. Бетон, який використовувався для виготовлення рам у віці 28 діб, мав кубову міцність, рівною $R = 29,3$ МПа, призмову міцність – $R_b = 23,4$ МПа, а початковий модуль пружності – $E_b = 32500$ МПа. Умовна межа текучості робочої арматури за результатами випробувань складала $\sigma_y = 505,0$ МПа, а модуль пружності – $E_s = 211000$ МПа.

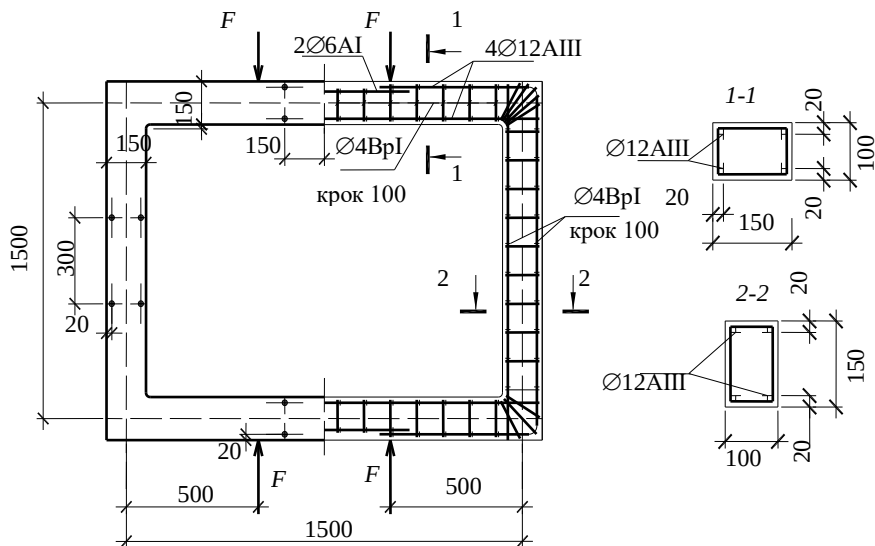


Рис. 2.4. Конструктивна схема замкнутих залізобетонних рам

При випробовуванні рам ЗРКВ на зміщення верхнього ригеля під дією короткочасного горизонтального навантаження була визначена несуча здатність рам та характер тріщиноутворення. Треба зазначити, що рами працювали пружно до навантаження $F = 10$ кН. З наступним зростанням навантаження почався перерозподіл зусиль, і при збільшенні навантаження до $F = 20$ кН утворився перший пластичний шарнір. Далі почали стрімко зростати деформації бетону і арматури у вузлових перерізах ригеля, що спричинило утворення нових пластичних шарнірів. Руйнування рам відбулося при навантаженні $F = 30$ кН.

В рамках ЗРВ перерозподіл зусиль від впливу усадки, повзучості бетону та тріщиноутворення, що виникли внаслідок примусової деформації досліджувався протягом 196 діб. Ці дослідження виявили зменшення жорсткості конструкцій в часі відносно жорсткості на початок випробування рам.

Рами ЗРК навантажувалися короткочасно до руйнування. Це дало змогу визначити несучу здатність рам, і на її основі прийняти рівень тривалого навантаження, що склав $0,3F$. Також було визначено максимальну ширину розкриття тріщин, що склала $0,1$ мм.

Залізобетонні рами серії ЗРП та ЗРС піддавалися дії тривалого постійного та ступенево-повторного навантажень. Рами серії ЗРП піддавалися шести циклам навантаження загальною тривалістю 210 діб. Тривалість одного ступеня навантаження склала 7 діб. Перші тріщини виникли при навантаженні $F = 10$ кН, їх ширина склала $0,05$ мм. Кількість тріщин збільшувалась із збільшенням навантаження і стабілізувалась до четвертого циклу. Також було виявлено, що процеси усадки та повзучості бетону збільшили висоту стиснутої зони бетону в ригелі.

Останнім етапом було дослідження напружено-деформованого стану незавантажених рам ЗРУ від дії усадочних деформацій. Як в результаті склали близько 20% від залишкових деформацій.

За результатами досліджень, автор роботи [62, 86] дійшов таких висновків: зменшення зусиль в статично невизначених конструкціях, що викликані дією вимушених деформацій, пояснюється зменшенням жорсткості елементів системи внаслідок проявлення деформацій повзучості бетону, розкриттям існуючих та утворенням нових тріщин; зміна середньої висоти стиснутої зони бетону в елементах рам залежить, головним чином, від рівня діючого навантаження, а також від розвитку процесів тріщиноутворення і деформацій повзучості

бетону; в процесі тривалих та тривало ступенево-перемінних навантажень зменшується початкова жорсткість елементів, це зменшення може сягати в 1,6 рази.

2.5. Досліди А.Я. Барашикова та Л.А. Мурашко

Також під керівництвом професора Барашикова А.Я. були виконані дослідження з залізобетонними П-подібними рамами [33, 61]. Перші дві рами були випробувані одноразовим короткочасним навантаженням до руйнування, а інші - тривалими повторними навантаженнями. Рами мали такі проектні розміри в осях: висота $H = 1120$ мм; проліт $L = 1500$ мм. Розміри перерізу ригеля складали 12×17 см, стійки – 120×135 мм (рис. 2.5). Для армування рам використовувалась арматура класу А-ІІ діаметром 14 і 10 мм, яка мала межу текучості $\sigma_y = 338$ МПа та модуль пружності $E_s = 213000$ МПа [33, 61]. Площа арматури ригеля у вузлі та в прольоті прийнята однаковою ($A_{sup} = A_{sp} = A_s = 3,08 \text{ см}^2$), що передбачало можливість перерозподілу зусиль.

Рами РП₂₈ (по три зразки) випробовувались одноразовим короткочасним навантаженням до руйнування у віці 28 діб, коли призмova міцність складала $R_b = 36,2$ МПа, а початковий модуль пружності - $E_b = 47400$ МПа. Рами РУ (по три зразки) випробовувались аналогічно у віці 425 діб, коли $R_b = 39,7$ МПа, а $E_b = 39600$ МПа.

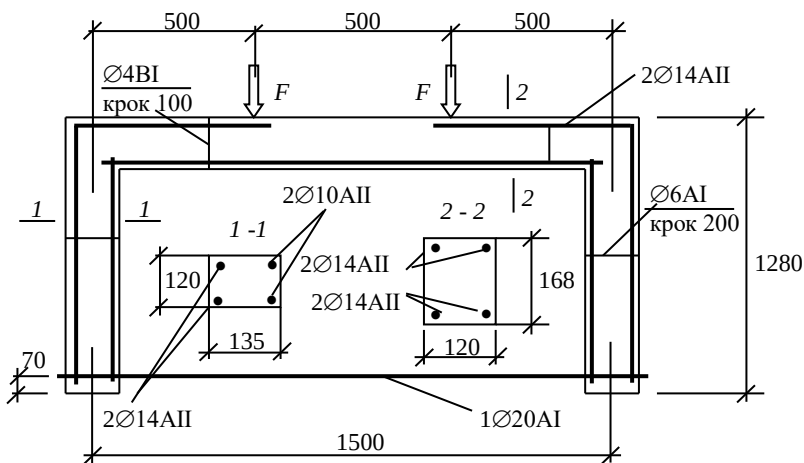


Рис. 2.5. Конструктивна схема П-подібних рам [33, 61].

В рамах РП₂₈ і РУ перші тріщини в ригелях виникли при навантаженні $F = 5 - 10$ кН. В подальшому спостерігався розвиток нормальних тріщин, а при $F = 40$ кН почали виникати похилі тріщини. Збільшення навантаження спричинило різке збільшення деформацій розтягнутої арматури ригеля та бетону стиснутої зони, внаслідок чого в середній частині ригелів утворювався пластичний шарнір. Після утворення пластичного шарніру в прольоті ригелів швидко збільшувалися деформації в стійках в місцях примикання до ригелів, що призводило до утворення двох пластичних шарнірів в стійках рам, внаслідок чого наступив граничний стан і руйнування рам.

Інші одинадцять рам випробовувалися тривалим постійним та тривалим періодичним навантаженням. Значення тривалого постійного навантаження приймалось рівним 18 та 37% від руйнівного, яке визначалося за результатами випробовування рам РП₂₈. Тривале періодичне навантаження змінювалося від 37 до 18% від руйнівного і навпаки через 14 діб протягом 293 діб спостережень.

В процесі досліджень вивчався вплив тривалих постійних та тривалих періодичних навантажень на зміну зусиль в затяжках, на розвиток тривалих деформацій бетону стиснутої зони в ригелі та розтягнутої арматури, процеси тріщиноутворення, кривизну елементів та жорсткість перерізів рам. Результати досліджень викладені в роботі [61].

2.6. Досліди Р. Л. Маїляна і А.Б. Батурина

Дослідженню перерозподілу зусиль в замкнутих рамах також присвячена робота А.Б. Батурина. В ній автор намагався розробити методику експериментального визначення зусиль в статично невизначених системах і дослідити на її основі дійсної роботи багатокутних замкнутих рам, оцінити перерозподіл зусиль для розрахунку за другою групою граничних станів, дослідження впливу різного розподілу високоміцної та звичайної арматури, перерозподілу зусиль, деформативності та тріщиностійкості на всіх стадіях навантаження.

Для вирішення завдань дослідження було випробувано 8 (3 серії) трьохконтурних збірних залізобетонних замкнутих рам прольотом 3000 мм (рис. 2.6). Зразки кожної серії відрізнялися армуванням середньої панелі в нижньому поясі. Для створення різного армування і попереднього напруження конструкцій монолітні замкнуті крайні контури з'єднувалися з елементами середньої панелі за допомогою

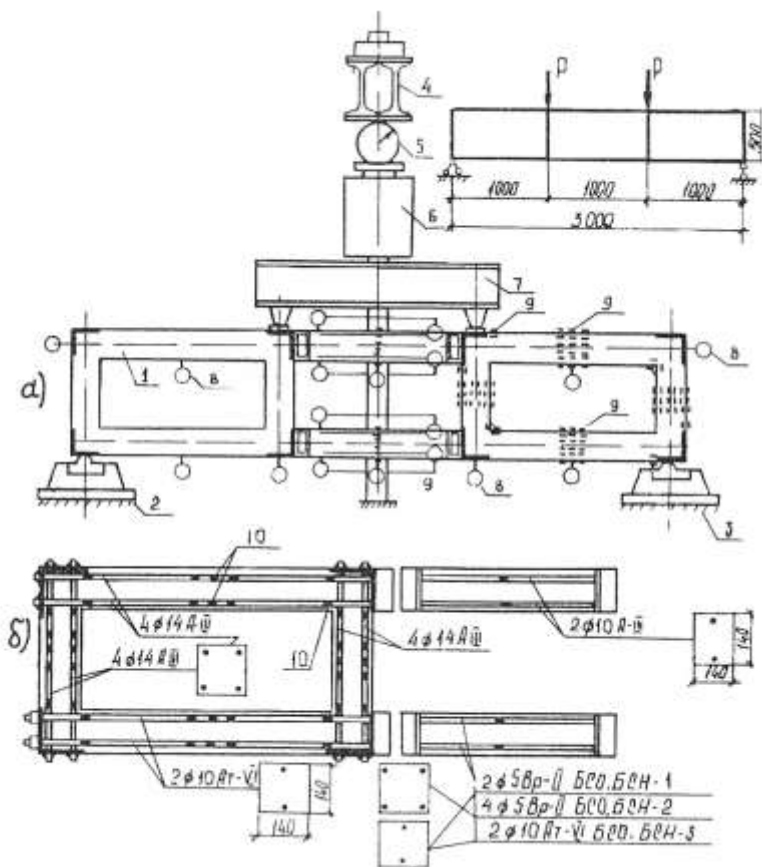


Рис. 2.6. Схема завантаження і розташування приладів при дослідженні зразків рам: а – схема дослідження і конструкції дослідного стенда; б – схема розміщення тензодатчиків на арматурі; 1 – зразок при випробуванні; 2 – рухома опора; 3 – нерухома опора; 4 – упорна траверса; 5 – динамометр; 6 – гідравлічний домкрат; 7 – розподільча траверса; 8 – індикатори годинникового типу; 9, 10 – тензодатчики на бетоні та арматурі відповідно.

зварки закладних деталей і накладок. Для отримання значного перерозподілу зусиль армування дослідних зразків рам приймалося відмінним від потрібного за розрахунком пружної системи на -61 ... +18%. Рами виготовлялися з важкого бетону проектної марки 400 на щебені з величиною зерен до 10 мм.

Аналіз показав, що перерозподіл зусиль в замкнутих рамах зі звичайною арматурою відповідає розрахунку пружної системи лише до утворення тріщин. В елементах рам з попереднім напруженням арматури рівень тріщиноутворення був вищий. При таких навантаженнях непружні деформації бетону і арматури вже досягали істотних величин. Це викликало відхилення внутрішніх зусиль від розрахунку пружної системи ще до утворення тріщин. Відхилення були тим більше, чим сильніше відхилялось армування від потрібного за пружним розрахунком. Із зростанням навантаження відхилення зростали і при експлуатаційних навантаженнях в деяких елементах перевищували 100% в зразках, як зі звичайною арматурою, так і з попередньо напруженою арматурою. Зразки першої серії руйнувалися від розриву арматури нижнього поясу середньої панелі.

За результатами досліджень, автор роботи [37] дійшов таких висновків: на основі розробленої методики експериментального розкриття статичної невизначності і визначення внутрішніх зусиль в замкнутих залізобетонних рамах, вперше досліджена дійсна робота статично невизначних залізобетонних систем типу багатоконтурних замкнутих рам, їх міцність, перерозподіл зусиль, деформативність і тріщиностійкість; експериментально отримано дві схеми руйнування - по пластичним шарнірам і по пластичним в'язям (частковий перерозподіл зусиль); запропоновані методи оцінки граничних моментів в пластичних шарнірах позацентрово навантажених елементів статично невизначних систем з урахуванням роботи арматури за умовною або фізичною межею текучості; експериментально встановлено, що в статично невизначних рамних залізобетонних системах можливе зниження зусиль в розрахункових перерізах (одному або декількох) після досягнення в них граничних значень при підвищенні несучої здатності системи в цілому. Ступінь зниження зусиль залежить від: пластичних властивостей бетону і арматури, відносного армування і відносного ексцентриситету навантаження; запропоновані критерії відносного напруження розрахункових перерізів по міцності і тріщиностійкості, що дозволили визначити послідовність утворення пластичних шарнірів і тріщин в розрахункових перерізах; прогин статично невизначних рам практично не залежить від розподілу арматури в розрахункових перерізах в межах однакової несучої здатності і схеми руйнування конструкцій.

2.7. Досліди В. І. Колчунова і О.А. Ветрової [44,45,46]

Для дослідження витривалості залізобетонних конструкцій при раптових запроектованих навантаженнях з урахуванням експлуатаційного накопичення пошкоджень були розроблені і виготовлені конструкції двох серій двопрольотних рам. Кожна серія включала по два зразки. Перша серія була розрахована та заармована так, щоб при завантаженні її проектним і запроектованим навантаженнями відбулося локальне руйнування першого прольоту. Для другої серії розрахунком визначалось руйнівне навантаження для всієї системи.

Залізобетонна рама являла собою два збірні ригелі перерізом 120х40 мм, завдовжки 1200 мм і стійки такого ж перерізу висотою 700 мм. Перерізи ригелів виконані з шарів бетонів класів В12,5, В15, В27,5 (для зразків першої серії) і В12,5, В15, В25 (для зразків другої серії) з товщиною кожного шару по 40мм. Стійки виготовляються з бетону класу В27,5. Армування ригелів прийняте плоскими зварними каркасами з робочою арматурою діаметром 5мм класу А400 (для зразків першої серії) і діаметром 4 мм класу А500 (для другої серії). Поперечна арматура запроектована з дроту діаметром 1,5 мм з кроком 60 мм. Стійки армувалися плоскими зварними каркасами з робочою арматурою діаметром 8 мм класу А400.

Навантаження дослідних рам проводилося ступенями по 0,05 - 0,1 від теоретичного руйнуючого навантаження. Прикладання запроектованого навантаження у вигляді раптового виключення в'язі в місці сполучення стійки і ригеля здійснювалося внаслідок розриву сполучувального елемента від розтягуючого зусилля, що діє в цьому елементі, при розрахунковому навантаженні рами.

В процесі випробувань вимірювалися і фіксувалися: деформації стиснутого і розтягнутого бетону, розтягнутих з'єднувальних елементів, прогини ригелів у всіх прольотах, характер тріщиноутворення і ширина розкриття тріщин, характер руйнування конструкції.

В результаті проведених експериментальних досліджень була побудована розрахункова модель силового опору залізобетонних рам, що дозволяє проводити оцінку витривалості при раптових пошкодженнях з урахуванням передісторії навантаження і накопичення пошкоджень, сформульовані критерії витривалості для рамних систем, встановлений вплив тривалості експлуатації конструкції, жорсткості елементів, тріщиностійкості на живучість залізобетонних рам при запроектованих діях [44].

2.8. Аналіз досліджень роботи залізобетонних рам

Аналізуючи роботи, які виконували інші дослідники можна дійти таких висновків:

- залізобетонні рами широко використовуються в будівництві і можуть піддаватись в процесі експлуатації короточасним малоцикловим навантаженням експлуатаційних рівнів (приблизно 60 % від руйнівного навантаження), а в окремих випадках на них можуть діяти короточасні повторні навантаження і більшого рівня;

- експериментально встановлено, що малоциклові короточасні навантаження можуть по різному впливати на міцнісні і деформаційні характеристики бетону, але таких дослідів недостатньо, а аналітичних залежностей для врахування таких впливів не запропоновано;

- особливості роботи залізобетонних рам (перерозподіл зусиль, міцність, деформаційність, тріщиностійкість) при дії малоциклових короточасних навантаженнях не досліджувалися, а рекомендації щодо розрахунку рам з врахування таких впливів відсутні.

Наведене свідчить про те, що подальше вивчення роботи бетону і залізобетонних конструкцій при дії короточасних малоциклових навантажень є важливим для удосконалення методів їх розрахунку і є актуальним.

3. ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ ПОВТОРНИХ НАВАНТАЖЕНЬ НА МЕХАНІЧНІ І ДЕФОРМАЦІЙНІ ВЛАСТИВОСТІ БЕТОНУ

3.1. Огляд досліджень впливу повторних навантажень на механічні характеристики бетону

В більшості випадків залізобетонні конструкції знаходяться під впливом повторних навантажень, які можуть впливати на значення механічних характеристик матеріалів, що в чинних нормативних документах не враховується. Багато дослідників встановили, що повторні навантаження змінюють міцність бетону та модуль його пружнопластичності [4, 5, 6, 9, 31, 73, 104, 112].

Є.М. Бабич і А.П. Погореляк [4, 5, 91] дослідили роботу трьох серій зразків, які включали 68 призм розміром $10 \times 10 \times 40$ см, виготовлених із бетону класу В20 (перша серія) та класу В30 (друга і третя серії). Перші дві серії досліджувались при $\eta_{\text{сус}} = 0,85 \dots 0,95$. Довговічність окремих призм при $\eta_{\text{сус}} = 0,92$ склала 13 ... 38 циклів, а при $\eta_{\text{сус}} = 0,95$ – 9 ... 22, тобто за таких напружень вони зруйнувались внаслідок малоциклової втомленості. Призми при $\eta_{\text{сус}} = 0,85$ (5 призм) витримали по 100 циклів навантаження – розвантаження, після чого були довантажені до руйнування. Їхня середня міцність збільшилась в середньому на 8 %. В третій серії дослідів значення $\eta_{\text{сус}}$ змінювалось від 0,1 до 0,71, а кількість повторних навантажень – розвантажень находилось в межах від 9 до 50. В процесі навантажень жодна з призм не зруйнувалась, а після довантаження до руйнування в призмах з $\eta_{\text{сус}} < 0,85$ спостерігалось збільшення міцності в межах 3 ... 12,9 %, а в призмах з $\eta_{\text{сус}} = 0,85$ – збільшення міцності на 2 %. За результатами цих дослідів вперше зроблений висновок, що межею малоциклової втомленості бетону є рівень $\eta_{\text{fat}} = 0,85$. Також був встановлений критерій для визначення граничного числа повторних навантажень. Таким критерієм є стабілізація деформації в бетоні в той час, коли абсолютний приріст деформацій на наступному циклі навантаження не більш як у два рази перевищує абсолютний приріст деформації попереднього навантаження. Авторами зроблений висновок, що процес деформування в бетонних елементах стабілізується на протязі перших десяти циклів.

Наведені вище результати підтверджені в дослідях Ставрова Г.Н. і Руденко В.В. [104]. Випробовувано 96 призм розмірами $10 \times 10 \times 45$ см,

виготовлених з важкого бетону, який мав міцність 30 ... 50 МПа. В дослідях при м'якому режимі навантажень варіювали рівень повторних навантажень, приймаючи $\eta_{\text{сус}} = 0,95; 0,90$ і $0,85$ на базі повторних навантажень $n = 100$ циклів. В усіх призмах автори відмічають зниження малоциклової міцності і пропонують це зниження враховувати коефіцієнтом повторності. Треба зазначити, що всі призми випробовувались при рівнях напружень, які перевищують малоциклову втомленість бетону і введення коефіцієнта повторності має теоретичне значення тільки для прийнятої в дослідях бази випробовувань.

С. К. Яковлев та інші [112] провели випробування серії позацинтрово стиснутих бетонних елементів при повторно-статичному навантаженні. Досліди показали, що стабілізація деформацій стиснутого бетону в залежності від рівня навантаження відбувалась на шостому-дванадцятому циклах. Також в роботі авторами розроблена методика розрахунку несучої здатності позацинтрово стиснутих бетонних елементів з умови пристосування, відмічено що розрахункова несуча здатність бетонних елементів з умови пристосування нижче несучої здатності при одноразовому навантаженні на 6,6 – 6,8%.

Кузовчикова Є.О. і Яшин О.В. [77] дослідили бетон з призмвою міцністю $R_b = 45$ МПа, піддаючи призми розміром 20х20х80 см повторним навантаженням з базовою кількістю циклів $N = 4; 5$ і 6 з довантаженням на наступних циклах до руйнування. Рівень напружень для окремих призм $\eta_{\text{сус}} = \sigma_{\text{с,сус}} / f_{\text{cd}}$ послідовно збільшувався від 0,1 ... 0,46 на першому циклі до 0,58 ... 0,94 на базовому циклі (всього було випробовувано 12 призм). Автори відмічають, що міцність всіх призм після повторних навантажень була майже однаковою (в другій і четвертій серіях середнє збільшення міцності склало 1 %). Треба відмітити, що на базових циклах значення $\eta_{\text{сус}}$ складали в цих серіях від 0,78 до 0,94, що близько до значення η_{fat} , або його перевищує. В роботі [77] також відмічається, що зі збільшенням числа циклів спостерігається збільшення поздовжніх і поперечних деформацій, яке призвело до зменшення початкового модуля пружності бетону до 25%, причому зменшення відбувається в більшій мірі зі збільшенням рівня напружень повторних навантажень.

О.М. Кухнюк [80] також експериментально виявив, що малоциклові навантаження впливають на зміну міцності і, особливо, на деформаційні характеристики бетону.

А.Я. Барашиков, Б.Н. Шевченко і А.І. Валовой [32] досліджували малоциклову міцність бетону, крупним заповнювачем якого був гранітний щебінь, а дрібним – відходи гірничозбагачувального комбінату. Вони вперше запропонували визначати малоциклову втомленість бетону за допомогою енергетичних критеріїв міцності.

3.2. Методика випробовування призм на малоцикловий стиск

Дослідження впливу повторного малоциклового стиску на міцність і деформативність бетону виконувалось зі зразками у вигляді призм розміром 15х15х60 см третьої серії дослідів. Ці дослідження обумовлені тим, що до цього часу не узагальнені відомі експериментальні дані з цього питання. Тому виконані окремі дослідження з тим, щоб врахувати можливі зміни механічних характеристик бетону при стисканні при аналізі роботи залізобетонних рам в умовах повторних мало циклових навантажень.

Випробовували призми розміром 15х15х60 см при м'якому режимі малоциклового навантаження (при постійному прирості напружень в циклах навантаження – розвантаження). Призми виготовляли з бетону за складом 1:1,95:3,37 при В/Ц = 0,44. В якості крупного заповнювача застосовували гранітний щебінь фракції 5 – 20 мм, а дрібного – кварцовий пісок з модулем крупності 1,8. Цемент використовували портландський з мінеральними домішками Здолбунівського цементно-шиферного комбінату марки 500. Кубкова міцність бетону за результатами випробувань трьох зразків-близнюків у віці 28 діб склала $f_{cd} = 25,3$ МПа, а на початку випробувань основних призм у віці 82 діб – 28,8 МПа. Основні бетонні призми випробовувалися при дії повторних навантажень на протязі 14 діб, а тому можна вважати, що природні фактори не впливали на зміну їхніх механічних характеристик.

Призми третьої серії, як призми двох перших серій, випробовувалися в гідравлічному пресі УИМ-50 з ціною поділок шкали для вимірювання навантаження 2,5 кН. Завантаження і розвантаження призм відбувалося ступенями, величина яких складала 8 – 10 % від руйнівного. Вимірювання поздовжніх деформацій здійснювалося за допомогою індикаторів годинникового типу з ціною поділок 0,001 мм на базі 300 мм, які кріпилися на чотирьох гранях призм. Центрування призм виконували по фізичній осі, як це робилося з призмами першої і другої серій.

Призми П-1, 2, 3 (базові призми) випробовувались однократним навантаженням до руйнування, внаслідок чого визначили середню призову міцність і деформаційні характеристики бетону (початковий модуль пружності, граничні деформації, граничний коефіцієнт пластичності бетону та інші). Основні призми піддавались повторним короткочасним навантаженням (режимні призми) з верхнім відносним рівнем напружень в циклі, рівним $\eta_{cyc} = \sigma_{c,cyc} / f_{cd} = 0,45; 0,60; 0,75$ і 0,85 (f_{cd} – міцність бетону, яка визначалася за результатами випробувань призм П-1, 2, 3; в позначеннях призм перед буквою “П” вказаний відносний рівень напружень, а після букви – номер призми).

За базу кількості циклів прийнято $N = 10$, при цьому бралось до уваги, що на цій базі відбувається стабілізація деформування призм. Після кожного циклу навантаження призми ступенями повністю розвантажувалися, а на одинадцятому циклі навантажувалися до руйнування.

3.3. Вплив повторних малоциклових навантажень на міцність бетону

При дії повторних малоциклових зовнішніх навантажень можна розглядати три міцнісні характеристики бетону: малоциклова втомленість; малоциклова довговічність; короткочасна міцність після малоциклових навантажень. Малоциклова втомленість уявляє собою максимальні напруження циклу, за яких не відбувається руйнування бетону при виникненні пружнопластичних деформацій. Малоциклова довговічність визначається кількістю циклів яку витримує бетон при заданому рівні напружень до втомленого руйнування. Короткочасна міцність бетону після малоциклових навантажень уявляє його міцність при наступному короткочасному навантаженні до руйнування після припинення дії малоциклових навантажень, тобто це міцність бетону, яка визначається з урахуванням передісторії малоциклових навантажень.

Вплив малоциклових навантажень на міцнісні і деформаційні характеристики бетону досліджений в обмеженому обсязі, тому представляє науковий інтерес узагальнити наявні результати досліджень окремих авторів, виконати власні досліді і дійти певних висновків і пропозицій щодо цього питання.

Оскільки в наших дослідях механічні характеристики основних призм в подальшому будуть порівнюватися з їхніми значеннями за

результатами випробувань базових призм, наведемо докладніше результати випробувань призм П-1, 2, 3.

Міцність призм П-1, 2, 3 при одноразовому короточасному навантаженні відповідно склала 20,83; 20,44 і 20,39, що в середньому складає $f_{cd} = 20,55$ МПа при коефіцієнті мінливості $C_v = 0,012$. Розсіювання міцності окремих призм незначне, що свідчить про однорідність бетону призм. Це підтверджується і близькими значеннями деформацій при одноразовому навантаженні призм (табл. 3.1). При напруженні $\sigma_c = 18,51$ МПа коефіцієнт мінливості поздовжніх деформацій склав $C_v = 0,088$.

Таблиця 3.1

Зміна деформацій бетону при навантаженні призм П-1, П-2 і П-3.

П-1		П-2		П-3		Середні		$\eta = \sigma_c / f_{cd}$	E_c , МПа
σ_c , МПа	$\varepsilon_c \times 10^5$	σ_c , МПа	$\varepsilon_c \times 10^5$	σ_c , МПа	$\varepsilon_c \times 10^5$	σ_c , МПа	$\varepsilon_c \times 10^5$		
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
2,31	6,83	2,22	8,00	2,19	7,67	2,24	7,50	0,11	29886
4,63	15,83	4,44	18,33	4,39	14,08	4,49	16,08	0,22	27894
6,94	26,50	6,67	30,00	6,58	26,25	6,73	27,58	0,33	24397
9,26	35,33	8,89	42,83	8,77	37,92	8,97	38,69	0,44	23188
11,57	46,67	11,11	56,83	10,96	49,75	11,22	51,08	0,55	21956
13,89	59,17	13,33	71,83	13,16	64,42	13,46	65,14	0,65	20662
16,20	78,33	15,56	94,33	15,35	83,92	15,70	85,53	0,76	18359
18,51	101,5	17,78	116,8	17,54	106,4	17,95	108,3	0,87	16578

Залежність між напруженнями і деформаціями має криволінійний характер. На рис. 3.1 наведені експериментальні точки по всім трьом призмам та апроксимуюча крива третього степеня, яка має вигляд

$$\sigma_c = 0,2785(\varepsilon_c \times 10^5) - 0,0013(\varepsilon_c \times 10^5)^2 + 2 \times 10^{-6}(\varepsilon_c \times 10^5)^3, \quad (3.1)$$

де σ_c – напруження в бетоні;

ε_c – відносні деформації бетону, які відповідають напруженням σ_c .

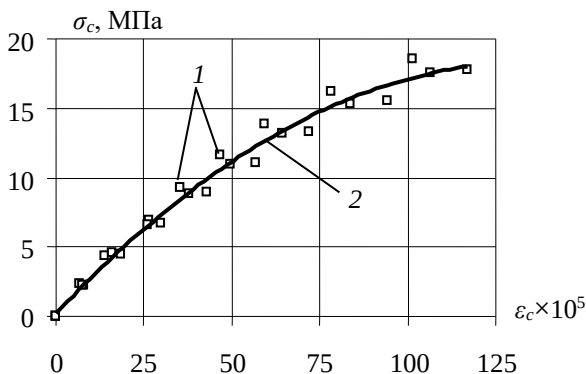


Рис. 3.1. Залежність між деформаціями і напруженнями в призмах П-1; П-2 і П-3: 1 – експериментальні точки, 2 – крива за формулою (3.1).

Достовірність апроксимації (3.1) складає $R^2 = 0,9863$. Середнє відношення теоретичних значень напружень $\sigma_{c,t}$ до дослідних σ_c по всім призмам склало $\sigma_{c,t}/\sigma_c = 0,969$, середнє квадратичне відхилення від середнього відношення – 0,078 при коефіцієнті мінливості 0,080.

Залежність (3.1) прийнята у такому вигляді з метою найкращого описання геометричного місця експериментальних точок і досягнення можливості математично аналізувати в подальшому процесі деформування бетону за результатами випробовувань основних призм.

Достовірність апроксимації (3.1) складає $R^2 = 0,9863$. Середнє відношення теоретичних значень напружень $\sigma_{c,t}$ до дослідних σ_c по всім призмам склало $\sigma_{c,t}/\sigma_c = 0,969$, середнє квадратичне відхилення від середнього відношення – 0,078 при коефіцієнті мінливості 0,080.

Залежність (3.1) прийнята у такому вигляді з метою найкращого описання геометричного місця експериментальних точок і досягнення можливості математично аналізувати в подальшому процесі деформування бетону за результатами випробовувань основних призм.

Визначення деформаційних характеристик бетону третьої серії дослідів виконаємо, аналізуючи залежність « $E_c - \eta$ » (рис. 3.2). Ця залежність для призм П-1,2,3 має вигляд з якої випливає, що модуль пружності бетону при $\sigma_c = 0$ $E_{c0} = 31246$ МПа, граничні деформації

стиснення $\varepsilon_{cR} = 142,0 \times 10^{-6}$, граничний коефіцієнт пластичності бетону $\lambda_{cR} = 0,536$.

$$E_c = E_{c0}(1 - \lambda_{cR}\eta) = 31246(1 - 0,536\eta), \quad (3.2)$$

Значення модуля пружнопластичності, обчислені за залежністю (3.2), добре збігаються з експериментальними даними (середнє відношення теоретичних значень до дослідних складає 1,009, середнє квадратичне відхилення цих відношень від середнього – 0,097, коефіцієнт мінливості – 0,096).

Повторні навантаження різним чином впливають на зміну призової міцності бетону. В наших дослідах після дії короткочасних малоциклових навантажень всі призми на одинадцятому циклі були навантажені до зруйнування. В результаті виявилось що середня міцність призм 45П-1,2 склала $f_{cd,cyc} = 23,11$ МПа (24,00 і 22,22 МПа), призм 60П-1,2 – 22,53 МПа (22,61 і 22,45), призм 75П-1,2 – 21,97 МПа (21,77 і 22,17), призм 85П-1,2,3 – $f_{cd,cyc} = 21,02$ МПа (20,05, 20,30 і 22,71). Відношення міцності бетону основних призм до міцності призм П-1,2,3 відповідно склали: для призм 45П-1,2 $f_{cd,cyc} / f_c = 1,12$; призм 60П-1,2 – 1,10; призм 75П-1,2 – 1,07 і призм 85П-1,2,3 – $f_{cd,cyc} / f_{cd} = 1,02$.

В роботі А.П.Погореляка [91] з бетонами, які мали призмову міцності від 14,8 до 28,2 МПа. Кількість циклів змінювалася від 2 до 100, а рівень повторних навантажень від 0,10 до 0,85. Результати дослідів наведені в табл. 3.2.

В дослідах О.М.Кохнюка [88] з бетоном з міцністю 18 МПа при кількості циклів 11 та рівнем навантаження 0,8; 0,65; 0,60 і 0,50 отримані відповідні середні відношення $R_{b,cyc} / R_b = 0,98; 1,11; 1,10$ і 1,08. В роботі [112] при $\eta_{cyc} \leq 0,85$ і $n = 50$ було отримано збільшення міцності в 1,05 рази.

На рис. 3.3 нанесені всі наявні результати дослідів та зроблена їх апроксимація, яка має вигляд

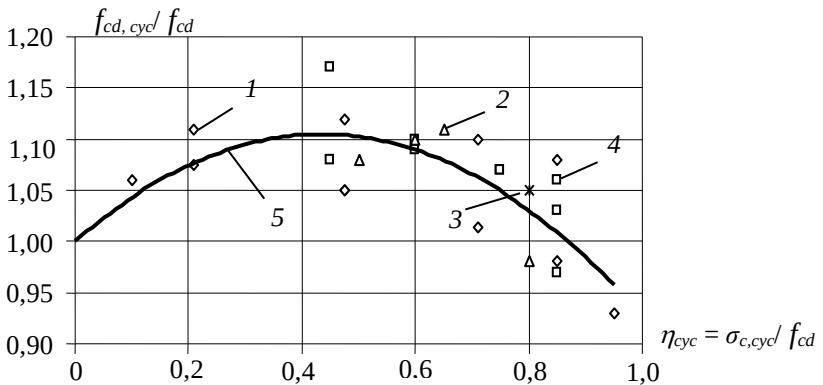
$$f_{cd,cyc} = f_{cd} (1 + 0,483 \eta_{cyc} - 0,556 \eta_{cyc}^2). \quad (3.3)$$

Середнє квадратичне відхилення відношення $f_{cd,cyc}/f_{cd}$ від середнього значення $f_{cd,cyc}/f_{cd} = 1,052$ складає 0,0423 при коефіцієнті мінливості 0,0402. Це свідчить про те, що формула (3.3) адекватно відображає експериментальні дані.

Таблиця 3.2

Вплив повторних навантажень на призову міцність бетону

Призова міцність базових призм f_{cd} , МПа	Рівень повторних навантажень, η_{cyc}	Кількість циклів, n	Призова міцність основних призм, $f_{cd,cyc}$, МПа	Відношення $f_{cd,cyc}/f_{cd}$
28,2	0,85	9 – 22	26,12	0,93
28,2	0,85	100	30,60	1,08
28,2	0,71	43	31,00	1,10
28,2	0,21	43	30,30	1,075
28,2	0,71	9	31,80	1,13
28,2	0,21	9	31,31	1,11
28,2	0,475	2	31,60	1,12
28,2	0,475	50	29,50	1,05
28,2	0,10	26	29,80	1,06
28,2	0,85	26	27,80	0,98
28,2	0,475	26	29,70	1,05

Рис. 3.3. Залежність малоциклової міцності бетону $R_{b,cyc}$ від відносного рівня напружень малоциклового стиснення η_{cyc} :

1 – досліді Погореляка А.П.; 2 – Кухнюка О.М.; 3 – Яковлєва С.К.;
4 – автора (третья серія); 5 – згідно з формулою (3.3)

Згідно з (3.3) найбільший приріст міцності спостерігається при $\eta_{cyc} = 0,43$ і складає 10,5%. Значенню $f_{cd, cyc} / f_{cd} = 1$ відповідає значення $\eta_{cyc} = 0,87$, що практично співпадає з раніше відміченим відносним рівнем малоциклової втомленості бетону $\eta_{fat} = 0,85$ і підтверджує його. При $\eta_{cyc} \leq 0,43$ відбувається ущільнення структури бетону, що призводить до збільшення його міцності, при $0,43 < \eta_{cyc} \leq 0,85$ процеси ущільнення бетону ще переважають процеси розущільнення внаслідок утворення мікротріщин, а при $\eta_{cyc} > \eta_{fat} = 0,85$ відбувається розущільнення бетону внаслідок розвитку макротріщин, виникнення нових та перетворення їх в макротріщини, що спричиняє малоциклову втомленість бетону, тобто його руйнування. Слід відмітити, що формула (3.3) справедлива для важких бетонів класів C16/20...C30/35 на базі N ≤ 100 циклів при $\eta_{cyc} \leq 0,85$.

3.4. Вплив повторних навантажень на діаграми деформування бетону

В експериментах виявлено, що при навантаженні і розвантаженні призм характер діаграм деформування залежить від рівня максимальних напружень в циклах та кількості циклів навантажень (рис. 3.4). Це можна встановити, проаналізувавши зміну градієнтів деформування бетону на ступенях навантаження і розвантаження.

З цією метою для всіх режимних призм на кожному ступені навантаження обчислені відношення $g_\varepsilon = \Delta \varepsilon_{c, cyc} / \Delta \sigma_{c, cyc}$, а також відношення $g_\varepsilon^{dis} = \Delta \varepsilon_{c, cyc}^{dis} / \Delta \sigma_{c, cyc}^{dis}$ на ступенях розвантаження ($\Delta \sigma_{c, cyc}$; $\Delta \sigma_{c, cyc}^{dis}$ - зміна напружень на ступенях при відповідно навантаженні і розвантаженні; $\Delta \varepsilon_{c, cyc}$; $\Delta \varepsilon_{c, cyc}^{dis}$ - те саме – деформацій).

В призмах 45П-1,2 в першому циклі на першому ступені навантаження градієнт деформацій склав $g_\varepsilon = 3,15 \times 10^{-5} / \text{МПа}$, на другому і третьому ступені він збільшувався, а на четвертому досяг значення $g_\varepsilon = 5,18 \times 10^{-5} / \text{МПа}$, що на 64,4 % більше, ніж на першому ступені. Оскільки напруження зростали на ступенях однаково, а градієнт деформацій постійно збільшувався, то це є підтвердженням, що бетон деформувався нелінійно (рис 3.5).

На першому ступені в другому і третьому циклах градієнт деформацій дещо зростав, а на п'ятому – сьомому циклах відбулась його стабілізація. На другому і третьому ступені навантаження по циклам градієнт деформацій зростав, а на четвертому ступені

зменшився. Їх стабілізація відбулася на п'ятому – десятому циклах (див. рис. 3.5).

При розвантаженні призм 45П-1,2 в першому циклі на першому ступені зменшення напружень градієнт деформацій склав $g_{\varepsilon}^{dis} = 3,02 \times 10^{-5}/\text{МПа}$, що на 4 % менше, ніж на першому ступені збільшення навантаження. На останньому ступені розвантаження в першому циклі градієнт деформацій досяг значення $g_{\varepsilon}^{dis} = 4,20 \times 10^{-5}/\text{МПа}$, що на 39 % більше, ніж на першому ступені розвантаження, але менше, ніж аналогічна різниця значень градієнтів при навантаженні.

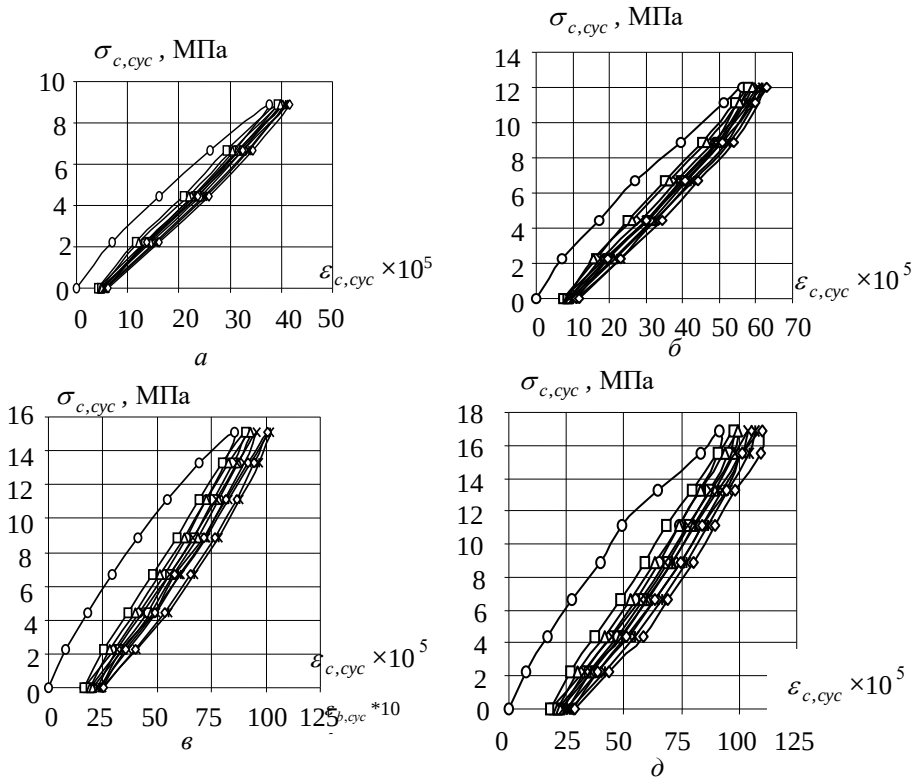


Рис. 3.4. Діаграми деформування бетону при повторних навантаженнях: а – призми 45П-1,2; б – 60П-1,2; в – 75П-1,2; д – 85П-1,2,3; ○ – перший цикл; □ – другий; △ – третій; × – п'ятий; ж – сьомий; ◇ – десятий цикли.

Це свідчить про те, що деформації при навантаженні більш нелінійно залежать від напружень, ніж при розвантаженні [35]. Зі збільшенням циклів в цих призмах при розвантаженні спостерігалось незначне збільшення градієнта деформацій (в межах 3,5 ... 7,6 %). Тобто після першого ступеня розвантаження зі зменшенням напружень швидкість деформування бетону була практично однаковою.

Завантаження призм 60П-1,2 до максимального напруження в циклах $\sigma_{с,сус.мах} = 12,0$ МПа здійснювали на протязі шести, а розвантаження – п'яти ступенів (рис. 3.6). В першому циклі на першому ступені навантаження градієнт деформування склав $g_{\varepsilon} = 3,25 \times 10^{-5}$ /МПа, а на шостому ступені - $g_{\varepsilon} = 5,77 \times 10^{-5}$ МПа, тобто зріс в 1,77 рази (напруження збільшилися в 5,4 рази). Зі збільшенням циклів навантаження значення g_{ε} збільшувалось не суттєво і стабілізувалось на п'ятому – сьомому циклах (на десятому циклі $g_{\varepsilon} = 3,88 \times 10^{-5}$ МПа). На шостому ступені навантаження значення g_{ε} поступово зменшувалось і на десятому циклі склало $g_{\varepsilon} = 3,45 \times 10^{-5}$ МПа, що на 11,1 % менше, ніж на першому циклі. Це свідчить про те, що зі збільшенням циклів пластичні деформації при навантаженні проявляються в меншій мірі.

Характер зміни градієнтів деформування бетону при розвантаженні призм 60П-1,2 був ідентичним до призм 45П-1,2 (див. рис. 3.6). На першому ступені навантаження в першому циклі значення $g_{\varepsilon}^{dis} = 2,37 \times 10^{-5}$ /МПа, а на другому і десятому циклах знаходилось в межах $g_{\varepsilon}^{dis} = 2,62 \dots 2,90 \times 10^{-5}$ /МПа. На п'ятому ступені розвантаження майже на всіх циклах значення g_{ε}^{dis} знаходилось в межах $5,10 \dots 5,47 \times 10^{-5}$ /МПа. Отже, в цих призмах стабілізація значень g_{ε}^{dis} при розвантаженні зі збільшенням циклів відбувалася раніше, ніж значень g_{ε} при навантаженні (див. рис. 3.6).

Аналізуючи гістограми градієнта деформацій бетону при випробовуванні призм 75П-1,2 (рис.3.7), можна зазначити, що значення g_{ε} на першому ступені навантаження зі збільшенням циклів збільшувалось і їх стабілізація після десяти циклів не відбулася. Так на першому циклі $g_{\varepsilon} = 3,44 \times 10^{-5}$ /МПа, а на третьому, сьомому і

десятому відповідно $g_{\varepsilon} = 4,17; 4,35$ і $4,66 \times 10^{-5}/\text{МПа}$. Певно це можна пояснити тим, що при високих рівнях повторного навантаження мікроруйнування в бетоні більш суттєво вплинули на збільшення градієнта деформацій на перших ступенях навантаження.

В першому циклі на сьомому ступені навантаження призм 75П-1,2 градієнт деформацій склав $g_{\varepsilon}^{dis} = 2,50 \times 10^{-5}/\text{МПа}$, що в 1,21 і 1,25 разів менше, ніж відповідно в призмах 45П-1,2 і 60П-1,2. Зі збільшенням циклів значення g_{ε}^{dis} зростало і на десятому циклі розвантаження склало $g_{\varepsilon}^{dis} = 3,45 \times 10^{-5}/\text{МПа}$ (стабілізація не спостерігалась). Зі збільшенням ступенів розвантаження на всіх циклах відбувалося збільшення значень g_{ε}^{dis} , а на останньому ступені розвантаження в усіх циклах вони були майже однаковими (коливання в межах $6,06 \dots 6,58 \times 10^{-5}/\text{МПа}$) (див. рис. 3.7).

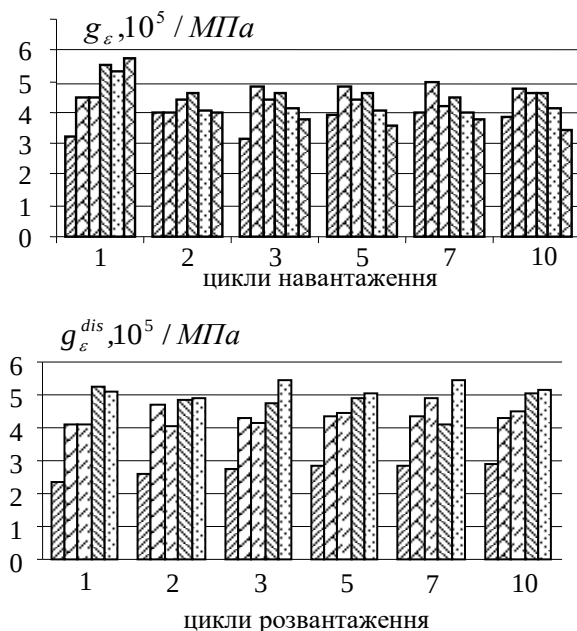


Рис. 3.6. Зміна градієнтів деформацій бетону по ступеням навантаження і розвантаження призм 60П-1,2:

▨, ▩, ▧, ▦, ▥, ▤ перший, другий, третій, четвертий, п'ятий, шостий ступені навантаження і розвантаження.

В призмах 85П-1,2,3 максимальні напруження стискання $\sigma_{c, \text{сус. max}} = 16,89$ МПа в десяти циклах наближалися до малоциклової втомленості бетону, що суттєво вплинуло на характер деформування бетону (рис. 3.8). Градієнт деформацій бетону при навантаженні в першому циклі на першому ступені склав $g_\varepsilon = 3,41 \times 10^{-5}$ /МПа і до напружень $\sigma_{c, \text{сус}} = 8,89$ МПа змінювався так, як і в призмах 45П-1,2; 60П-1,2 і 75П-1,2. На сьомому ступені навантаження ($\sigma_{c, \text{сус}} = 15,56$ МПа) він досяг найбільшого значення, рівного $g_\varepsilon = 8,36 \times 10^{-5}$ /МПа. В наступних циклах на першому ступені значення g_ε збільшувалось і на десятому циклі перевищило значення на першому циклі в 1,41 рази (в призмах 45П-1,2; 60П-1,2 і 75П-1,2 це перевищення склало відповідно в 1,11; 1,19 і 1,35 рази). На восьмому ступені навантажень градієнт деформацій зі збільшенням циклів спочатку зменшувався, а потім став збільшуватись, що можна пояснити виникненням суттєвих пластичних деформацій при високих напруженнях.

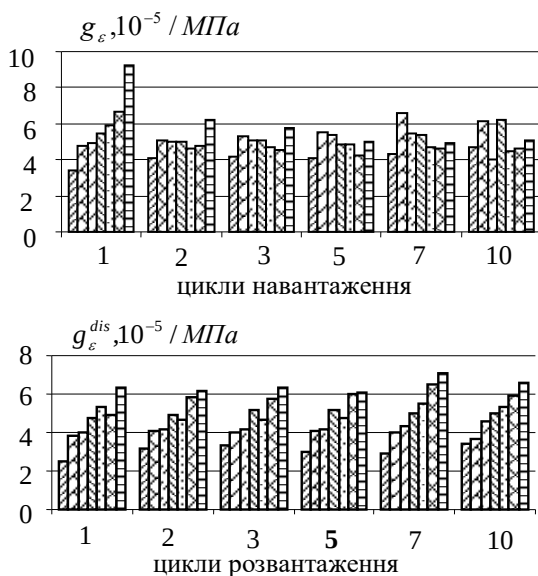


Рис. 3.7. Гістограми градієнта деформацій бетону при навантаженні і розвантаженні призми 75П-1,2:

▣, ▤, ▥, ▦, ▧, ▨ - перший, другий, третій, четвертий, п'ятий, шостий, сьомий ступені навантаження і розвантаження.

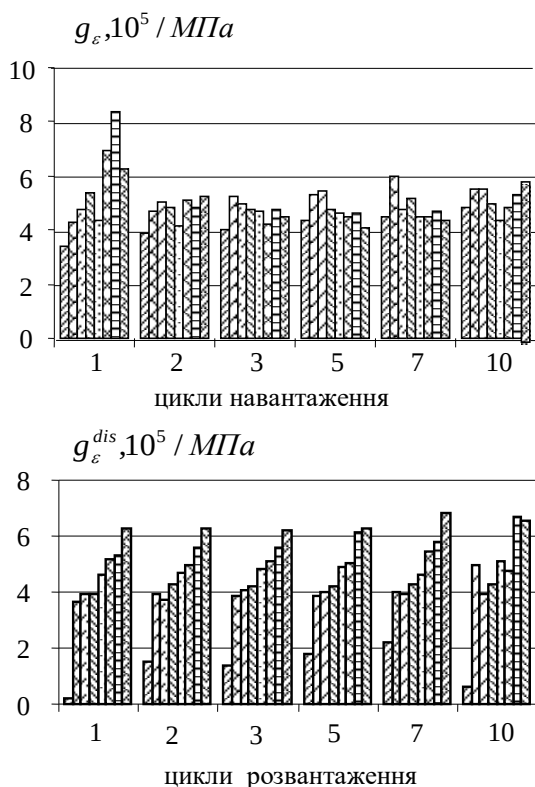


Рис. 3.8. Гістограми градієнта деформацій бетону при навантаженні і розвантаженні призм 85П-1,2,3:

 - перший, другий, третій, четвертий, п'ятий, шостий, сьомий, восьмий ступені навантаження і розвантаження

При розвантаженні призм 85П-1,2,3 на першому ступені градієнт деформацій на всіх циклах був менший, ніж на наступних ступенях (див. рис. 9). Тобто, на цьому ступені деформації розвантаження суттєво “запізнювались” відносно зменшення напружень. На всіх циклах зі збільшенням ступенів розвантаження градієнти деформацій зростали. В першому циклі на першому ступені розвантаження градієнт деформацій склав $g_{\epsilon}^{dis} = 1,22 \times 10^{-5} / \text{МПа}$, а на восьмому ступені – $6,25 \times 10^{-5} / \text{МПа}$, в третьому циклі на першому ступені розвантаження – $g_{\epsilon}^{dis} = 1,37 \times 10^{-5} / \text{МПа}$, а на восьмому ступені – $6,21 \times 10^{-5} / \text{МПа}$. На восьмому ступені розвантаження в усіх циклах градієнт деформацій

g_{ε}^{dis} практично був однаковий і знаходився в межах $6,21 \dots 6,83 \times 10^{-5}$ /МПа.

Треба зазначити, що в першому циклі навантаження при напруженнях $\sigma_{c, cyc} = 8,89$ МПа (четвертий ступінь навантаження) в усіх призмах градієнт деформацій знаходився в межах $5,18 \dots 5,50 \times 10^{-5}$ /МПа, що ще раз свідчить про достатню однорідність досліджуваного бетону.

Після випробувань основних призм повторними навантаженнями вони на одинадцятому циклі були довантажені до руйнування, а призми П-1,2,3 – на першому циклі. Аналіз діаграм деформування та кількісних значень поздовжніх деформацій дає можливість виявити вплив на них малоциклових навантажень (рис. 3.9).

При навантаженні призм П-1,2,3 спостерігається чітка криволінійна залежність між напруженнями σ_b і деформаціями ε_c (рис. 3.9, крива 1). В призмах 45П-1,2 і 60П-1,2 залежність « σ_c - ε_c » також мають криволінійний характер, але їхня кривизна значно менша, ніж в призмах П-1,2,3 (рис. 3.9, криві 2 і 3). Залежність « σ_c - ε_c » в призмах 75П-1,2 має практично лінійний характер, тобто на базі $N = 10$ циклів в цих призмах повністю проявились пластичні деформації. Лише в кінці діаграми при $\eta > 0,75f_{cd, cyc}$ почали виникати пластичні деформації рис. 3.9, крива 4). В призмах 85П-1,2,3 на початковій стадії

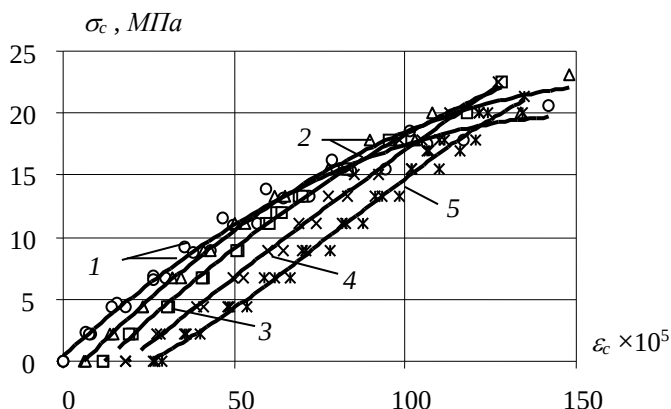


Рис. 3.9. Залежність між напруженнями σ_c і деформаціями ε_c при навантаженні призм до руйнування: 1 – призми П-1,2,3; 2 – 45П-1,2; 3 – 60П-1,2; 4 – 75П-1,2; 5 – призми 80П-1,2,3.

навантаження крива деформування своєю випуклістю звернута до осі деформацій, а в кінці навантаження – до осі напружень (рис. 3.9, крива 5). Таке явище було виявлено і в роботі [86]. Треба відзначити, що малоциклові навантаження в межах вибраної бази їх повторювань не вплинули суттєво на повні деформації бетону (див. рис. 3.9).

Залишкові деформації призм 45П-1,2, 60П-1,2, 75П-1,2 і 85-П-1,2,3 після десяти циклів повторних навантажень перед циклом руйнування склали відповідно $\varepsilon_{b,cyc,res} = 6,33; 11,65; 18,35 \text{ і } 27,48 \times 10^{-5}$ (рис 3.9).

Якщо в призмах 85П –1,2,3 напруження в циклах навантажень перевищували такі ж напруження в призмах 45П-1,2 в 1,88 рази, то залишкові деформації збільшились в 4,34 рази. В призмах 75П-1,2 і призмах 60П-1,2 таке збільшення складає відповідно в 2,89 і 1,84 рази при збільшенні напружень в циклах в 1,67 і 1,33 рази. З наведених даних, випливає, що залишкові деформації, які накопичуються на циклах навантажень, нелінійно залежать від максимальних напружень.

Для всіх кривих деформування бетону в усіх призмах на вітках навантаження і розвантаження, які показані на рис. 3.4, знайдені формули у вигляді поліномів третього степеня:

при навантаженні

$$\sigma_{c,cyc} = a\varepsilon_{c,cyc} + b\varepsilon_{c,cyc}^2 + c\varepsilon_{c,cyc}^3 ; \quad (3.4)$$

при розвантаженні

$$\sigma_{c,cyc}^{dis} = a^{dis} \varepsilon_{c,cyc}^{dis} + b^{dis} (\varepsilon_{c,cyc}^{dis})^2 + c^{dis} (\varepsilon_{c,cyc}^{dis})^3 + d^{dis} , \quad (3.5)$$

де $\sigma_{c,cyc}, \sigma_{c,cyc}^{dis}$ - напруження в бетоні в циклах на вітках відповідно навантаження і розвантаження;

$\varepsilon_{c,cyc}, \varepsilon_{c,cyc}^{dis}$ - відносні деформації бетону в циклах відповідно

при навантаженні і розвантаженні;

$a; b; c; a^{dis}; b^{dis}; c^{dis}; d^{dis}$ – дослідні коефіцієнти, які знаходяться методом найменших квадратів.

Залежності (3.4) і (3.5) прийняті такі ж, як і залежність (3.1) для призм П-1,2,3. Достовірність апроксимацій дослідних даних кривими (3.4) і (3.5) в усіх випадках була не меншою $R^2 \geq 0,997$ (48 кривих). Висока достовірність апроксимацій (3.4) і (3.5), як і апроксимації (3.1) дозволяє вважати їх функціональними експериментальними кривими.

В призмах 45П-1,2 на всіх циклах навантаження друга похідна в усіх точках кривої (3.4) має від’ємне значення, тобто $(\sigma_{c,cyc})' < 0$. Це

засвідчує, що криві деформування при навантаженні звернені випуклістю (ввігнутістю) до осі напружень (деформацій). Дещо інший характер мають криві деформування бетону при навантаженні в циклах призм 60П-1,2, 75П-1,2 і 85П-1,2,3. В призмах 60-1,2 на перших п'яти циклах навантаження випуклість кривих деформування звернена до осі напружень, так як $(\sigma_{c,cyc}) < 0$, а на десятому циклі напрям кривини змінився, тобто в усіх точках кривої (3.4) друга похідна мала позитивні значення $(\sigma_{c,cyc}) > 0$, що свідчить про випуклість кривої до осі деформацій. Певно, на деяких циклах між п'ятим і десятим діаграма деформування мала лінійний характер. В призмах 75П-1,2 і 85П-1,2,3 зміна напрямку кривини відбулася відповідно на сьомому і третьому циклах.

Зміну напрямку кривин можна пояснити тим, що деструктивні процеси в бетоні виникають не тільки при навантаженні, але і в процесі зменшення або повністю зняття навантаження. Це пов'язано з залишковими деформаціями цементного каменя, який піддається розтягання, коли зерна заповнювача відновлюють свої розміри і форму. Особливо це стосується випадків, коли відбуваються повторні навантаження бетону напруженнями високих рівнів.

Після утворення мікротріщин в цементному камені (так званих “розвантажувальних” мікротріщин) після декількох циклів навантаження – розвантаження при наступному циклі навантаження спочатку відбувається закриття мікротріщин, що призводить до поступового збільшення жорсткості бетону. На початку навантаження можна вважати, що бетон із-за наявності мікротріщин працює як крихкий матеріал, швидкість збільшення деформацій перевищує швидкість збільшення напружень, що і обумовлює зміну напрямку розташування випуклості кривих деформування по циклах навантаження. Чим більший об'єм деструктивних пошкоджень в бетоні, тим раніше відбувається зміна напрямку випуклості кривих деформування при навантаженні, що і підтверджується наведеними вище експериментальними даними.

Друга похідна функції (3.5) для всіх призм на всіх циклах має позитивне значення, тобто $(\sigma_{c,cyc}^{dis}) > 0$, що свідчить про розташування при розвантаженні кривих деформування випуклістю (ввігнутістю) до осі деформацій (напружень).

3.5. Зміна пружнопластичних характеристик бетону при повторних навантаженнях

До основних пружнопластичних характеристик бетону можна віднести модуль пружно пластичності, коефіцієнт пластичності або пружності бетону, площу петлі гістерезису пластичного деформування при повторних навантаженнях. Доведено, що модуль пружнопластичності бетону залежно від рівня навантаження з високою достовірністю можна описати формулою

$$E_c = E_{c0}(1 - \lambda_{cr}\eta), \quad (3.6)$$

де E_c – модуль пружнопластичності бетону, який залежить від рівня навантаження

E_{c0} – модуль пружності бетону, який відповідає напруженню $\sigma_b = 0$;

λ_{cr} – граничний коефіцієнт пластичності бетону;

η – рівень навантаження бетону ($\eta = \sigma_b / R_b$).

У вигляді залежності (3.6) була записана формула (3.1) для призм П-1,2,3.

Певно, що залежності у вигляді (3.6) можна записати для кожного циклу навантаження і розвантаження, що підтверджується експериментальними даними (рис. 3.10). Такі залежності мають вигляд

$$E_{c,cyc} = E_{c0,cyc}(1 - \lambda_{cr,cyc} \sigma_{c,cyc} / f_{cd,cyc}), \quad (3.7)$$

де позначення такі ж, як у формулі (3.6), тільки вони стосуються бетону, що піддавався повторному навантаженню.

Вище зазначалося, що градієнти деформацій бетону на перших ступенях розвантаження призм значно менші, ніж на наступних, тобто на цих ступенях відбувається запізнення зміни деформацій порівняно зі зменшенням напружень. Ця обставина суттєво впливає на пружнопластичні характеристики бетону при його розвантаженні після стискання. Аналіз результатів експериментальних даних за допомогою методів показує, що між модулем пружнопластичності бетону і рівнем напружень при розвантаженні може бути прийнята модифікована лінійна залежність, яка має таку ж структуру, як і при стисканні (3.7), і має вигляд

$$E_{c,cyc}^{dis} = E_{c0,cyc}^{dis}(1 - \lambda_{cr,cyc}^{dis} \sigma_{c,cyc}^{dis} / f_{cd,cyc}), \quad (3.8)$$

де позначення прийняті як і формулі (3.7), але все стосується розвантаження.

На рис. 3.10 наведені залежності між модулем пружнопластичності від рівня навантаження-розвантаження ($\eta_{c,cyc} = \sigma_{c,cyc} / f_{cd,cyc}$; $\eta_{c,cyc}^{dis} = \sigma_{c,cyc}^{dis} / f_{cd,cyc}$).

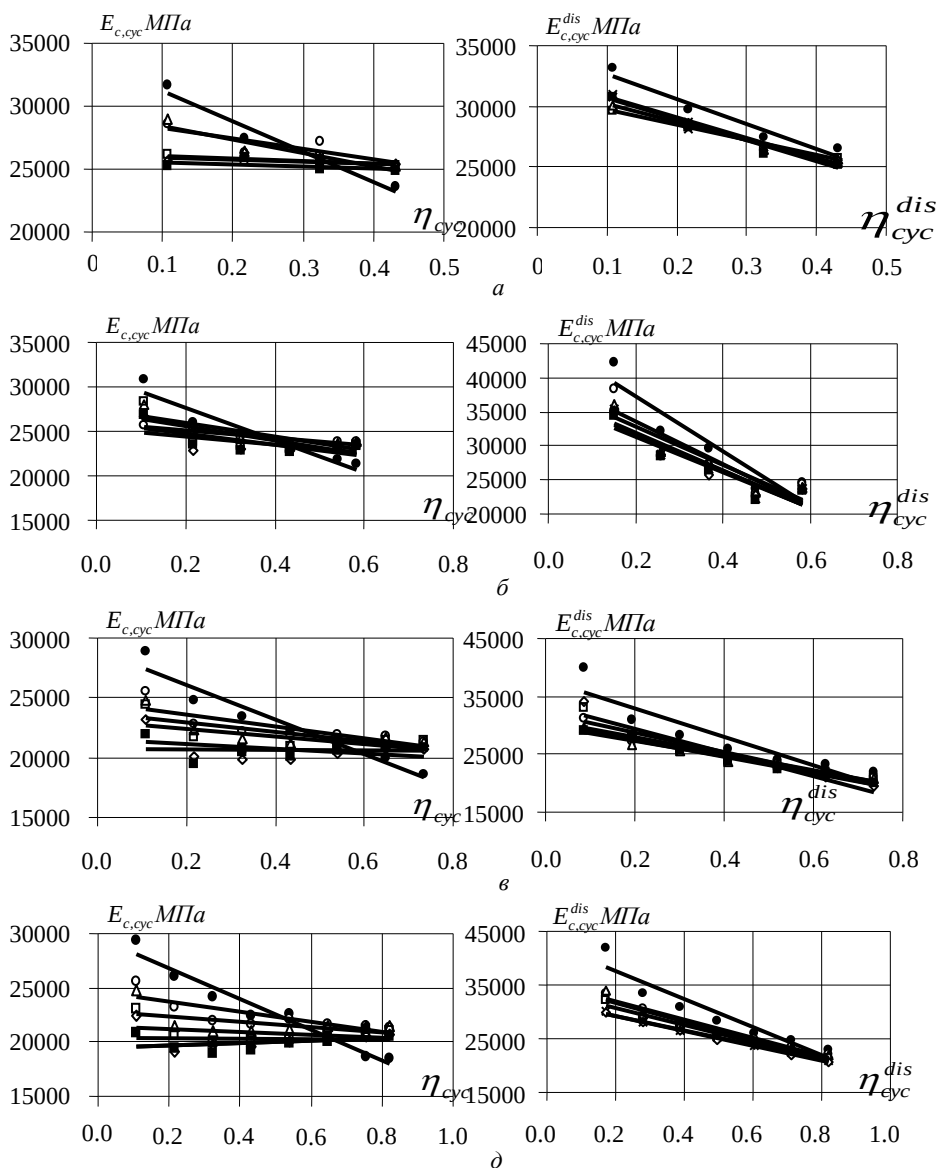


Рис. 3.10. Залежність модуля пружнопластичності бетону від рівня навантаження та розвантаження: а, б, в, д – відповідно призми 45-1,2; 60-1,2; 75-1,2; 85-1,2,3 (ліворуч – навантаження, праворуч – розвантаження);

● - перший цикл; ○ - другий; Δ - третій; □ - п'ятий; * - восьмий; ■ - десятий цикл.

В призмах 45П-1,2 в першому циклі на четвертому (останньому) ступені навантаження модуль пружнопластичності складав $E_{c, cyc} = 23609,0$ МПа, а на першому ступені розвантаження - $E_{c, cyc}^{dis} = 33117,4$ МПа. На четвертому ступені і навантаження і розвантаження в десятому циклі ці значення вирівнялися (див. рис. 3.10). Аналогічна картина спостерігається і в призмах 60П-1,2. В призмах 75П-1,2 при $\eta_{b, cyc} = 0,735$ на першому циклі навантаження значення модуля пружнопластичності бетону склало $E_{c, cyc} = 18584,8$ МПа, а на десятому - $E_{c, cyc} = 20798,2$ МПа. Таке збільшення значень $E_{b, cyc}$ пояснюється накопиченням мікротріщин на попередніх циклах навантажень, які на початку навантаження на наступному циклі поступово закриваються, збільшуючи жорсткість бетону. Таке явище спостерігається і в призмах 85П-1,2,3. Треба зазначити, що, починаючи з другого циклу навантаження і розвантаження, залежності (3.8) на наступних циклах в призмах 75П-1,2 і 85П-1,2,3 практично співпадають (див. рис. 3.10).

Аналізуючи значення коефіцієнта пластичності при розвантаженні, можна відзначити що він по циклам змінюється не в значних межах, але встановити якісь чіткі закономірності важко.

В призмах 45П-1,2 на першому циклі розвантаження $\lambda_{cR, cyc}^{dis}$ дорівнювало 0,589, на другому і третьому циклах дещо зменшилось, а на п'ятому – десятому циклах знаходилось в межах 0,521 ... 0,533. Аналогічно і в призмах 60П-1,2 і 75П-1,2 стабілізація значень $\lambda_{cR, cyc}^{dis}$ відбулася після другого циклу розвантаження. В призмах 85П-1,2,3 на другому – десятому циклах значення $\lambda_{cR, cyc}^{dis}$ знаходилось в межах 0,493 ... 0,424. Можна відмітити, що коефіцієнт пластичності бетону при розвантаженні після першого циклу змінюється не значно, так як основний обсяг пластичних деформацій проявляється на першому циклі.

Результати досліджень засвідчили, що зі збільшенням рівня малоциклового навантаження значення модуля пружності бетону E_{c0} зменшується (рис. 3.11; табл. 3.3). Порівняно з призмами П-1,2,3 в призмах 45П-1,2; 60П-1,2; 75П-1,2 і 85П-1,2,3 значення $E_{c0, cyc}$ зменшилось відповідно на 6,2; 20,2; 31,1 і 33,3 %. В той же час спостерігається збільшення граничного модуля пружнопластичності бетону, що можна пояснити поступовим закриттям в процесі

навантаження горизонтальних мікротріщин, які утворилися під час повторних навантажень.

В процесі повторних навантажень поступово нагромаджувались залишкові деформації, їх величина збільшувалась зі збільшенням рівня напружень в циклах повторних навантажень.

Зі збільшенням рівня малоциклового навантаження також зменшується початковий модуль пружності бетону $E_{c;0,3.цyc}$ (при $\sigma_{c,цyc} = 0,3 f_{cd,цyc}$), який визначений за формулою (3.7). В призмах 85П-1,2,3 зменшення $E_{c;0,3.цyc}$ склало 25,5 %.

В процесі повторних навантажень поступово нагромаджувались залишкові деформації, їх величина збільшувалась зі збільшенням рівня напружень в циклах повторних навантажень.

Зі збільшенням рівня малоциклового навантаження також зменшується початковий модуль пружності бетону $E_{c;0,3.цyc}$ (при $\sigma_{c,цyc} = 0,3 f_{cd,цyc}$), який визначений за формулою (3.7). В призмах 85П-1,2,3 зменшення $E_{c;0,3.цyc}$ склало 25,5 %.

Вплив передісторії малоциклового навантаження на зміну модуля пружності $E_{c0,цyc}$ і початкового модуля пружності бетону $E_{c;0,3.цyc}$ можна описати поліноміальною залежністю у вигляді (рис.3.12).

$$E_{c0,цyc} = 31403 + 160,15 \eta_{цyc} - 1600 \eta_{цyc}^2; \quad (3.9)$$

$$E_{c;0,3.цyc} = 26252 + 5003 \eta_{цyc} - 15354 \eta_{цyc}^2. \quad (3.10)$$

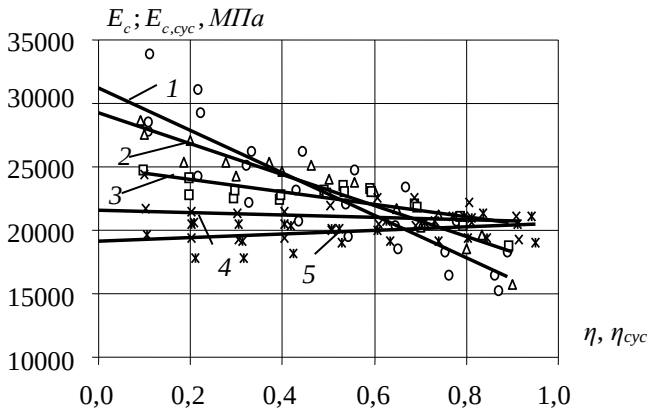


Рис. 3.11. Залежність модуля пружнопластичності бетону від рівня навантаження при навантаженні до руйнування: 1 – призми П-1,2,3; 2 – 45П-1,2; 3 – 60П-1,2; 4 – 75П-1,2; 5 – призми 85П-1,2,3.

В роботі вперше розглянуто питання впливу малоциклового стискання на площу петлі гістерезису пластичного деформування. В процесі циклічного навантаження залежно від максимальних напружень та кількості циклів в бетоні накопичуються пластичні деформації. Виникнення пластичних деформацій в кожному циклі характеризується шириною або площею гістерезисної петлі діаграми деформування. За результатами дослідів обчислені площі петлі гістерезису W_i в циклах навантаження і розвантаження за формулою

$$W_i = \int_0^{\varepsilon_{b,cyc,max,i}} \sigma_{c,cyc,i} d\varepsilon_{c,cyc} - \int_{\varepsilon_{c,cyc,res,i}}^{\varepsilon_{c,cyc,max,i}} \sigma_{c,cyc,i}^{dis} d\varepsilon_{c,cyc}^{dis}, \quad (3.11)$$

де W_i - площа петлі гістерезису на i -му циклі навантаження – розвантаження;

$\sigma_{c,cyc,i}, \sigma_{c,cyc,i}^{dis}$ - функції (3.4) і (3.5) для окремих призм для i -го циклу;

$\varepsilon_{c,cyc,max,i}; \varepsilon_{c,cyc,res,i}$ - деформації бетону на i -му циклі відповідно максимальні і залишкові.

Значення W_i для всіх призм по циклам наведені в табл. 3.4.

Таблиця 3.3

Значення пружнопластичних характеристик бетону при навантаженні призм до руйнування

Марка призм	$f_{cd}; f_{cd,cyc}$, МПа	$E_{c0}; E_{c0,cyc}$, МПа	$E_{c;0,3};$ $E_{c;0,3,cyc}$, МПа	$\varepsilon_{cR} \times 10^5;$ $\varepsilon_{cR,cyc} \times 10^5$	$\lambda_{cR};$ $\lambda_{cR,cyc}$	$\varepsilon_c \times 10^5;$ $\varepsilon_{c,cyc} \times 10^5$
П-1,2,3	20,55	31246	26221	142,0	0,536	142,0
45П-1,2	23,11	29316	25631	135,7	0,419	141,5
60П-1,2	22,53	24933	23496	111,8	0,192	123,7
75П-1,2	21,96	21527	21262	106,3	0,041	124,7
85П-1,2,3	21,02	20843	19542	102,4	-0,074	121,7

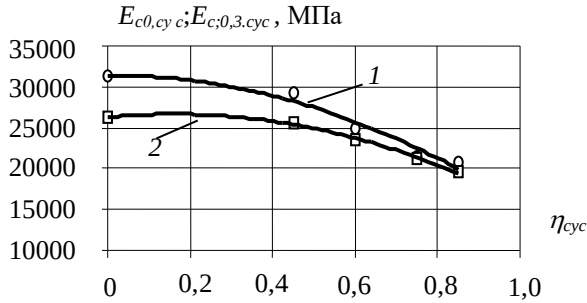


Рис. 3.12. Залежність значень $E_{c0,cyc}$ (1) і $E_{c;0,3,cyc}$ (2) від рівня попереднього малоциклового навантаження η_{cyc} .

Таблиця 3.4

Значення площі петлі гістерезису W_i при циклічному навантаженні призми

Цикли	Значення $W_i \times 10^{-5}$ МПа			
	45П-1,2	60П-1,2	75П-1,2	85П-1,2,3
1	46,1	105,5	295,7	319,3
2	5,4	24,6	40,67	53,3
3	4,5	16,5	26,5	30,7
5	2,4	10,4	17,4	25,2
7	2,2	8,7	9,4	22,7
10	2,2	5,4	7,8	17,4
$\sum W_i$	68,5	209,8	443,7	560,5
11	1890,2	1355,9	1163,4	1036,7
$\sum W_i$	1958,7	1565,7	1607,1	1597,2

При обчисленні значення повної затраченої енергії на пластичне деформування за десять циклів $\sum W_i$ значення окремих W_i на четвертому, шостому, восьмому і дев'ятому циклах визначались за інтерполяцією (див. табл. 3.4).

Як видно з табл. 3.4 найбільша зміна діаграми деформування відбувається на перших циклах навантаження - розвантаження. Про призми 45П-1,2 можна говорити, що в них вже після п'ятого циклу настав стабільний стан, після чого площа петлі гістерезису практично не змінюється. Певно і призми 60П-1,2 після десяти циклів

навантаження почали наближатися до стабільного стану, але це не можна віднести до призм 85П-1,2,3.

Згідно з гіпотезою Д.Мартіна [130] руйнування матеріалу настає тоді, коли сумарна площа петлі гістерезису $\sum W_i$, яка утворюється внаслідок пластичного деформування, досягає критичного значення W^* , яке можна визначити при одноразовому навантаженні до руйнування. Для визначенні W^* використана формула (3.11), в якій прийнято до уваги тільки перший інтеграл та функція вигляду (3.1), що отримана за результатами одноразового випробування призм П-1,2,3 до руйнування. Крім цього, за верхню межу інтегрування замість значення $\varepsilon_{b,cyc,max,i}$ прийнято значення $\varepsilon_{cR} = 142 \times 10^{-5}$. Після знаходження інтегралу виявилось, що $W^* = 1731,5 \times 10^5$ МПа.

Порівнюючи значення $\sum W_i$ для окремих призм можна констатувати, що призми 45П-1,2 на протязі 10 циклів навантаження-розвантаження витратили тільки 3,9 % свого енергетичного ресурсу, призми 60П-1,2 – 12,1 %, а призми 75П-1,2 і 85П-1,2,3 – відповідно 25,6 32,4 %. На одинадцятому напівциклі при навантаженні до руйнування витрачена енергія зменшувалась зі збільшенням рівня попереднього повторного навантаження. Так, в призмах 45П-1,2 вона склала $W = 1890,2 \times 10^5$ МПа, а в призмах 60П-1,2, 75П-1,2 і 85П-1,2 – відповідно $W = 1355,9 \times 10^5$, $1163,4 \times 10^5$ і $1036,7 \times 10^5$ МПа.

Експериментальні дані дають підстави утверджувати, що гіпотеза Мартіна [340], яка була запропонована для металічних сплавів, може бути використана і для бетону. Так тільки в призмах 45П-1,2 сумарна енергія пластичного деформування $\sum W_i$, яка накопичилась за десять циклів повторного навантаження і на циклі навантаження до руйнування перевищувала значення $W^* = 1731,5 \times 10^5$ МПа, а в усіх інших призмах вони практично були однаковими (див. табл. 3.4).

4. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ П-ПОДІБНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ РАМ

4.1. Конструкція дослідних рам

Для дослідження роботи залізобетонних рам було виготовлено дві серії зразків. В обох серіях монолітні рами мали П-подібну форму з такими розмірами в осях: прольот складав 200 см; висота – 60 см. Розміри поперечного перерізу стійок та ригеля прийняті однаковими і рівними 10 x 16 см (рис. 4.1).

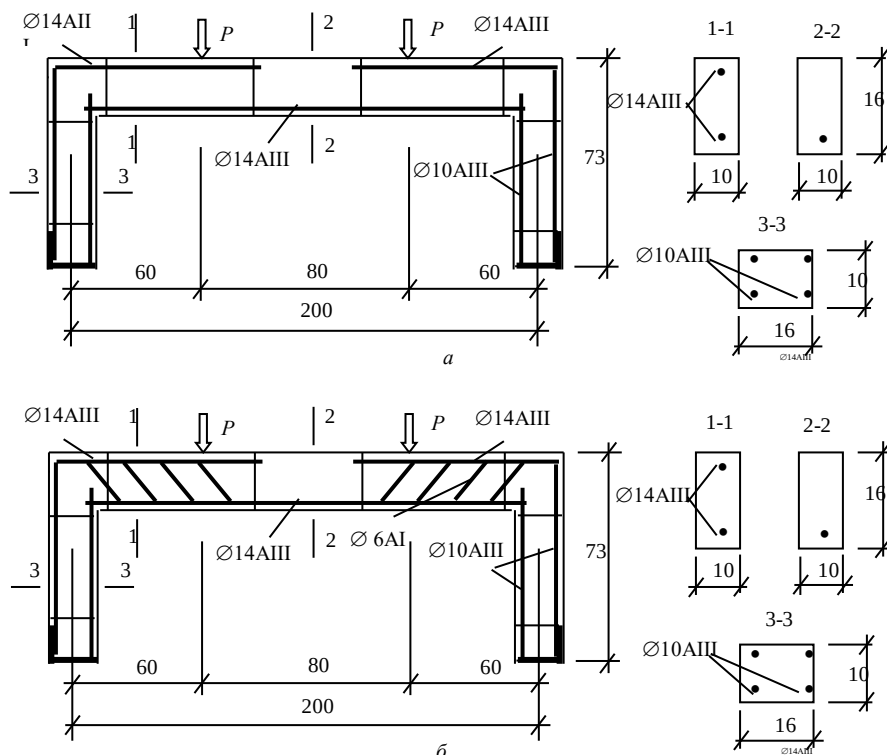


Рис. 4.1. Конструктивна схема дослідних рам: *a* – рами першої серії; *б* – рами другої серії (розміри в см; на перерізах елементів поперечна арматура умовно не показана).

Армування поперечних перерізів ригеля в прольоті і у вузлах обох серій рам прийнято однаковим, тобто передбачалась можливість перерозподілу зусиль під час навантаження рам. Ригель армовано одним звареним каркасом з поздовжньою робочою арматурою $\varnothing 14\text{AIII}$ ($A_{sup} = A_{sp} = 1,539 \text{ см}^2$), а стійки – просторовими каркасами з симетрично розташованими чотирма стержнями $\varnothing 10\text{AIII}$ ($A_s = A_s' = 1,57 \text{ см}^2$). Віддаль між осями верхніх і нижніх стержнів складала 120 мм. Нижній стержень в ригелі заведено за внутрішні грані стійок на 7 см (п'ять діаметрів), а верхні стержні - за нульову точку епюри моментів на 45 см (більше, ніж на 30 діаметрів). Верхні стержні у вузлах ригеля закруглені і заведені в стійки за нижню грань ригеля на 7 см.

Поперечна арматура в стійках обох серій рам виконана у вигляді замкнених зварених рамок із стержнів $\varnothing 4\text{Br-1}$, встановлених через 80 мм. В ригелях рам першої серії поперечна арматура влаштовувалась із стержнів $\varnothing 6\text{A-I}$ з кроком 60 мм. В зоні чистого згину ригеля поперечні стержні на довжині 20 см не встановлювались (див. рис. 4.1а).

В ригелі рам другої серії, крім поперечних стержнів, які були передбачені для рам першої серії, встановлювали по чотири похилі стержні діаметром 6 мм класу А-I (див. рис. 4.1б). Початок першого похилого стержня розташовувався на віддалі 575 мм від внутрішнього поздовжнього стержня стійок. Кінець похилого стержня по поперечному перерізу співпадав з початком наступного (починаючи від точки прикладання навантаження).

На вільних торцях стійок рам обох серій влаштовували опорні закладні деталі із пластин $\delta = 8 \text{ мм}$ (див. рис. 4.1.).

За результатами стандартних випробовувань арматурних стержнів визначено, що межа текучості складала $f_{yd} = 499,1 \text{ МПа}$, межа міцності - $f_u = 559,6 \text{ МПа}$, модуль пружності - $E_s = 191,25 \times 10^3 \text{ МПа}$, максимальні деформації арматури при $f_s = f_{yd} - \varepsilon_{sR} = 260,9 \times 10^{-5}$.

Рами першої серії випробовувались за такими режимами навантаження: рами 1Р-1 навантажувалась одноразово ступенями до руйнування; рама 1Р-2 піддавалась десятикратному повторному навантаженню до рівня $P_{cyc} = 0,65P_u$ (де P_{cyc} – навантаження в циклах; P_u – руйнівне навантаження, визначене за результатами випробування рами 1Р-1), а на одинадцятому циклі доведена до руйнування; рама 1Р-3 на протязі шести циклів повторно навантажувалась до рівня $0,65P_u$, на сьомому циклі була довантажена до $0,75P_u$, на восьмому,

дев'ятому і десятому циклах так же навантажувалася до рівня $0,65P_u$, а на одинадцятому циклі була зруйнована; рама 1Р-4 навантажувалась також як і рама 1Р-3, тільки на першому і восьмому циклах була довантажена до $0,85P_u$.

В другій серії дослідів рама 2Р-1 випробовувалась одноразовим навантаженням до руйнування. За її результатами визначався рівень повторних навантажень для наступних рам.

Рама 2Р-2 піддавалася повторним короточасним навантаженням, рівень яких складав 58 % від руйнівного ($\eta_{сус} = P_{сус} / P_u \approx 0,58$, де $\eta_{сус}$ – відносний рівень повторного навантаження; P_u – руйнівне навантаження, яке визначалося шляхом випробовування рами 2Р-1 одноразовим навантаженням до руйнування). Рівень відносного навантаження вибраний таким, щоб найближче імітувати дію навантаження в процесі реальної експлуатації рам (експлуатаційне навантаження). Нижній рівень навантаження у випробуваннях прийнятий рівним $\eta_{сус} = 0,2$, що імітує навантаження від власної ваги конструкцій (постійне навантаження)

На раму 2Р-2 навантаження повторювалось десять циклів з повним розвантаженням на третьому, шостому та дев'ятому циклі, а на десятому напівциклі вона була довантажена до руйнування (рис. 2.10).

Рама 2Р-3 піддавалась повторним короточасним навантаженням, рівень яких складав приблизно 71 % від руйнівного. Нижній рівень був прийнятий таким, що і для рами 2Р-2. Як і рама 2Р-2 рама 2Р-3 повністю розвантажувалася після третього, шостого і дев'ятого циклів, а на десятому була зруйнована.

Рама 2Р-4 піддавалась повторним короточасним навантаженням, рівень яких складав 84 % від руйнівного. До дев'ятого цикла включно схема випробування рами 2Р-4 відповідала попереднім рамам. На десятому циклі рама була довантажена до рівня 97 % від руйнівного навантаження. Після чого на одинадцятому напівциклі була зруйнована.

4.1. Робота рам при одноразовому навантаженні

Дослідні рами армовані таким чином, щоб була можливість перерозподілу зусиль в процесі навантаження, тобто, передбачається, що дійсні зусилля будуть відрізнятись від зусиль, визначених розрахунком за пружної роботи. В пружній стадії роботи значення розпору складо $H_{el} = 0,50P$. Значення розпору H_{pl} з урахуванням перерозподілу зусиль визначалося за умови, що максимальний

згинальний момент в прольоті M_{sp} і момент у вузлі на рівні внутрішньої грані стійки M_{sup} однакові за своїми значеннями. В цьому випадку виявилось, що $H_{pl} = 0,57P$.

За відомих значень розпорів H_{el} (H_{pl}) визначалися моменти в прольотних перерізах ригелів $M_{sp,el}$ ($M_{sp,pl}$), у вузлових перерізах ригелів на рівні внутрішньої грані стійок $M_{sup,el}$ ($M_{sup,pl}$), у вузлових перерізах стійок на рівні низу ригелів $M_{sup,el}^{col}$ ($M_{sup,pl}^{col}$) за формулами:

$$\begin{aligned} M_{sp,el}(M_{sp,pl}) &= 0,6P - 0,6H_{el}(H_{pl}); \\ M_{sup,el}(M_{sup,pl}) &= 0,6H_{el}(H_{pl}) - 0,08P; \\ M_{sup,el}^{col}(M_{sup,pl}^{col}) &= 0,52H_{el}(H_{pl}). \end{aligned} \quad (4.1)$$

В процесі навантаження мало місце переміщення лівого опорного вузла рами, оскільки динамометр практично був пружною горизонтальною опорою, а права горизонтальна опора була нерухома. Таке переміщення може змінювати прольотні і опорні моменти порівняно з обчисленими за першими двома формулами (4.1).

Горизонтальні переміщення, що вимірювалися індикатором І-7, виявились незначними і ними можна нехтувати. Так наприклад, при $P = 22,5$ кН в рамках першої серії горизонтальні переміщення лівої опори знаходились в межах $0,078 \dots 0,094$ см (середнє значення $0,089$ см), а в рамках другої серії – в межах $0,075 \dots 0,114$ см (середнє значення $0,094$ см). За формулою (4.1) при $P = 22,5$ кН без урахування зміщення опори вузловий момент $M_{sup,el} = 12,58$ кН*м, а з урахуванням зміщення, рівного максимальному в дослідах $0,114$ см, цей момент складає $12,58$ кН*м (розбіжність складає тільки $0,16\%$).

В подальшому для визначення експериментальних значень згинальних моментів формули (4.1) використовувалися без врахування зміщення опор.

Перші рами обох серій навантажувалися ступенево до руйнування. В рамі ІР-1 перша тріщина виникла в лівому вузлі при $P = 2,0$ кН, глибина розповсюдження якої становила біля 5 см. При $P = 2,5$ кН виникла тріщина в прольоті ригеля в зоні чистого згину, глибина розповсюдження якої також становила 5 см. Нові тріщини утворились при $P = 3,5$ кН як в прольоті ригеля так і у правому вузлі. З цього етапу навантаження почався спостерігатись перерозподіл згинальних моментів з прольотного перерізу в перерізи, що примикають до вузлів рами. В подальшому перерозподіл зусиль спричиняли утворення нових тріщин та виникнення пластичних деформацій в бетоні. Так при $P = 22,5$ кН в бетоні стиснутої зони були досягнуті деформації $\varepsilon_c =$

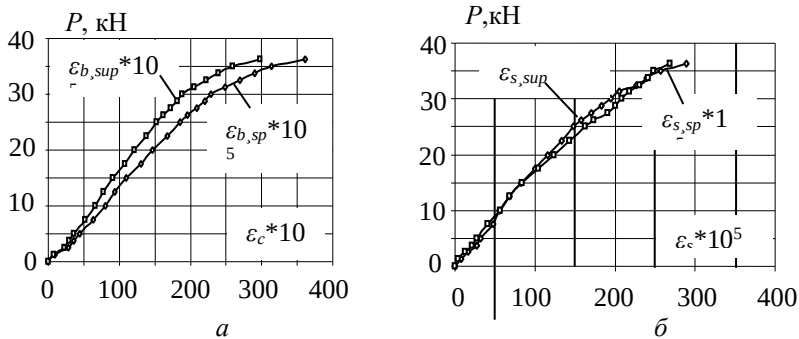


Рис. 4.2. Деформації стиснутого бетону (а) в прольоті $\epsilon_{b,sp}$ і у вузлі $\epsilon_{b,sup}$ та деформації розтягнутої арматури (б) в прольоті ($\epsilon_{s,sp}$) і у вузлі ($\epsilon_{s,sup}$) при навантаженні рами 1Р-1.

$=167,5 \times 10^{-5}$ (рис. 4.1), тобто, дещо більше значення ϵ_{bR} . Після цього бетон стиснутої зони почав працювати на низхідній вітці діаграми деформування, що спричинило утворення пластичного шарніру в прольотному перерізі рами.

В діапазоні навантаження $P = 25 \dots 31,25$ кН приріст деформацій бетону складав $\Delta \epsilon_c = 10 \dots 12 \times 10^{-5}$, в діапазоні $P = 31,25 \dots 35$ кН - $\Delta \epsilon_c = 21 \dots 24 \times 10^{-5}$, а на останньому ступені перед руйнуванням - $\Delta \epsilon_c = 47 \times 10^{-5}$. Після $P = 32,5$ кН почали стрімко зростати деформації бетону і арматури у вузлових перерізах ригеля, що спричинило утворення нових пластичних шарнірів в цих перерізах і руйнування рами при $P_u = 35,0$ кН.

Треба зазначити, що деформації в арматурі не досягали своїх максимальних значень. Для стержнів діаметром 14 мм максимальні відносні деформації складають $\epsilon_{sR} = 347,4 \times 10^{-5}$, але при $P = 35,0$ кН такі деформації досягли значень в прольоті ригеля $\epsilon_{s,sp} = 257,17 \times 10^{-5}$ і $\epsilon_{s,sup} = 247,73 \times 10^{-5}$ (приблизно 73 %). В бетоні ж навпаки, при значенні максимальних деформацій $\epsilon_{cR} = 165,4 \times 10^{-5}$ в експериментах зафіксовані при $P = 35$ кН зафіксовані деформації стиснутого бетону в прольотному перерізі $\epsilon_{c,sp} = 314 \times 10^{-5}$ і у вузловому перерізі ригеля $\epsilon_{c,sup} = 259,05 \times 10^{-5}$. Фактичні деформації в бетоні більші, ніж максимальні, але менші за граничні. Це свідчить про те, що пластичні шарніри в перерізах ригеля утворювалися внаслідок пластичного деформування бетону на низхідній ділянці діаграми його деформування.

Заміряні значення розпору дозволили розкрити статичну невизначеність рами та обчислити значення згинальних моментів в

прольотному і вузлових перерізах (рис. 4.3). Уже на перших ступенях навантаження почав спостерігатися перерозподіл згинальних моментів з прольотних перерізів в перерізи, що примикають до вузлів рами. Інтенсивний перерозподіл відбувався до навантаження $P = 22,5$ кН, після чого почав зменшуватися.

Характеризуючи зміну дослідних значень розпору H , при навантаженні рами 1Р-1, можна зазначити, що зі зростанням навантаження, розпір поступово відхилявся від своїх значень за пружної роботи (рис. 4.3а). Так, при $P = 5$ кН експериментальне значення розпору склало $H = 2,35$ кН, тоді як теоретичне значення за пружної роботи $H_{el} = 2,50$ кН (відхилення – 6,0 %), а при $P = 22,5$ кН відповідно $H = 12,96$ кН і $H_{el} = 11,25$ кН (відхилення – 15,2 %). В той же час значення H поступово наближалися до значень H_{pl} , що визначені з урахуванням перерозподілу зусиль.

Про перерозподіл зусиль під час навантаження рами 1Р-1 свідчать і зміни згинальних моментів в прольотному та вузлових перерізах ригеля. Так, при $P = 5$ кН відношення M_{sup}/M_{sp} становило 0,64, що близько до теоретичного, а при $P = 30$ кН - $M_{sup}/M_{sp} = 0,97$. Перед руйнуванням експериментальні значення прольотного і вузлового моменту практично досягли своїх значень, визначених з розрахунку з урахуванням перерозподілу зусиль.

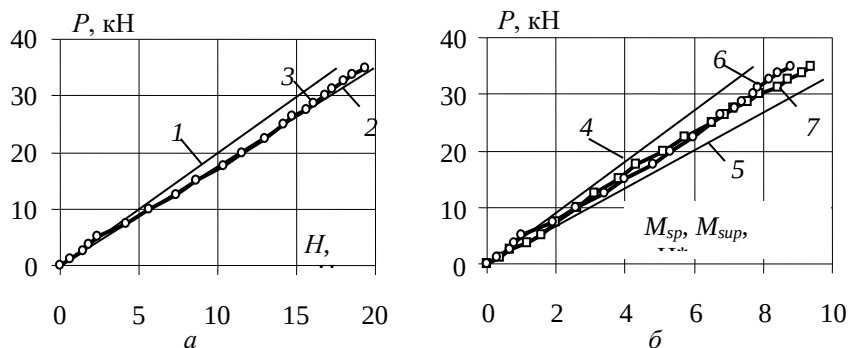


Рис. 4.3. Зміна розпору H (а) і згинальних моментів (б) при навантаженні рами 1Р-1: 1 і 2 – теоретичний розпір, визначений відповідно за пружною стадією роботи і з урахуванням перерозподілу зусиль; 3 – експериментальні значення розпору; 4 і 5 – згинальні моменти відповідно вузлові і прольотні за пружною стадією роботи; 6 і 7 – експериментальні значення моментів відповідно вузлових і прольотних.

Після утворення другого шарніру у вузловому перерізі ригеля при $P_u = 35,0$ кН, що прийняте за руйнівне, рама ще сприймала деяке навантаження (до $P = 36,25$ кН), потім повністю зруйнувалася по нормальному перерізу ригеля. На момент руйнування у вузлах спостерігалися нормальні і похилі тріщини.

В рамі 2Р-1 при $P = 22,5$ кН значення розпору дорівнювало $H = 12,14$ кН. Перші тріщини в ній виникли під силою в лівому і правому вузлах по гранях стійок і ригеля при навантаженні $P = 12,5$ кН. Перерозподіл зусиль за замірними значеннями розпору почалося після прикладання навантаження $P = 12,5$ кН (рис. 4.4). При значеннях $P = 2,5; 5,0; 7,5$ і 10 кН експериментальні значення розпорів практично співпадали зі значеннями, визначеними розрахунком по пружній стадії роботи рам (розбіжність не перевищує 4,8 %).

Після навантаження $P = 12,5$ кН розходження між експериментальними значеннями розпору і теоретичними почало перевищувати 5 %. Далі при збільшенні навантаження внаслідок утворення нових тріщин, розвитку існуючих і проявлення пластичних деформацій в бетоні стиснутої зони, перерозподіл зусиль відбувався більш інтенсивно. Якщо відношення M_{sup}/M_{sp} при $P = 12,5$ кН складало 0,82, то при $P = 22,5$ і $35,0$ кН – відповідно $M_{sup}/M_{sp} = 0,88$ і $0,93$. В рамі 2Р-2 перерозподіл зусиль відбувся в тій же мірі, що і в рамі 1Р-1.

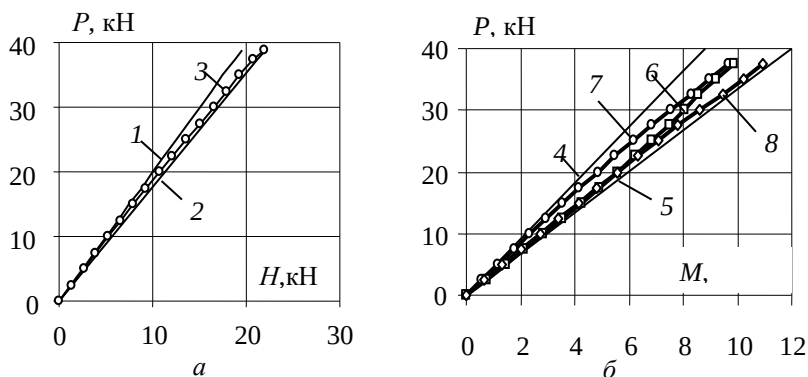


Рис. 4.4. Зміна розпору H (а) і згинальних моментів M (б) при навантаженні рами 2Р-1: 1 - 2 – теоретичний розпір, визначений відповідно за пружною стадією роботи і з урахуванням перерозподілу зусиль; 3 – експериментальні значення розпору; 4 і 5 – згинальні моменти відповідно вузлові і прольотні за пружною стадією роботи; 6, 7 і 8 – експериментальні значення моментів відповідно прольотних ,

Деформації розтягнутої арматури в прольоті $\varepsilon_{s,sp}$ до $P = 7,5$ кН зростали пропорційно навантаженню, потім їх приріст збільшився, що пов'язано з утворенням тріщин. Після $P = 15,0$ кН приріст деформацій стабілізувався і суттєво вони почали зростати тільки після $P = 35,0$ кН (рис. 4.3). Якщо визначити значення деформацій в прольоті ригеля перед руйнуванням при $P_u = 38,9$ кН за інтерполяцією, то воно складе $\varepsilon_{s,sp} = 291,8 \times 10^{-5}$, що менше $\varepsilon_{sR} = 347,4 \times 10^{-5}$. Практично такі ж були деформації перед руйнуванням рами у вузловому перерізі ригеля ($\varepsilon_{s,sup} = 291,8 \times 10^{-5}$). Але у вузловому перерізі стійки ці деформації були дещо більшими і склали $\varepsilon_{s,sup}^{col} = 297,5 \times 10^{-5}$.

В рамі 2Р-1 основний характер перерозподілу зусиль визначався утворенням тріщин та деформаціями стиснутого бетону. При $P = 35,0$ кН деформації бетону в прольоті При $P = 37,5$ кН деформації бетону склали $\varepsilon_{cR} = 184,0 \times 10^{-5}$, а при руйнуванні за інтерполяцією могли досягти значень $\varepsilon_{cR} = 194,0 \times 10^{-5}$, що більше ε_{bR} . ригеля досягли значення $\varepsilon_{c,sp} = 164,0 \times 10^{-5}$, які практично рівні максимальним $\varepsilon_{cR} = 165,4 \times 10^{-5}$. Внаслідок цього при такому навантаженні в прольотному перерізі утворився перший пластичний шарнір, після чого почали збільшуватися деформації в арматурі у вузлах рами по граням як в ригелі, так і у стійці.

Деформації стиснутого бетону у вузлових перерізах ригеля і стійки при $P = 37,5$ кН відповідно склали $\varepsilon_{c,sup} = 131,9 \times 10^{-5}$ і $\varepsilon_{b,sup}^{col} = 154,0 \times 10^{-5}$. Це спричинило утворення другого пластичного шарніру у вузловому перерізі стійки і руйнування рами при $P_u = 38,9$ кН. (рис. 4.5).

Як видно з рис. 4.5, характер руйнування рами 2Р-1 дещо інший, ніж рами 1Р-1 (див. рис. 4.3). В прольоті ригеля рами 2Р-1 відсутні похилі тріщини, а нормальні тріщини більш зосереджені на ділянках, які примикають до точок прикладання навантаження. У вузлах нормальні тріщини утворювалися як в ригелі по граням стійок, так і в стійках на рівні низу ригеля. Також виникали похилі тріщини безпосередньо у вузлі. Несуча здатність рами 2Р-1 за однакового поздовжнього армування виявилась на 11,1 % більшою, ніж рами 1Р-1. Певно, цьому сприяли збільшена зона анкерування вузлової арматури ригеля та влаштування похилих стержнів.

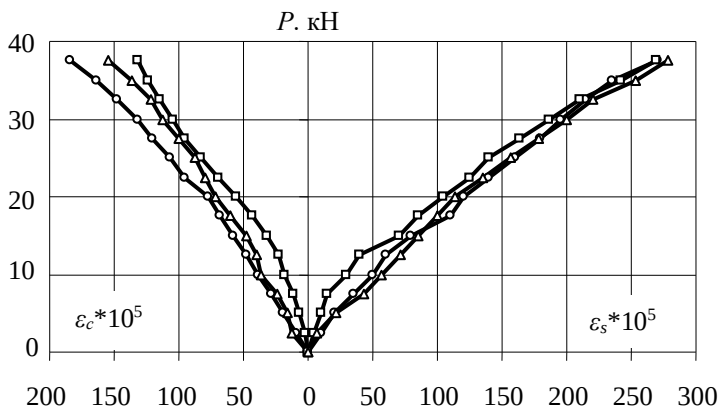


Рис. 4.5. Зміна деформацій розтягнутої арматури (ε_s) і стиснутого бетону (ε_b) при навантаженні рами 2Р-1: ○ - у прольотному перерізі ригеля; △ - у вузловому перерізі ригеля; □ - те саме, стійки.

4.2. Дослідження роботи рам першої серії при повторних навантаженнях

На першому циклі при $P_{\text{сис}} = 22,5$ кН (максимальне навантаження в циклах) значення розпору склало $H_{\text{сис}} = 12,92$ кН, що практично співпало зі значенням розпору в рамі 1Р-1 при тому ж навантаженні. На другому циклі розпір дещо зменшився до $H_{\text{сис}} = 12,26$ кН, але потім поступово почав збільшуватися і на циклі руйнування досяг значення $H_{\text{сис}} = 12,88$ кН. Така зміна розпору свідчить про те, що вже на першому циклі практично відбувся перерозподіл зусиль, на наступних циклах рама працювала більш пружно, збільшення розпору пояснюється розвитком існуючих тріщин і незначним утворенням нових.

Про наявність розпору свідчить і зміна дослідних прольотних і вузлових моментів в ригелі (рис. 4.6). При $P_{\text{сис}} = 22,5$ кН на першому циклі відношення вузлового моменту в ригелі $M_{\text{sup, cyc}}$ до прольотного моменту $M_{\text{sp, cyc}}$ складало 1,03, а на десятому – 1,02 (за пружної стадії роботи це відношення дорівнює 0,73).

На першому циклі на перших ступенях навантаження зміна згинальних моментів відповідала пружній роботі рами. З початком утворення тріщин почав спостерігатися перерозподіл зусиль, який в кінці циклу досяг максимального значення (рис. 4.6а). Після розвантаження на першому циклі зафіксований залишковий розпір,

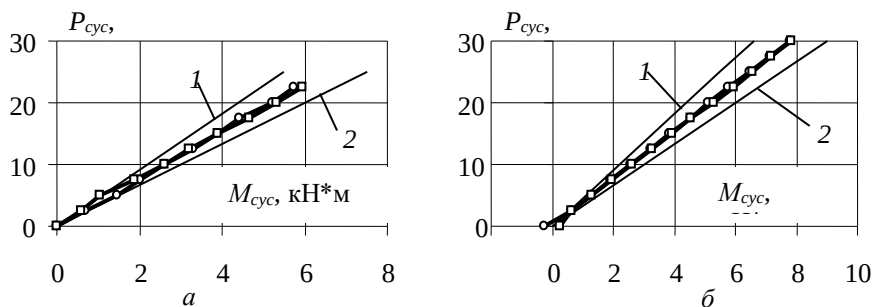


Рис. 4.6. Зміна згинальних моментів при навантаженні рами 1Р-2 на першому циклі (а) і на циклі навантаження до руйнування (б):

○ - в прольоті ригеля; □ - у вузловому перерізі ригеля; 1 і 2 – теоретичні значення відповідно вузлових і прольотних моментів за пружної стадії роботи.

який пояснюється неповним закриттям тріщин. Зі збільшенням циклів залишковий розпір поступово збільшувався і після десятого циклу досяг $H_{res} = 0,47$ кН. Залишковий розпір спричинив в розвантаженому стані виникнення від'ємних моментів в прольоті ригеля. Після десятого циклу такий момент склав 0,28 кН (4,8 % від максимального в циклах навантаження).

На одинадцятому циклі при навантаженні до руйнування зміна згинальних моментів повністю відповідала умові перерозподілу зусиль, але перед навантаженням в прольоті і у вузлах діяли залишкові моменти (рис. 4.6б).

При повторних навантаженнях рами 1Р-2 спостерігалось збільшення деформацій бетону і арматури до п'ятого циклу, після чого це збільшення припинялося. При $P = 22,5$ кН на першому циклі в середньому прольотному перерізі ригеля деформації стиснутого бетону і розтягнутої арматури досягли практично однакових значень $\epsilon_{c,cyc} = 140,0 \times 10^{-5}$ і $\epsilon_{s,cyc} = 141,2 \times 10^{-5}$. Після розвантаження залишкові деформації в бетоні і арматурі склали відповідно $\epsilon_{c,cyc,res} = 38,8 \times 10^{-5}$ і $\epsilon_{s,cyc,res} = 20,4 \times 10^{-5}$. Після другого циклу навантаження приріст залишкових деформацій значно зменшився, а після п'ятого циклу практично припинився, тобто відбулася стабілізація напружено-деформованого стану поперечного перерізу в прольоті ригеля. Аналогічно змінювались деформації бетону і арматури у вузлових нормальних перерізах ригеля по внутрішнім граням стійок.

На протязі десяти циклів навантаження залишкові деформації в бетоні досягли $\varepsilon_{c,cyc,res} = 54,0 \times 10^{-5}$, але основна кількість залишкових деформацій проявилися на перших трьох циклах. Так після першого циклу навантаження залишкові деформації склали 71,8 % від максимальних після десятого циклу, а після третього – 86,7 %. Треба зазначити, що характер діаграми деформування бетону крайнього стиснутого волокна в прольоті ригеля такий же, як і характер деформування призми при центральному стисненні.

В розтягнутій арматурі прольоту ригеля залишкові деформації так же проявилися на перших трьох циклах, але їх значення дещо менше, ніж в бетоні стиснутої зони. Так після першого циклу вони склали 65,4 % від максимальних після десятого циклу ($\varepsilon_{s,cyc,res} = 31,2 \times 10^{-5}$), а після третього – 82,1 %.

В процесі навантаження поступово зменшувалися короткочасні деформації як в бетоні стиснутої зони, так і в розтягнутій арматурі. На першому циклі ці деформації при $P_{cyc} = 22,5$ кН склали відповідно $\varepsilon_{c,cyc} = 140,0 \times 10^{-5}$ і $\varepsilon_{s,cyc} = 141,2 \times 10^{-5}$, на третьому – $\varepsilon_{c,cyc} = 112,8 \times 10^{-5}$ і $\varepsilon_{s,cyc} = 128,4 \times 10^{-5}$, а на десятому – $\varepsilon_{c,cyc} = 115,2 \times 10^{-5}$ і $\varepsilon_{s,cyc} = 128,0 \times 10^{-5}$. Тобто, після третього циклу короткочасні деформації в бетоні і арматурі практично не змінювалися, що свідчить про їхню стабілізацію за цього рівня повторного навантаження рами.

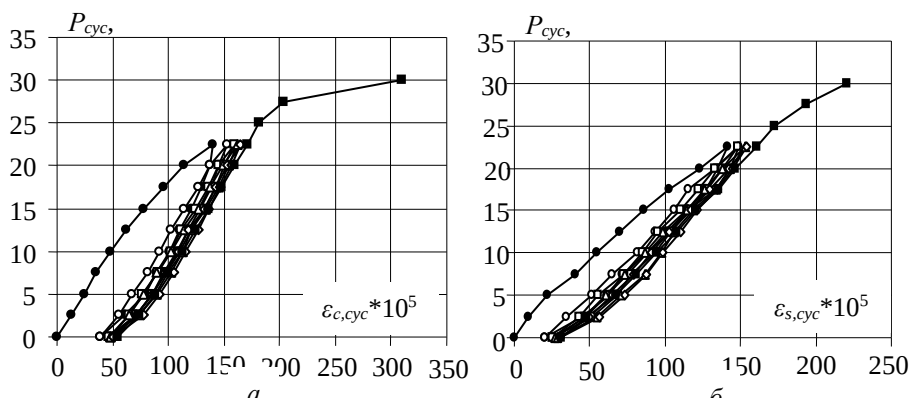


Рис. 4.8. Діаграми деформування бетону стиснутої зони (а) і розтягнутої арматури (б) в прольотному перерізі рами 1Р-2:
 ●, ○ □ Δ, ◇ ■ , - відповідно перший, другий, третій, п'ятий, сьомий, одинадцятий цикли навантаження

На одинадцятому циклі рама 1Р-2 була довантажена до руйнування. При $P = 30,0$ кН почали суттєво зростати деформації бетону стиснутої зони та розтягнутої арматури в прольоті ($\varepsilon_c = 310,4 \times 10^{-5}$, $\varepsilon_s = 215,2 \times 10^{-5}$), біля лівого вузла в ригелі раптово утворилась похила тріщина, виникли ознаки порушення анкетування опорної арматури. Ригель рами одночасно зруйнувався по нормальним і похилому перерізах при $P_u = 31,25$ кН. Несуча здатність рами 1Р-2 виявилась на 10,7 % меншою, ніж рами 1Р-1. Характер руйнування рами 1Р-2 представлений на рис. 4.9.

Порівняно з рамою 1Р-1 в рамі 2Р-2 більш виражене руйнування по похилому перерізу з ярко вираженим роздроблення стиснутого бетону у вузлі. У вузлах і прольоті спостерігається більша кількість тріщин, але віддалі між ними дещо менша, ніж в рамі 1Р-1. Певно на це вплинули повторні навантаження. Роздроблення бетону стиснутої зони бетону в ригелі рами 1Р-2 не спостерігалось. Характер руйнування ригеля рами 1Р-2 по похилому перерізі може свідчити про погіршення зчеплення арматурних стержнів з бетоном внаслідок повторних навантажень. Це призвело до зменшення загальної несучої здатності рами.

В процесі експлуатації рам можливі довантаження, тобто, збільшення рівня навантаження порівняно з нормативним експлуатаційним (сейсмічні впливи, під час ремонтних робіт тощо). Вплив можливого довантаження вивчався при випробуваннях рами 1Р-3. Оскільки стабілізація напружено-деформаційного стану рами 1Р-2 настала після шостого циклу навантаження, рама 1Р-3 шість циклів навантажувалась до рівня $P_{сус} = 0,65P_u$, а на сьомому була довантажена до $P_{сус} = 0,75P_u$, а потім рівень повторних навантажень був таким, як попередній.

При навантаженні $P_{сус} = 22,5$ кН розпір в рамі становив $H_{сус} = 12,72$ кН, тобто, практично такий же, як в рамах 1Р-1 і 1Р-2 (розбіжність складає 1,7 %). Так як і в рамі 1Р-2 на другому циклі розпір дещо зменшився, потім стабілізувався, а з п'ятого циклу почав збільшуватися. На сьомому циклі він досяг значення такого, як був на першому циклі.

Після шостого циклу залишковий розпір виявився рівним $H_{res} = 0,31$ кН, що складає 2,4 % від максимального розпору на першому циклі. В рамі 1Р-2 цей відсоток дорівнював 2,8 %. Після довантаження на сьомому циклі залишковий розпір зріс до $H_{res} = 0,44$ кН, що становить 3,5 % від максимального на першому і 2,9 % від

максимального розпору на сьомому циклі. На подальших циклах навантаження приріст розпору не змінювався. Довантаження не змінило відносного залишкового розпору.

За визначеними розпорами визначені експериментальні значення згинальних моментів (рис. 4.8). Залишкові розпори обумовили виникнення від'ємних згинальних моментів в прольоті ригеля. Після першого циклу навантаження такий момент склав $M_{sp,cyc,res} = - 0,05$ кН*м, а після шостого - $M_{sp,cyc,res} = - 0,19$ кН*м. Внаслідок довантаження на сьомому циклі залишковий момент в ригелі зріс до $M_{sp,cyc,res} = - 0,26$ кН*м.

Як видно з рис. 4.9, на першому циклі до $P_{cyc} = 5,0$ кН можна вважати, що рама цілком працювала за пружною стадією. При такому навантаженні відношення вузлового моменту в ригелі $M_{sup,cyc}$ до моменту в прольоті $M_{sp,cyc}$ складало 0,78, що практично рівне відношенню за пружної роботи (0,73).

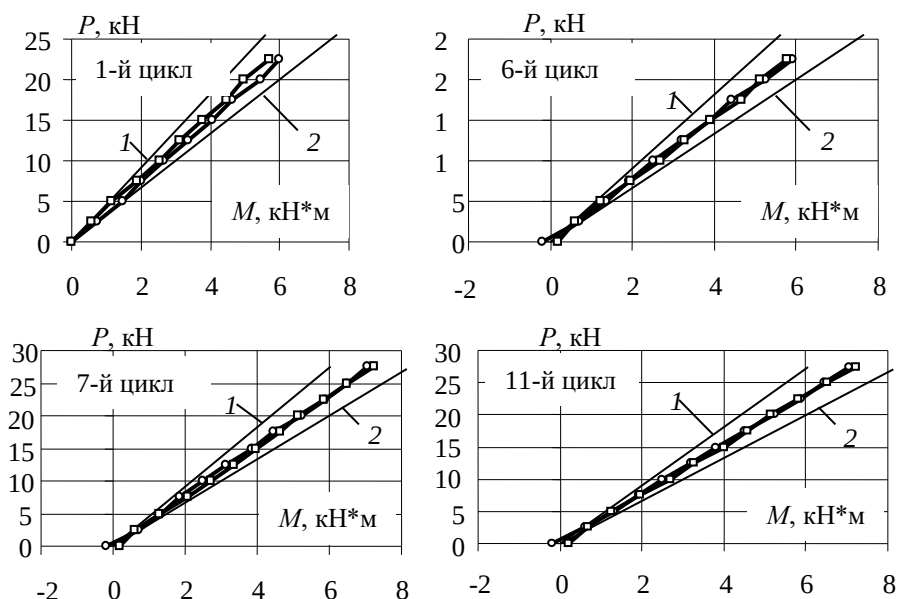


Рис. 4.8. Зміна згинальних моментів при повторних навантаженнях рами 1Р-3; 1 і 2 – моменти відповідно вузловий в ригелі і в прольоті ригеля; $\circ$ і $\square$ - експериментальні точки відповідно прольотних і вузлових моментів в ригелі.

При подальшому навантаженні відношення $M_{sup,cyc} / M_{sp,cyc}$ поступово збільшувалося і вже при $P_{cyc} = 22,5$ кН досягло значення 0,95, що свідчить про значний перерозподіл зусиль. На характер перерозподілу зусиль довантаження рами не вплинуло.

Перші тріщини в рамі 1Р-3 на першому циклі навантаження виникли в зоні чистого згину ригеля при $P = 7,5$ кН, глибина розповсюдження яких складала 5 см. При навантаженні $P = 12,5$ кН виникла тріщина в ригелі лівого вузла рами по грані колони на глибину 10 см по висоті, а в правому вузлі – на глибину 11 см. В процесі повторних навантажень тріщини, які утворилися на першому циклі незначно розвивалися та частково утворювалися нові тріщини. Магістральна тріщина в прольоті ригеля утворилася при $P = 35,0$ кН.

Характер розвитку деформацій бетону стиснутої зони і розтягнутої арматури в прольоті ригеля до сьомого циклу мало чим відрізнявся від аналогічних деформацій в рамі 1Р-2.

На першому циклі при $P_{cyc} = 22,5$ кН деформації бетону стиснутої зони ригеля склали $\varepsilon_{c,sp,cyc} = 154,0 \times 10^{-5}$, а відповідні деформації в розтягнутій арматурі - $\varepsilon_{s,sp,cyc} = 164,9 \times 10^{-5}$. Ці деформації дещо більші, ніж в рамі 1Р-2 (різниця до 8 %). Після першого циклу залишкові деформації бетону склали $\varepsilon_{c,sp,res} 36,5 \times 10^{-5}$, які з циклами навантаження зростали і до шостого циклу відбулася їх стабілізація на значенні $\varepsilon_{c,sp,res} 59,0 \times 10^{-5}$. Відбулася також і стабілізація короточасних деформацій бетону.

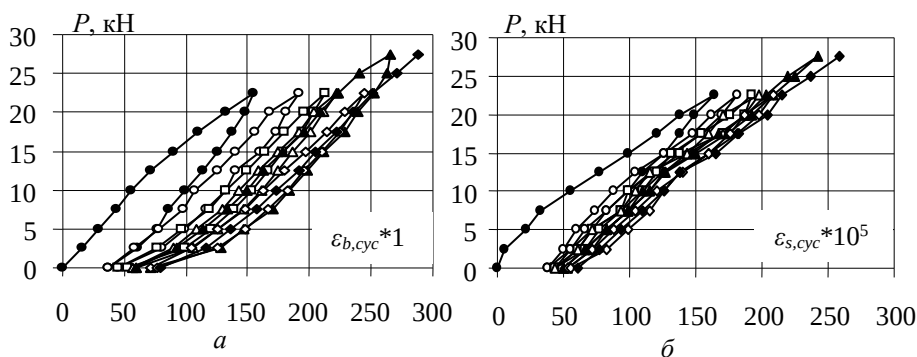


Рис. 4.9. Діаграми деформування бетону стиснутої зони (а) і розтягнутої арматури (б) при повторних навантаженнях рами 1Р-3:

●, ○, □, △ - відповідно перший, другий, третій і шостий цикли;
▲, ◇, ◆ - відповідно сьомий, восьмий і одинадцятий цикли.

В арматурі прольоту до шостого циклу також відбулися стабілізаційні процеси при $P_{\text{сyc}} = 22,5$ кН. Залишкові деформації в арматурі після першого циклу дещо перевищили аналогічні в бетоні і дорівнювали $\varepsilon_{s,sp,res} = 38,5 \times 10^{-5}$. Стабілізація їх відбулася до шостого циклу на рівні $\varepsilon_{s,sp,res} = 49,5 \times 10^{-5}$ (рис. 4.9).

Таким чином, на протязі шести циклів повторного навантаження відбулася стабілізація деформацій бетону і арматури, а також, стабілізація розкриття тріщин і прогинів ригеля. Тому рама на сьомому циклі була довантажена до $P_{\text{сyc}} = 27,5$ кН.

При довантаженні до $P_{\text{сyc}} = 27,5$ кН повні деформації бетону зросли до $\varepsilon_{c,sp,cyc} = 265,0 \times 10^{-5}$, а арматури – до $\varepsilon_{s,sp,cyc} = 242,0 \times 10^{-5}$. Тобто, в бетоні деформації перевищили свої максимальні значення ε_{bR} і він працював на низхідній ділянці діаграми деформування. Це призвело до збільшення залишкових деформацій в бетоні ($\varepsilon_{c,sp,res} = 72,0 \times 10^{-5}$). На восьмому – десятому циклах значення залишкових деформацій стабілізувалася і досягли $\varepsilon_{c,sp,res} = 79,5 \times 10^{-5}$. Тобто, можна вважати що відбулася повторна стабілізація деформацій бетону стиснутої зони ригеля.

В розтягнутій арматурі в прольоті ригеля також відбулися аналогічні зміни, не зважаючи на те, що в ній деформації при довантаженні не досягали максимальних значень ε_{sR} . Залишкові деформації зросли після довантаження, але їх стабілізація відбулася до десятого циклу (рис. 4.9). Аналогічні зміни деформацій спостерігалися і в арматурі, розташованій у вузлі ригеля.

На одинадцятому циклі рама 1Р-3 навантажувалася до руйнування. На цьому циклі при $P = 27,5$ кН повні деформації в бетоні досягли значень $\varepsilon_{c,sp} = 288,5 \times 10^{-5}$, а в арматурі - $\varepsilon_{s,sp} = 258,5 \times 10^{-5}$. Руйнування рами відбулося по нормальному прольотному перерізу і по похилому перерізу при $P_u = 28,75$ кН. За характером руйнування похилого перерізу можна вважати, що була порушено анкерування арматури. Певно це є наслідком повторної дії навантажень та довантаження рами на сьомому циклі. Крім цього, довантаження рами на сьомому циклі призвело до збільшення повних і виникнення нових залишкових деформацій в бетоні стиснутої зони.

Характер деформування бетону стиснутої зони нагадує діаграми деформування при осьовому стиску. Особливо це характерно розвитку деформацій на сьомому циклі навантаження. До $P_{\text{сyc}} = 22,5$ кН крива деформацій при навантаженні була повернута випуклістю до осі деформацій, а при збільшенні навантаження внаслідок проявлення

нових пластичних деформацій випуклість змінила напрямок до осі навантаження.

Вплив навантаження високого рівня на наступну роботу вивчався при випробуванні рами 1Р-4, до якої на першому циклі було прикладене навантаження $P_{\text{сус}} = 27,5$ кН (0,79 від руйнівного для рами 1Р-1). При цьому навантаженні розпір склав $H_{\text{сус}} = 15,34$ кН, при $P_{\text{сус}} = 22,5$ кН - $H_{\text{сус}} = 12,78$ кН. Перерозподіл зусиль на першому циклі в рамі розпочався при $P = 12,5$ кН (рис. 4.11). На другому циклі при $P_{\text{сус}} = 22,5$ кН розпір дещо зменшився, а потім почав зростати і до сьомого циклу стабілізувався на значенні $H_{\text{сус}} = 12,71$ кН. На восьмому циклі рама знову була довантажена до $P_{\text{сус}} = 27,5$ кН, на якому розпір при цьому навантаженні збільшився порівняно з першим циклом.

Порівняно з рамою 1Р-3 в рамі 1Р-4 після розвантаження на першому циклі збільшився залишковий розпір і, як наслідок, в прольоті ригеля після розвантаження виник від'ємний згинальний момент. Від циклу до циклу цей момент поступово збільшувався і на десятому циклі досяг значення $M_{\text{sp, res}} = 0,25$ кН*м.

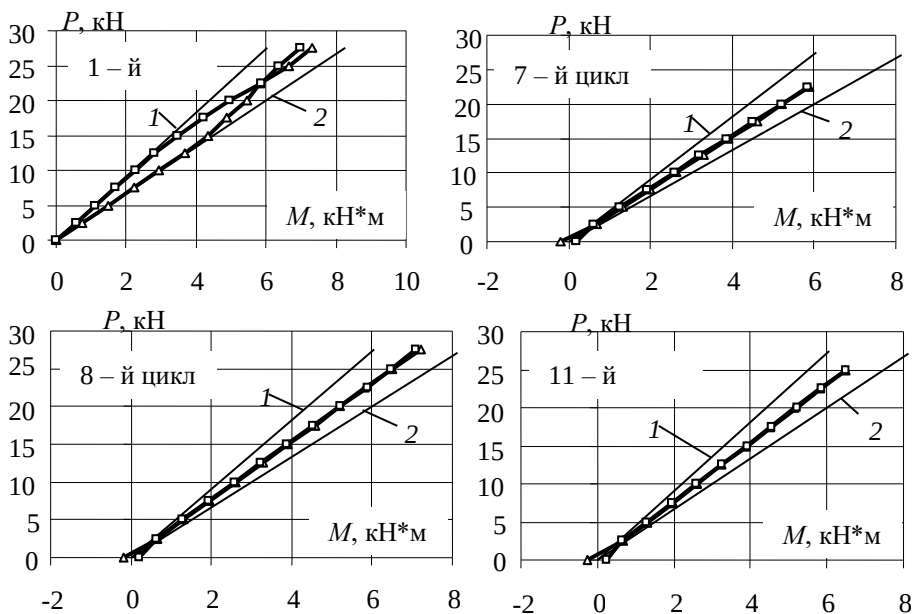


Рис. 4.11. Зміна згинальних моментів при повторних навантаженнях рами 1Р-4: 1 і 2 – моменти відповідно вузловий в ригелі і в прольоті ригеля; Δ і $\square$ - експериментальні точки відповідно прольотних моментів і вузлових в ригелі.

Навантаження рами 1Р-4 на першому циклі більш високим рівнем ($P_{\text{сyc}} = 27,5$ кН) суттєво вплинуло на розвиток деформацій бетону стиснутої зони в прольоті ригеля (рис. 4.12). На першому циклі такі максимальні деформації склали $\varepsilon_{c,sp,cyc} = 265,0 \times 10^{-5}$, а при $P_{\text{сyc}} = 22,5$ кН - $\varepsilon_{c,sp,cyc} = 174,5 \times 10^{-5}$. Таким чином, при навантаженні на першому циклі деформації бетону стиснутої зони в прольоті ригеля перевищили свої максимальні значення ($\varepsilon_{cR} = 165,4 \times 10^{-5}$). Це спричинило в подальшому більш інтенсивний перерозподіл зусиль в елементах рами.

Після розвантаження на першому циклі в бетоні виникли значні залишкові деформації, які склали 32,8 % від максимальних в циклі. В рамах 1Р-2 і 1Р-3 такий відсоток відповідно складав 27,8 та 23,7 %. До сьомого циклу відбулася стабілізація залишкових деформацій, а на восьмому циклі після довантаження вони зросли до $\varepsilon_{c,sp,res} = 106,0 \times 10^{-5}$, що становить 40,0 % від максимальних деформацій на першому циклі. На дев'ятому – десятому циклах навантаження залишкові деформації стабілізувалися. Тобто, відбулася повторна стабілізація розвитку деформацій бетону стиснутої зони.

Треба відмітити, що навантаження до високого рівня на першому циклі суттєво вплинуло на характер діаграми деформування бетону стиснутої зони. Уже на третьому циклі крива деформацій стала повернутою випуклістю до осі деформацій. Петля гістерезису на першому циклі мала суттєву площу. При наступних повторних навантаженнях нижчого рівня така випуклість збільшувалася а площа петлі гістерезису зменшувалася.

На восьмому циклі крива деформацій до $P_{\text{сyc}} = 22,5$ кН своєю випуклістю була повернута до осі деформацій, а після цього рівня – до осі навантажень. Певно, що за попередні цикли навантажень не повністю були вичерпані пластичні деформації бетону.

Аналіз характеру кривих деформацій бетону при неоднорідному стисненні, що має місце в ригелі рами, такий же, як і при однорідному стисненні в бетонних призмах.

За своїм характером деформації в розтягнутій арматурі в прольоті ригеля розвивалися дещо інакше, ніж деформації стиснутого бетону. При максимальному навантаженні на першому циклі деформації арматури склали $\varepsilon_{s,sp,cyc} = 175,0 \times 10^{-5}$, а після розвантаження утворилися залишкові деформації $\varepsilon_{s,sp,res} = 35,0 \times 10^{-5}$ (20 % від максимальних в циклі, в стиснутому бетоні – 32,8 %). На наступних циклах нові залишкові деформації практично не виникали. Але вони утворилися

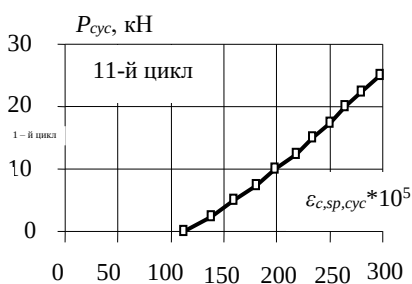
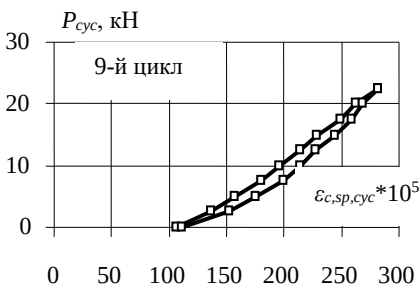
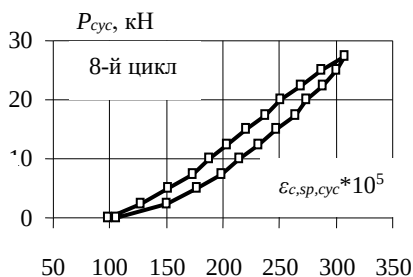
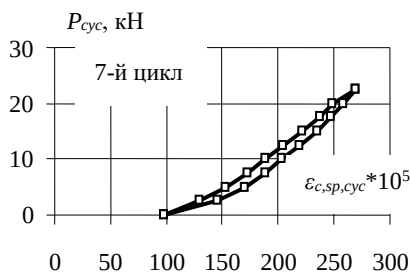
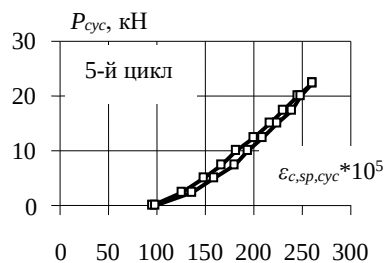
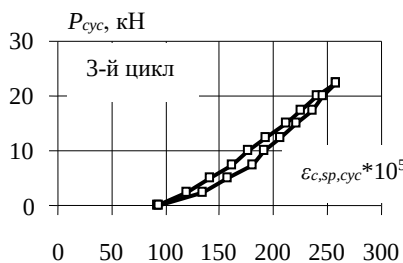
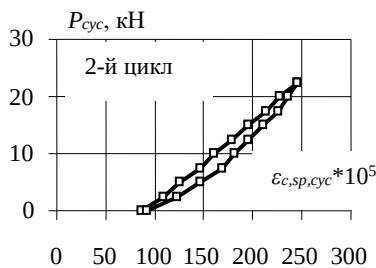
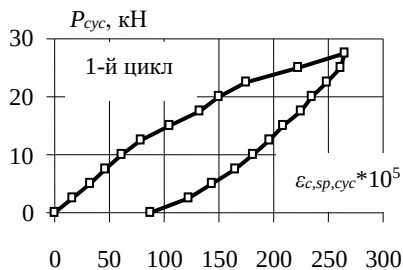


Рис. 4.12. Зміна по циклам повторних навантажень деформацій бетону стиснутої зони в прольоті ригеля рами 1Р-4

на восьмому циклі довантаження ($\varepsilon_{s,sp,res} = 35,0 \times 10^{-5}$) і подальше не розвивалися.

На діаграмі деформацій арматури на першому циклі спостерігається перелом при $P = 10,0 - 12,5$ кН (рис. 4.13), після чого почав відбуватися інтенсивний перерозподіл зусиль в елементах рами (див. рис. 4.11). Як і в бетоні стиснутої зони найбільша площа петлі гістерезису спостерігалася на першому циклі, до восьмого циклу вона зменшувалась, а на циклі повторного довантаження дещо збільшилася. На дев'ятому – десятому циклах площа петлі гістерезису стабілізувалася, що також свідчить про повторну стабілізацію деформування арматури.

Обернення випуклості діаграм деформацій арматури до осі деформацій у виконаних дослідях не спостерігалось.

За своїм характером деформації в бетоні стиснутої зони і арматурі у вузловому перерізі ригеля розвивалися аналогічно перерізу в прольоті, але за своїм значенням ці деформації були меншими. Так, при $P_{cyc} = 27,5$ кН деформації в бетоні склали $\varepsilon_{c,sup,cyc} = 177,0 \times 10^{-5}$, а в арматурі – $\varepsilon_{s,sup,cyc} = 165,6 \times 10^{-5}$.

На одинадцятому циклі рама 1Р-4 зруйнувалася при $P_u = 26,5$ кН, тобто на цьому циклі руйнівне навантаження виявилось меншим, ніж рівень навантаження на першому циклі. Причиною руйнування стало перевищення деформаціями в бетоні стиснутої зони максимальних значень та порушенням анкетування вузлової арматури в ригелі. Руйнування відбулося, в основному по похилому перерізу.

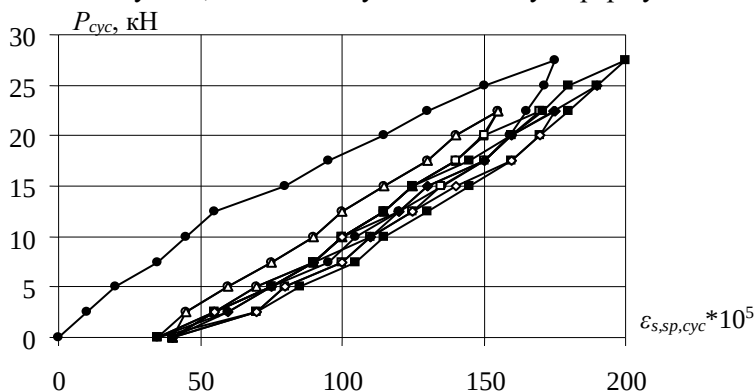


Рис. 4.13. Діаграми деформування розтягнутої арматури в прольоті ригеля при повторних навантаженнях рами 1Р-4:

●, ○, △, □ - відповідно перший, другий, третій і сьомий цикли;
■, ◇, ◆ - відповідно восьмий, дев'ятий і одинадцятий цикли.

4.3. Дослідження роботи рам другої серії при повторних навантаженнях

На перших циклах навантаження при $P = 22,5$ кН значення розпору в рамах 2Р-1, 2Р-2, 2Р-3 і 2Р-4 відповідно склали $H = 12,14; 12,18; 11,97$ і $12,22$ кН при середньому значенні $H_m = 12,13$ кН. За таких даних середнє квадратичне відхилення склало $\sigma = 0,11$, а коефіцієнт мінливості – $\nu = 0,009$. При тому ж навантаженні прогини середини ригелів рам на першому циклі відповідно були рівними $f = 5,93; 5,24; 5,51$ і $5,86$ мм ($\sigma = 0,321$; $\nu = 0,057$). За отриманими статистиками можна утверджувати, що всі рами достатньо однорідні. На підставі цього можна вважати, що відмінності в роботі рам при повторних мало циклових навантаженнях є наслідком дії останніх.

При навантаженні рами 2Р-2, як і в рамі 2Р-1, перші тріщини виникли на першому циклі при $P_{\text{сус}} = 12,5$ кН. До навантаження $P_{\text{сус}} = 22,5$ кН характер роботи рами 2Р-2 був таким же, як і рами 2Р-1. При такому навантаженні дослідне значення розпору склало $H_{\text{сус}} = 12,18$ кН, або $0,95$ теоретичного значення розпору за розрахунку рами з урахуванням перерозподілу зусиль. В подальшому на циклах навантаження розпір дещо зростав і на десятому циклі склав $H_{\text{сус}} = 12,43$ кН ($0,97$ від теоретичного значення).

При повному розвантаженні рами 2Р-2 на третьому циклі спостерігався залишковий розпір, рівний $H_{\text{res}} = 0,06$ кН, який спричинив залишкові згинальні моменти в прольоті ригеля і в його вузловому перерізі. Таке явище, певно обумовлено виникненням залишкових деформацій як в бетоні стиснутої зони, так і в розтягнутій арматурі, що, в свою чергу спричинило залишкову ширину розкриття тріщин. Оскільки при такому навантаженні арматура працювала в пружній стадії, то виникнення в ній залишкових деформацій можна пояснити недостатньо повним затисненням після розвантаження берегів тріщин. В подальшому залишковий розпір також дещо зростав і після дев'ятого циклу склав $H_{\text{res}} = 0,11$ кН, що становить $0,09$ % від максимального значення розпору на цьому циклі.

Аналіз діаграм зміни згинальних моментів в прольоті ригеля і у вузлі по грані стійки показує, що повторні навантаження поглибили процес перерозподілу зусиль в елементах рами (рис. 4.14). Якщо на першому циклі на перших ступенях навантаження значення згинальних моментів мало відрізнялися від значень за умови пружної роботи рами. Але вже на четвертому циклі навантаження ця різниця

стала більш помітною, а на десятому циклі зміна згинальних моментів практично відбувалася пропорційно навантаженню. На десятому циклі при $P = 45,0$ кН згинальні моменти відповідно склали: у прольоті ригеля $M_{sp} = 11,92$ і у вузлі $M_{sup} = 11,48$ кН*м, що тільки на 2,7 % відрізняється від теоретичних значень, обчислених з урахуванням перерозподілу зусиль, Тобто, можна вважати, що при такому режимі повторного навантаження повністю відбулося перерозподілення зусиль в елементах рами.

Характер роботи рами 2Р-3 до рівня навантаження на першому циклі $P = 22,5$ кН був аналогічним, як в рамах 2Р-1 і 2Р-2. Але ця рама піддавалася повторним навантаженням більшим, ніж рама 2Р-2 ($P_{cyc} = 0,71P_u$). Це викликало більш інтенсивний характер перерозподілу зусиль по циклам навантаження, що добре видно на рис. 4.15. Якщо на першому циклі навантаження дослідні значення розпору при $P_{cyc} = 27,5$ кН склало $H_{cyc} = 14,87$ кН, або 0,954 від

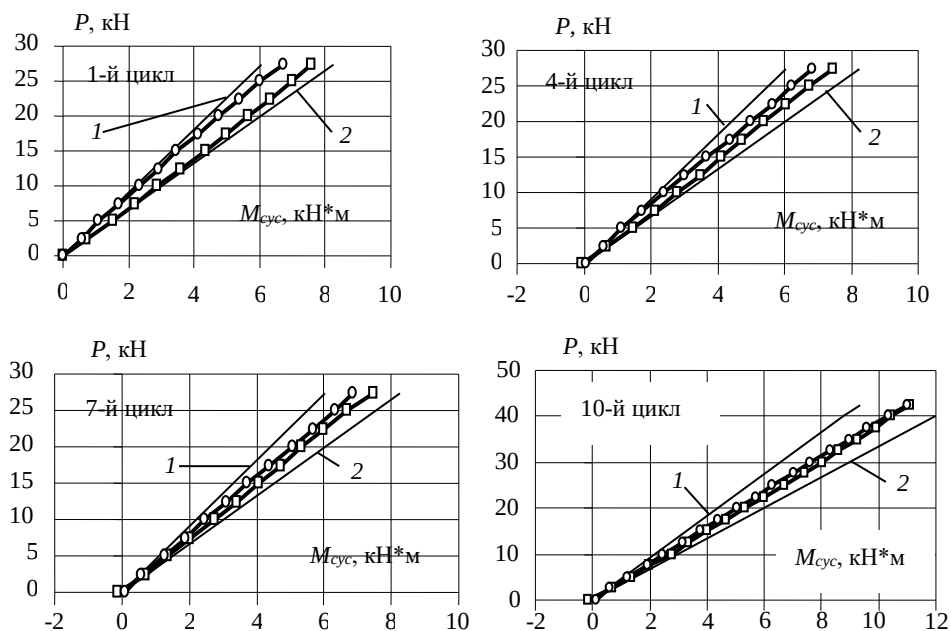


Рис. 4.14. Зміна згинальних моментів у середньому перерізі прольоту ригеля та у вузловому перерізі ригеля рами 2Р-3: 1 і 2 відповідно вузлові і прольотні моменти за умови пружної роботи рами; $\square$, $\circ$ - експериментальні значення відповідно прольотних і вузлових моментів.

теоретичного значення, то на десятому циклі - $H_{\text{сус}} = 15,41$ кН, або 0,989 від теоретичного значення, знайденого розрахунком з урахуванням перерозподілу зусиль.

Перерозподіл згинальних моментів зі збільшенням циклів навантаження відбувалося також більш інтенсивно. На першому циклі при $P_{\text{сус}} = 27,5$ кН відношення вузлового моменту до прольотного складало $M_{\text{sup,cyc}}/M_{\text{sp,cyc}} = 0,887$, до сьомого циклу воно стабілізувалося і складало $M_{\text{sup,cyc}}/M_{\text{sp,cyc}} = 0,917$. На десятому циклі залежність прольотних і вузлових моментів від навантаження, як і в рамі 2Р-2, набула лінійного характеру (див. рис. 4.15).

За повного розвантаження рами 2Р-3 на третьому, шостому і дев'ятому циклах в ній виникали залишкові розпори, при цьому їх значення збільшувалися зі збільшенням кількості циклів навантаження і були приблизно в два рази більшими, ніж в рамі 2Р-2. Аналогічно в цій же мірі в рамі виникали залишкові згинальні моменти.

Рама 2Р-4 піддавалась відносно високому рівню повторного мало циклового навантаження ($P_{\text{сус}} = 0,84P_u$), внаслідок чого уже на першому циклі відбулося суттєве перерозподілення зусиль (рис. 4.15; табл. Б.29 додатку Б). При навантаженні $P_{\text{сус}} = 32,5$ кН розпір $H_{\text{сус}} = 17,59$ кН, або 0,955 від теоретичного значення. На наступних циклах розпір збільшувався і на одинадцятому циклі досяг $H_{\text{сус}} = 18,31$ кН (0,994 від теоретичного за розрахунком з урахуванням перерозподілу зусиль).

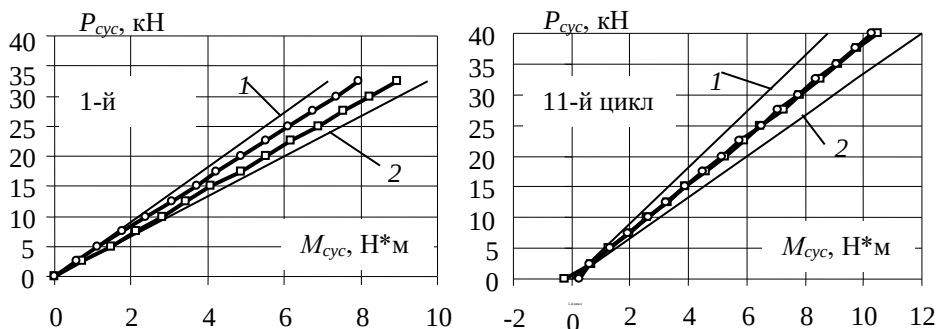


Рис. 4.15. Зміна згинальних моментів в рамі 2Р-4 на першому та одинадцятому циклах навантаження : 1 і 2 – відповідно вузловий і прольотний момент в ригелі за пружної роботи; $\circ$, $\square$ – експериментальні значення моментів відповідно в прольоті і в вузловому перерізі.

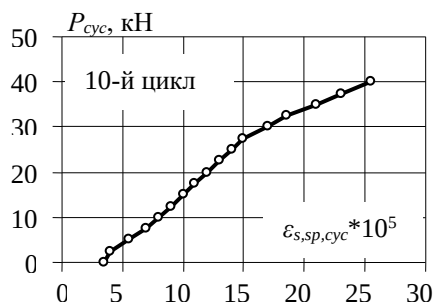
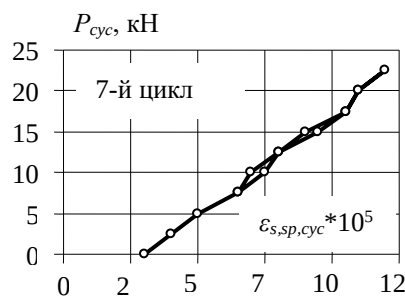
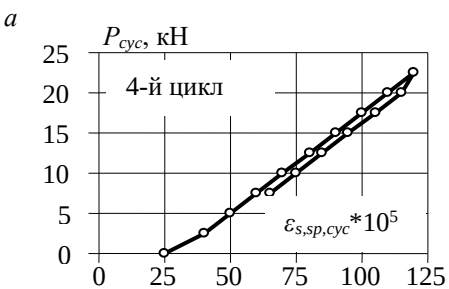
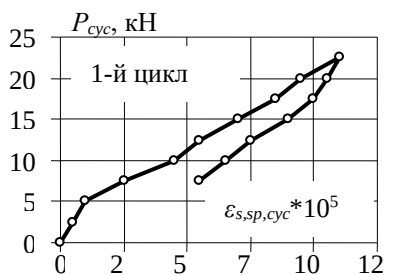
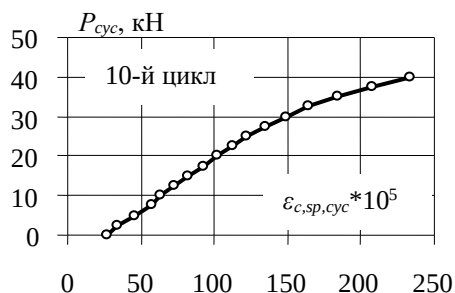
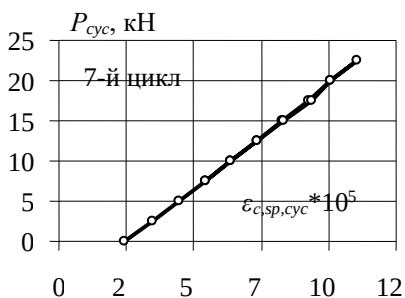
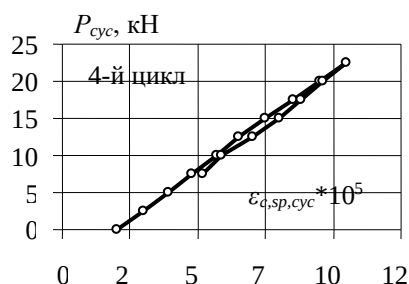
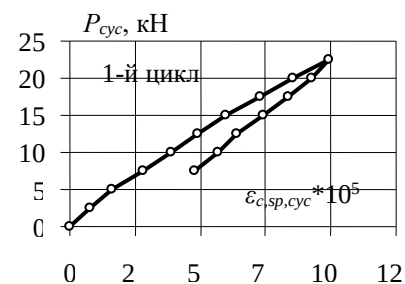
В рамі 2Р-4 залишкові значення розпору в три рази перевищували залишкові розпори, ніж в рамі 2Р-2 і в 1,42 рази – в рамі 2Р-3. Однак їх значення не перевищували більше, ніж на 2 % значення розпорів, які виникали в рамі в циклах навантаження при максимальному його рівні.

На першому циклі навантаження зміни дослідних значень згинальних моментів практично відповідали теоретичним значенням за пружної роботи до навантаження $P_{\text{cyc}} = 12,5$ кН. Після цього рівня навантаження прольотні моменти в ригелі стали помітно зменшуватися, а вузлові як по граням стійок, так і по грані ригеля – збільшуватися. При $P_{\text{cyc}} = 32,5$ кН відношення $M_{\text{sup,cyc}}/M_{\text{sp,cyc}}$ склало 0,888, а теоретичне значення за пружної роботи дорівнює 0,733.

В процесі повторних навантажень в рамі 2Р-4 відбувалося інтенсивне поглиблення процесу перерозподілу зусиль і до десятого циклу відбулося значне зближення значень прольотного і вузлового моменту в ригелі. При $P_{\text{cyc}} = 37,5$ кН відношення $M_{\text{sup,cyc}}/M_{\text{sp,cyc}}$ зросло до 0,972. Треба зазначити, що рама 2Р-4 на десятому циклі була довантажена до $P_{\text{cyc}} = 40,0$ кН і повністю розвантажена, а на наступному циклі при цьому навантаженні вона зруйнувалася.

Про особливості роботи рам другої серії при дії короточасних мало циклових навантажень свідчать зміна характеру діаграм деформування бетону стиснутої зони та розтягнутої арматури. В рамі 2Р-2 при навантаженні $P_{\text{cyc}} = 22,5$ кН деформації розтягнутої арматури в прольоті ригеля склали $\varepsilon_{s,sp,cyc} = 110,0 \times 10^{-5}$, бетону стиснутої зони $\varepsilon_{c,sp,cyc} = 99,0 \times 10^{-5}$. Після повного розвантаження рами на третьому циклі залишкові деформації відповідно склали $\varepsilon_{s,sp,res} = 25,0 \times 10^{-5}$ і $\varepsilon_{c,sp,res} = 20,0 \times 10^{-5}$. Звертають на себе увагу більші залишкові деформації в арматурі, ніж в стиснутому бетоні, Певно, це пояснюється виникненням залишкової ширини розкриття тріщин. На діаграмах деформування бетону і арматури вирізняється деякий їх перелом при $P_{\text{cyc}} = 5,0$ кН (рис. 4.16), що може свідчити про початок виникнення тріщин в прольоті ригеля.

На першому циклі навантаження і не повного розвантаження на діаграмах спостерігається виникнення петель гістерезису, площа яких суттєво зменшилася на четвертому циклі, а на сьомому циклі була практично відсутня. На цьому циклі бетон стиснутої зони і розтягнута арматура практично лінійно залежали від рівня навантаження (див. рис. 4.16).



б

Рис. 4.16. Діаграми деформування бетону стиснутої зони (а) та розтягнутої арматури (б) в середині прольоту при повторних навантаженнях рами 2Р-2.

Залишкові деформації в бетоні стиснутої зони ригеля рами 2Р-2 на третьому, шостому і дев'ятому циклах поступово збільшувалися і склали відповідно 19,0; 22,0 і 23,6 % від максимальних деформацій в цих циклах, або 20,2; 24,7 і 26,8 % від максимальних деформацій на першому циклі. Залишкові деформації в розтягнутій арматурі прольоту на третьому, шостому і дев'ятому циклах відповідно склали 21,7; 25,0 і 28,0 % від максимальних деформацій в циклах та 22,7; 27,2 і 31,8 % від максимальних деформацій на першому циклі. Як видно, залишкові деформації в арматурі були дещо більшими, ніж в бетоні, що пов'язано з тріщиноутворенням в бетоні.

Повні деформації бетону і арматури на десятому циклі порівняно з першим в арматурі зросли на 15,4 %, а в бетоні – на 13,6 %.

На десятому циклі при навантаженні до руйнування після $P_{\text{сус}} = 22,5$ кН швидкість приросту деформацій в бетоні і арматурі збільшилася. Це свідчить про те, що за попередні цикли не всі непружні деформації в бетоні стиснутої зони виникли в повній мірі, а в розтягнутій зоні більш інтенсивно розвивалися тріщини. При навантаженні $P_{\text{сус}} = 40,0$ кН деформації в прольоті ригеля в розтягнутій арматурі склали $\varepsilon_{s,sp,cyc} = 255,0 \times 10^{-5}$, а бетоні стиснутої зони - $\varepsilon_{c,sp,cyc} = 233,0 \times 10^{-5}$. В розтягнутій арматурі у вузловому перерізі ригеля деформації при цьому навантаженні були рівними $\varepsilon_{s,sup,cyc} = 249,0 \times 10^{-5}$, а бетоні - $\varepsilon_{c,sup,cyc} = 169,0 \times 10^{-5}$. Тобто, можна вважати, що в ригелі майже в повній мірі відбулося пере розподілення зусиль.

Рама 2Р-2 зруйнувалася при навантаженні $P_u = 42,5$ кН. Якщо лінійно проінтерполювати до цього навантаження після $P = 40,0$ кН деформації в стиснутому бетоні і розтягнутій арматурі в прольоті ригеля, то вони відповідно склали б $\varepsilon_{c,sp} = 258,5 \times 10^{-5}$ і $\varepsilon_{s,sp} = 280,0 \times 10^{-5}$. Як видно, деформації стиснутого бетону в нормальних перерізах в середині прольоту і біля вузла досягли і перевищили максимальні деформації ($\varepsilon_{br} = 165,9 \times 10^{-5}$), що стало причиною зруйнування рами, Рама зруйнувалася по нормальним перерізам в прольоті ригеля та у вузлі. Несуча здатність рами 2Р-2 виявилася на 6,8 % більшою, ніж рами 2Р-1.

Оскільки рама 2Р-3 піддавалася повторним навантаженням, які мали більший рівень, ніж для рами 2Р-2, в ній виникали більші повні і залишкові деформації як в арматурі, так і в бетоні. При навантаженні $P_{\text{сус}} = 27,5$ кН деформації в прольоті ригеля в розтягнутій арматурі склали $\varepsilon_{s,sp,cyc} = 140,0 \times 10^{-5}$, а бетоні стиснутої зони – $\varepsilon_{c,sp,cyc} = 150,0 \times 10^{-5}$. Дещо меншими були деформації у вузловому перерізі ригеля. На

першому циклі площі петлі гістерезисну діаграм деформування бетону і арматури були більшими, ніж в рамі 2Р-2 (рис. 4.17).

Залишкові деформації на третьому, шостому і дев'ятому циклах в стиснутому бетоні ригеля склали відповідно 24,4; 25,6 і 26,4 %, а в розтягнутій арматурі – 19,0; 19,2 і 21,4 % від максимальних повних деформацій в циклах. Тобто, частка залишкових деформацій при повторних навантаженнях не значно відрізнялася від відповідних деформацій в рамі 2Р-2.

На десятому циклі навантаження при $P_{\text{сус}} = 27,5$ кН деформації бетону стиснутої зони зросли до $\epsilon_{c,sp,cyc} = 170,0 \times 10^{-5}$, що на 13,3 % більше, ніж на першому циклі. Для розтягнутої арматури ці значення відповідно рівні: $\epsilon_{s,sp,cyc} = 186,0 \times 10^{-5}$ і 32,2 %. При $P_{\text{сус}} = 40,0$ кН деформації в стиснутому бетоні і розтягнутій арматурі зросли відподно до $\epsilon_{c,sp,cyc} = 236,0 \times 10^{-5}$ і $\epsilon_{s,sp,cyc} = 274 \times 10^{-5}$, Рама 2Р-3 зруйнувалася при $P_u = 45,0$ кН.

Зі збільшенням рівня повторних навантажень збільшуються абсолютні значення повних і залишкових деформацій, Це підтверджують результати випробовувань рами 2Р-4, яка піддавалась повторним малоцикловим навантаженням з рівнем $P_{\text{сус}} = 0,84P_u$. При $P_{\text{сус}} = 32,5$ кН повні деформації на першому циклі навантаження в бетоні стиснутої зони склали $\epsilon_{c,sp,cyc} = 180 \times 10^{-5}$, а в арматурі $\epsilon_{s,sp,cyc} = 170 \times 10^{-5}$. Тобто, уже на першому циклі деформації в бетоні перевищили максимальне їх значення ϵ_{cR} , що свідчить про те, що бетон почав працювати на низхідній ділянці діаграми деформування.

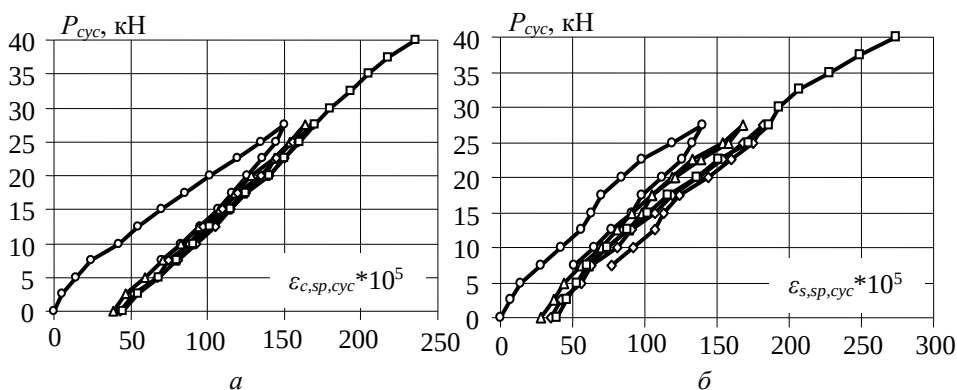


Рис. 4.17. Діаграми деформування бетону стиснутої зони (а) і розтягнутої арматури (б) в прольоті ригеля при навантаженні рами 2Р-3:

○ ,△ ,◇ ,□ - відповідно перший, четвертий, сьомий і десятий цикли.

На першому циклі площі петлі гістерезису діаграм деформування бетону і арматури були більшими, ніж в рамках 2Р-2 і 2Р-3, а залишкові деформації на третьому циклі в стиснутому бетоні прольоту ригеля і розтягнутій арматурі склали відповідно $\epsilon_{c,sp,res} = 43 \times 10^{-5}$ і $\epsilon_{s,sp,res} = 35 \times 10^{-5}$. В подальшому зі збільшенням циклів навантаження повні і залишкові деформації зростали, але їхня стабілізація практично відбулася до сьомого циклу (рис. 4.18). Не дивлячись на високий рівень повторних навантажень, відносна частка залишкових деформацій становила такою, як в попередніх рамках цієї серії. Так на третьому, шостому та дев'ятому циклах в стиснутому бетоні залишкові деформації складали відповідно 23,2; 24,7 і 25,7 %, а в розтягнутій арматурі – 19,4; 19,8 і 24,0 % від максимальних деформацій у відповідному циклі навантаження. Повні деформації в бетоні і арматурі за десять циклів навантажень збільшилися на 14,4 і 22,9 %.

При заданому рівні повторних навантажень в рамі 2Р-4 за дев'ять циклів пластичні деформації повністю не були вибрані, так як вони знову проявилися при довантаженні рами на десятому циклі до $P_{cyc} = 0,97P_u$ (див. рис. 4.18). На цьому циклі внаслідок додаткового виникнення пластичних деформацій знову спостерігалися петлі гістерезису на діаграмах деформування бетону і арматури, а залишкові деформації в бетоні і арматурі зросли на 22×10^{-5} і 10×10^{-5} .

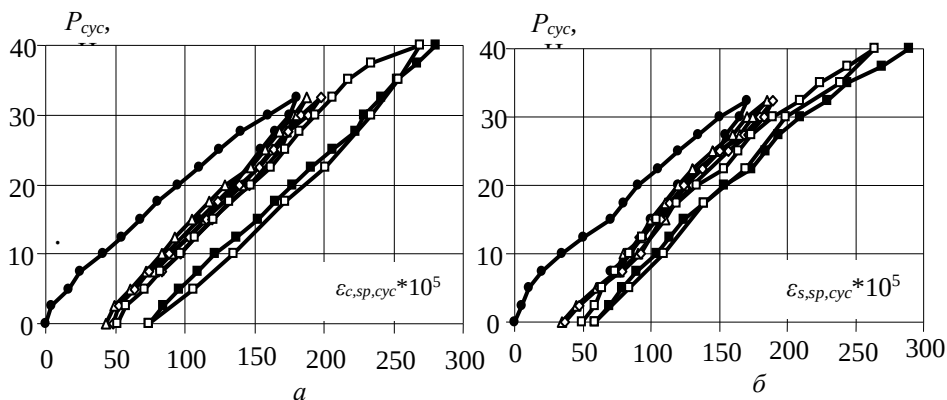


Рис. 4.18. Діаграми деформування бетону стиснутої зони (а) і розтягнутої арматури (б) в прольоті ригеля при навантаженні рами 2Р-4:

●, △, ◇, □, ■ - відповідно перший, четвертий, сьомий, десятий цикли і одинадцятий цикл.

На одинадцятому циклі рама навантажувалась до руйнування. Зразу ж після прикладання навантаження $P_{\text{сус}} = 40,0$ кН рама 2Р-4 зруйнувалася, тобто для неї $P_u = 40,0$ кН. На десятому циклі рама витримала таке навантаження, але подальше зростання на одинадцятому циклі деформацій бетону в стиснутій зоні прольоту ригеля могло призвести до втомленого його руйнуванню

4.4. Вплив повторних навантажень на прогини ригеля рам

4.4.1. Р а м и п е р ш о ї с е р і ї. В рамі 1Р-1 при одноразовому навантаженні до руйнування прогини середини ригеля зростали плавно (рис. 4.19а). Але на графіку залежності градієнта прогинів (відношення прогину f до відповідного діючого навантаження P) від рівня навантаження P/P_u (рис. 4.19б) чітко можна визначити навантаження, за якого виникла тріщина в прольоті. Це навантаження дорівнює $P = 3,75$ кН і відповідає зміні напрямку згаданого графіку. Після $P = 15,0$ кН можна вважати, що прогини збільшувались майже пропорційно навантаженню. При цьому навантаженні (0,43 від руйнівного) прогин ригеля склав $f = 4,86$ мм, що становить 0,30 від значення прогину, який зафіксовано перед безпосереднім руйнуванням, і 0,57 від прогину, який відповідає навантаженню $P = 22,5$ кН.

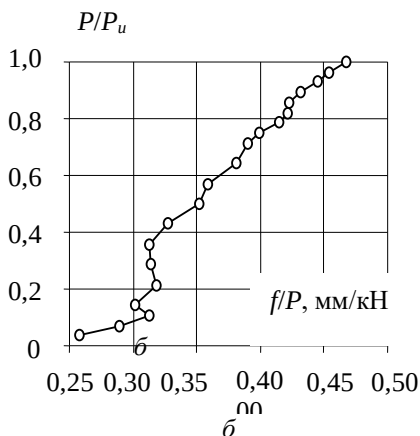
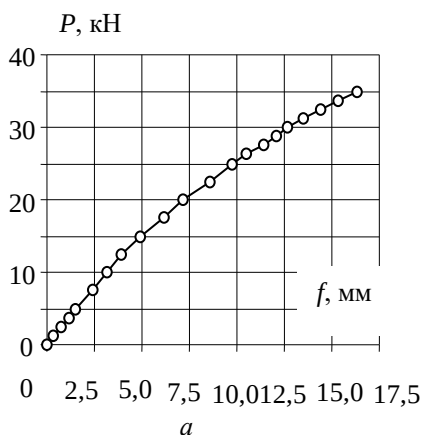


Рис. 4.19. Залежність прогинів від короточасного навантаження (а) та градієнта прогинів від відносного рівня навантаження (б) в рамі 1Р-1.

Повторні навантаження на раму 1Р-2 суттєво вплинули на діаграми прогинів ригеля (рис. 4.20). На першому циклі навантаження при $P = 22,5$ кН прогин середини ригеля склав $f = 9,11$ мм, а випуклість кривої прогинів обернена до осі навантаження. Після розвантаження виникли суттєвий залишковий прогин $f_{res} = 2,8$ мм (30,7% від повного прогину). Крива прогинів при розвантаженні обернена до осі прогинів.

На другому і третьому циклах прикладання навантаження залежність прогинів від величини навантаження в рамі 1Р-2 наблизилась до лінійної, а при розвантаженні крива прогинів залишилась оберненою до осі деформацій. На цих циклах значно зменшились площа петлі гистерезису та залишкові деформації. Після розвантаження на другому циклі вони склали $f_{res} = 0,67$ мм, а на третьому - $f_{res} = 0,16$ мм. Починаючи з п'ятого циклу крива прогинів змінила напрям своєї випуклості, тобто стала обернена до осі деформацій (див. рис. 4.20). Таке явище можна пояснити таким. На протязі п'яти циклів повторних навантажень за даного його рівня практично стабілізувався процес утворення тріщин і припинились збільшуватись залишкові деформації, але при навантаженні тріщини

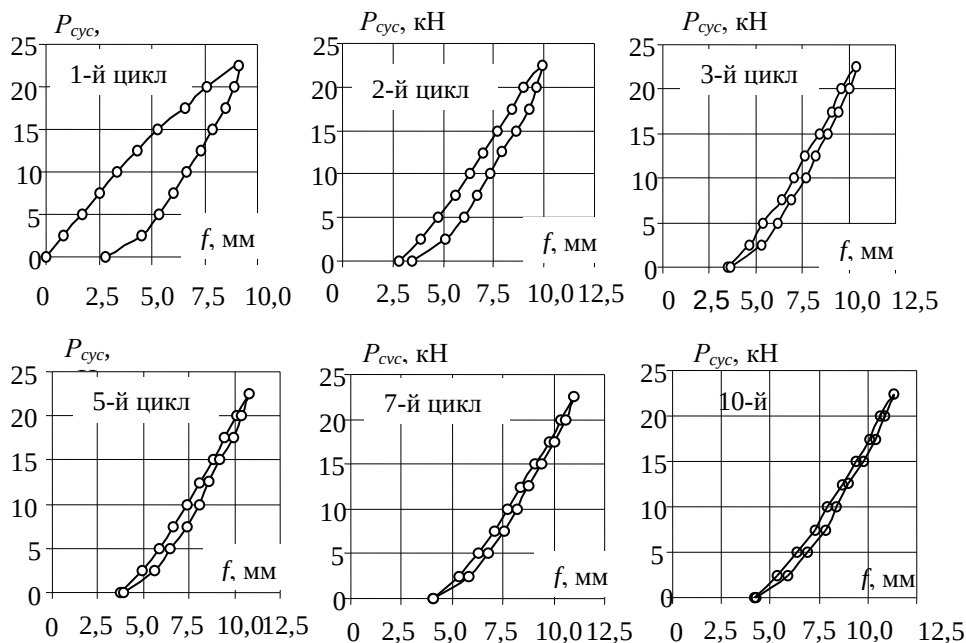


Рис. 4.20. Зміна залежностей прогинів на циклах повторних навантажень рами 1Р-2.

поступово затискуються, що призводить до збільшення жорсткості поперечного перерізу і, як наслідок, до зменшення приросту прогинів на ступенях навантаження. Після сьомого циклу навантаження характер діаграм прогинів практично не змінювався, а тому можна вважати, що на п'ятому-шостому циклах повторних навантажень повністю відбувся процес стабілізації прогинів.

Зміни характеру прогинів ригеля рами 1Р-2 можна проаналізувати, аналізуючи значення градієнтів прогинів до рівня навантаження. На першому циклі навантаження при $P_{\text{сус}} = 2,5$ кН відношення $f_{\text{сус}}/P_{\text{сус}} = 0,320$, $P_{\text{сус}} = 5,0$ кН воно збільшилось до 0,340, після чого, внаслідок утворення тріщин, зменшилось до $f_{\text{сус}}/P_{\text{сус}} = 0,335$. Після значення $P_{\text{сус}} = 10,0$ кН відношення $f_{\text{сус}}/P_{\text{сус}}$ постійно збільшувалось і досягло в кінці ступеня навантаження ($P = 22,5$ кН) значення $f_{\text{сус}}/P_{\text{сус}} = 0,405$. На другому циклі навантаження характер залежності, що розглядається, значно змінився. Тут спостерігається зі збільшенням навантаження зменшення градієнта прогинів. Якщо при $P = 2,5$ кН відношення $f_{\text{сус}}/P_{\text{сус}}$ становило 0,432, то до $P_{\text{сус}} = 22,5$ кН воно зменшилось і склало $f_{\text{сус}}/P_{\text{сус}} = 0,316$. Такий характер зміни градієнтів прогинів спостерігався на п'ятому і наступних циклах. На одинадцятому циклі при довантаженні рами до руйнування до $P_{\text{сус}} = 22,5$ кН характер зміни градієнта прогинів був таким же, як і на попередніх циклах, тобто, поступово зменшувався. Зі збільшенням навантаження градієнт почав різко збільшуватись, що пов'язано з розвитком тріщин, які стабілізувалися на циклах навантаження, і виникненням нових тріщин, а також з розвитком пластичних деформацій в бетоні стиснутої зони.

В рамі 1Р-3 зміни прогинів до сьомого циклу були такими ж, як і в рамі 1Р-2 (рис. 4.21). Аналогічно змінювався і градієнт прогинів $f_{\text{сус}}/P_{\text{сус}}$. На сьомому циклі рама була довантажена до $P_{\text{сус}} = 27,5$ кН, що суттєво змінило характер зміни градієнту прогинів. До навантаження $P_{\text{сус}} = 22,5$ кН значення $f_{\text{сус}}/P_{\text{сус}}$ змінювалися так, як на шостому циклі, тобто, постійно зменшувалися, а після перевищення цього рівня навантаження вони почали збільшуватись. Збільшення градієнта прогинів пояснюються тими ж причинами, які перераховані вище для рами 1Р-2 при навантаженні її до руйнування. Внаслідок довантаження рами 1Р-3 на сьомому циклі бетон в розтягнутій зоні став більш крихким, що спричинило на наступних циклах на перших ступенях значне збільшення градієнта прогинів, але зі збільшенням ступенів навантаження його значення поступово зменшувалось. Так

на одинадцятому циклі при навантаженні до руйнування на першому ступені відношення $f_{\text{сус}} / P_{\text{сус}}$ склало 0,492, а на останньому (одинадцятому) - $f_{\text{сус}} / P_{\text{сус}} = 0,298$.

Рама 1Р-4 на першому циклі була навантажена високим рівнем $P_{\text{сус}} = 27,5$ кН, яке перевищувало несучу здатність рами на одинадцятому циклі навантаження до руйнування. Такий рівень навантаження визначив характер роботи рами на наступних циклах, адже вже на першому циклі виникли і розвинулись всі можливі тріщини в бетоні розтягнутої зони. При $P_{\text{сус}} = 22,5$ кН на першому циклі градієнт прогинів склав 0,377, тобто майже такий, як в рамі 1Р-3 ($f_{\text{сус}} / P_{\text{сус}} = 0,363$), а при $P_{\text{сус}} = 27,5$ кН - $f_{\text{сус}} / P_{\text{сус}} = 0,446$. На першому ступені навантаження в цих рамах градієнт прогинів відрізнявся незначно, відповідно 0,232 і 0,288. На другому циклі навантаження градієнт прогинів змінювався незначно (в межах 0,327 і 0,349) і мав тенденцію до зменшення зі збільшенням навантаження.

На протязі наступних шести циклів відбулася стабілізація прогинів і тому на восьмому циклі рама 1Р-4 знову була довантажена до $P_{\text{сус}} = 27,5$ кН, що викликало поглиблення утворення тріщин і виникнення пластичних деформацій в бетоні стиснутої зони. До навантаження $P_{\text{сус}} = 22,5$ кН градієнт прогинів поступово зменшувався, а вище нього

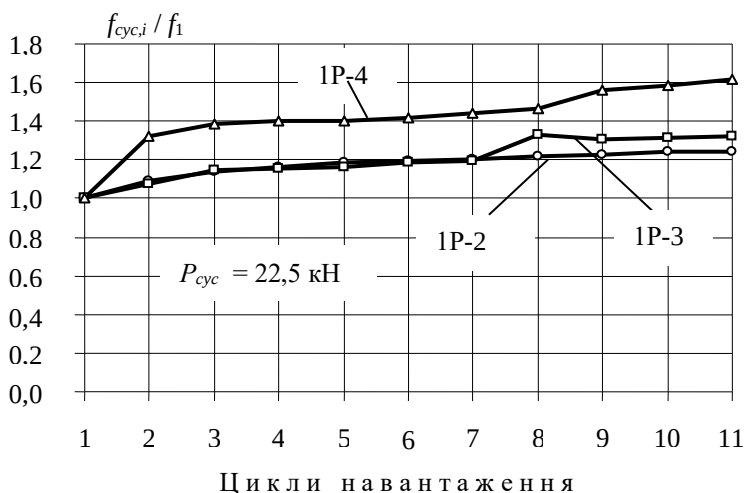


Рис. 4.21. Зміна відношення повного прогину ригеля на i -тому циклі навантаження $f_{\text{сус},i}$ до прогину на першому циклі f_1 при $P_{\text{сус}} = 22,5$ кН в рамках першої серії.

почав збільшуватись і при $P_{\text{сус}} = 27,5$ кН досяг значення $f_{\text{сус}}/P_{\text{сус}} = 0,396$. На одинадцятому циклі при $P_{\text{сус}} = 22,5$ кН градієнт прогинів склав $f_{\text{сус}}/P_{\text{сус}} = 0,378$, при $P_{\text{сус}} = 25,0$ кН він різко збільшився до $f_{\text{сус}}/P_{\text{сус}} = 0,467$, після чого рама 1Р-4 зруйнувалася.

Аналіз розвитку прогинів ригелів в рамках першої серії свідчить про те, що повторні навантаження суттєво впливають на зміну прогинів ригеля (див. рис. 4.21). В рамках 1Р-2 і 1Р-3 до сьомого циклу відношення прогинів $f_{\text{сус},i}$ на циклах навантаження до прогину на першому циклі f_1 зросло відповідно на 20 і 19 %. В подальшому в рамі 1Р-2 відбулася стабілізація прогинів, а в рамі 1Р-3 після довантаження спостерігалось деяке збільшення відношення $f_{\text{сус},I}/f_1$ на восьмому циклі з подальшою стабілізацією до одинадцятого циклу, але за більшого значення, ніж в рамі 1Р-2 (для рами 1Р-2 і 1Р-3 відповідно $f_{\text{сус},I}/f_1 = 1,24$ і $1,33$).

Довантаження рами 1Р-4 на першому і восьмому циклах суттєво вплинуло на зростання прогинів при повторних навантаженнях. Так, на сьомому циклі відношення $f_{\text{сус},I}/f_1$ склало 1,45, яке до одинадцятого циклу зросло до 1,62 (див. рис. 4.21).

4.4.2. Р а м и д р у г о ї с е р і ї. Особливістю випробовувань рам другої серії порівняно з першою є те, що вони мали різний рівень повторних навантажень і повністю розвантажувалися не на всіх циклах, що, певно, повинно вплинути на абсолютні та відносні значення прогинів ригелів.

Горизонтальні переміщення рами 2Р-1 були не значними. При $P = 12,5$ кН переміщення лівої опори в бік динамометра, виміряне індикатором І-7, склало 0,42 мм. Верхній лівий вузол перемістився в бік динамометра на 0,28 мм, а правий вузол – на 0,19 мм. Таким чином, горизонтальне переміщення рами в цілому відбулося в бік установленого динамометра, певно, за рахунок деформування останнього. Перед руйнуванням такі переміщення були близько до одного міліметра і на напружено-здеформований стан рами впливу практично не мали. Ці переміщення не враховувалися для всіх досліджених рам,

В рамі 2Р-1 перші тріщини виникли під силами і в обох вузлах по граням стійок і ригеля при навантаженні $P_{\text{сус}} = 12,8$ кН. До цього прогини ригеля змінювалися пропорційно навантаженню (рис. 4.22а). При навантаженні $P = 22,5; 27,5$ і $32,5$ кН прогини середини ригеля відповідно були рівними $f = 5,93; 7,64$ і $9,29$ мм. До $P = 32,5$ кН

відношення f/P складало 0,285 мм/кН, а при $32,5 < P \leq 35,0$ кН $f/P = 0,364$. Останнє свідчить про розвиток пластичних деформацій, що підтверджує характер розвитку деформацій в бетоні і арматурі рами 2Р-1. Після навантаження $P = 35,0$ кН прогини почали зростати більш інтенсивно ($f/P = 0,856$), що свідчило про наближення рами до руйнування, Особливо це віддзеркалилось на графіку залежності модуля прогинів $m = P/f$ від рівня навантаження $\eta = P/P_u$ (P_u – руйнуюче навантаження на раму; для рами 2Р-1 $P_u = 38,9$ кН), коли на ньому спостерігалась різка зміна в інтенсивності збільшення прогинів (рис. 4.22б).

В рамі 2Р-2 на першому циклі навантаження процес тріщиноутворення був таким же, як і в рамі 2Р-1, тому характер зростання прогинів теж був аналогічним (рис. 4.23а). На цьому циклі спостерігалось значне збільшення пластичних прогинів, що віддаляло криву прогинів при розвантаженні від їх кривої при навантаженні, тобто була значна площа петлі гістерезису. Зі збільшенням циклів при $P_{сус} = 22,5$ кН пластичні деформації зменшувалися, внаслідок чого до сьомого циклу відбулася стабілізація прогинів, а криві навантаження і розвантаження практично співпадали (рис. 4.23в). Якщо при розвантаженні рами 2Р-2 на першому циклі залишкові прогини середини ригеля (по прогиноміру П-2) склали 2,0 мм, то на шостому – 2,08 мм.

В процесі навантаження рами 2Р-2 до руйнування до рівня $P_{сус} = 22,5$ кН пластичні прогини не виникали і залежність між прогинами і

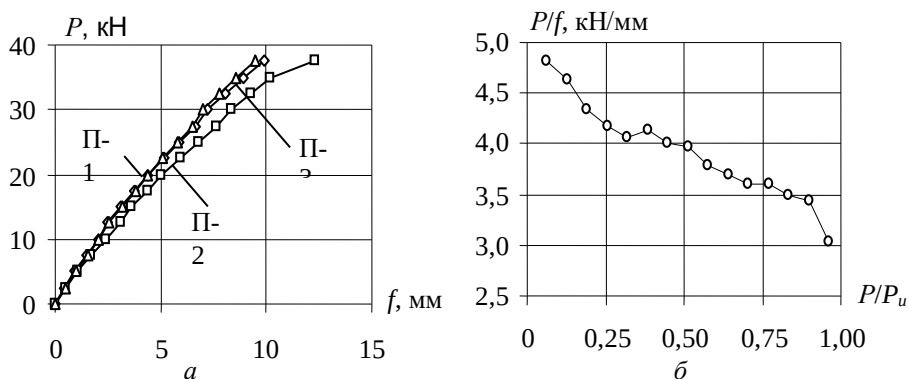


Рис. 4.22. Зміна прогинів при навантаженні рами 2Р-1 (а) та відношення навантаження до прогинів від рівня навантаження (б): П – прогиномири.

навантаженням практично була лінійна, При перевищенні вказаного навантаження в бетоні почали виникати пластичні деформації, збільшилась кількість тріщин і лінійна залежність між $P_{\text{сус}}$ і $f_{\text{сус}}$ почала порушуватись (рис. 4.23д). Перед руйнуванням прогини різко зростали.

Рама 2Р-3 піддавалась більш високому рівню повторних навантажень ($P_{\text{сус}} = 27,5$ кН), але характер її роботи мало чим відрізнявся від характеру роботи рами 2Р-2. Різниця полягала в тому, що за своїм значенням прогини ригеля в цій рамі були більшими,

На першому циклі в рамі 2Р-3 до $P_{\text{сус}} = 12,5$ кН модуль прогинів $m_{\text{сус}} = P_{\text{сус}}/f_{\text{сус}}$ різко зменшувався, а потім стабілізувався і до $P_{\text{сус}} = 27,5$ кН практично не змінювався. На наступних циклах на перших ступенях навантаження інтенсивність зменшення модуля прогинів уповільнилась, за своїм значенням він зменшився і в межах $P_{\text{сус}} = 10,0 \dots 27,5$ кН відбулась його стабілізація. На десятому циклі при навантаженні рами до руйнування після $P_{\text{сус}} = 27,5$ кН знову спостерігалось зменшення модуля прогинів. Якщо при $P_{\text{сус}} = 27,5$ кН модуль прогинів дорівнював $m_{\text{сус}} = 4,74$, то при $P_{\text{сус}} = 40,0$ кН – $m_{\text{сус}} = 1,52$ кН/мм.

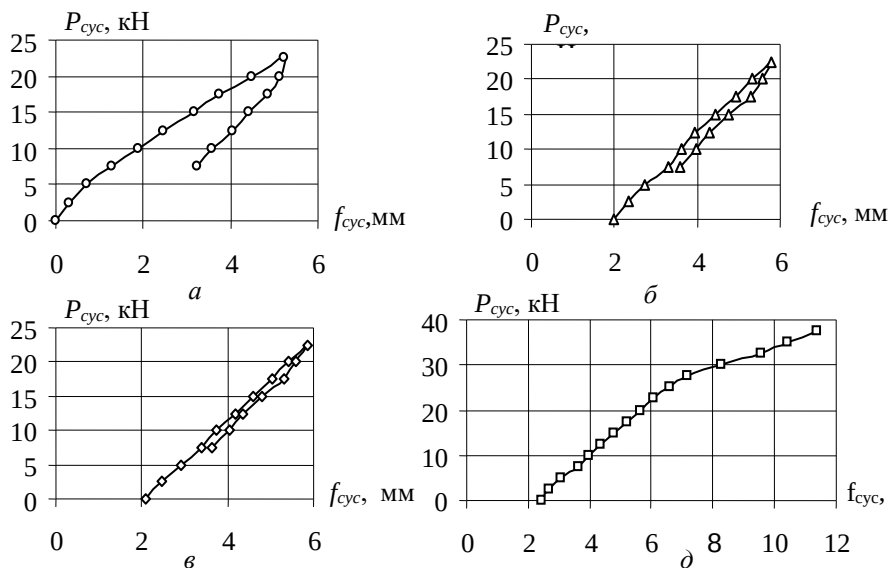


Рис. 4.23. Зміна прогинів ригеля рами 2Р-2 на циклах навантаження – розвантаження: а, б, в, д – відповідно перший, четвертий, сьомий і десятий цикли.

Суттєво відрізнявся характер роботи рами 2Р-4 від попередніх рам тому, що вона піддавалась повторним навантаженням високого рівня (вище умовних експлуатаційних). Вже на першому циклі навантаження в значній мірі відбулися процеси тріщиноутворення, а залежність між прогинами і навантаженням мала криволінійний характер. В цій рамі на четвертому циклі криві прогинів при навантаженні і розвантаженні майже співпадали, а випуклість обох кривих направлена до осі деформацій. На сьомому циклі ця випуклість дещо збільшилася (рис. 4.24).

На десятому циклі рама 2Р-4 була довантажена до $P = 40$ кН, після чого повністю розвантажена. Не дивлячись на невелике перевантаження порівняно з попередніми циклами, в ригелі рами виникли значні залишкові прогини, що видно по кривій розвантаження на десятому циклі (див. рис. 4.24). На одинадцятому циклі рама зруйнувалась при цьому ж навантаженні. Треба зазначити, що в цій рамі криві зміни модулів прогинів на всіх циклах відрізнялись між собою незначно, практично співпадали.

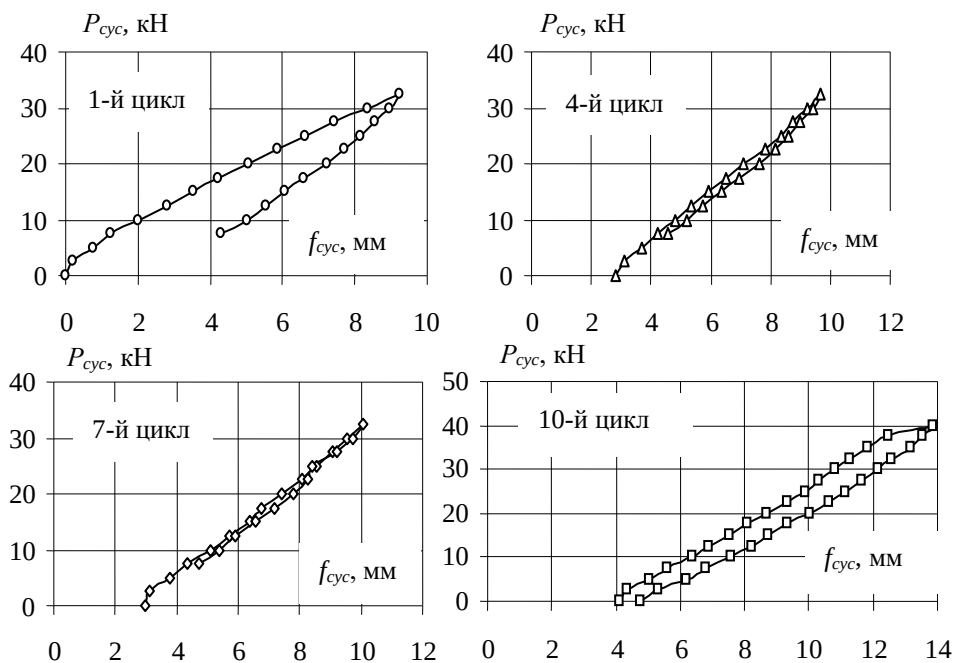


Рис. 4.24. Зміна прогинів ригеля рами 2Р-4 при повторних навантаженнях.

Зміна прогинів рам другої серії по циклам навантаження представлені на рис. 4.25 та в табл. 4.1. Як видно з рис. 4.25а, абсолютні прогини залежать від рівня повторних навантажень. В рамах 2Р-2 і 2Р-3 криві зміни прогинів по циклам практично паралельні, а в рамі 2Р-4 відносний приріст прогинів був дещо меншим (рис. 4.25б).

Таблиця 4.1

Відношення прогинів на циклах навантаження до прогинів на перших циклах f_{cyc}/f_1 в рамах другої серії

Цикли навантаження	Рама 2Р-2	Рама 2Р-3		Рама 2Р-4		
	$P_{cyc} = 22,5 \text{ кН}$	$P_{cyc} = 22,5 \text{ кН}$	$P_{cyc} = 27,5 \text{ кН}$	$P_{cyc} = 22,5 \text{ кН}$	$P_{cyc} = 27,5 \text{ кН}$	$P_{cyc} = 32,5 \text{ кН}$
1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
2	1,04	1,15	1,04	1,28	1,13	1,01
3	1,10	1,20	1,06	1,33	1,17	1,03
4	1,10	1,23	1,10	1,33	1,17	1,05
5	1,12	1,24	1,11	1,37	1,20	1,06
6	1,13	1,28	1,12	1,39	1,21	1,08
7	1,14	1,29	1,14	1,39	1,22	1,09
8	1,15	1,31	1,15	1,40	1,23	1,10
9	1,15	1,31	1,15	1,41	1,24	1,11
10	1,16	1,33	1,17	1,42	1,25	1,11

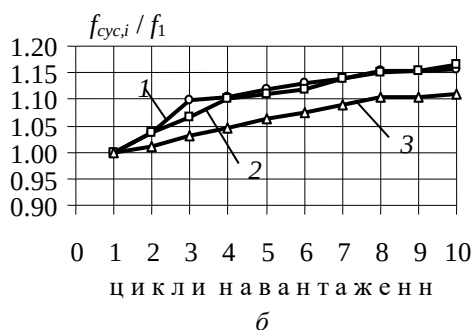
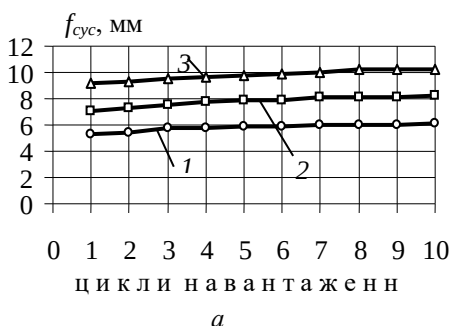


Рис. 4.25. Зміна прогинів середини ригелів рам по циклам навантаження за абсолютними значеннями (а) та відношення прогину на циклах навантаження до прогину на першому циклі (б): 1, 2 і 3 – відповідно рами 2Р-2, 2Р-3 і 2Р-4.

В рамі 2Р-2 при максимальному навантаженні в циклах $P_{\text{сус}} = 22,5$ кН стабілізація розвитку прогинів відбулася до п'ятого циклу, коли відношення прогину на цьому циклі $f_{\text{сус}}$ до прогину на першому циклі f_1 склало 1,12, від п'ятого до десятого циклу це відношення досягло значення $f_{\text{сус}}/f_1 = 1,16$.

В рамках 2Р-3 і 2Р-4 вищий рівень повторних навантажень суттєво вплинув на зміну прогинів ригеля при прийнятому умовно експлуатаційному рівні $P_{\text{сус}} = 22,5$ кН. Так, в рамі 2Р-3 до десятого циклу навантаження при цьому рівні відношення склало $f_{\text{сус}}/f_1 = 1,33$, а в рамі 2Р-4 - $f_{\text{сус}}/f_1 = 1,42$. Треба зазначити, що в рамках 2Р-2 і 2Р-3 при навантаженні, рівному максимально прийнятому в циклах, відносний приріст прогинів був практично однаковим ($f_{\text{сус}}/f_1$ відповідно становило 1,16 і 1,17), а в рамі 2Р-4 цей приріст був меншим (- $f_{\text{сус}}/f_1 = 1,11$). Певно це пояснюється тим, що вже на першому циклі в ригелі цієї рами відбулися основні пластичні деформації та процеси тріщиноутворення.

4.5. Вплив повторних навантажень на ширину розкриття тріщин

Вплив повторних навантажень на ширину розкриття тріщин проаналізовано за результатами випробовувань рам другої серії.

Ширину розкриття тріщин в елементах рами вимірювали за допомогою індикаторів, розташованих в розтягнутій зоні бетону на рівні центра ваги арматури і на базі вимірювання яких утворювалися тріщини. Якщо зважити на те, що максимальна розтяжність бетону знаходиться в межах $(10 - 20) \times 10^{-5}$ [25, 38, 61], то при середній відстані між тріщинами 80 мм, що було зафіксовано в дослідях, максимальна абсолютна величина розтягання бетону складе 0,016 мм, що є на порядок менше, ніж ширина розкриття тріщин. Це дає підстави деформаціями розтягання бетону нехтувати і вважати, що індикаторами вимірювалась ширина розкриття тріщин. Винятком є тільки перші цикли навантаження рам, де необхідно враховувати деформації розтягання бетону до моменту утворення тріщин. На наступних циклах індикатори фіксували тільки ширину розкриття тріщин в бетоні. У випадках, коли на базі індикаторів утворювалось дві і більше тріщин, середня ширина їх розкриття визначалась шляхом

ділення абсолютного подовження, зафіксованого індикаторами, на кількість тріщин.

При навантаженні рами 2Р-1 візуально зафіксовані тріщини в прольоті ригеля під силами і у вузлах на рівні внутрішніх поверхонь стійок при навантаженні $P = 12,5$ кН. При цьому в межах бази вимірювань у вузлах виникло по одній тріщині (до руйнування нові тріщини не утворювались), а в прольоті – поза базою вимірювань, тому подальше аналізується розвиток тріщин у вузлах.

З графіка зміни абсолютних деформацій розтягання у вузлах (рис. 4.26) видно, що його перелом відбувається при $P = 5,0$ кН. На цей момент середні деформації в бетоні склали $\varepsilon_{ct} = 12,0 \times 10^{-5}$, що відповідає уявленням про максимальну розтяжність бетону. Певно при такому навантаженні виникають перші мікротріщини, які при подальшому навантаженні розвиваються і їх можна виявити візуально. З урахуванням визначеної максимальної розтяжності бетону середня ширина розкриття тріщин у вузлах при навантаженні $P = 22,5$ кН (експлуатаційний рівень навантаження) склала $a_{crc} = 0,16$ мм. В подальшому ширина розкриття тріщин аж до руйнування практично змінювалась пропорційно навантаженню.

В рамі 2Р-2 тріщини в межах бази вимірювання утворилися в прольоті та у лівому вузлі. При навантаженні $P = 5$ кН деформації в розтягнутому бетоні в ригелі склали $\varepsilon_{ct} = 11,0 \times 10^{-5}$, а у вузлі - $\varepsilon_{ct} = 9,0 \times 10^{-5}$. Після цього в процесі навантаженні в розтягнутих зонах деформації зростали більш інтенсивно. При навантаженні на першому циклі $P = 22,5$ кН ширина розкриття тріщин у лівому вузлі склала $a_{crc} = 0,24$, а в прольоті - $a_{crc} = 0,16$ мм. В цій рамі більш докладніше проаналізуємо вплив повторних навантажень на розвиток тріщин в лівому вузлі (рис. 4.27).

Після першого циклу в процесі повторних навантажень ширина розкриття тріщин при $P = 22,5$ кН поступово збільшувалась і на шостому циклі склала $a_{crc} = 0,28$ мм, що на 16,7 % більше, ніж на першому циклі. На десятому циклі ширина розкриття тріщин збільшилася до $a_{crc} = 0,31$ мм, або на 29,2 % більше, ніж на першому циклі.

Залишкова ширина розкриття тріщин мала суттєве значення тільки після перших трьох циклів навантаження і склала $a_{crc, res} = 0,09$ мм, що становить 35,4 % від максимальної ширини розкриття тріщин на третьому циклі (на цьому циклі рама була повністю розвантажена).

Подальше залишкові деформації практично не зростали (після дев'ятого циклу $a_{crc, res} = 0,13$ мм).

Треба зазначити, що на другому – десятому циклах зміна ширини розкриття тріщин пропорційно залежала від величини навантаження до $P = 22,5$ кН. На десятому циклі при навантаженні до руйнування після $P = 22,5$ кН спостерігалась деяка нелінійність в розвитку ширини розкриття тріщин (див. рис. 4.27). При $P = 37,5$ кН ширина розкриття тріщини складала $a_{crc} = 0,51$ мм. Рама 2Р-2 зруйнувалась при навантаженні $P_u = 42,5$ кН.

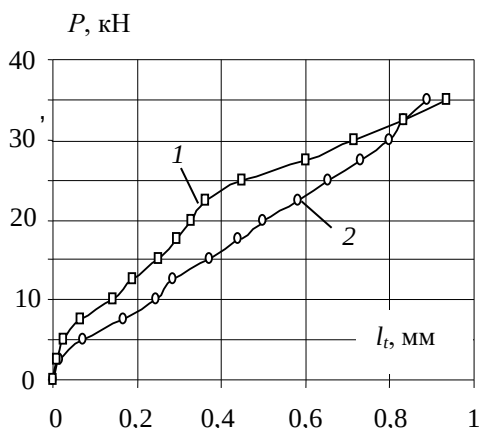


Рис. 4.26. Зміна абсолютних деформацій розтягання бетону l_t в лівому (1) і правому (2) вузлах рами 2Р-1 при одноразовому навантаженні до руйнування.

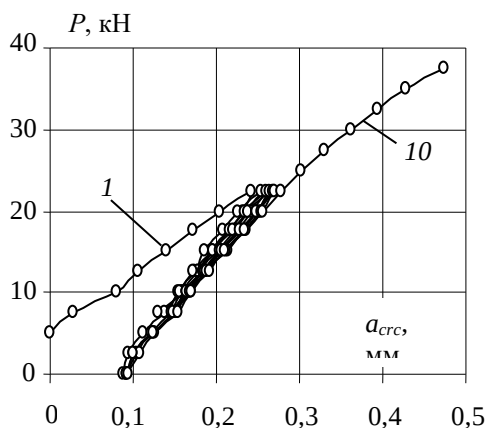


Рис. 4.27. Зміна ширини розкриття тріщин по циклам навантаження в рамі 2Р-2 (цифрами вказані перший і десятий цикли, між ними нанесені графіки зміни a_{crc} послідовно на другому, третьому, четвертому, шостому і сьомому циклах).

Рама 2Р-3 піддавалася вищому рівню повторних навантажень ($P_{сус} = 27,5$ кН), але характер утворення і розкриття тріщин у вузлах на першому циклі був практично таким же, як в рамах 2Р-1 і 2Р-2. В прольоті перша видима тріщина виникла при навантаженні $P = 20$ кН, а у вузлах – при $P = 12,5$ кН, при цьому в межах бази вимірювання в лівому вузлі виникла одна тріщина, а в правому дві. Докладно проаналізуємо розвиток тріщини в правому вузлі.

При навантаженні на першому циклі до $P = 5,0$ кН відносна деформація бетону склала $\varepsilon_{ct} = 15,5 \times 10^{-5}$, що відповідає напруженню в арматурі $\sigma_s = 29,8$ МПа. На цьому ж циклі при $P = 27,5$ кН ширина тріщини становила $a_{crc} = 0,31$ мм і на третьому циклі зросла до $a_{crc} = 0,34$ мм. Після повного розвантаження на третьому циклі зафіксована залишкова ширина розкриття тріщини $a_{crc, res} = 0,11$ мм, що складає 32,1 % від максимальної ширини тріщини на цьому циклі. Вплив більш високого навантаження на залишкову ширину розкриття тріщини практично такий же, як у рамі 2Р-2. Але якщо в рамі 2Р-2 при наступних циклах навантаження залишкові деформації не зростали (див. рис. 4.26), то в рамі 2Р-3 до десятого циклу вони зросли майже вдвічі. Певно, що тут вплинув вищий рівень повторних навантажень.

Максимальна ширина розкриття тріщин на циклах навантаження при $P_{сус} = 27,5$ кН зростала повільно до сьомого циклу, після чого стабілізувалась на значенні $a_{crc} = 0,47$ мм. Порівняно з першим циклом на десятому циклі ширина розкриття тріщин збільшилась на 51,6 %.

Рама 2Р-3 зруйнована на десятому циклі навантаженням $P_u = 45,0$ кН. Треба зазначити, що ця рама мала більшу несучу здатність, ніж рами 2Р-1 і 2Р-2. Можливо на це вплинули повторні навантаження, в процесі яких відбулося їх пристосування.

Значно вищим рівням повторних навантажень піддавалась рама 2Р-4 ($P_{сус} = 0,84 P_u$). При такому рівні навантаження бетону може наступити його малоциклова втомленість. До навантаження $P_{сус} = 27,5$ кН рама 2Р-4 працювала так, як і попередні. При $P = 5,0$ кН відносні деформації в ригелі в місці примикання до правого вузла (цей вузол прийнявся до аналізу) становили $\varepsilon_{ct} = 12,0 \cdot 10^{-5}$.

В рамі 2Р-4 більш інтенсивно розкривались тріщини після перевищення навантаження, рівного $P = 27,5$ кН, і при $P = 32,5$ кН їх ширина склала $a_{crc} = 0,32$ мм (рис. 4.28а). В подальшому при повторних навантаженнях максимальна ширина розкриття тріщин повільно зростала (рис. 4.28 б), але після третього циклу інтенсивність

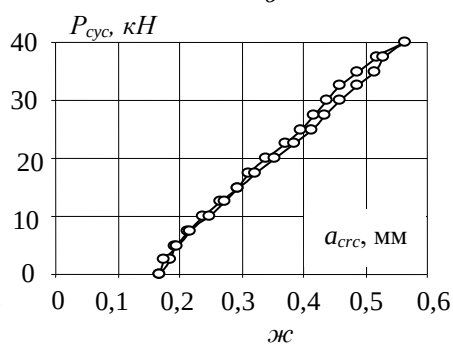
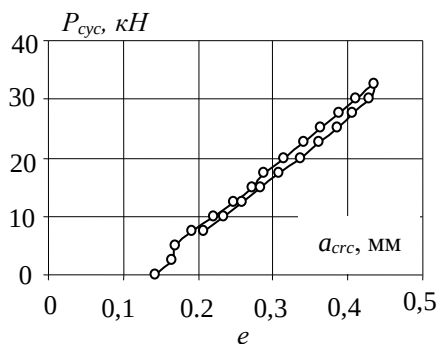
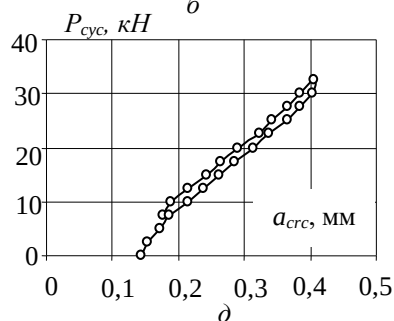
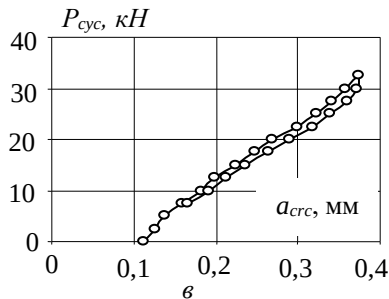
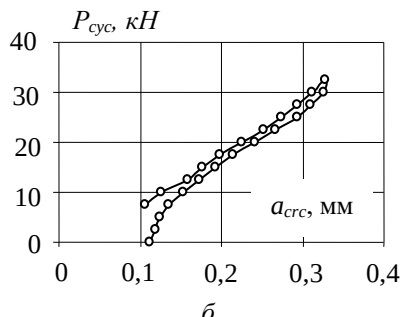
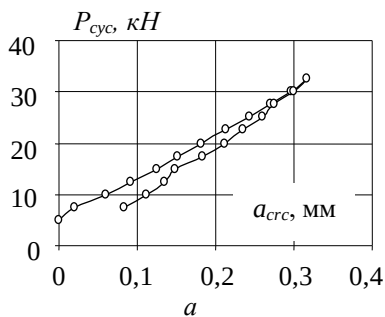


Рис. 4.28. Зміна ширини розкриття тріщин в ригелі рами 2Р-4 при повторних навантаженнях: а, б, в, д, е, ж – відповідно на першому, третьому, четвертому, шостому, сьомому і десятому циклах.

зростання ширини тріщин збільшилась і на десятому циклі при $P = 32,5$ кН досягла значення $a_{\text{crc}} = 0,46$ мм (рис. 4.28ж). Після повного розвантаження на третьому циклі залишкова ширина розкриття тріщин склала $a_{\text{crc, res}} = 0,11$ мм, що становить 30,3 % від максимальної на цьому циклі. На десятому циклі залишкові деформації збільшились на 50 %.

Рама 2Р-4 на дев'ятому циклі була повністю розвантажена і на десятому циклі довантажена до $P = 40,0$ кН, після чого також була повністю розвантажена. Треба зазначити, що на цьому циклі збільшення розкриття тріщин і їх закриття відбувалось пропорційно зміні навантаження (рис. 4.28.ж). Так, до при навантаження $P = 32,5$ кН прирощення ширини розкриття тріщини на 1 МПа складало 0,014 мм і таке ж прирощення було в діапазоні від $P_{\text{сус}} = 32,5$ кН до $P_{\text{сус}} = 40,0$ кН.

Як видно з табл. 4.2 відношення повної ширини розкриття тріщин $a_{\text{crc,cyc},i}$ до ширини їх розкриття на першому циклі a_{crc1} для окремих рам рам мають різне значення. Так в рамі 2Р-2 відношення $a_{\text{crc,cyc}}/a_{\text{crc1}}$ стабілізувалося до сьомого циклу і склало $a_{\text{cr,cyci}}/a_{\text{crc1}} = 1,25$, але до десятого циклу воно зросло і склало $a_{\text{crc,cyc},i}/a_{\text{crc1}} = 1,29$.

В рамах 2Р-3 і 2Р-4 відношення $a_{\text{crc,cyc}}/a_{\text{crc1}}$ залежать від рівня повторних навантажень. В рамі 2Р-3 також стабілізація розвитку тріщин наступила на сьомому циклі, але відношення $a_{\text{crc,cyc},i}/a_{\text{crc1}}$ було значно вищим, ніж в рамі 2Р-2.

В рамі 2Р-4 суттєво збільшувалася ширина розкриття тріщин при $P_{\text{сус}} = 22,5$ кН і на десятому циклі відношення склало $a_{\text{crc,cyc},i}/a_{\text{crc1}} = 1,76$. Зі збільшенням рівня повторних навантажень відношення зменшувалося, але на десятому циклі при $P_{\text{сус}} = 32,5$ кН склало суттєву величину $a_{\text{crc,cyc}}/a_{\text{crc1}} = 1,44$.

Таблиця 4.2

Зміна відносної ширини розкриття тріщин $a_{\text{crc,cyc},i}/a_{\text{crc1}}$
приповторних навантаженнях рам другої серії

Цикли	2Р-2	2Р-3		2Р-4		
	$P=22,5$ кН	$P=22,5$ кН	$P=27,5$ кН	$P=22,5$ кН	$P=27,5$ кН	$P=32,5$ кН
1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
2	1,00	1,17	1,06	1,05	1,04	1,03
3	1,04	1,25	1,10	1,19	1,07	1,03
4	1,13	1,42	1,23	1,43	1,26	1,16
5	1,13	1,63	1,42	1,48	1,30	1,22
6	1,17	1,75	1,48	1,52	1,33	1,28
7	1,25	1,79	1,52	1,62	1,44	1,34
8	1,25	1,79	1,52	1,62	1,44	1,38
9	1,29	1,79	1,52	1,67	1,48	1,38
10	1,29	1,79	1,55	1,76	1,56	1,44

5. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ ЗАМКНУТИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ РАМ

5.1. Конструкція дослідних рам

В комплексі експериментальних досліджень роботи рам при одноразовому і повторних навантаженнях було виготовлено три серії зразків (11 залізобетонних рам). У всіх серіях монолітні рами були замкнуті і мали такі розміри в осях: проліт $l = 2100$ мм; висота $h = 900$ мм; поперечний переріз ригелів і стійок $a \times b = 100 \times 160$ мм.

Ригелі і стійки рам армовано просторовими каркасами з симетрично розташованими чотирма стержнями $\varnothing 12A500C$ ($A_{sup} = A_{sp} = 1,13 \text{ см}^2$). Віддаль між осями стержнів складала 120 мм. Верхні стержні у вузлах ригеля заокруглені і заведені в стійки за нижню грань ригеля на 250 мм (двадцять діаметрів). Поперечна арматура в стійках і ригелі виконана у вигляді замкнених зварених рамок із стержнів $\varnothing 4Bp-I$, встановлених в першій серії через 80 мм (ригелі і стояки), в другій та третій серіях - через 60 мм (стояки) і 45 мм (ригелі). На торцях стійок в першій серії рам влаштовані закладні деталі із пластин $\delta = 8$ мм (рис. 5.1).

За результатами стандартних випробовувань арматурних стержнів визначено, що межа текучості складала $f_{yd} = 499,1$ МПа, межа міцності - $f_u = 559,6$ МПа, модуль пружності - $E_s = 191,25 \times 10^3$ МПа, максимальні деформації арматури при $f_s = f_{yd} - \varepsilon_{sR} = 260,9 \times 10^{-5}$. При випробуванні призм міцність бетону в віці 28 діб складала: перша серія зразків $f_{cd} = 29,16$ МПа; друга серія $f_{cd} = 22,08$ МПа; третя серія $f_{cd} = 17,55$ МПа.

Випробовування рам виконували за схемою двохшарнірної системи в спеціальній установці, змонтованої на базі гідравлічного преса, завантажуючи двома зосередженими силами на віддалі 70 см від осі стійок. Зусилля створювали гідравлічним домкратом, а силу вимірювали кільцевим динамометром та контролювали манометром насосної станції (рис. 5.2, 5.3).

Рами 1Р-1К і 1Р-2К навантажували одноразово до руйнування, а рами 1Р-1П і 1Р-2П піддавалися десятикратному навантаженню до рівня 67% від руйнівного ($\eta_{cyc} = F_{cyc}/F_u \approx 0,67$ де F_u – руйнівне навантаження, яке визначалося шляхом випробовування рам 1Р-1К і 1Р-2К), а на одинадцятому циклі вони довантажувалися до руйнування. Завантажування та розвантажування рам виконувалося ступенями, величина яких складала $\Delta F \approx 0,1 F_u$.

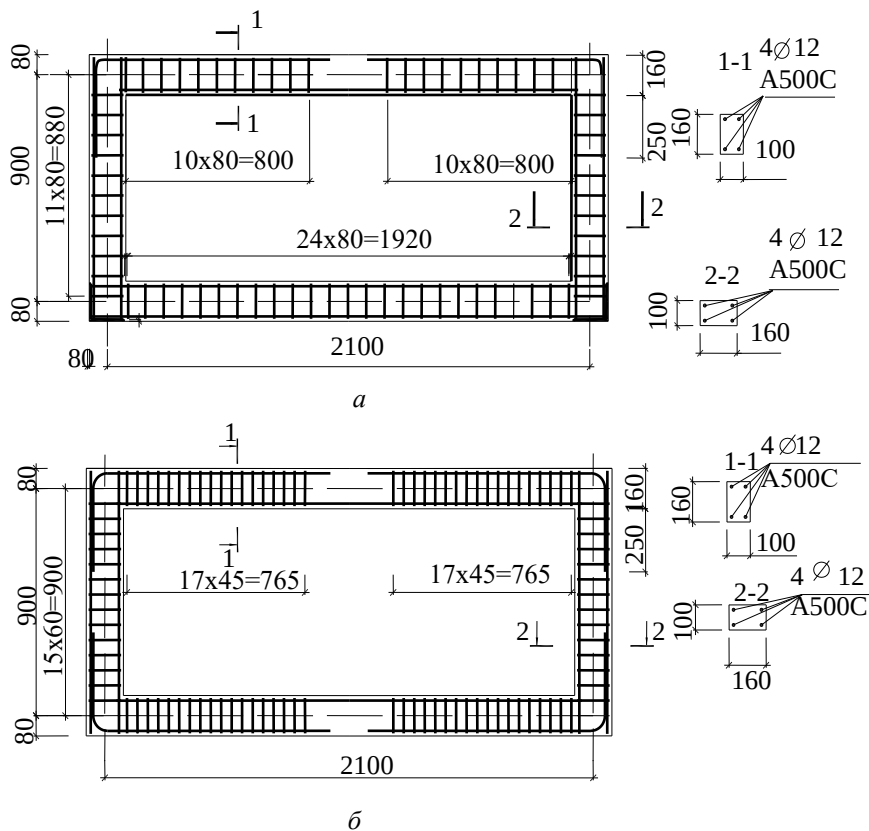


Рис. 5.1. Конструктивна схема дослідних рам: *a* – рами першої серії; *б* – рами другої та третьої серій (розміри в мм).

В другій серії дослідів рама 2Р-1К випробовувалась одноразовим навантаженням до руйнування. За її результатами визначався рівень повторних навантажень для наступних рам.

Рама 2Р-1П випробовувалася повторним короткочасним навантаженням, при рівні, що складав $\eta_{\text{сус}} \approx 0,63$. Кількість циклів повторного навантаження була рівною десяти, а на одинадцятому циклі раму було довантажено до руйнування.

Для рами 2Р-2П рівень повторного навантаження був аналогічний попередній рамі 2Р-1П і склав 63%. Відмінність полягала в кількості циклів повторного навантаження. Для рами 2Р-2П їх кількість була значно більшою і склала двадцять чотири цикли. На наступному

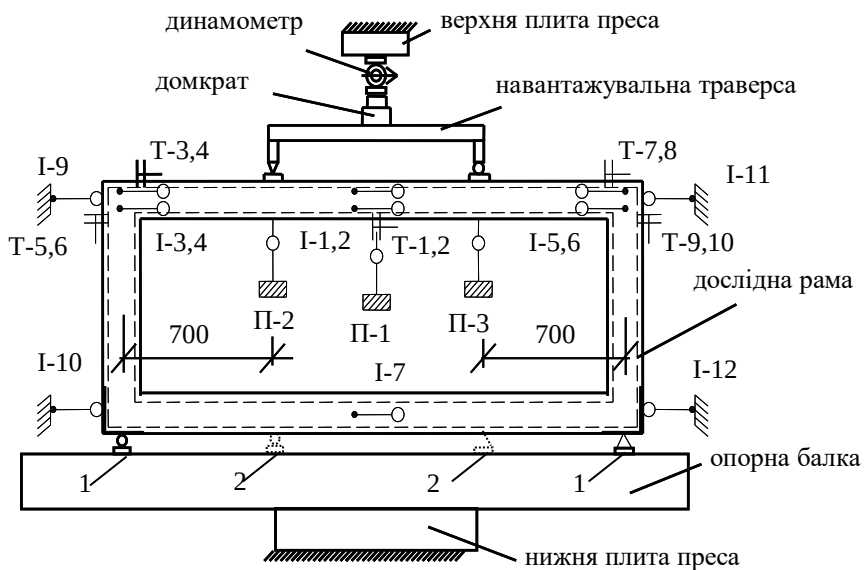


Рис. 5.2. Схема випробовування рам (1 – розташування опор в першій серії, 2 – те саме в другій та третій серіях) та розташування приладів. (Т – тензометри; І – індикатори; П – прогиноміри).

напівциклі рама була довантажена до руйнування. Збільшення кількості циклів було виконано з метою більш досконалого дослідження процесів стабілізації в залізобетонних рамах.

Рівень відносного навантаження вибраний таким, щоб найближче імітувати дію навантаження в процесі реальної експлуатації рам (експлуатаційне навантаження).

Рівень навантаження рами 2Р-3П до шостого циклу відповідав попереднім рамам. На сьомому циклі рама була довантажена до рівня 75% від руйнівного навантаження. Цей рівень навантаження витримувався протягом наступних восьми циклів, а на п'ятнадцятому циклі був знову знижений до 63%. Далі раму піддавали навантаженню до вісімнадцятого циклу, а на дев'ятнадцятому напівциклі довантажили до руйнування.

Рами третьої серії випробовували з поступовим збільшенням та зменшенням рівня навантаження рам. Раму 3Р-1К навантажували одноразово до руйнування, тобто визначили несучу здатність рам третьої серії.

Рама ЗР-1П піддавалася повторним короткочасним навантаженням протягом шести циклів, рівень яких складав 35% від руйнівного. На наступних циклах почалося поступове збільшення рівня навантаження а ж до руйнування рами. Так з сьомого по чотирнадцятий цикл рівень навантаження склав 50% від руйнуючого. Після цього він був збільшений до 64% (з п'ятнадцятого до двадцять другого циклу), а далі до 80% (з двадцять третього до тридцятого циклу). На тридцять першому циклі навантаження при рівні навантаження 80% рама остаточно зруйнувалась.

Рама ЗР-2П випробовували поступовим зменшенням рівня навантаження. З першого по восьмий цикл він склав 64% від руйнівного. Надалі з дев'ятого по дванадцятий цикл рівень навантаження зменшився до 50%, а з тринадцятого по шістнадцятий до 35%. На сімнадцятому напівциклі рама була довантажена до руйнування.



Рис. 5.3. Загальний вигляд випробовування рам.

Треба відмітити, що схема завантаження рам першої серії відрізнялася від схеми завантаження рам другої та третьої серій (рис.5.4).

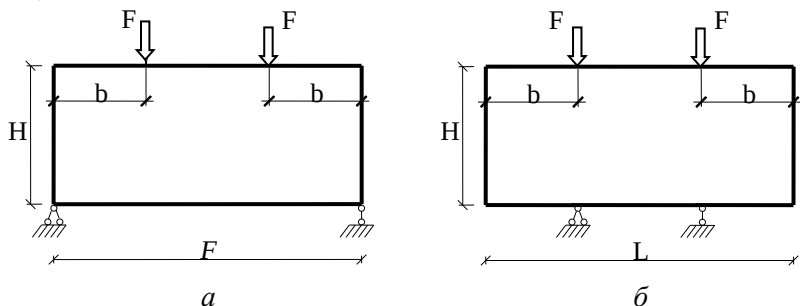


Рис. 5.4. Розрахункові схеми завантаження рам (а – перша серія рам, б – друга та третя серії рам).

5.2. Робота рам першої серії при одноразовому навантаженні

В першій серії дослідних зразків випробовувались чотири рами, дві з яких піддавались однократному навантаженню, а інші дві - повторним навантаженням. При цьому визначалося можливе переміщення вузлів рам, оскільки воно може впливати на зміну геометричних розмірів рам.

Горизонтальні переміщення нижніх вузлів рам 1Р-1К та 1Р-2К при $F=30\text{кН}$ на перших циклах навантаження знаходилися в межах $0,01 \dots 0,04$ мм, а в середньому по восьми вузлах – $0,019$ мм. Такі переміщення склали $0,000018l$ (l – віддаль між вертикальними осями стійок рам), що дає підстави ними нехтувати, оскільки вони не впливають на зміну геометричних розмірів рам. Повторні навантаження не вплинули на горизонтальні переміщення нижніх вузлів рам 1Р-1П і 1Р-2П.

Деяко більшими були горизонтальні переміщення верхніх вузлів рам. При $F = 30$ кН вони знаходилися по окремих вузлах всіх рам в межах $0,11 \dots 0,77$ мм за середнього значення $0,246$ мм, тобто відносно зменшення геометричної осі ригеля склало $0,000234l$. Внаслідок повторних навантажень, при тому ж значенні F , горизонтальні переміщення вузлів збільшилися до $0,368$ мм ($0,00035l$). Такі переміщення також не можуть суттєво впливати на зміну геометричних розмірів рам і ними можна нехтувати.

Рама 1Р-1К навантажувалася ступенево до руйнування. Перша нормальна тріщина виникла в прольоті при $F = 12,5$ кН. При $F = 15$ кН виникла тріщина в правому верхньому вузлі, висота якої становила 5 см. Нові тріщини утворились при $F = 20$ кН у правому вузлі шириною 0,1 мм, та при $F = 20$ кН утворюються похилі тріщини в прольоті шириною розкриття до 0,01 мм.

До навантаження $F = 10$ кН деформації в арматурі і бетоні збільшувалися практично лінійно (рис. 5.5). Після навантаження $F = 10$ кН в рамі 1Р-1К помітно почав спостерігатися перерозподіл зусиль внаслідок тріщиноутворення та виникнення пластичних деформацій в бетоні. При $F = 30$ кН деформації арматури в прольотному і вузлових перерізах ригеля приблизно були однаковими: в прольотному перерізі $\varepsilon_{s,sp} = 145,13 \times 10^{-5}$; у вузловому - $\varepsilon_{s,sup} = 140,7 \times 10^{-5}$. В бетоні при такому ж навантаженні деформації в прольоті були більшими, ніж у вузлах, і склали $\varepsilon_{c,sp} = 105,2 \times 10^{-5}$, тоді як у вузлах вони були рівними $\varepsilon_{c,sup} = 57,7 \times 10^{-5}$.

При $F = 40$ кН деформації в арматурі прольоту ригеля досягли максимальних значень ($\varepsilon_{s,sp} = 262,18 \times 10^{-5} > \varepsilon_{sR} = 260,96 \times 10^{-5}$), а деформації в стиснутому бетоні наблизились до граничного значення ($\varepsilon_{c,sp} = 189,5 \times 10^{-5} \approx \varepsilon_{cR} = 193,4 \times 10^{-5}$). Після цього бетон стиснутої зони почав працювати на низхідній вітці діаграми деформування, що спричинило утворення пластичного шарніру в прольотному перерізі рами. При цьому навантаженні деформації арматури у вузлах ригеля не досягли максимальних значень ($\varepsilon_{s,sup} = 226,58 \times 10^{-5}$ та $\varepsilon_{s,sup} = 202,48 \times 10^{-5}$) і подальше сприйняття навантаження рамою відбувалося за рахунок роботи вузлових перерізів.

В подальшому перерозподіл зусиль в рамі спричинив утворення нових тріщин та виникнення пластичних деформацій в бетоні. При $F = 40$ кН ширина розкриття нормальних тріщин в прольоті склала 0,23 мм, а нормальних тріщин у вузлі відповідно 0,37 мм. За навантаження $F = 42,5$ кН утворилися тріщини в стійках рами.

При навантаженні $F = 42,5$ кН деформації арматури у правому вузлі перевищили граничне значення ($\varepsilon_{s,sup} = 280,5 \times 10^{-5}$), а у лівому вузлі наблизилися до нього ($\varepsilon_{s,sup} = 237,37 \times 10^{-5}$), тобто, при цьому навантаженні утворився другий пластичний шарнір в правому вузлі рами. При такому ж навантаженні відбулося руйнування бетону рами в стиснутій зоні прольоту (роздроблення бетону). Подальше збільшення навантаження до $F = 45$ кН призвело до перевищення деформацій арматури граничних значень ($\varepsilon_{s,sup} = 331,14 \times 10^{-5}$) в лівому

вузлі рами. В цей же час в бетоні стиснутої зони у вузлі виникли деформації рівні $\varepsilon_{c,sup} = 245,77 \times 10^{-5}$ (рис. 5.5), що набагато більше, ніж максимальні. В цьому перерізі утворився третій пластичний шарнір, що привело до руйнування рами вцілому (руйнівне зусилля для рами 1Р-1К - $F_u = 45$ кН).

Розглянемо характер роботи рами 1Р-2К при одноразовому навантаженні. Деформації розтягнутої арматури, як в прольоті $\varepsilon_{s,sp}$, так і у вузлах $\varepsilon_{s,sup}$, до $F = 30$ кН зростали пропорційно навантаженню, потім їх приріст збільшився, що пов'язано з утворенням тріщин (рис. 5.6). Треба зазначити, що для цього навантаження величина деформацій розтягнутої арматури в прольоті та у вузлах майже збігалися ($\varepsilon_{s,sp} = 139,08 \times 10^{-5}$ і $\varepsilon_{s,sup} = 121,39 \times 10^{-5}$). При цьому

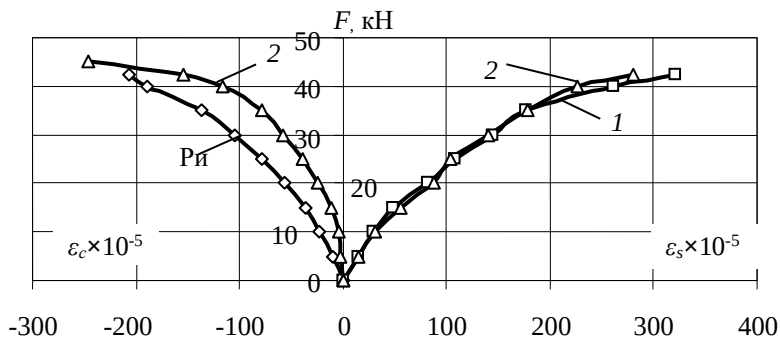


Рис. 5.5. Зміна деформацій в бетоні ε_c і арматурі ε_s у прольотних (1) і вузлових (2) перерізах ригеля рами 1Р-1К.

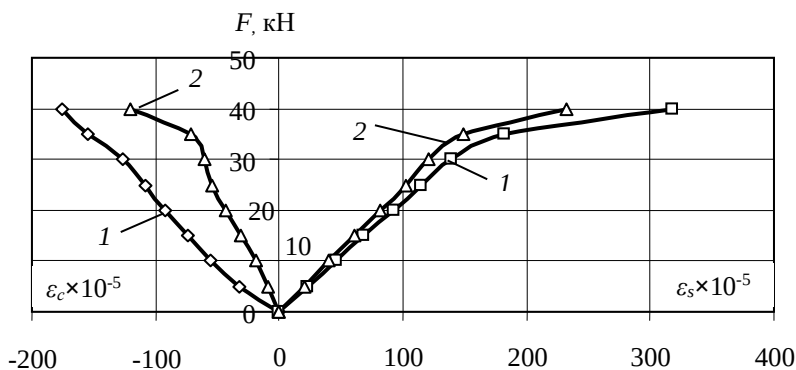


Рис. 5.6. Зміна деформацій в бетоні ε_c і арматурі ε_s у прольотних (1) і вузлових (2) перерізах ригеля рами 1Р-2К.

деформації стиснутого бетону у відповідних перерізах значно відрізнялись ($\varepsilon_{c,sp} = 126,5 \times 10^{-5}$ а $\varepsilon_{c,sup} = 60,48 \times 10^{-5}$). При навантаженні $F = 40$ кН в прольоті ригеля утворився перший пластичний шарнір ($\varepsilon_{s,sp} = 318,57 \times 10^{-5} > \varepsilon_{sR} = 260,96 \times 10^{-5}$) і після незначного збільшення навантаження утворилися пластичні шарніри у вузлах, що стало причиною руйнування рами при $F_u = 42$ кН. Одночасно з утворенням пластичних шарнірів відбулося сколювання бетону в стиснутій зоні прольоту ригеля, тобто деформації стиснутого бетону перевищили граничні значення. Характер руйнування зразка представлено на (рис. 5.7). Різниця між руйнівними навантаженнями рам 1Р-1К і 1Р-2К склала 6,6%, що дає підстави стверджувати про однорідність рам.

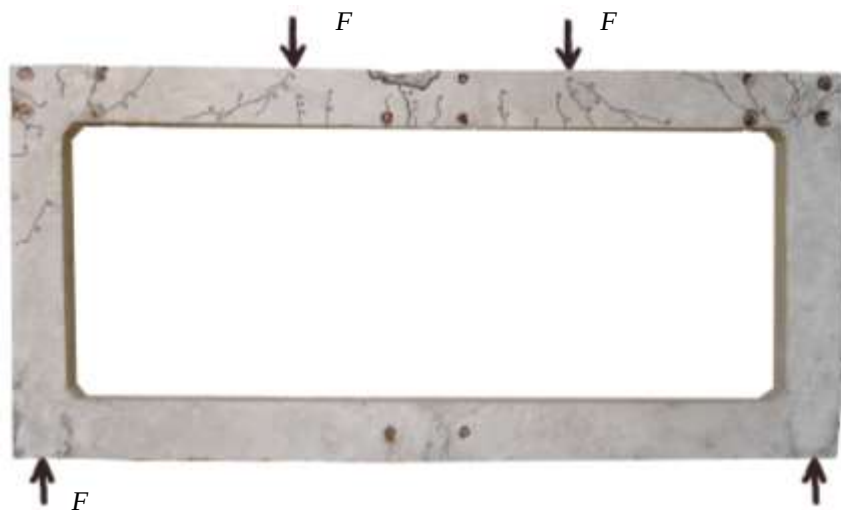
5.3. Дослідження роботи рам першої серії при повторних навантаженнях

Докладніше проаналізуємо роботу рами 1Р-1П. Повторні навантаження рам виявили особливості зміни напружено-деформованого стану перерізів їх елементів. На першому циклі при $F_{cyc} = 10$ кН з'явилися нормальні тріщини в прольоті рами. При $F_{cyc} = 25$ кН ширина нормальних тріщин в прольоті склала 0,11 мм, а у вузлах 0,18 мм.

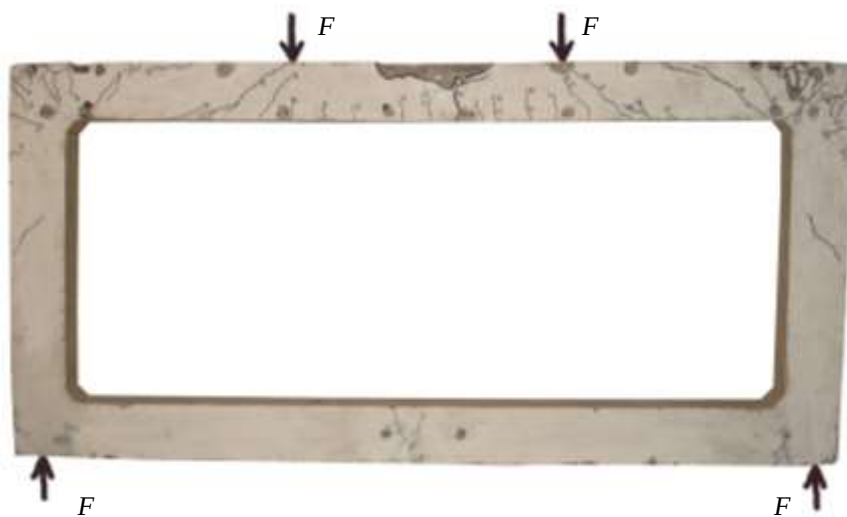
Вже на першому циклі практично відбувся перерозподіл зусиль, а на наступних циклах рама працювала більш пружно. При повторних навантаженнях спостерігалось збільшення деформацій бетону і арматури до п'ятого циклу, після чого це збільшення припинялося. При $F = 30$ кН на першому циклі в середньому прольотному перерізі ригеля деформації стиснутого бетону і розтягнутої арматури досягли таких значень $\varepsilon_{c,sp,cyc} = 106,43 \times 10^{-5}$ і $\varepsilon_{s,sp,cyc} = 148,29 \times 10^{-5}$. Після розвантаження залишкові деформації в бетоні і арматурі склали відповідно $\varepsilon_{c,sp,res} = 28,22 \times 10^{-5}$ і $\varepsilon_{s,sp,res} = 44,28 \times 10^{-5}$. При цьому відповідні деформації у вузлових перерізах склали $\varepsilon_{c,sup,cyc} = 79,19 \times 10^{-5}$ і $\varepsilon_{s,sup,cyc} = 141,42 \times 10^{-5}$ в лівому вузлі та $\varepsilon_{s,sup,cyc} = 171,77 \times 10^{-5}$ в правому. Більші залишкові деформації в арматурі пояснюються утворенням залишкової ширини розкриття тріщин.

Після другого циклу навантаження приріст залишкових деформацій значно зменшився, цей приріст не перевищував $\Delta\varepsilon_{s,sp,res} = 3,7 \times 10^{-5}$ і $\Delta\varepsilon_{c,sp,res} = 2,18 \times 10^{-5}$, а після п'ятого циклу практично припинився

($\Delta\varepsilon_{s,sp,res} = 0,81 \times 10^{-5}$ і $\Delta\varepsilon_{c,sp,res} = 1,27 \times 10^{-5}$), тобто відбулася стабілізація напружено - деформованого стану поперечного перерізу в прольоті



а)



б)

Рис. 5.7. Характер руйнування рам при короткочасних навантаженнях:
а) – рама 1Р-1К; б) – рама 1Р-2К.

ригеля. Аналогічно змінювались деформації бетону і арматури у вузлових нормальних перерізах ригеля по внутрішнім граням стійок. Так, максимальні значення приросту деформацій до п'ятого циклу складали $\Delta \varepsilon_{s,sup,res} = 3,2 \times 10^{-5}$ і $\Delta \varepsilon_{c,sup,res} = 1,07 \times 10^{-5}$ а після стабілізації відповідно $\Delta \varepsilon_{s,sup,res} = 0,43 \times 10^{-5}$ і $\Delta \varepsilon_{c,sup,res} = 0,9 \times 10^{-5}$.

Залишкові деформації збільшувалися зі збільшенням кількості циклів, і після шостого циклу вони практично досягли своїх максимальних значень, тобто відбулася їхня стабілізація. Протягом десяти циклів навантаження залишкові деформації в бетоні досягли $\varepsilon_{c,cyc,res} = 37,89 \times 10^{-5}$, але основна кількість залишкових деформацій проявилася на перших п'яти циклах. Так після першого циклу навантаження залишкові деформації склали 74,5% від максимальних після десятого циклу, а після п'ятого – 89,9%.

В розтягнутій арматурі прольоту ригеля залишкові деформації також проявилися на перших п'яти циклах. Так, після першого циклу вони склали 80,1% від максимальних після десятого циклу ($\varepsilon_{s,cyc,res} = 55,24 \times 10^{-5}$), а після п'ятого – 96%.

Треба зазначити, що на циклах навантаження поряд зі збільшенням залишкових деформацій в стиснутому бетоні спостерігалось і збільшення короточасних його деформацій, що виникали під час безпосереднього навантаження. Так, при $F_{cyc} = 30$ кН такі деформації на другому циклі в прольоті ригеля склали $\varepsilon_{c,el} = 115,26 \times 10^{-5}$, а на десятому – $\varepsilon_{c,el} = 120,95 \times 10^{-5}$, що свідчить про певне зменшення модуля пружнопластичності бетону.

На шостому – десятому циклах зміна деформацій в розтягнутій арматурі практично лінійно залежали від величини навантаження, що можна також пояснити стабілізацією процесів тріщиноутворення. З графіку на рис. 5.8а (перелом кривої 1) можна заключити, що перші тріщини в розтягнутій зоні ригеля виникли при $F = 10$ кН, а в подальшому відбувався їх незначний розвиток (залишкові деформації в арматурі від другого до десятого циклу зросли на $10,96 \times 10^{-5}$, або на 18,5% від максимальних повних деформацій на десятому циклі).

Деяко інший характер мали криві деформування бетону стиснутої зони. Після стабілізації його деформацій на п'ятому – шостому циклах навантаження, криві їхньої залежності і при навантаженні і при розвантаженні були обернені до осі деформацій (рис. 5.8б). Це пояснюється розвитком процесу тріщиноутворення та розвитком пластичних деформацій в бетоні.

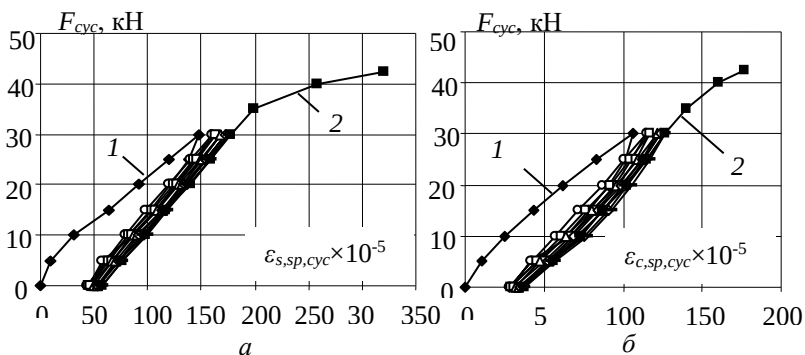


Рис. 5.8. Зміна деформацій розтягнутої арматури (а) та стиснутого бетону (б) в прольоті ригеля рами 1Р-1П при повторних навантаженнях: 1 – на першому циклі; 2 – на одинадцятому циклі навантаження до руйнування (між кривими 1 і 2 розташовані криві деформування на другому, третьому, п'ятому, сьомому і десятому циклах).

На одинадцятому циклі рама 1Р-1П була довантажена до руйнування (криві 2 на рис.5.8). Перевищення навантаження $F = 30,0$ кН спричинило виникнення нових пластичних деформацій в бетоні та розвиток тріщин. Залежність між деформаціями бетону та арматури від навантаження почала набувати криволінійного характеру. При $F = 40,0$ кН деформації арматури в прольоті ригеля досягли майже граничних значень ($\epsilon_{s,sp} = 258,13 \times 10^{-5}$; $\epsilon_{c,sp} = 160,13 \times 10^{-5}$), що свідчить про утворення в прольоті першого пластичного шарніру. При навантаженні $F = 42,5$ кН пластичні шарніри виникли у вузлах ($\epsilon_{s,sup} = 262,8 \times 10^{-5}$; $\epsilon_{s,sup} = 300,8 \times 10^{-5}$; $\epsilon_{c,sup} = 124,16 \times 10^{-5}$), внаслідок чого при $F_u = 42,5$ кН рама зруйнувалася (рис.5.9).

Рама 1Р-2П працювала аналогічно рамі 1Р-1П (рис.5.10). Перші нормальні тріщини з'явилися в прольоті ригеля при $F = 10$ кН з шириною розкриття $0,03$ мм. Вже при $F = 20$ кН з'явилися похилі тріщини в прольоті і їх ширина розкриття склала $0,1$ мм. Треба зазначити, що при $F = 25$ кН з'явилися нормальні тріщини у вузлах, і для $F = 30$ кН їх ширина розкриття збільшилася до $0,25$ мм, а нормальних в прольоті ригеля до $0,18$ мм.

На першому циклі при $F = 30$ кН деформації стиснутого бетону як в прольоті, так і вузлах майже збігалися ($\epsilon_{c,sp,cyc} = 107 \times 10^{-5}$, $\epsilon_{c,sup,cyc} = 84 \times 10^{-5}$). Аналогічна ситуація склалася і з деформаціями розтягнутої арматури ($\epsilon_{s,sp,cyc} = 185 \times 10^{-5}$, $\epsilon_{s,sup,cyc} = 166,96 \times 10^{-5}$ в лівому вузлі та $\epsilon_{s,sup,cyc} = 155 \times 10^{-5}$ в правому).

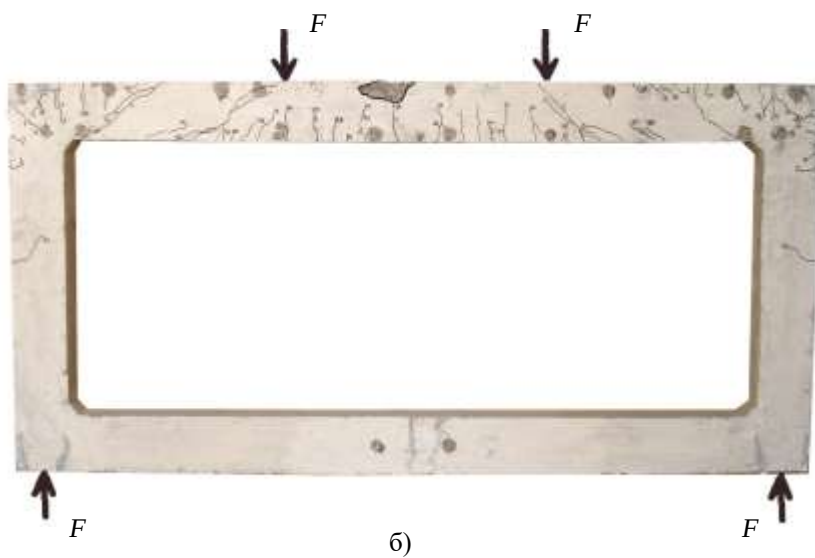
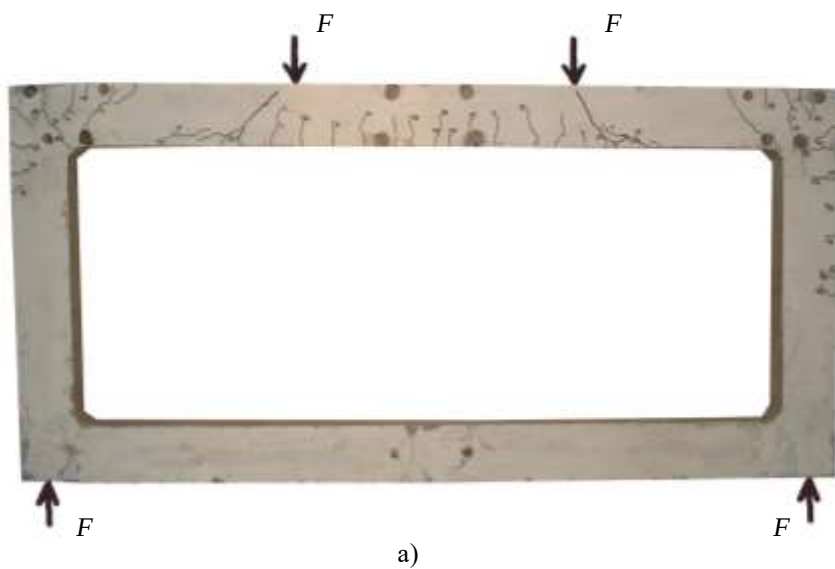


Рис. 5.9. Характер руйнування рам при повторних навантаженнях:
a) – рама 1P-1П; *б)* – рама 1P-2П.

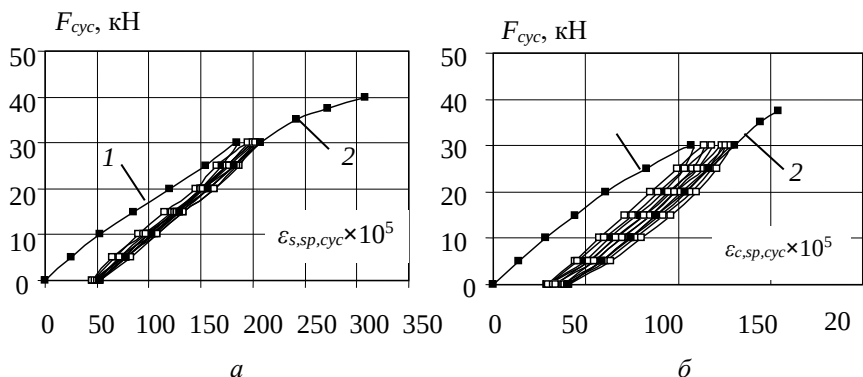


Рис. 5.10. Зміна деформацій розтягнутої арматури (а) та стиснутого бетону (б) в прольоті ригеля рами 1Р-2П при повторних навантаженнях: 1 – на першому циклі; 2 – на одинадцятому циклі навантаження до руйнування (між кривими 1 і 2 розташовані криві деформування на другому, третьому, п'ятому, сьомому і десятому циклах).

Після першого циклу навантаження з'явилися значні залишкові деформації, величина яких склала для ригеля $\varepsilon_{s,cyc,res} = 45 \times 10^{-5}$ та $\varepsilon_{c,cyc,res} = 29 \times 10^{-5}$, що складає відповідно 85,7% від залишкових деформацій після десятого циклу для арматури та 71,6% для стиснутого бетону. Залишкові деформації збільшувалися до шостого циклу, а після нього відбулася їхня стабілізація (рис. 5.10).

На одинадцятому циклі рама 1Р-2П була довантажена до руйнування (криві 2 на рис.5.9). Так, як і в рамі 1Р-1П при перевищенні навантаження $F = 30,0$ кН почали виникати нові пластичні деформації в бетоні та крива деформацій набула криволінійного характеру. При $F = 37,5$ кН деформації арматури в прольоті та в лівому вузлі ригеля досягли максимальних значень ($\varepsilon_{s,sp} = 272,5 \times 10^{-5}$; $\varepsilon_{s,sp} = 264,99 \times 10^{-5}$), тобто в цих місцях утворилися пластичні шарніри. Натомість деформації стиснутого бетону при цьому рівні навантаження ще не досягли максимальних значень ($\varepsilon_{c,sp} = 154 \times 10^{-5}$; $\varepsilon_{c,sp} = 119 \times 10^{-5}$). При навантаженні $F = 40$ кН в прольоті ригеля утворилося сколювання бетону, а деформації розтягнутої арматури в правому вузлі наблизилися до граничних ($\varepsilon_{s,sp} = 235,00 \times 10^{-5}$), внаслідок чого рама зруйнувалася ($F_u = 40$ кН).

Отже, як видно з рис. 5.11 стабілізація деформацій бетону і арматури настає після п'ятого – шостого циклів навантаження. До

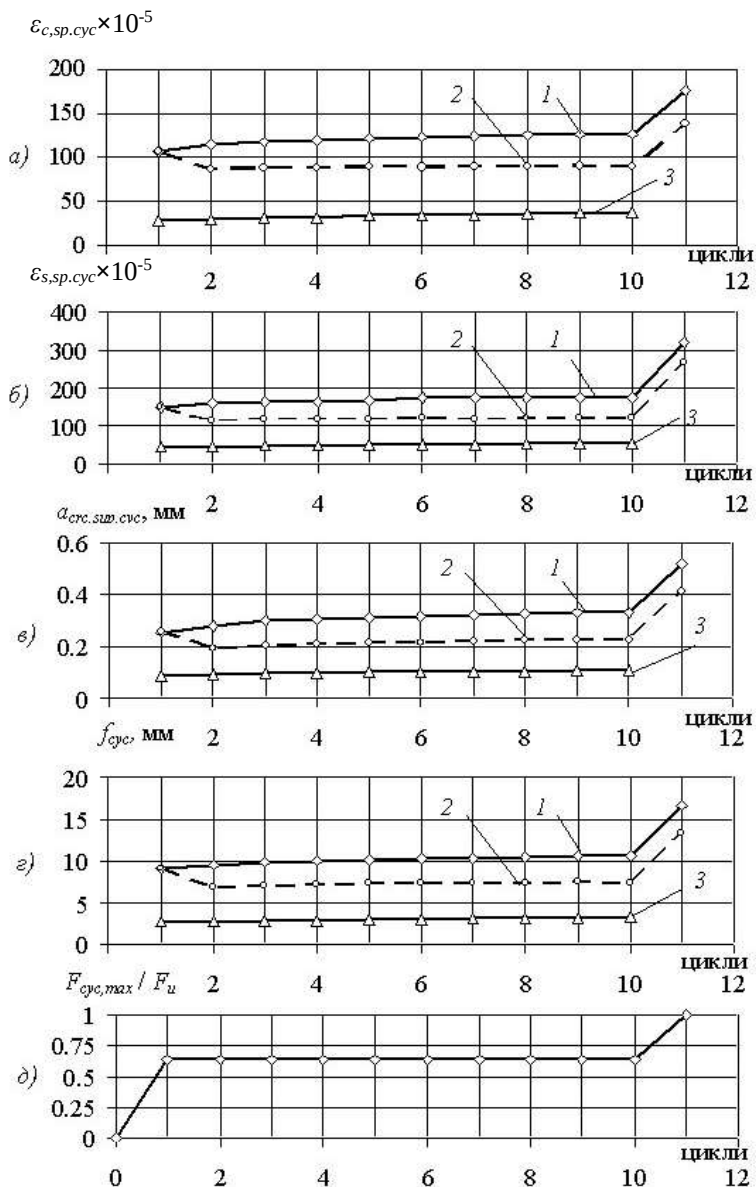


Рис. 5.11. Зміна деформацій стиснутого бетону (а) та розтягнутої арматури в прольоті ригеля (б), ширини розкриття тріщин у вузлі (в), прогину ригеля (г), рівня навантаження (д) рами 1Р-1П на циклах навантаження (1 – повні деформації, ширина тріщин, прогин, 2 – короточасні, 3 – залишкові).

цього моменту відбувається перерозподіл зусиль між бетоном і арматурою, а після шостого циклу рама працює майже пружно. Стабілізуються не лише повні деформації, а і короточасні та залишкові (рис. 5.11).

Середня різниця між руйнівними навантаженнями рам при однократних (1Р-1К та 1Р-2К) та повторних навантаженнях (1Р-1П та 1Р-2П) склала 5,6%. Тобто це означає, що повторні навантаження при досліджених рівнях практично не вплинули на міцність замкнутих залізобетонних рам.

5.4. Вплив повторних навантажень на прогини ригелів рам

Вертикальні переміщення (прогини) середини ригелів рам при $F = 30$ кН рам 1Р-1К, 1Р-2К, 1Р-1П і 1Р-2П відповідно склали $f = 8,08$; $8,56$; $9,01$ і $10,22$ мм (середнє значення $f_m = 8,97$ мм). Середньоквадратичне відхилення прогинів ригелів окремих рам складає $\sigma = 0,917$ мм при коефіцієнті мінливості $\nu = 0,102 < 0,15$. Такі статистичні характеристики прогинів дають підставу стверджувати, що всі рами мають достатню однорідну жорсткість.

На перших ступенях випробовування рам 1Р-1К і 1Р-2К прогини ригелів розвивалися практично пропорційно зростанню навантаження (рис. 5.12). На діаграмі прогинів рами 1Р-1К при $F = 15$ кН спостерігається перелом, що свідчить про початок розвитку нормальних тріщин. Після цього рівня навантаження до $F = 40$ кН також спостерігається лінійна залежність прогинів від навантаження. В рамі 1Р-2К така пропорційність спостерігалася до $F = 35$ кН.

Характер розвитку прогинів на першому циклі навантаження рами 1Р- 1П ідентичний характеру розвитку прогинів в рамах 1Р-1К і 1Р-2К. Після розвантаження після першого циклу в ригелі рами виник залишковий прогин, рівний $f_{cyc,res} = 2,66$ мм, що складає 29,5% від максимального прогину в циклі при $F_{cyc} = 30$ кН (рис. 5.13). З наступними циклами навантаження залишкові прогини дещо зростали. На другому циклі вони збільшилися до $f_{cyc,res} = 2,73$ мм, а на сьомому – до $f_{cyc,res} = 3,13$ мм (30,2% від максимального прогину на сьомому циклі і 34,7 % від максимального прогину на першому циклі). Після сьомого циклу залишкові прогини зростали не суттєво, після десятого циклу вони склали $f_{cyc,res} = 3,29$ мм (30,9% від максимального прогину на десятому циклі). Таким чином, можна вважати, що до сьомого циклу відбулася стабілізація залишкових прогинів ригеля рами 1Р-1П.

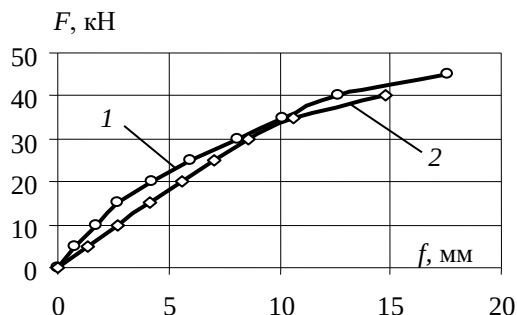


Рис. 5.12. Залежність прогинів ригелів, f , від величини навантаження F : 1 – рама 1P-1К; 2 – рама 1P-2К.

Повний прогин ригеля рами 1P-1П на першому циклі при навантаженні $F_{\text{сyc}} = 30$ кН склав $f_{\text{сyc}} = 9,01$ мм. На другому циклі повний прогин збільшився на 5,7%, а на сьомому – на 15,1% по відношенню до повного прогину на першому циклі. На наступних циклах повний прогин практично не збільшувався. Тобто, як і значення залишкових прогинів, так і значення повних прогинів стабілізувалися до сьомого циклу.

Треба зазначити, що характер діаграм прогинів ригеля рами 1P-1П змінювався від циклу до циклу. На першому циклі діаграма прогинів при навантаженні має криволінійний характер, крива прогинів випуклістю обернена до осі навантаження. При розвантаженні також крива прогинів має криволінійний характер, але її випуклість обернена до осі прогинів. На першому циклі навантаження петля гістерезису мала суттєву площу. На другому циклі площа петлі гістерезису значно зменшилася.

На третьому циклі прогини ригеля при навантаженні практично лінійно змінювалися зі зміною навантаження, а при розвантаженні крива прогинів випуклістю була обернена до осі прогинів. Починаючи з п'ятого циклу, діаграма прогинів при навантаженні змінила свою кривину і стала також випуклістю оберненою до осі прогинів. Площа петлі гістерезису практично стабілізувалася до п'ятого циклу навантаження.

При навантаженні рами 1P-1П на одинадцятому циклі до руйнування при значення $F_{\text{сyc}} = 30$ кН діаграма зміни прогинів була такою, як на десятому циклі, але при $F_{\text{сyc}} > 30$ кН вона набувала криволінійного характеру випуклістю, оберненою до осі

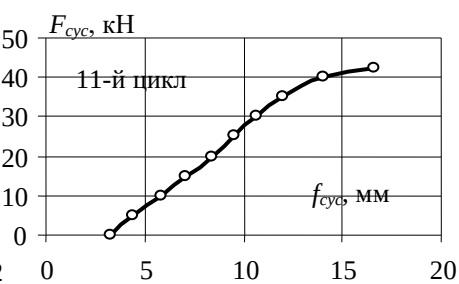
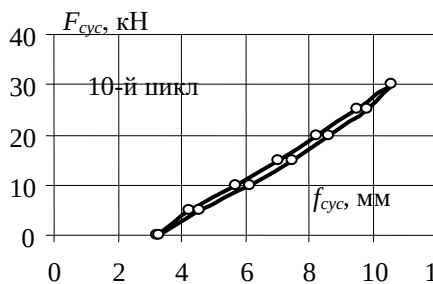
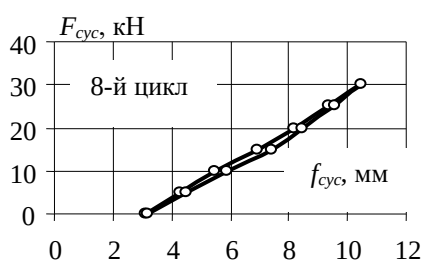
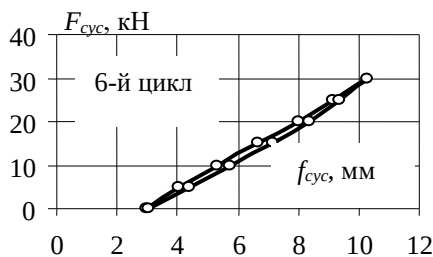
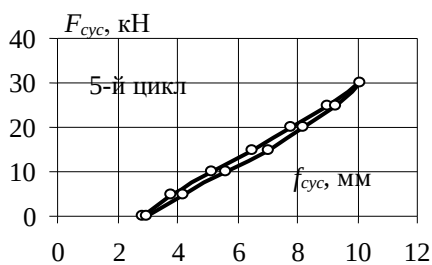
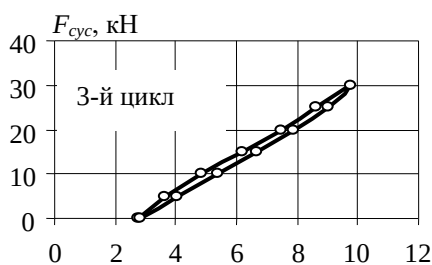
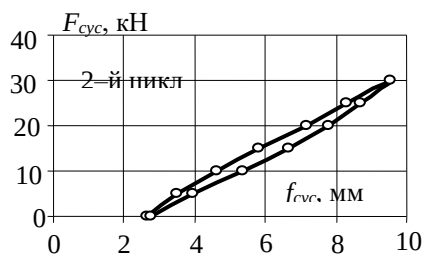
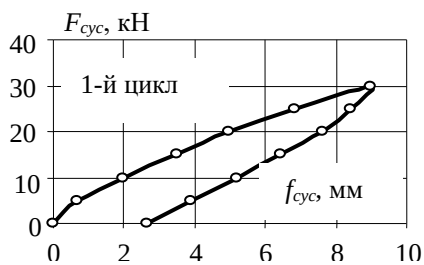


Рис. 5.13. Зміна прогинів ригеля рами 1Р-1П на циклах навантаження.

навантаження. Це пояснюється розвитком процесу тріщиноутворення та виникненням пластичних деформацій в бетоні. Перед руйнуванням при $F_{\text{сyc}} = 42,5$ кН прогин ригеля рами склав $f_{\text{сyc}} = 16,66$ мм.

В рамі 1Р-2П характер розвитку прогинів ригеля був аналогічним, як в рамі 1Р-1П. На першому циклі залишкові прогини склали $f_{\text{сyc, res}} = 2,63$ мм (25,7% від максимального прогину в циклі). До сьомого циклу залишкові прогини поступово збільшувалися, потім відбулася їх стабілізація. Після десятого циклу навантаження вони досягли значення $f_{\text{сyc, res}} = 3,12$ мм, що складає 26,4% від максимального прогину на десятому циклі (в рамі 1Р-1П цей відсоток складав 30,9%).

В рамі 1Р-2П також спостерігалось збільшення повних прогинів до сьомого циклу, після чого відбулася їх стабілізація. На першому циклі прогин складав $f_{\text{сyc}} = 10,22$ мм, на другому - $f_{\text{сyc}} = 10,74$, а на сьомому - $f_{\text{сyc}} = 11,66$ мм. На одинадцятому циклі прогин зріс до $f_{\text{сyc}} = 11,94$ мм. Таким чином, прогин ригеля рами після сьомого циклу навантаження складав 97,7% від прогину на одинадцятому циклі (рис. 5.14).

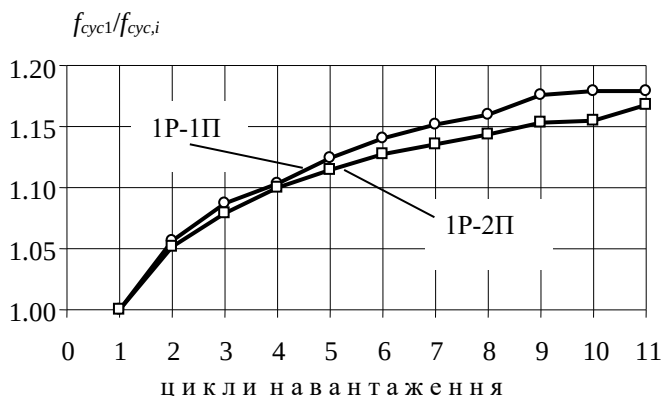


Рис. 5.14. Зміна відношення прогинів ригелів рами на циклах навантаження $f_{\text{сyc},i}$ до прогинів на першому циклі $f_{\text{сyc1}}$.

5.5. Вплив повторних навантажень на ширину розкриття тріщин в рамах першої серії

Ширину розкриття тріщин в елементах рами вимірювали за допомогою індикаторів, розташованих в розтягнутій зоні бетону на рівні центра ваги арматури і на базі вимірювання яких утворювалися тріщини. Максимальна абсолютна величина розтягання бетону знаходиться в межах $(10 - 20) \times 10^{-5}$ і є на порядок менше, ніж ширина

розкриття тріщин. Це дає підстави деформаціями розтягання бетону нехтувати і вважати, що індикаторами вимірювалась ширина розкриття тріщин. Проте до моменту утворення тріщин необхідно враховувати деформації розтягання бетону. Тому на перших циклах навантаження рам деформації розтягання бетону враховувались, а на наступних циклах індикатори фіксували тільки ширину розкриття тріщин в бетоні. У випадках, коли на базі індикаторів утворювалось дві і більше тріщин, середня ширина їх розкриття визначалась шляхом ділення абсолютного подовження, зафіксованого індикаторами, на кількість тріщин.

Проаналізуємо розвиток тріщин в рамі 1Р-1К. При $P = 12,5$ кН для прольоту та при $F = 15$ кН для вузлів рам утворилися перші мікротріщини, які при подальшому навантаженні розвиваються і їх можна виявити візуально. Відповідно деформації розтягу бетону в прольоті склали $\varepsilon_{bt} = 11,5 \times 10^{-5}$, а в вузлах $\varepsilon_{bt} = 21 \times 10^{-5}$. З урахуванням визначеної граничної розтяжності бетону середня ширина розкриття тріщин в прольоті та у вузлах при навантаженні $P = 30$ кН складала відповідно $a_{crc} = 0,1$ мм та $a_{crc} = 0,27$ мм. В подальшому ширина розкриття тріщин аж до руйнування практично змінювалась пропорційно навантаженню.

В рамі 1Р-2К тріщини утворилися при навантаженні $F = 10$ кН і деформації в розтягнутому бетоні для ригеля склали $\varepsilon_{bt} = 9,0 \times 10^{-5}$, а для вузлів - $\varepsilon_{bt} = 21 \times 10^{-5}$.

Для навантаження $F = 30$ кН ширина розкриття тріщин складала $a_{crc} = 0,15$ мм для нормальних тріщин в прольоті, $a_{crc} = 0,34$ мм для похилих тріщин в прольоті та $a_{crc} = 0,33$ мм для нормальних тріщин у вузлі. Надалі тріщини збільшувалися аналогічно як і в рамі 1Р-1К, тобто пропорційно навантаженню.

Вплив повторних навантажень на розвиток тріщин проаналізуємо в рамі 1Р-1П. Перші тріщини в ній виникли при $F = 10$ кН. При цьому деформації в розтягнутому бетоні для прольоту склали $\varepsilon_{bt} = 14 \times 10^{-5}$, а для вузлів $\varepsilon_{bt} = 18,5 \times 10^{-5}$. При навантаженні на першому циклі $F = 30$ кН ширина розкриття тріщин у вузлі складала $a_{crc} = 0,26$ (рис.5.15), а в прольоті - $a_{crc} = 0,13$ мм.

З кожним наступним циклом в процесі повторних навантажень ширина розкриття тріщин при $F = 30$ кН поступово збільшувалась і на сьомому циклі у вузлі складала $a_{crc} = 0,32$ мм, а в прольоті - $a_{crc} = 0,14$ мм. Порівняно з першим циклом, на сьомому циклі ширина розкриття тріщин збільшилась на 18,8% у вузлах та 7,1% - в прольоті ригеля.

Надалі відбулася стабілізація ширини розкриття тріщин на значеннях $a_{crc} = 0,33$ мм та $a_{crc} = 0,14$ мм.

Суттєве зростання залишкової ширини розкриття тріщин спостерігалось тільки на перших трьох циклах навантаження. Після третього циклу значення ширини розкриття тріщин склали $a_{crc, res} = 0,03$ мм для прольоту та $a_{crc, res} = 0,1$ мм для вузлів. Це становить відповідно 33,3% та 21,4% від максимальної ширини розкриття тріщин на цьому циклі. Надалі залишкова ширина розкриття тріщин практично не зростала.

На одинадцятому циклі при навантаженні до руйнування після $F = 30$ кН почала спостерігатися нелінійність в розвитку ширини розкриття тріщин (рис. 5.15). При $F = 40$ кН ширина розкриття тріщин склали $a_{crc} = 0,47$ мм у вузлі та $a_{crc} = 0,18$ мм в прольоті. Рама зруйнувалась при навантаженні $F_u = 42,5$ кН.

Нормальні тріщини як в прольоті, так і у вузлах рами 1Р-2П з'явилися при $F = 10$ кН. Деформації в розтягнутому бетоні в цих перерізах склали відповідно $\varepsilon_{bt} = 18 \times 10^{-5}$ та $\varepsilon_{bt} = 16,5 \times 10^{-5}$. При $F = 30$ кН ширина розкриття тріщин склали $a_{crc} = 0,18$ мм нормальна в прольоті та $a_{crc} = 0,25$ мм у вузлі. Тобто нормальні тріщини в прольоті та тріщини у вузлі виникали аналогічно, як і в рамі 1Р-1П.

До шостого циклу навантаження відбулася стабілізація процесів тріщиноутворення. Максимальна ширина розкриття тріщин у вузлах рами на шостому циклі склали 87,5% від максимальної ширини розкриття тріщин після одинадцятого циклу, а ширина розкриття тріщин в прольоті досягла максимального значення на циклах і склали $a_{crc} = 0,2$ мм.

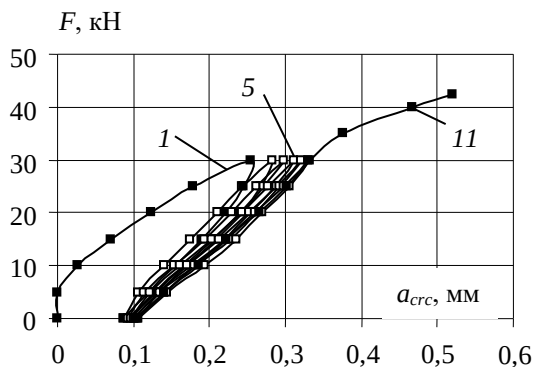


Рис. 5.15. Зміна ширини розкриття тріщин на циклах навантаження у вузлі рами 1Р-1П (цифрами позначені номери циклів).

На одинадцятому циклі рама була довантажена до руйнування і при перевищенні навантаження $F = 30$ кН кількість тріщин і ширина їх розкриття почали збільшуватися. При $F = 35$ кН ширина розкриття тріщин склала $a_{crc} = 0,25$ мм нормальна в прольоті та $a_{crc} = 0,37$ у вузлі. Рама зруйнувалась при навантаженні $F_u = 40$ кН.

Загалом характер тріщиноутворення в рамах при однократному та повторних навантаженнях був ідентичний. Відмінність полягала лише в кількості тріщин та їх висоті. Так, в рамах 1Р-1К та 1Р-2К середня відстань між тріщинами склала 8 см, а в рамах 1Р-1П та 1Р-2П ця відстань зменшилася до 5 см. Певно, на це вплинули повторні навантаження.

5.6. Робота рам другої та третьої серій при одноразовому навантаженні

На відміну від рам першої серії, в рамах другої та третьої серій була змінена статична схема випробування. Це було здійснено з метою більш широкого дослідження роботи замкнутих залізобетонних рам.

Дві перші рами з кожної з серій (2Р-1К та 3Р-1К) навантажувалися однократно до руйнування, а решта рам випробовувалися повторним навантаженням різного рівня та різної кількості циклів.

Так, як і в попередній серії, визначалися горизонтальні переміщення вузлів рам. Вони були дещо більшими і при $F = 25$ (22,5)кН знаходилися в межах 0,204 ... 0,94 мм, за середнього значення 0,358 мм (0,00034l) для другої серії, та 0,607 мм (0,00058l) для третьої серії рам. Внаслідок повторних навантажень при тому ж значенні F горизонтальні переміщення вузлів збільшилися відповідно до 0,791 мм (0,000753l) та 2,18 мм (0,00208l). Проте такі переміщеннями також не можуть суттєво впливати на зміну геометричних розмірів рам.

В рамі 2Р-1К при $F = 10$ кН виникла перша тріщина в прольоті ригеля. Надалі із збільшенням навантаження почали з'являтися тріщини у вузлах та стояках рами.

На початкових ступенях навантаження рама працювала пружно (рис. 5.16). Так, при $F = 25$ кН деформації арматури в прольотних і вузлових перерізах ригеля були майже однаковими ($\varepsilon_{s,sp} = 143,68 \times 10^{-5}$, $\varepsilon_{s,sup} = 131,88 \times 10^{-5}$), а деформації в бетоні в прольотах були більшими, ніж у вузлах, в два рази ($\varepsilon_{c,sp} = 90,23 \times 10^{-5}$, $\varepsilon_{b,sup} = 45 \times 10^{-5}$).

Інтенсивний розвиток тріщин та значне зростання деформацій почало спостерігатися при перевищенні навантаження $F = 25$ кН. В цей момент крива деформацій почала викривлятися в напрямку осі навантаження, що свідчить про початок перерозподілу зусиль (рис 5.16). При $F = 35$ кН деформації стиснутого бетону в прольоті перевищили граничні значення $\varepsilon_{c,sp} = 179,74 \times 10^{-5} > \varepsilon_{cR} = 133,6 \times 10^{-5}$, внаслідок чого стиснута зона ригеля почала роздроблюватися. Водночас деформації в арматурі ригеля досягли майже максимальних значень ($\varepsilon_{s,sp} = 253,1 \times 10^{-5} \approx \varepsilon_{sR} = 260,96 \times 10^{-5}$), тобто в прольоті ригеля утворився перший пластичний шарнір. Натомість деформації як бетону, так і арматури у вузлах рами були далекими від граничних значень ($\varepsilon_{s,sup} = 187,76 \times 10^{-5}$, $\varepsilon_{c,sup} = 65 \times 10^{-5}$).

При навантаженні $F = 40$ кН деформації стиснутого бетону у вузлах рами набули максимальних значень, а деформації арматури наблизились до граничного значення ($\varepsilon_{c,sup} = 159 \times 10^{-5}$, $\varepsilon_{s,sup} = 248,19 \times 10^{-5}$), тобто при цьому навантаженні почали утворюватися пластичні шарніри у вузлах рами. Треба зазначити, що деформації арматури в стояках рами не набули максимальних значень $\varepsilon_{s,sup}^{col} = 176,3 \times 10^{-5}$. Рама зруйнувалася внаслідок сколювання стиснутого бетону в нижньому ригелі з інтенсивним розповсюдженням нормальних та похилих тріщин. Руйнівне навантаження склало $F_u = 40$ кН.

Робота рами 3Р-1К була подібною до роботи рами 2Р-1К. Перерозподіл зусиль почав спостерігатися після $F = 25$ кН, що спричинило швидкий приріст деформацій. При $F = 25$ кН деформації арматури в прольотах та у вузлах рами відповідно склали $\varepsilon_{s,sp} =$

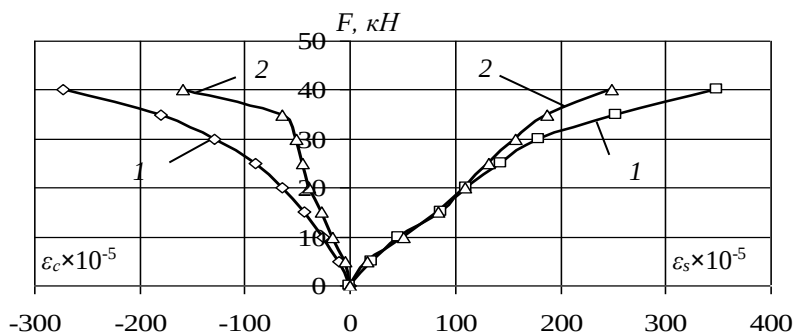


Рис. 5.16. Зміна деформацій в бетоні ε_b і арматурі ε_s у прольотних (1) і вузлових (2) перерізах ригеля рами 2Р-1К.

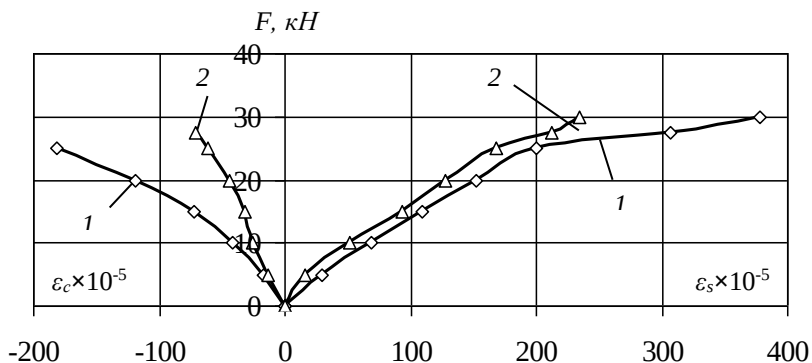


Рис. 5.17. Зміна деформацій в бетоні ε_b і арматурі ε_s у прольотних (1) і вузлових (2) перерізах ригеля рами 3P-1К.

$=200,24 \times 10^{-5}$ і $\varepsilon_{s,sup} = 167,52 \times 10^{-5}$, а вже при $F = 27,5$ кН вони вирости до значень $\varepsilon_{s,sp} = 306,46 \times 10^{-5}$ та $\varepsilon_{s,sup} = 212,78 \times 10^{-5}$ (рис.5.17). Ще при навантаженні $F = 25$ кН в прольоті ригеля деформації стиснутого бетону перевищили граничне значення $\varepsilon_{c,sp} = 181,79 \times 10^{-5} > \varepsilon_{cR} = 167,5 \times 10^{-5}$ і при $F = 30$ кН утворились пластичні шарніри в прольоті ригеля ($\varepsilon_{s,sp} = 306,46 \times 10^{-5}$). В той же час деформації арматури у вузлах рами наблизилися до максимальних $\varepsilon_{s,sup} = 234,43 \times 10^{-5}$ і при $F = 35$ кН рама зруйнувалася. Руйнування рами відбулося по нормальних перерізах через сколювання бетону в верхньому та нижньому ригелях (рис 5.18). Деформації арматури в стояках не перевищили граничних значень і склали $\varepsilon_{s,sup}^{col} = 188,69 \times 10^{-5}$.

Несуча здатність рами 3P-1К була менша на 22,2% від рами 2P-1К, це передусім пояснюється нижчим класом бетону рам третьої серії. А загалом характер руйнування та процеси тріщиноутворення рам були схожими (рис.5.18).

5.7. Дослідження роботи рам другої та третьої серій при повторних навантаженнях

Дослідження роботи рам при повторних навантаженнях показало, як впливає зміна рівня навантаження на процеси розвитку деформацій та напружено – деформованого стану.

Режим роботи рами 2P-1П був аналогічний режимам рам 1P-1П та 1P-2П. Звідси впливає схожість процесів, що відбувалися в цих рамах. Проте існують і деякі відмінності, пов'язані зі зміною статичної схеми рами 2P-1П.

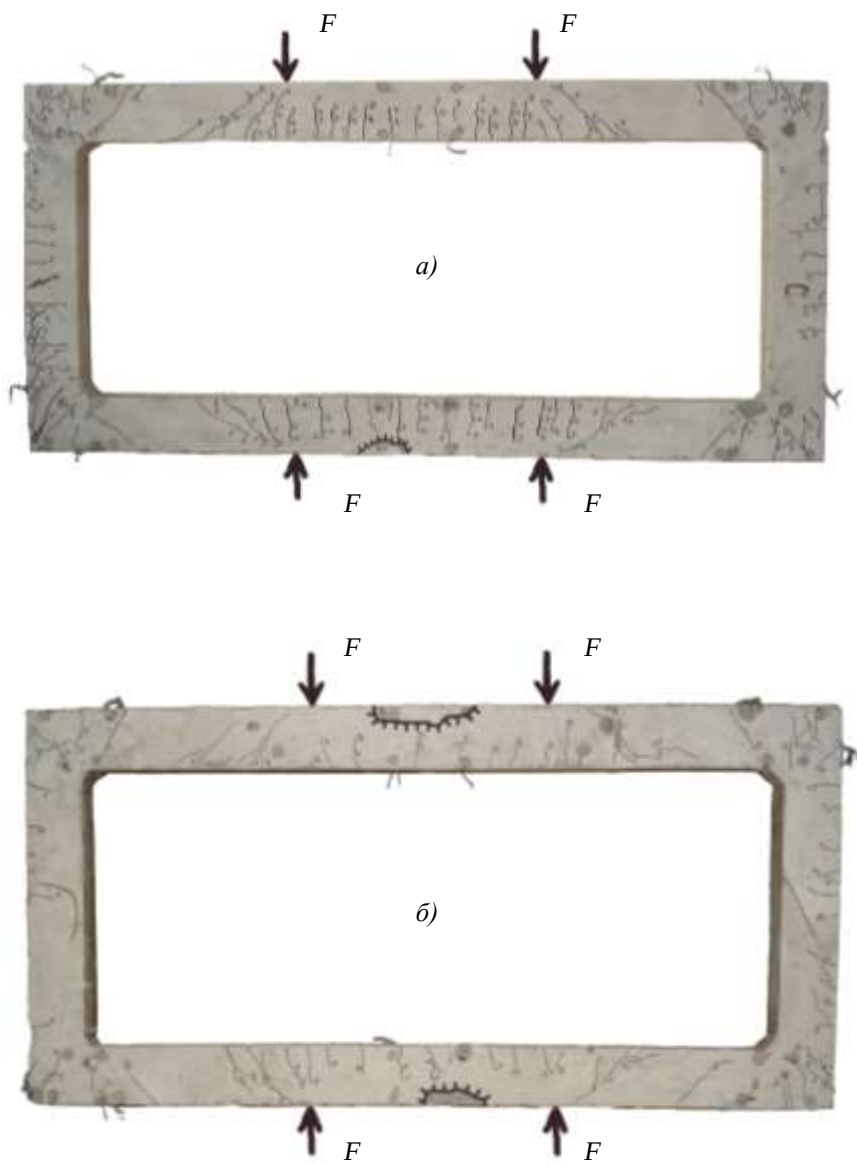


Рис. 5.18. Характер руйнування рам при короткочасних навантаженнях:
a) – рама 2Р-1К; *б)* – рама 3Р-1К.

На першому циклі при навантаженні до $F_{\text{цyc}} = 25$ кН деформації арматури та стиснутого бетону в прольоті ригеля відповідали значенням $\varepsilon_{c,sp,cyc} = 57 \times 10^{-5}$ і $\varepsilon_{s,sp,cyc} = 135 \times 10^{-5}$ (рис.5.19). Це відповідно склало 74% та 80,8% від максимальних деформацій після десяти циклів навантаження. На цьому ж циклі максимальні значення деформацій у вузлах були рівні $\varepsilon_{c,sup,cyc} = 17 \times 10^{-5}$ і $\varepsilon_{s,sup,cyc} = 121,35 \times 10^{-5}$. Тобто виявилось, що деформації стиску бетону у вузлах менші більше ніж в три рази як в прольоті, а деформації арматури в цих перерізах майже однакові. Після розвантаження залишкові деформації в бетоні і арматурі склали відповідно $\varepsilon_{c,sp,res} = 11,0 \times 10^{-5}$ і $\varepsilon_{s,sp,res} = 10,0 \times 10^{-5}$ для прольотів та $\varepsilon_{c,sp,res} = 4,0 \times 10^{-5}$ і $\varepsilon_{s,sp,res} = 24,3 \times 10^{-5}$ для вузлів рам.

Значення залишкових деформацій в прольоті після шостого циклу досягли значень $\varepsilon_{c,sp,res} = 18,5 \times 10^{-5}$ і $\varepsilon_{s,sp,res} = 12,5 \times 10^{-5}$, а після десятого збільшилися до $\varepsilon_{c,sp,res} = 20,5 \times 10^{-5}$ і $\varepsilon_{s,sp,res} = 15,0 \times 10^{-5}$. Тобто основна кількість залишкових деформацій проявилися на перших п'яти циклах і склала 90,2% для бетону та 83,3% для арматури від максимальних після десятого циклу.

Після шостого циклу навантаження приріст залишкових деформації арматури в прольоті практично зупинився, а приріст деформацій бетону не перевищував $\Delta \varepsilon_{c,sp,res} = 1,0 \times 10^{-5}$. Тобто відбулася стабілізація деформацій як розтягнутої арматури, так і стиснутого бетону.

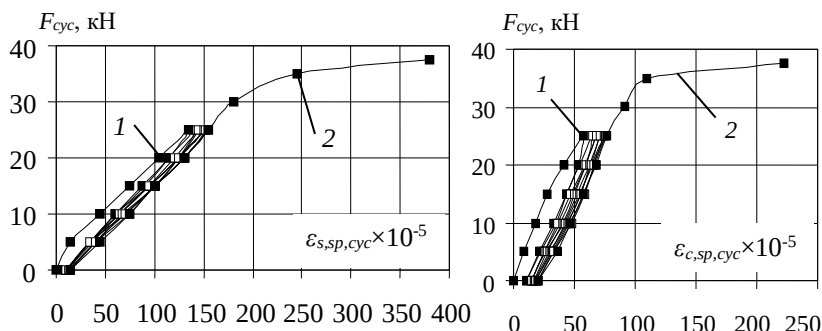


Рис. 5.19. Зміна деформацій розтягнутої арматури (а) та стиснутого бетону (б) в прольоті ригеля рами 2Р-1П при повторних навантаженнях: 1 – на першому циклі; 2 – на одинадцятому циклі навантаження до руйнування (між кривими 1 і 2 розташовані криві деформування на другому, третьому, п'ятому, сьомому і десятому циклах).

З графіка зміни деформацій арматури та бетону в прольоті на циклах (рис. 5.19) видно, що характер зміни деформацій рами 2Р-1П був аналогічний рамам першої серії. Так, зміна деформацій в розтягнутій арматурі після шостого циклу практично лінійно залежала від величини навантаження.

На одинадцятому циклі рама 2Р-1П була довантажена до руйнування (рис. 5.19). Після перевищення рівня навантаження $F = 25$ кН до $F = 30$ кН деформації арматури в прольотах і вузлах рами зросли і склали $\varepsilon_{s,sp} = 180 \times 10^{-5}$ та $\varepsilon_{s,sup} = 146,84 \times 10^{-5}$. В свою чергу співвідношення величин деформацій бетону в прольотах і вузлах не змінилося і склало 3,3 на користь деформацій в прольоті ($\varepsilon_{c,sp} = 92 \times 10^{-5}$, $\varepsilon_{c,sup} = 28 \times 10^{-5}$). Тобто до навантаження $F = 30$ кН рама ще працювала пружно. Подальше зростання навантаження спричинило викривлення залежності між деформаціями бетону та арматури від навантаження (рис. 5.19). Тобто почали виникати нові тріщини та пластичні деформації в бетоні. При $F = 35$ кН деформації арматури та бетону в прольоті ригелів досягли майже максимальних значень, що свідчить про утворення в прольоті першого пластичного шарніру. При $F = 37,5$ кН деформації в прольоті значно перевищили граничні значення ($\varepsilon_{s,sp} = 380 \times 10^{-5}$; $\varepsilon_{c,sp} = 222 \times 10^{-5}$), а деформації арматури у вузлах наблизились до граничних. Тобто пластичні шарніри виникли у вузлах, внаслідок чого рама зруйнувалася.

Важливою відмінністю роботи рами 2Р-1П від рам першої серії є більш інтенсивна робота стояків рам. І хоча максимальне значення деформацій арматури стояка було ще далеке від граничного ($\varepsilon_{s,sup}^{col} = 104,77 \times 10^{-5}$), проте ця робота передусім проявилася в кількості тріщин, що виникли в стояках рами (рис. 5.20).

Рама 2Р-2П випробовувалася і працювала аналогічно попередній рамі. Відмінність полягала лише в кількості циклів навантаження.

Перша нормальна тріщина виникла в прольотах рами при $F = 10$ кН і склала 0,02 мм. Зі зростанням навантаження почали з'являтися нормальні тріщини у вузлах та стояках рами і при $F = 25$ кН ширина тріщин збільшилася до 0,1 мм в прольотах та 0,12 мм у вузлах рам.

Дослідження рами 2Р-2П підтвердило, що стабілізація деформацій арматури та бетону не залежить від кількості циклів навантаження і відбувається до шостого циклу. Вже на першому циклі деформації арматури та бетону в прольоті ригеля склали відповідно $\varepsilon_{s,sp} = 155 \times 10^{-5}$ та $\varepsilon_{c,sp} = 75,75 \times 10^{-5}$, що склало 84,9% та 70,6% від максимальних деформацій після двадцяти чотирьох циклів. Після шостого циклу ці

значення збільшилися до $\varepsilon_{s,sp} = 175 \times 10^{-5}$ та $\varepsilon_{c,sp} = 92,06 \times 10^{-5}$ (95,8% та 85,8%), а далі майже не зростали. Так, після десяти циклів вони відповідно дорівнювали $\varepsilon_{s,sp} = 175 \times 10^{-5}$ та $\varepsilon_{c,sp} = 96,03 \times 10^{-5}$ (95,8% та 89,5%), а після двадцяти - $\varepsilon_{s,sp} = 182,5 \times 10^{-5}$ та $\varepsilon_{c,sp} = 103,78 \times 10^{-5}$ (100% та 96,7%). Зміна деформацій арматури та бетону від циклу до циклу у вузлах рами була ідентична прольотній.

Залишкові деформації як в прольотах, так і у вузлах також стабілізувалися після шостого циклу. Так, після першого циклу вони становили $\varepsilon_{c,sp,res} = 17,99 \times 10^{-5}$ і $\varepsilon_{s,sp,res} = 35,0 \times 10^{-5}$ в прольотах та $\varepsilon_{c,sup,res} = 2,0 \times 10^{-5}$ і $\varepsilon_{s,sup,res} = 30,91 \times 10^{-5}$ у вузлах рами. Після шостого циклу значення зросли і склали 87,5% для арматури і 71,1% для бетону в прольотах та відповідно 91,4% і 66,7% у вузлах від максимальних деформацій після двадцяти чотирьох циклів. На двадцять п'ятому циклі рама була довантажена до руйнування. При $F = 35$ кН деформації арматури та бетону в прольоті досягли максимальних значень ($\varepsilon_{s,sp} = 300,0 \times 10^{-5}$, $\varepsilon_{c,sp} = 160,01 \times 10^{-5}$), і в стиснутій зоні почав роздроблюватися бетон. Деформації стиснутого бетону і розтягнутої арматури у вузлі ригеля при $F = 37,5$ кН відповідно склали $\varepsilon_{s,sup} = 220,75 \times 10^{-5}$, $\varepsilon_{c,sup} = 80,0 \times 10^{-5}$. Це спричинило утворення другого пластичного шарніру у вузловому перерізі і руйнування рами при $F_u = 40$ кН. Максимальне значення деформацій арматури стояків для навантаження $F = 35$ кН склало $\varepsilon_{s,sup}^{col} = 115 \times 10^{-5}$.

Різниця між руйнівними навантаженнями рам 2Р-1П та 2Р-2П склала 6,25%. Мабуть, це обумовлено тим, що рама 2Р-2П піддавалася більшій кількості циклів навантаження, внаслідок чого краще відбулися процеси перерозподілу зусиль. Іншою причиною може бути втрата зчеплення анкерівки арматури з бетоном у лівому нижньому вузлі, про що свідчать похилі тріщини в стійці рами 2Р-1П (рис. 5.20).

Під час експлуатації конструкцій можливі випадки, коли навантаження, що діють на них, перевищують експлуатаційні. Тому, щоб дослідити вплив можливого перевантаження конструкцій, раму 2Р-3П при випробуванні довантажували. Оскільки при випробуванні попередніх рам було визначено, що стабілізація напружено-деформаційного стану настає після шостого циклу навантаження, рама 2Р-3П шість циклів навантажувалась до рівня $F_{cyc} = 0,63F_u$, а на сьомому була довантажена до $F_{cyc} = 0,75F_u$. Кількість циклів довантаження залежала передусім від повторної стабілізації рами і склала вісім циклів. Після цього рівень навантаження був змінений на попередній.

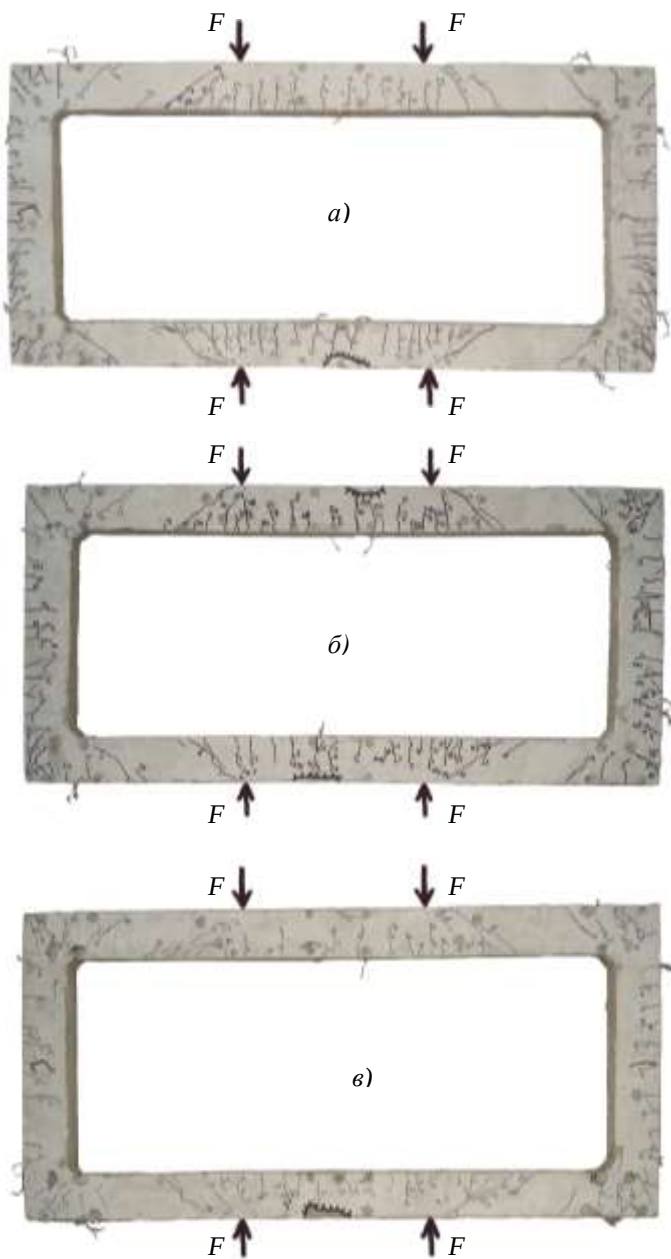


Рис. 5.20. Характер руйнування рам другої серії при повторних навантаженнях: а) – рама 2Р-1П; б) – рама 2Р-2П; в) – рама 2Р-3П.

До шостого циклу навантаження рама 2Р-3П працювала, як і попередні рами. Перші тріщини в рамі на першому циклі навантаження виникли одночасно в прольотах та вузлах рами при $F = 10,0$ кН. А при навантаженні $F = 15$ кН виникли тріщини в стояках рами. При $F = 25$ кН ширина розкриття тріщин склала 0,13 мм для нормальних тріщин в прольоті, 0,17 мм - для тріщин у вузлах та 0,12 мм - для тріщин в стояках рами 2Р-3П. В процесі повторних навантажень розвивалися тріщини, які утворилися на першому циклі та з'являлися нові тріщини. На першому циклі при $F_{\text{cyc}} = 25$ кН деформації в розтягнутій арматурі прольоту склали $\varepsilon_{s,sp} = 153,48 \times 10^{-5}$, а деформації бетону стиснутої зони ригеля - $\varepsilon_{c,sp,cyc} = 91,6 \times 10^{-5}$. Для вузлових перерізів значення деформацій склали відповідно $\varepsilon_{s,sup} = 128,93 \times 10^{-5}$ та $\varepsilon_{c,sup,cyc} = 30,0 \times 10^{-5}$. Після першого циклу залишкові деформації арматури та бетону склали $\varepsilon_{s,sp,res} = 32,00 \times 10^{-5}$ та $\varepsilon_{c,sp,res} = 19,99 \times 10^{-5}$, які поступово з циклами зростали.

Стабілізація залишкових деформацій в прольоті як в бетоні, так і в арматурі відбулася до шостого циклу навантаження на значеннях $\varepsilon_{s,sp,res} = 32,47 \times 10^{-5}$ та $\varepsilon_{c,sp,res} = 27,11 \times 10^{-5}$. Відбулася також стабілізація короткочасних деформацій бетону, прогинів ригеля та ширини розкриття тріщин.

Треба відмітити, що максимальна різниця між деформаціями арматури на першому циклі навантаження між рамами другої серії склала 12,9%.

При довантаженні до $F_{\text{cyc}} = 30$ кН деформації арматури в прольоті зросли до $\varepsilon_{s,sp,cyc} = 192,19 \times 10^{-5}$, а бетону – до $\varepsilon_{c,sp,cyc} = 131,5 \times 10^{-5}$. На наступному циклі навантаження деформації бетону перевищили граничні значення $\varepsilon_{c,sp,cyc} = 139,85 \times 10^{-5} > \varepsilon_{cR} = 133,6 \times 10^{-5}$, тобто бетон почав працювати на низхідній ділянці діаграми деформування. В той же час деформації арматури у вузлах досягли значень $\varepsilon_{s,sup,cyc} = 154,55 \times 10^{-5}$, а бетону – $\varepsilon_{c,sup,cyc} = 50,0 \times 10^{-5}$. Після розвантаження виникли значні залишкові деформації бетону та арматури ($\varepsilon_{c,sp,res} = 33,89 \times 10^{-5}$, $\varepsilon_{s,sp,res} = 33,54 \times 10^{-5}$).

Під час довантаження почали інтенсивно виникати нові тріщини, а вже в існуючих суттєво збільшилася ширина розкриття. Та при $F_{\text{cyc}} = 30$ кН ширина розкриття тріщин в прольоті склала 0,18 мм, а у вузлах 0,28 мм.

Повторна стабілізація повних, короткочасних та залишкових деформацій як бетону, так і арматури відбулася на тринадцятому –

чотирнадцятому циклах навантаження. Після цього рівень навантаження рами був зменшений до попереднього.

Залишкові деформації в прольоті при цьому надалі від циклу до циклу зростали і після вісімнадцятого циклу склали $\varepsilon_{c,sp,res} = 50,90 \times 10^{-5}$ та $\varepsilon_{s,sp,res} = 35,68 \times 10^{-5}$. Аналогічно зростали і залишкові деформації у вузлах рами.

Стабілізація деформацій бетону та арматури як в прольоті, так і у вузлах відбулася практично одразу після зменшення навантаження до 0,63 від руйнуючого. Це пояснюється тим, що пластичні деформації бетону вичерпали себе ще при більш високому рівні навантаження.

На дев'ятнадцятому циклі рама 2Р-3П навантажувалася до руйнування. До навантаження $F = 30$ кН рама працювала аналогічно, як і на чотирнадцятому циклі. При збільшенні навантаження до $F = 35$ кН в прольоті ригеля арматура перевищила граничне значення ($\varepsilon_{s,sp} = 310,0 \times 10^{-5}$), тобто утворився пластичний шарнір. При збільшенні навантаження в прольоті почав сколюватися бетон, а при $F = 37,5$ кН деформації арматури у вузлах набули максимального значення ($\varepsilon_{s,sup} = 261,88 \times 10^{-5}$), тобто утворилися шарніри у вузлах рами. В цей же час значно розширилися тріщини до 0,59 мм у вузлах та 0,47 мм в прольоті рами. Рама зруйнувалася при $F_u = 38$ кН.

Характер руйнування рами 2Р-3П наведено на рис. 5.20.

Рама 3Р-1П піддавалася повторним навантаженням з поступовим збільшенням рівня навантаження після стабілізації напружено – деформованого стану.

Перші тріщини виникли при $F = 10$ кН як в прольотах, так і у вузлах рами. При навантаженні на першому циклі до $F_{cyc} = 12,5$ кН виникли тріщини в стояках рами. Деформації арматури в прольоті досягли значень $\varepsilon_{s,sp,cyc} = 72,5 \times 10^{-5}$, а деформації стиснутого бетону $\varepsilon_{c,sp,cyc} = 42,46 \times 10^{-5}$. Залишкові деформації при розвантаженні склали відповідно $\varepsilon_{c,sp,res} = 22,5 \times 10^{-5}$ та $\varepsilon_{s,sp,res} = 8,74 \times 10^{-5}$.

До шостого циклу відбулася стабілізація деформацій, прогинів та ширини розкриття тріщин як в прольотах, так і у вузлах рами (рис. 5.21). При навантаженні до $F_{cyc} = 17,5$ кН на сьомому циклі значення деформацій зросли і склали $\varepsilon_{s,sp,cyc} = 112,5 \times 10^{-5}$ для арматури та $\varepsilon_{c,sp,cyc} = 72,93 \times 10^{-5}$ для бетону. При розвантаженні в бетоні виникли значні залишкові деформації $\varepsilon_{c,sp,res} = 21,86 \times 10^{-5}$.

Аналогічно рамі 2Р-3П повторна стабілізація відбулася на тринадцятому – чотирнадцятому циклі навантаження. Деформації арматури в прольоті склали $\varepsilon_{s,sp,cyc} = 155,0 \times 10^{-5}$, а деформації

стиснутого бетону $\varepsilon_{c,sp,cyc} = 118,11 \times 10^{-5}$. Вузлові перерізи працювали так само, як і прольотні.

Характерною особливістю довантаження рам є те, що крива деформування при перевищенні попереднього рівня навантаження змінювала свій напрям викривлення. Так, на сьомому циклі до навантаження $F_{cyc} = 12,5$ кН крива деформації бетону була обернена до осі деформацій, а при збільшенні навантаження до $F_{cyc} = 17,5$ кН стала оберненою до осі навантаження (рис.5.23). На наступному циклі крива була оберненою до осі навантаження, а при поступовому наблизненні до стабілізації викривлялася в іншу сторону. Цей процес повторювався кожного разу при збільшенні рівня навантаження.

На п'ятнадцятому циклі рама ЗР-1П була довантажена до $F_{cyc} = 22,5$ кН. Для стабілізації процесів в рамі знадобилося ще вісім циклів, протягом яких поступово збільшувалися значення повних та залишкових деформацій. За даного навантаження внаслідок втрати анкерівки в лівому верхньому вузлі відбулося сколювання бетону. Проте це не вплинуло на міцність вузла і він працював на рівні з іншими трьома.

Наступне збільшення навантаження до $F_{cyc} = 27,5$ кН відбулося на двадцять третьому циклі, внаслідок чого в прольоті ригеля деформації арматури та бетону перевищили граничні значення ($\varepsilon_{s,sp,cyc} = 267,5 \times 10^{-5}$, $\varepsilon_{c,sp,cyc} = 202,16 \times 10^{-5}$). Тобто в прольоті утворився пластичний шарнір. Деформації ж у вузлах рами не перевищили граничні значення і склали $\varepsilon_{s,sup,cyc} = 175 \times 10^{-5}$ та $\varepsilon_{c,sup,cyc} = 102,21 \times 10^{-5}$. Рама не зруйнувалася і надалі працювала за рахунок вузлових перерізів.

До тридцятого циклу навантаження деформації арматури та бетону у вузлах стабілізувалися. Приріст залишкових деформацій бетону з двадцять сьомого по тридцятий цикл не перевищував $\Delta \varepsilon_{c,sp,res} = 2,05 \times 10^{-5}$, а залишкові деформації арматури зупинилися на значенні $\varepsilon_{s,sp,res} = 30,0 \times 10^{-5}$. Натомість ширина розкриття тріщин стрімко зростала і на тридцятому циклі склала $a_{cr} = 0,36$ мм для прольотів та вузлів рами.

На тридцять першому циклі навантаження при $F_{cyc} = 27,5$ кН деформації арматури та бетону у вузлах склали $\varepsilon_{s,sup,cyc} = 185 \times 10^{-5}$ та $\varepsilon_{c,sup,cyc} = 125,14 \times 10^{-5}$. При збільшенні навантаження до $F = 30$ кН рама зруйнувалася. Особливістю руйнування рами ЗР-1П стали похилі тріщини, що виникли знизу правого стояка рами. Можна зробити припущення, що в цьому місці порушилося зчеплення арматури з бетоном (рис.5.22).

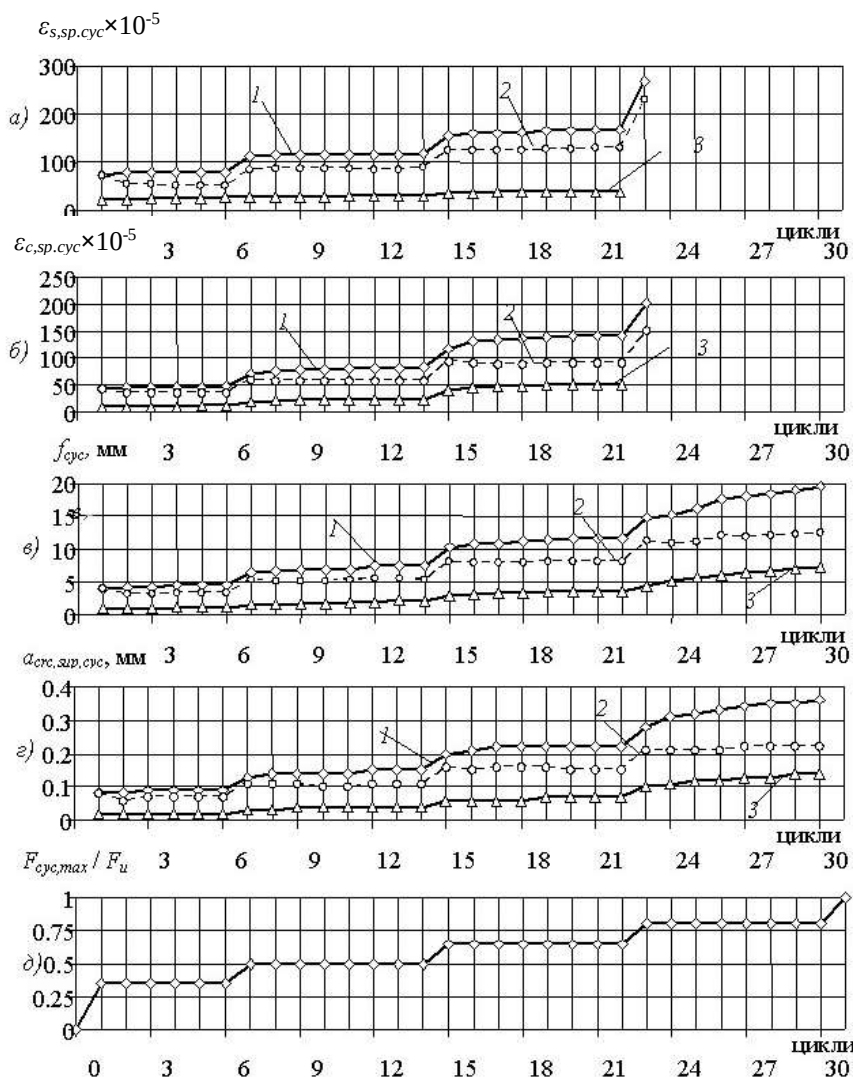


Рис. 5.21. Зміна деформацій розтягнутої арматури (а) та стиснутого бетону в прольоті ригеля (б), прогину ригеля (в), ширини розкриття тріщин у вузлі (г), рівня навантаження (д) рами ЗР-1П на циклах навантаження (1 – повні деформації, прогин, ширина тріщин, 2 – короткочасні, 3 – залишкові).

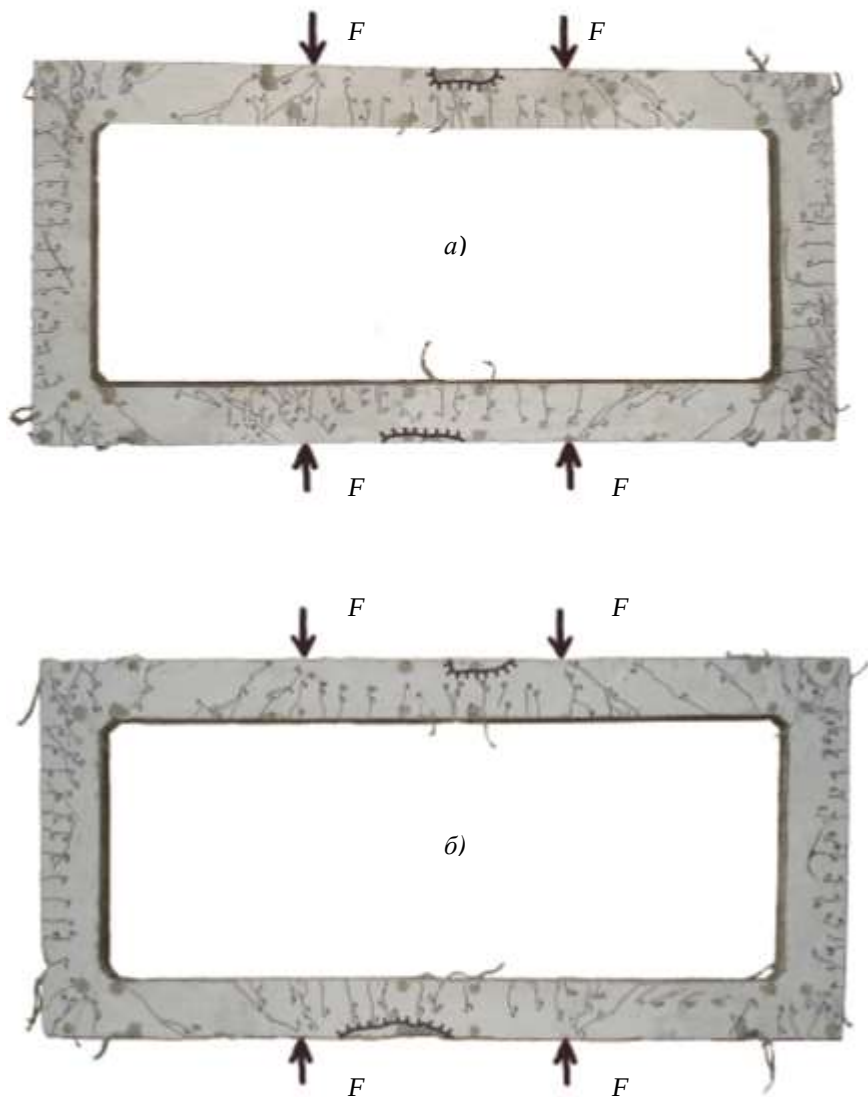


Рис. 5.22. Характер руйнування рам третьої серії при повторних навантаженнях: а) – рама 3Р-1П; б) – рама 3Р-2П.

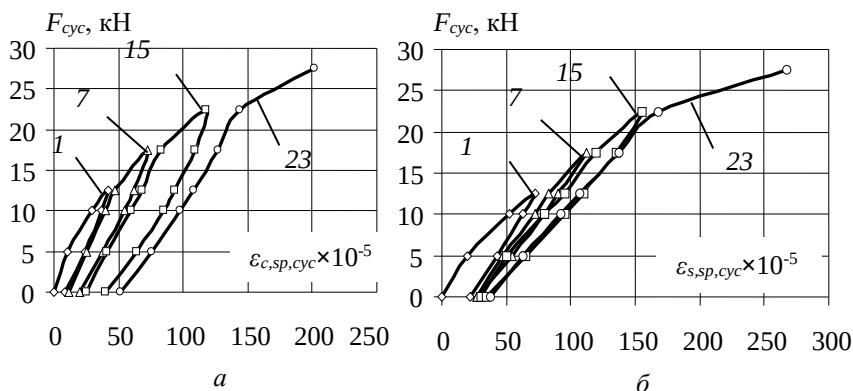


Рис. 5.23. Зміна деформацій стиснутого бетону (а) та розтягнутої арматури (б) в прольоті ригеля рами 3Р-1П при повторних навантаженнях (цифрами позначені номери циклів).

Рама 3Р-2П випробовувалася в протилежності до рами 3Р-1П, рівні навантаження в ній йшли від більшого до меншого.

На першому циклі рама навантажувалася до $F_{\text{cyc}} = 22,5$ кН. Виникнення тріщин відбувалося аналогічно попередній рамі. На верхній точці навантаження деформації арматури в прольоті склали $\varepsilon_{s,sp,cyc} = 175 \times 10^{-5}$, а деформації бетону $\varepsilon_{c,sp,cyc} = 79,96 \times 10^{-5}$. Після розвантаження виникли значні залишкові деформації $\varepsilon_{s,sp,res} = 37,5 \times 10^{-5}$ та $\varepsilon_{c,sp,res} = 32,22 \times 10^{-5}$.

На восьмому циклі навантаження значення деформацій зросли до $\varepsilon_{s,sp,cyc} = 225 \times 10^{-5}$ та $\varepsilon_{c,sp,cyc} = 120,75 \times 10^{-5}$, а залишкових деформацій до $\varepsilon_{s,sp,res} = 50,0 \times 10^{-5}$ та $\varepsilon_{c,sp,res} = 58,27 \times 10^{-5}$.

Після того, як відбулася стабілізація, рівень навантаження був зменшений спочатку до $F_{\text{cyc}} = 17,5$ кН, а через чотири цикли - до $F_{\text{cyc}} = 12,5$ кН. Аналогічно рамі 2Р-3П стабілізація повних та залишкових деформацій відбулася відразу після зменшення рівня навантаження. Короточасні деформації, в свою чергу, почали стрімко зменшуватися.

Вузлові перерізи рами ідентично прольотним стабілізувалися до шостого циклу навантаження.

На сімнадцятому циклі раму довантажили до руйнування. При досягненні навантаження $F = 22,5$ кН деформації арматури та бетону були майже такими самими, як і на восьмому циклі навантаження ($\varepsilon_{s,sp,cyc} = 215 \times 10^{-5}$, $\varepsilon_{c,sp,cyc} = 121,95 \times 10^{-5}$). При $F = 27,5$ кН деформації

арматури в прольоті перевищили граничне значення $\varepsilon_{s,sp,cyc}=305,0\times10^{-5}$, а деформації бетону наблизилися до нього $\varepsilon_{c,sp,cyc} = 158,26\times10^{-5}$. Деформації ж арматури та бетону у вузлах та стояках рами були значно меншими від прольотних ($\varepsilon_{s,sup,cyc}=110,31\times10^{-5}$, $\varepsilon_{c,sup,cyc} = 72\times10^{-5}$, $\varepsilon_{s,col}^{col} = 135\times10^{-5}$). При збільшенні навантаження деформації у вузлах почали стрімко зростати і при $F = 29$ кН вони склали $\varepsilon_{s,sup,cyc} = 236,23\times10^{-5}$. Рама зруйнувалася при $F_u = 33$ кН.

Характер руйнування рами зображено на рис. 5.22.

Розглядаючи характер руйнування всіх рам, можна підсумувати, що повторні навантаження суттєво не вплинули на міцність та несучу здатність руйнування рам. У всіх рамах відбулося сколювання бетону в прольоті і руйнування відбулося внаслідок утворення пластичних шарнірів спочатку в прольотах, а потім і у вузлах рам. Проте міцність рам суттєво залежала від їх рівня навантаження. Так, рама 3Р-1П мала на 14,3% меншу міцність від рами 3Р-1К через високий рівень навантаження ($0,8F_u$). Якщо ж рівень навантаження не перевищував $0,63P_u$, то різниця в міцності рам склала 6,25% для рам другої серії та 5,7% для рам третьої серії. Навіть таку невелику різницю можна пояснити втратою зчеплення арматури з бетоном, про що свідчать похилі тріщини в стояку рам (рис. 5.20, рис. 5.22). Також важливою відмінністю в рамах при однократному та повторному навантаженні є кількості тріщин, яких при повторних навантаженнях виявилось значно більше.

5.8. Вплив повторних навантажень на прогини ригелів рам другої та третьої серії

Поряд з вимірюванням горизонтальних переміщень рам вимірювалися і вертикальні зміщення вузлів рам. Вони були значно більшими від горизонтальних переміщень і суттєво впливали на прогини середини ригелів рам.

Так, для рам другої серії при $F = 25$ кН переміщення знаходилося в межах 6,58...8,41 мм, а для третьої серії рам при $F = 22,5$ кН – 6,35...8,18 мм. Під дією повторних навантажень при тому ж значенні F переміщення збільшилися відповідно до 9,42 мм та 8,70 мм. Тому при визначенні прогинів рам враховувалися зміщення вузлів рам.

Прогини рам другої серії при навантаженні 0,63 від руйнівного ($F = 25$ кН) відповідно склали $f = 6,89$; 7,09; 6,58 і 8,41 мм (середнє значення $f_m = 7,24$ мм). Середньоквадратичне відхилення прогинів ригелів окремих рам другої серії складає $\sigma = 0,81$ мм, при коефіцієнті

мінливості $\nu = 0,021 < 0,162$. Прогини ж двох рам третьої серії (3Р-1К та 3Р-2П) при $F = 22,5$ кН фактично були ідентичними ($f = 8,71; 8,7$ мм). Також, як і в рамах першої серії, при одноразовому навантаженні до руйнування рам 2Р-1К і 3Р-1К прогини середини ригеля зростали плавно (рис. 5.24).

При повторних навантаженнях на перших шести циклах рами другої серії поводити себе аналогічно, як і рами першої серії. Після розвантаження після першого циклу в ригелі рам 2Р-1П, 2Р-2П та 2Р-3П виник залишковий прогин, відповідно рівний $f_{\text{cyc, res}} = 1,51, 1,83$ та $1,81$ мм (рис. 5.25), що в середньому для трьох рам склав $22,9\%$ від максимального прогину в циклі при $F_{\text{cyc}} = 25$ кН. Поступово залишкові прогини рам від циклу до циклу зростали, і після шостого циклу відбулася їх стабілізація.

Порівнюючи прогини рам 2Р-1П та 2Р-2П, треба відмітити, що після десятого циклу навантаження значення залишкових прогинів майже збігалися ($f_{\text{cyc, res}} = 2,51$ та $2,54$ мм). Надалі рама 2Р-1П на одинадцятому циклі була довантажена до руйнування, а рама 2Р-2П навантажувалася ще чотирнадцять циклів. При навантаженні до руйнування рами 2Р-1П за навантаження $F = 30$ кН крива прогину змінила напрям випуклості, тобто стала обернена до осі навантаження. Максимальний прогин рами 2Р-1П при $F = 35$ кН склав $f = 13,43$ мм.

В рамі 2Р-2П значення максимального прогину на десятому циклі зросло до $f_{\text{cyc}} = 8,28$ мм, що склало $91,8\%$ від максимального прогину на двадцять четвертому циклі. В свою чергу залишковий прогин від десятого до двадцять четвертого циклу зріс на $15,9\%$ і склав $f_{\text{cyc, res}} = 3,02$ мм. Після шостого - сьомого циклу приріст прогину поступово

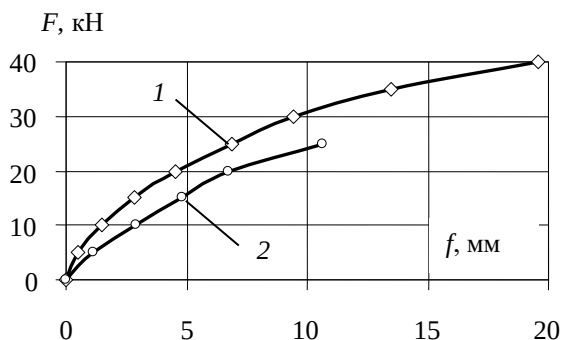


Рис. 5.24. Залежність прогинів ригелів, f , від величини навантаження F :
1 – рама 2Р-1К; 2 – рама 3Р-1К.

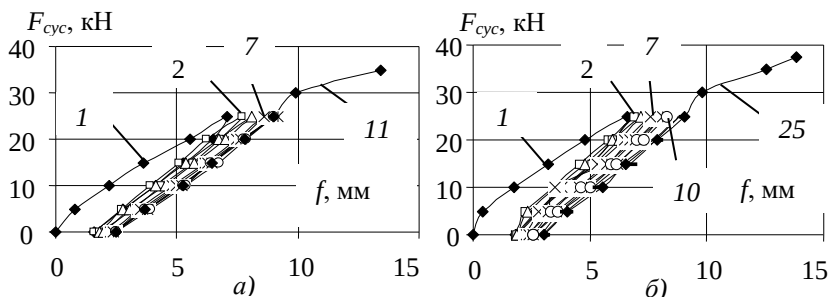


Рис. 5.25. Зміна прогинів ригелів f , при повторних навантаженнях:
 а – рама 2Р-1П; б – рама 2Р-2П (цифрами позначені номери циклів).

зменшувався, а на останніх циклах практично припинився ($\Delta f_{\text{cyc, res}} = 0,02$ мм).

На двадцять п'ятому циклі рама 2Р-2П була довантажена до руйнування. При цьому крива прогину була аналогічна рамі 2Р-1П. Максимальний прогин рами 2Р-1П при $F = 37,5$ кН склав $f = 13,82$ мм. Звідси можна зробити висновок, що рами 2Р-1П та 2Р-2П працювали ідентично, незважаючи на різну кількість циклів (рис 5.26).

В рамі 2Р-3П вже на першому циклі навантаження при $F_{\text{cyc}} = 25$ кН в значній мірі відбулися процеси тріщиноутворення, а залежність між прогинами і навантаженням мала криволінійний характер. А на шостому циклі криві прогинів при навантаженні і розвантаженні майже співпадали, а випуклість обох кривих направлена до осі деформацій (рис. 5.27).

В рамі 2Р-3П після стабілізації рівень навантаження був збільшений до $F_{\text{cyc}} = 30$ кН, що викликало утворення нових тріщин і виникнення пластичних деформацій в бетоні стиснутої зони. Після розвантаження виник значний залишковий прогин $f_{\text{cyc, res}} = 2,77$ мм (24,5% від повного прогину). Протягом наступних семи циклів приріст прогину не перевищував $\Delta f_{\text{cyc, res}} = 0,11$ мм і до чотирнадцятого циклу стабілізувався (рис. 5.26, рис. 5.27). Після стабілізації залишковий прогин склав 96,2% від залишкового прогину після вісімнадцятого циклу. Повний прогин на чотирнадцятому циклі склав $f_{\text{cyc}} = 12,60$ мм.

Після зменшення рівня навантаження як повні, так і залишкові прогини практично не збільшувалися, а криві навантаження і розвантаження фактично зливалися. На дев'ятнадцятому циклі рама

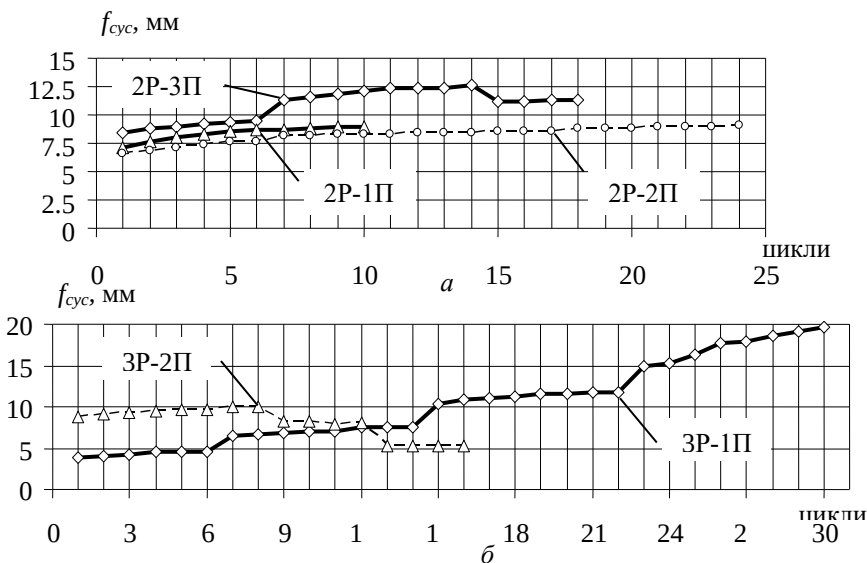


Рис. 5.26. Зміна прогину ригелів рам другої (а) та третьої (б) серій на циклах навантаження.

була навантажена до руйнування. В процесі навантаження рами до рівня $F_{\text{cyc}} = 30$ кН залежність між прогинами та навантаженням практично була лінійна. При перевищенні вказаного навантаження в бетоні почали виникати пластичні деформації, збільшилась кількість тріщин і лінійна залежність між F_{cyc} і f почала порушуватись (рис. 5.27). Через довантаження рами на сьомому циклі максимальний прогин рами 2P-3П виявився більшим від рам 2P-1П та 2P-2П і склав при $F = 37,5$ кН $f = 17,79$ мм.

При дослідженні рам третьої серії проявилися особливості стабілізації напружено-деформованого стану рам після зміни рівня навантаження. Так, в рамі 3P-1П на першому циклі навантаження характер зростання прогинів був аналогічним, як і в попередніх рамах (рис. 5.26). На першому циклі спостерігалася значна площа петлі гістерезису та збільшення пластичних прогинів, що віддаляло криву прогинів при розвантаженні від їх кривої при навантаженні. Поступово зі збільшенням циклів навантаження при $F_{\text{cyc}} = 12,5$ кН пластичні деформації зменшувалися, внаслідок чого до сьомого циклу відбулася стабілізація прогинів, а криві навантаження і розвантаження практично співпадали. Так, значення повних деформацій на

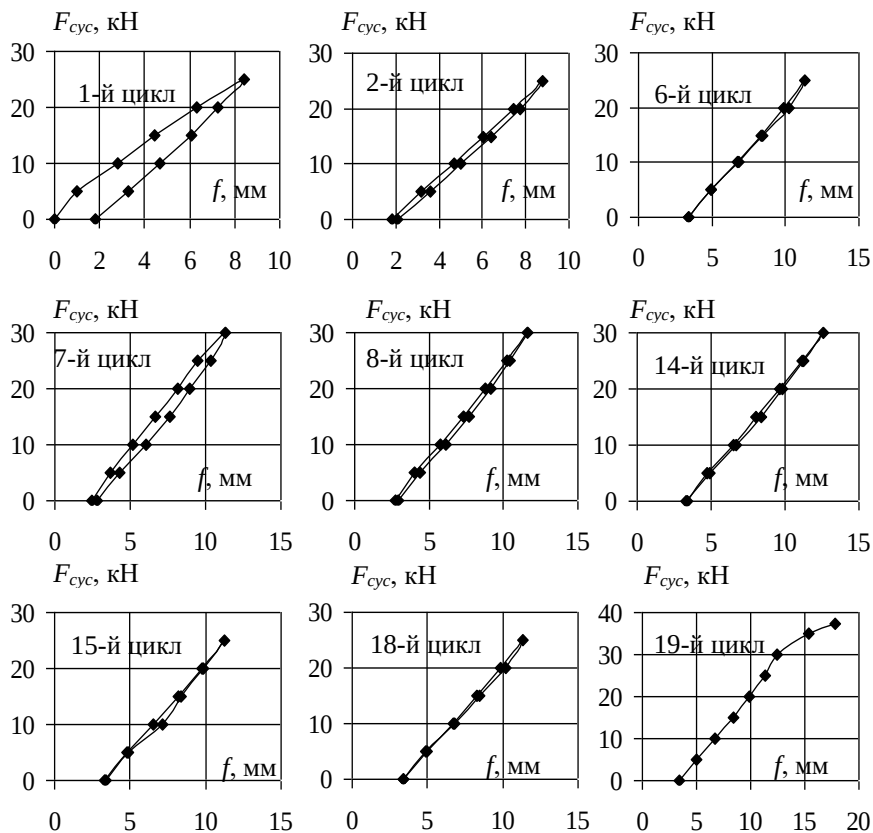


Рис. 5.27. Зміна прогинів на циклах повторних навантажень
рами 2Р-3П.

пошому циклі склали $f_{\text{cyc}} = 4,55$ мм, а після нього залишкових – $f_{\text{cyc, res}} = 1,17$ мм.

На сьомому циклі рама була довантажена до $F_{\text{cyc}} = 17,5$ кН, в результаті чого площа петлі гістерезису знову збільшилася. При розвантаженні виник значний стрибок залишкових деформацій порівняно з попереднім циклом ($f_{\text{cyc, res}} = 1,54$ мм). З кожним наступним циклом крива навантаження вирівнювалася і до чотирнадцятого циклу вже була викривлена до осі прогинів. На цьому циклі значення повних прогинів зросло до $f_{\text{cyc}} = 7,61$ мм.

В свою чергу залишкові прогини також стабілізувалися і після чотирнадцятого циклу склали $f_{\text{cyc, res}} = 2,24$ мм (рис 5.26).

Кожне наступне збільшення рівня навантаження ($F_{\text{сyc}} = 22,5; 27,5$ кН) призводило до виникнення нових тріщин та пластичних деформацій. Одночано з цим кожного разу збільшувалася площа петлі гістерезису і протягом наступних шести циклів відбувалася повторна стабілізація прогину.

Особливістю довантаження рами до $F_{\text{сyc}} = 27,5$ кН був високий рівень навантаження (0,8 від руйнуючого), в результаті чого спостерігався значний приріст як повного, так і залишкового прогину. На двадцять третьому циклі ці значення відповідно були рівні $f_{\text{сyc}} = 14,89$ мм та $f_{\text{сyc, res}} = 4,29$ мм. Це склало 73% та 58,4% від відповідних максимальних прогинів після тридцятого циклу ($f_{\text{сyc}} = 20,39$ мм та $f_{\text{сyc, res}} = 7,35$ мм). Звідси можна побачити, що основний приріст припав на наступні сім циклів. З графіка рис. 5.26 чітко видно, як крива зміни прогинів по циклам навантаження пішла стрімко вгору. І це, безперечно, було передумовою руйнування конструкції. Максимальний прогин рами 3Р-1П на тридцять першому циклі при $F = 27,5$ кН склав $f = 20,39$ мм.

В рамі 3Р-2П, навпаки, рівень навантаження йшов від більшого до меншого. На першому циклі при $F_{\text{сyc}} = 22,5$ кН прогин ригеля склав $f_{\text{сyc}} = 8,7$ мм. При розвантаженні залишкові значення прогину були досить суттєві - $f_{\text{сyc, res}} = 2,59$ мм, як і площа петлі гістерезису (рис. 5.28). На наступних циклах площа значно зменшилася, і при навантаженні рами залежність $F_{\text{сyc}}$ від $f_{\text{сyc}}$ стала лінійною. При цьому прогин ригеля на восьмому циклі склав $f_{\text{сyc}} = 10,06$ мм.

Надалі рівень навантаження був зменшений спочатку до $F_{\text{сyc}} = 17,5$ кН (на дев'ятому циклі), а потім до $F_{\text{сyc}} = 12,5$ кН (на тринадцятому циклі). Як видно з рис. 5.28, площа між кривими навантаження і розвантаження не зменшилася, на відміну від рами 2Р-3П. Скоріше за все це відбулося через те, що при більш високому рівні навантаження пластичні деформації повністю не вичерпалися і проявилися при нижчих рівнях навантаження.

На сімнадцятому циклі рама навантажувалася до руйнування. Характер кривої прогину на руйнівному циклі був аналогічний попереднім рамам. Максимальний прогин рами 3Р-2П виявився на 50,7% менший від рами 3Р-1П і склав $f_{\text{сyc}} = 10,33$ мм. На таку різницю вплинули різні рівні навантаження рам.

Аналізуючи рис. 4.28 та рис. 5.29, можна побачити, що максимальні прогини залежать від рівня повторних навантажень рам. В рамах 2Р-3П і 3Р-1П вищий рівень повторних навантажень суттєво вплинув на

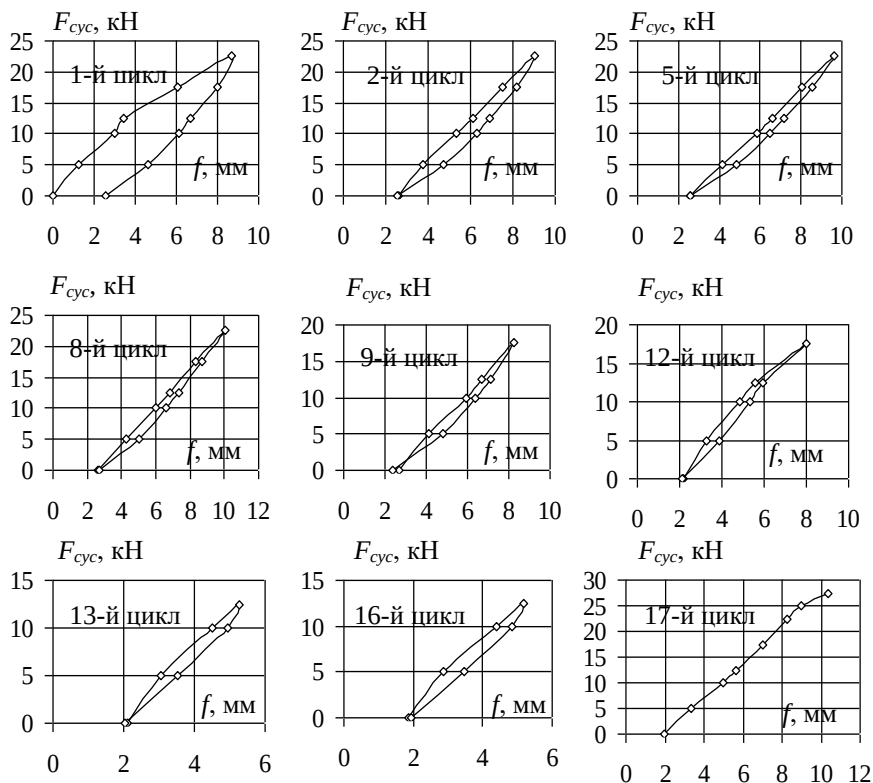


Рис. 5.28. Зміна прогинів на циклах повторних навантажень рами 3Р-2П.

зміну прогинів ригеля. В першу чергу це проявилось в значних залишкових прогинах, що виникли після розвантаження. При зниженні рівня навантаження в рамах 2Р-3П і 3Р-2П приріст прогинів в ригелі практично припинявся, тобто в цих рамах основні пластичні деформації та процеси тріщиноутворення відбулися на вищому рівні навантаження.

В рамах другої серії відношення прогинів $f_{cyc,i}$ на циклах навантаження до прогину на першому циклі f_1 зростало поступово з кожним циклом (рис. 5.29 а). До сьомого циклу середнє значення по трьох рамах становило $f_{cyc}/f_1 = 1,12$. Надалі для рам 2Р-1П та 2Р-2П це відношення незначно збільшувалося, а в рамі 2Р-3П відбувся стрибок у зв'язку з підвищенням рівня навантаження ($f_{cyc}/f_1 = 1,23$). На дев'ятнадцятому циклі навантаження рами 2Р-3П відносний приріст зріс до $f_{cyc}/f_1 = 1,34$. Оскільки рама 2Р-2П навантажувалася

двадцять п'ять циклів, то f_{cyc}/f_1 перевищило навіть це відношення для рами 2Р-3П ($f_{cyc}/f_1 = 1,37$).

В рамі 3Р-1П після кожного довантаження спостерігалось деяке збільшення відношення $f_{cyc,i}/f_1$ на сьомому, п'ятнадцятому та двадцять другому циклах з подальшою стабілізацією на наступних шести циклах (рис. 5.29 б). В рамі 3Р-2П при такому ж навантаженні, як і в рамі 3Р-1П ($F_{cyc} = 12,5$ кН), вже на першому циклі приріст склав $f_{cyc}/f_1 = 1,79$, а для максимального навантаження в циклі ($F_{cyc} = 22,5$ кН) приріст склав $f_{cyc}/f_1 = 1,04$. Так як і в попередніх рамах, до шостого циклу приріст стабілізувався.

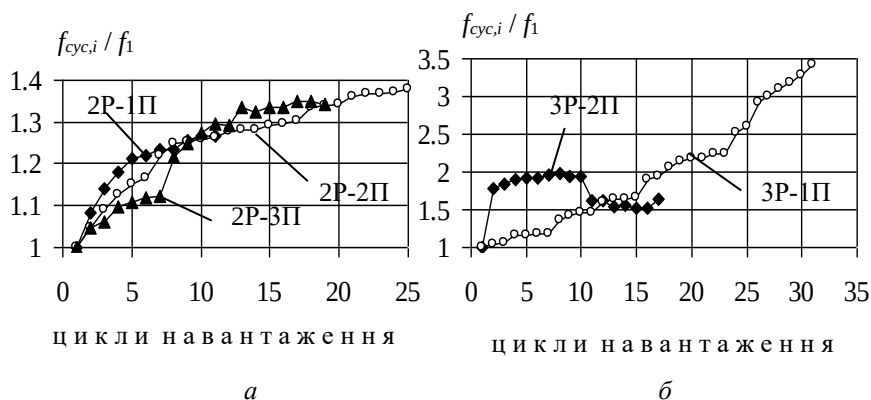


Рис. 5.29. Зміна відношення прогину на циклах навантаження до прогину на першому циклі рам другої (а) та рам третьої (б) серій.

5.9. Вплив повторних навантажень на ширину розкриття тріщин рам другої та третьої серій

Перші мікротріщини в рамі 2Р-1К виникли при навантаженні $F = 10$ кН в прольоті ригеля та при $F = 15$ кН у вузлах рами. Відповідно величина деформацій в розтягнутому бетоні для ригеля склала $\varepsilon_{bt} = 14,5 \times 10^{-5}$, а для вузлів - $\varepsilon_{bt} = 19,7 \times 10^{-5}$. При збільшенні навантаження до $F = 25$ кН ширина розкриття тріщин збільшилася до $a_{crc} = 0,06$ мм для нормальних тріщин в прольоті та $a_{crc} = 0,13$ мм для нормальних тріщин у вузлі. Максимальні значення ширини розкриття тріщин для рами 2Р-1К відповідно склали $a_{crc} = 0,1$ мм та $a_{crc} = 0,49$ мм.

Ширина розкриття тріщин всіх рам другої серії при повторних навантаженнях до шостого циклу практично була ідентична (рис 5.30). Середнє значення ширини розкриття тріщин рам на першому циклі при $F_{cyc} = 25$ кН склало $a_{crc} = 0,13$ мм для вузлів рам, $a_{crc} = 0,11$ мм для

нормальних тріщин в прольоті та $a_{crc} = 0,22$ мм для похилих тріщин. До шостого циклу навантаження ці значення зросли відповідно до $a_{crc} = 0,15$ мм, $a_{crc} = 0,13$ мм та $a_{crc} = 0,3$ мм.

В рамках 2Р-1П та 2Р-2П до шостого циклу відбулася стабілізація тріщин, і їх ширина розкриття надалі практично не збільшувалася (рис. 5.30). Незважаючи на різну кількість циклів, максимальна ширина розкриття тріщин в цих рамках майже збігалася.

В рамі 2Р-1П при $F = 37,5$ кН ширина нормальних тріщин в прольоті склала $a_{crc} = 0,33$ мм, а тріщин у вузлі $a_{crc} = 0,19$ мм. При цьому ж навантаженні в рамі 2Р-2П ці значення склали $a_{crc} = 0,32$ мм та $a_{crc} = 0,29$ мм.

В рамі ж 2Р-3П після шостого циклу рівень навантаження був підвищений до $F_{cyc} = 30$ кН, що призвело до збільшення ширини розкриття існуючих та розвиток нових тріщин. Так, ширина розкриття тріщин в прольоті збільшилася на 22,2% ($a_{crc} = 0,18$ мм), а у вузлі - на 21,7% ($a_{crc} = 0,23$ мм). До чотирнадцятого циклу відбулося поступове збільшення ширини розкриття тріщин та залишкової ширини розкриття тріщин (рис. 5.30), і максимальні значення ширини тріщин відповідно в прольоті та у вузлах збільшилися до $a_{crc} = 0,21$ мм та $a_{crc} = 0,32$ мм. Тобто протягом семи циклів після довантаження відбулася стабілізація в ширині розкриття тріщин.

Після зменшення рівня навантаження до $F_{cyc} = 25$ кН ширина розкриття тріщин фактично була рівною ширині розкриття тріщин при цьому ж навантаженні на попередньому циклі.

При навантаженні до руйнування рами 2Р-3П максимальна ширина розкриття тріщин склала $a_{crc} = 0,47$ мм в прольоті та $a_{crc} = 0,59$ мм у вузлі.

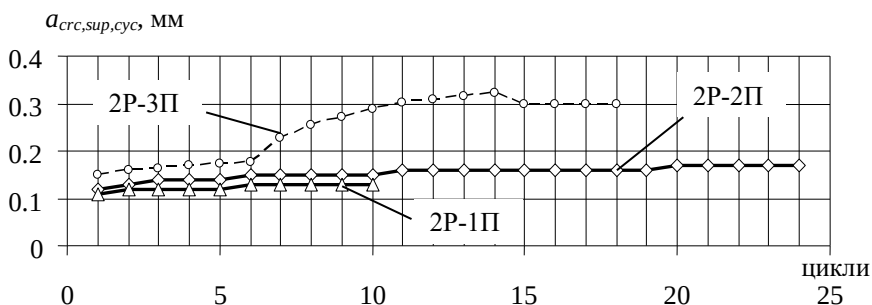


Рис. 5.30. Зміна ширини розкриття тріщин у вузлі рам другої серії по циклам навантаження

В рамках третьої серії характер тріщиноутворення був ідентичний рамам другої серії. Найбільша кількість тріщин спостерігалася в середині прольоту та у вузлах рам. Відмінність полягала в кількості тріщин, що виникли в рамах. Через низький клас бетону їх було дещо більше в рамах третьої серії.

В рамі 3Р-1К перші тріщини виникли при навантаженні $F = 10$ кН, а величина деформацій в розтягнутому бетоні складала $\varepsilon_{bt} = 19,5 \times 10^{-5}$ для ригеля та $\varepsilon_{bt} = 18,3 \times 10^{-5}$ для вузлів рами. При $F = 12,5$ кН ширина розкриття тріщин складала $a_{crc} = 0,05$ мм нормальна в прольоті, $a_{crc} = 0,08$ мм у вузлі, $a_{crc} = 0,05$ мм похила в прольоті. Зі зростанням навантаження збільшувалася і ширина розкриття тріщин, при руйнуванні рами ($F_u = 30$ кН) вона відповідно складала $a_{crc} = 0,2$ мм, $a_{crc} = 0,52$ мм та $a_{crc} = 0,3$ мм.

Рама 3Р-1П на першому циклі навантажувалася до $F_{cyc} = 12,5$ кН. При цьому навантаженні ширина розкриття тріщин у вузлі рами становила $a_{crc} = 0,08$ мм. Ширина розкриття нормальних та похилих тріщин в прольоті рами була меншою і відповідно складала $a_{crc} = 0,05$ мм та $a_{crc} = 0,02$ мм.

Особливістю роботи випробування рами 3Р-1П було постійне збільшення рівня навантаження після стабілізації деформацій, прогинів та процесів тріщиноутворення.

Фактично на перших трьох циклах навантаження спостерігалася максимальна площа петлі гістерезису, що характеризує розвиток ширини розкриття тріщин (рис. 5.31). Надалі до шостого циклу навантаження прямі навантаження і розвантаження збігалися.

Після збільшення рівня навантаження спостерігалася зростання ширини розкриття існуючих тріщин та розвиток нових. Перше збільшення навантаження до $F_{cyc} = 17,5$ кН призвело до зростання ширини розкриття тріщин у вузлі рами на 30,8% до $a_{crc} = 0,13$ мм. Поряд зі зростанням повних значень ширини розкриття тріщин зростали також і залишкові значення. Наступні збільшення рівня навантаження призвели до зростання ширини тріщин на 25% та 21,4%, порівняно з попередніми рівнями. Треба відмітити, що особливістю зміни рівня навантаження було збільшення площі петлі гістерезису (рис. 5.31). Також кожного разу ця площа зменшувалася протягом наступних трьох циклів, та до шостого циклу даного рівня навантаження фактично утворювалася пряма лінія.

Розглянувши рис. 5.31 можна чітко простежити процеси стабілізації ширини розкриття тріщин. Тут можемо побачити, як

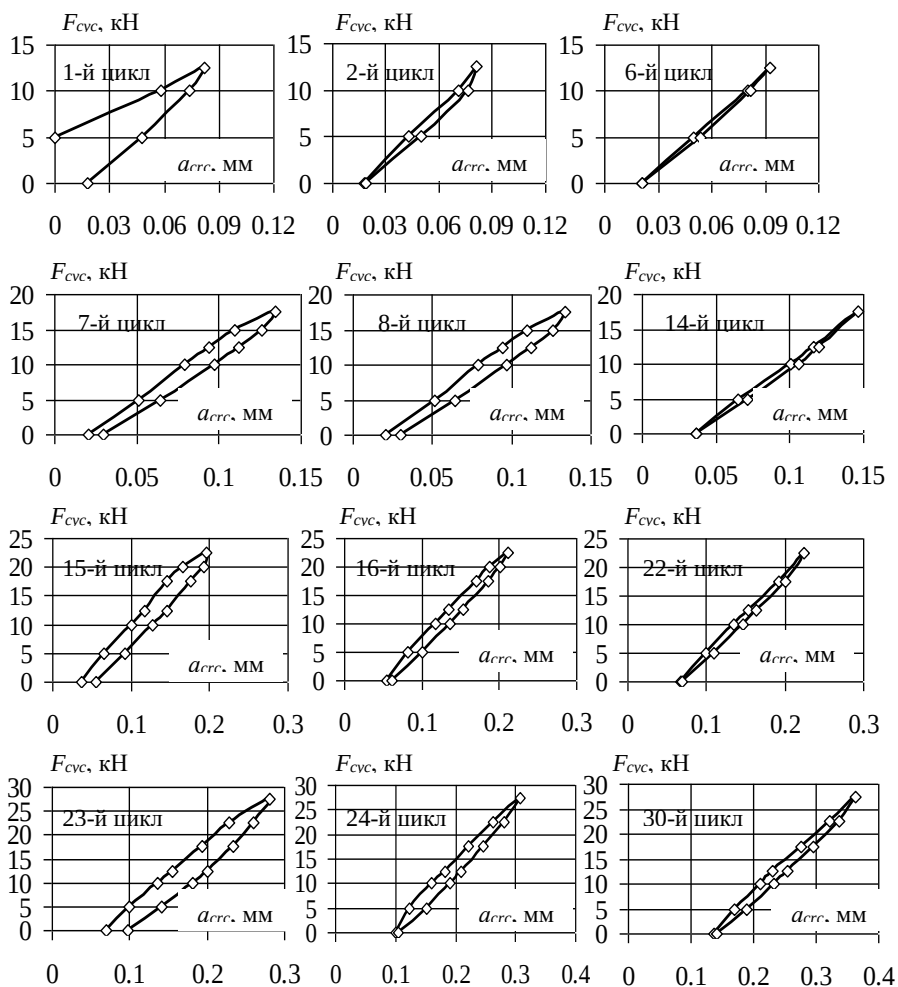


Рис. 5.31. Зміна ширини розкриття тріщин у вузлах на циклах повторних навантажень рами ЗР-ІП.

максимальне значення ширини розкриття тріщин стабілізується протягом шести циклів навантаження.

Ширина розкриття тріщин в прольоті поводити себе аналогічно, як і у вузлі рами. Повні і залишкові значення ширини розкриття тріщин збільшувалися при збільшенні рівня навантаження, а їхня стабілізація відбувалася протягом наступних шести циклів.

Перед руйнуванням рами на тридцятому циклі ширина розкриття тріщин зросла до $a_{crc} = 0,36$ мм для вузлів рами та нормальних тріщин в прольоті ригеля. На тридцять першому циклі рама 3Р-1П була довантажена до руйнування.

Рівень навантаження рами 3Р-2П поступово зменшувався, і тому більшість тріщин утворилися на першому циклі навантаження. Так, на першому циклі при $F_{cyc} = 22,5$ кН ширина розкриття тріщин становила $a_{crc} = 0,3$ мм для вузлів рами та $a_{crc} = 0,13$ мм для нормальних тріщин в прольоті ригеля. Це відповідно склало 75% та 81,25% від ширини розкриття тріщин на сімнадцятому циклі при цьому ж навантаженні.

Як видно з рис. 5.32, стабілізація в ширині розкриття тріщин відбулася до шостого циклу навантаження. До цього моменту ширина розкриття тріщин зросла і вже становила $a_{crc} = 0,39$ мм для вузлів рами та $a_{crc} = 0,14$ мм для нормальних тріщин в прольоті ригеля.

Після кожного зниження рівня навантаження ширина розкриття тріщин одразу стабілізувалася (рис. 5.32). Протягом цього періоду роботи рами нових процесів тріщиноутворення не відбувалося.

На сімнадцятому циклі рама була довантажена до руйнування. Перевищення навантаження $F = 22,5$ кН спричинило утворення нових тріщин у вузлах, прольотах та стояках рами. При $F = 27,5$ кН ширина розкриття тріщин зросла до $a_{crc} = 0,49$ мм для вузлів рами та $a_{crc} = 0,26$ мм для нормальних тріщин в прольоті ригеля.

Так, як і в рамах першої серії, характер тріщиноутворення рам при однократному і повторному навантаженнях був аналогічним. Кількість тріщин, в свою чергу, при повторному навантаженні також була майже у два рази більше.

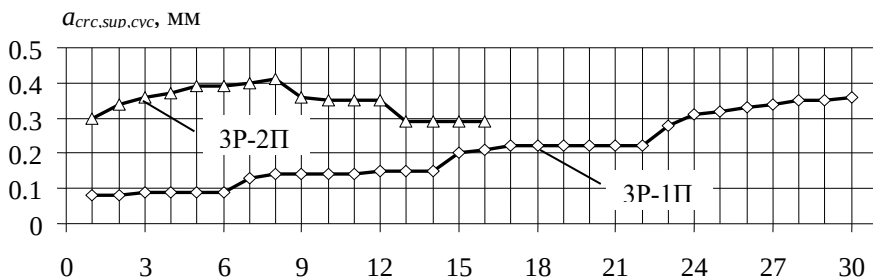


Рис. 5.32. Зміна ширини розкриття тріщин у вузлі рам третьої серії по циклам навантаження

6. РОЗРАХУНОК ЗАМКНУТИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ РАМ З УРАХУВАННЯМ ДІЇ ПОВТОРНИХ НАВАНТАЖЕНЬ

6.1. Урахування в розрахунках наявності тріщин в розтягнутій зоні бетону

В процесі збільшення навантаження в бетоні розтягнутих зон можуть виникати тріщини, а тому жорсткості перерізів будуть відрізнятися від жорсткостей, які використовуються при розрахунках за пружною стадією, що призводить до помилок у визначенні зусиль. Щоб цього уникнути, необхідно при обчисленні коефіцієнтів δ_{ik} і Δ_{iP} по довжині елементів використовувати жорсткість з урахуванням наявності або відсутності тріщин. Таку задачу можна вирішити, якщо використати ітераційний спосіб знаходження зусиль в елементах рам [17, 47, 92].

За цим способом в першому наближенні рамну систему розраховують як пружну, при цьому армування повинно бути відомим або прийнятим орієнтовно. Потім елементи рами розбивають на ділянки і визначають, які з них працюють з тріщинами і які без них. Для цього попередньо визначають момент тріщиноутворення M_{crc} за методикою норм проектування [40]. Для ділянок, в яких відсутні тріщини, значення коефіцієнтів δ_{ik} і Δ_{iP} знаходять за формулами:

$$\delta_{ik} = \sum_{j=1}^m \int_0^l \frac{M_i M_k}{E_c I_{red}} ds + \sum_{j=1}^m \int_0^l \frac{N_i N_k}{E_c A_{red}} ds + \sum_{j=1}^m \int_0^l \frac{\mu Q_i Q_k}{G_c A_{red}} ds; \quad (6.1)$$

$$\Delta_{iP} = \sum_{j=1}^m \int_0^l \frac{M_i M_P}{E_c I_{red}} ds + \sum_{j=1}^m \int_0^l \frac{N_i N_P}{E_c A_{red}} ds + \sum_{j=1}^m \int_0^l \frac{\mu Q_i Q_P}{G_c A_{red}} ds, \quad (6.2)$$

де l – довжина елементів або їхніх ділянок;

m – кількість елементів або їхніх ділянок;

i – номер невідомих зусиль, в напрямку дії яких визначаються переміщення;

k – номер невідомих зусиль, від дії яких визначаються переміщення;

M_i ; N_i ; Q_i – відповідно епюри моментів, поздовжніх і поперечних сил від зусиль, в напрямку дії яких визначаються переміщення;

M_k ; N_k ; Q_k – відповідно епюри моментів, поздовжніх і поперечних сил від зусиль, від дії яких визначаються переміщення;

M_P ; N_P ; Q_P – відповідно епюри моментів, поздовжніх і поперечних сил від зовнішнього навантаження в основній системі;

I_{red} – момент інерції приведенного поперечного перерізу (без тріщин);

$I_{red,crc}$ – момент інерції приведенного поперечного перерізу елемента за наявності тріщин в розтягнутій зоні;

A_{red} – площа приведенного поперечного перерізу;

E_c – початковий модуль пружності бетону;

G_c – модуль зсуву бетону ($G_c = 0,4 E_c$);

μ – коефіцієнт, який залежить від форми поперечного перерізу (для елементів прямокутного перерізу $\mu = 1,2$ [93]).

В рамках, що розглядаються, за результатами багатьох розрахунків переміщення, які викликані позовжніми деформаціями стержнів і деформаціями зсуву, суттєво малі, порівняно з тими переміщеннями, які виникають від згину. З огляду на це, в формулах (6.1) і (6.2) другими і третіми членами правих частин без суттєвої похибки можна знехтувати.

Для ділянок, в яких виникають тріщини, значення коефіцієнтів δ_{ik} і Δ_{ip} знаходять за формулами:

$$\delta_{ik} = \sum_{j=1}^m \int_0^l \frac{M_i M_k}{E_c I_{red,crc}} ds; \quad (6.3)$$

$$\Delta_{ip} = \sum_{j=1}^m \int_0^l \frac{M_i M_p}{E_c I_{red,crc}} ds, \quad (6.4)$$

Після знаходження невідомих визначають моменти в перерізах рами і в другому наближенні уточнюють ділянки з тріщинами і без них, після чого визначають нові значення переміщень і знаходять нові невідомі. Розрахунок повторюють до збіжності процесу з заданою точністю.

В формули (6.3) і (6.4) введено поняття приведенного поперечного перерізу з тріщинами в розтягнутій зоні. Якщо у визначенні моменту інерції поперечного перерізу без тріщин (рис. 6.1а) існує чітка методика, то у визначенні поперечних перерізів з тріщинами (рис. 6.1б) існують різні пропозиції, які експериментально не перевірялися.

Згідно з нормами проектування [40], момент інерції для прямокутного приведенного перерізу визначається відносно центра ваги такого перерізу за загальноприйнятою методикою. Для перерізів з тріщинами в розтягнутій зоні момент інерції приведенного

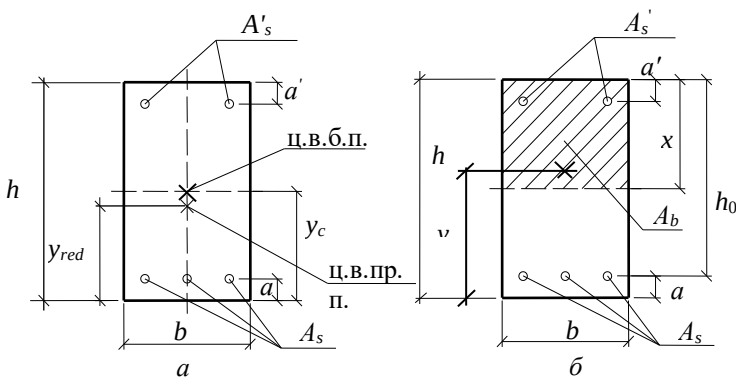


Рис. 6.1. До визначення геометричних характеристик прямокутного поперечного перерізу без тріщин (а) та з тріщинами (б), (ц.в.б.п. – центр ваги бетонного перерізу; ц.в.пр.п. – центр ваги приведенного перерізу).

перерізу визначається відносно нейтральної лінії (рис. 6.1б). За умови пружної роботи матеріалів такий момент визначається за формулою [85]

$$I_{red, crc} = \frac{bx^3}{3} + \alpha_s A'_s (x - a')^2 + \alpha_s A_s (h_0 - x)^2, \quad (6.5)$$

де $\alpha_s = E_s/E_c$ (E_s – модуль пружності арматури).

Якщо визначати момент інерції приведенного перерізу з тріщиною відносно його центра ваги, то можна отримати формулу

$$I_{red, crc} = \frac{bx^3}{12} + bx(h - y_{crc} - 0,5x)^2 + \alpha_s A_s (y_{crc} - a)^2 + \alpha_s A'_s (h - y_{crc} - a')^2, \quad (6.6)$$

де y_{crc} – віддаль від нижньої грані поперечного перерізу до центра ваги з урахуванням наявності тріщини, яку можна визначити за наступною формулою

$$y_{crc} = \frac{bx(h - 0,5x) + \alpha_s A'_s (h - a') + \alpha_s A_s a}{bx + \alpha_s (A_s + A'_s)}. \quad (6.7)$$

В роботах [47, 92] для визначення моменту інерції приведенного перерізу використана формула для визначення пружно-пластичного моменту опору перерізу по стиснутій зоні після утворення тріщин W_c , яку отримав В.І.Мурашев [85] і яка для прямокутного перерізу має вигляд (в сучасних позначеннях)

$$W_c = A_c z_c + \alpha_s A'_s (h_0 - a'), \quad (6.8)$$

де z_c – плече внутрішньої пари сил.

Після множення складових W_c за формулою (5.8) на віддаль від їхніх центрів ваги до нейтральної осі при короточасній дії навантаження отримана формула у вигляді []

$$I_{red,crc} = 0,5bx^2(h_0 - 0,33x) + \alpha_s A'_s(h_0 - a')(x - a'). \quad (6.9)$$

В формулі (6.9) передбачено, що форма епюри напружень в бетоні стиснутої зони прийнята у вигляді трикутника. Треба зазначити, що формула (6.9) отримана всупереч загальноприйнятим правилам визначення геометричних характеристик приведенного перерізу.

Якщо прийняти, що центр ваги стиснутої зони бетону співпадає з точкою прикладання рівнодіючих напружень при трикутній епюрі напружень, то формула (6.6) набуде вигляду

$$I_{red,crc} = \frac{bx^3}{12} + bx(h - y_{crc} - 0,33x)^2 + \alpha_s A_s(y_{crc} - a)^2 + \alpha_s A'_s(h - y_{crc} - a')^2. \quad (6.10)$$

В усі формули для визначення $I_{red,crc}$ входить висота стиснутої зони бетону x , яка залежить від багатьох факторів і яку можна визначити за методикою норм проектування [40]. Для елементів прямокутного перерізу без попереднього напружування арматури значення x можна визначити за формулою

$$x = \varphi_\xi(\varphi_s + \varphi_n)h_0. \quad (6.11)$$

В формулі (6.11):

$$\varphi_\xi = \beta \left(\sqrt{1 + \frac{2(\varphi_n + \varphi_s a' / h_0)}{\beta(\varphi_s + \varphi_n)^2}} - 1 \right); \quad (6.12)$$

$$\beta = \alpha_s \mu \frac{\phi_b \phi_{b2}}{\phi_s \phi_{b1}}; \quad \mu = \frac{A_s}{bh_0}; \quad \phi_c = 0,9; \quad \phi_{c1} = 0,85 (\text{для важкого бетону});$$

$\phi_{b2} = 1,0$ (при короточасній дії навантаження);

$$\phi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{(3,5 - 1,8\varphi_m)e_{s,tot} / h_0} \leq 1; \quad \varphi_m = \frac{f_{cd,t,ser} W_{pl}}{M}; \quad e_{s,tot} = \left| \frac{M}{N} \right|;$$

$e_{s,tot} / h_0 \geq 1,2 / \varphi_{ls}; \quad \varphi_{ls} = 1,1$ (при нетривалій дії навантаження);

$$\varphi_s = \frac{A'_s \phi'_s}{A_s \phi_b}; \quad \varphi_n = \frac{1}{1 \mp \frac{y+r}{e_{s,tot}}}; \quad r = \varphi \frac{W_{red}}{A_{red}}; \quad \varphi = 1,6 - \frac{\sigma_c}{f_{c,ser}};$$

$$W_{pl} = 1,75 W_{red}; \quad \sigma_b = \frac{M}{W_{red}} + \frac{N}{A_{red}};$$

y – віддаль від центра ваги приведенного перерізу до центра ваги площі розтягнутої арматури (A_s) $y = y_{red} - a$; $y_{red} = S_{red}/A_{red}$;

S_{red} – статичний момент приведенного перерізу відносно нижньої грані перерізу;

A_{red} – площа приведенного перерізу.

В формулі для визначення коефіцієнта φ_n в знаменнику верхній знак приймається при стисканні, а нижній – при розтяганні силою N . Всі наведені вище коефіцієнти необхідно узгоджувати з нормами проектування [40], оскільки указані вище значення стосуються тільки нетривалої дії навантаження.

Виникнення і утворення тріщин впливають на жорсткість поперечних перерізів, яку інтегровано можна оцінити зміною прогинів ригелів. Як видно на рис. 5.7 та 5.9, основна кількість тріщин утворилася в прольоті та у вузлах ригелів рам.

В табл. 6.1 наведені значення експериментальних прогинів середини ригелів рам першої серії та теоретичних, за умови пружної роботи та з урахуванням наявності тріщин, з використанням значень моментів інерції визначених за формулами (6.5), (6.6), (6.9) і (6.10).

Теоретичні прогини за пружної роботи рами f_{el} та з урахуванням утворення тріщин f_{th} обчислювали відповідно за такими формулами:

$$f_{el} = \sum_{j=1}^m \int_0^l \frac{M_i M_p}{E_c I_{red}} ds; \quad f_{th} = \sum_{j=1}^m \int_0^l \frac{M_i M_p}{E_c I_{red, crc}} ds, \quad (6.13)$$

в яких позначення прийняті такі, як для формул (6.2) і (6.4).

Можна прийти до висновку, що аналізуючи дані табл. 6.1, та як видно з рис. 6.2 значення прогинів ригеля, визначених як для пружної системи, суттєво відрізняються від експериментальних даних. При навантаженні $F = 30$ кН така різниця становить майже 220%. Це має підстави, адже момент інерції поперечного перерізу за відсутності тріщин складає $I_{red} = 4652$ см⁴, а момент інерції перерізу з тріщинами, визначений за формулою (6.6), становить $I_{red, crc} = 1959$ см⁴, що в 2,37 рази менше від I_{red} , тобто співвідношення моментів інерції поперечного перерізу практично таке, як і прогинів.

Порівнюючи значення прогинів, знайдених з використанням наведених вище формул, можна зробити висновок, що найкращу збіжність з експериментальними даними має формула (6.6). Середнє відношення f_{th} / f_{exp} 0,90 при середньоквадратичному відхиленні 0,18 і коефіцієнті мінливості 0,20. Інші формули мають менші середні відношення f_{th} / f_{exp} (див. табл. 6.1).

Таблиця 6.1

Експериментальні f_{exp} , та теоретичні f_{th} значення прогинів (мм) середини ригелів при монотонному навантаженні замкнутих рам першої серії

Наван- тажен., F , кН	f_{exp}	f_{el}	Теоретичний прогин при визначенні $I_{red,crc}$ за формулами							
			(6.9)		(6.5)		(6.6)		(6.10)	
			f_{th}	f_{th} / f_{exp}	f_{th}	f_{th} / f_{exp}	f_{th}	f_{th} / f_{exp}	f_{th}	f_{th} / f_{exp}
0	0,00	0,00	0,00	-	0,00	-	0,00	-	0,00	-
5	1,10	0,58	0,58	0,53	0,58	0,53	0,58	0,53	0,58	0,53
10	2,23	1,16	1,21	0,54	1,78	0,80	2,28	1,02	1,99	0,89
15	3,45	1,74	2,38	0,69	3,24	0,94	3,65	1,06	3,20	0,93
20	4,96	2,32	3,51	0,71	4,55	0,92	4,90	0,99	4,34	0,87
25	6,50	2,90	4,63	0,71	5,81	0,89	6,24	0,96	5,50	0,85
30	8,32	3,48	5,78	0,69	7,09	0,85	7,52	0,90	6,65	0,80
35	10,32	4,06	7,04	0,68	8,41	0,82	8,81	0,85	7,82	0,76
Середні відношення				0,65		0,82		0,90		0,80
Серед. квадр. відхилення				0,08		0,14		0,18		0,13
Коефіцієнт мінливості				0,12		0,17		0,20		0,17

Після знаходження невідомих як результат рішення системи рівнянь з урахуванням (6.1), (6.2), (6.3) і (6.4) значення згинальних моментів, поздовжніх і поперечних сил в будь-якому перерізі елементів рами обчислюються за формулами:

$$M_k = \sum_{j=1}^n M_{kj} X_j + M_k^0; \quad N_k = \sum_{j=1}^n N_{kj} X_j + N_k^0; \quad Q_k = \sum_{j=1}^n Q_{kj} X_j + Q_k^0, \quad (6.14)$$

де M_{kj} ; N_{kj} ; Q_{kj} – згинальний момент, поздовжня і поперечна сила від дії одиничних навантажень.

Експериментальні значення згинальних моментів в середині прольоту ригеля були знайдені за формулою:

$$M_{sp} = E_c I_{red, crc} \cdot \frac{1}{\rho}; \quad (6.15)$$

де $\frac{1}{\rho}$ кривизна, яка знаходиться за формулою:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_s}{h_0}; \quad (6.16)$$

ε_s і ε_b – експериментальні деформації арматури та стиснутого бетону.

Експериментальні значення опорних згинальних моментів знаходилися за умови, що сума прольотних та вузлових моментів залишається незмінною, як в пружній стадії, так і з урахуванням перерозподілу зусиль. Знайдені згинальні моменти представлені в табл. 6.2.

В рамках другої та третьої серій закономірність збіжності розрахунків з експериментальними даними збереглася, незважаючи на те, що ригелі цих рам працювали не як стиснуто-зігнуті елементи, а як згинальні (рис.6.3, табл. 6.3). При цьому середнє відношення f_{th} / f_{exp} склало 0,84 при середньоквадратичному відхиленні 0,21 і коефіцієнті мінливості 0,25.

Зусилля в рамках другої та третьої серій знаходилися за аналогічними формулами, що і для рам першої серії, і представлені в таблицях 6.4 та 6.5.

Таблиця 6.2

Теоретичні значення згинальних моментів в прольоті M_{sp} та у вузлових перерізах M_{sup} ригеля замкнутих рам першої серії при різних значеннях навантаження, кН×м

F, кН	Пружна стадія		При використанні формул							
			(6.9)		(6.6)		(6.5)		(6.10)	
	M_{sp}	M_{sup}	M_{sp}	M_{sup}	M_{sp}	M_{sup}	M_{sp}	M_{sup}	M_{sp}	M_{sup}
0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
5	1,7	1,8	1,7	1,8	1,7	1,8	1,7	1,8	1,7	1,8
10	3,3	3,7	3,99	3,01	2,24	4,76	2,62	4,38	2,84	4,16
15	5,0	5,5	4,8	5,7	3,40	7,1	3,57	6,93	4,17	6,33
20	6,7	7,3	6,16	7,84	4,79	9,21	4,91	9,09	5,81	8,19
25	8,4	9,1	7,6	9,9	6,26	11,24	6,35	11,15	7,53	9,97
30	10,0	11,0	9,23	11,77	7,88	13,12	7,95	13,05	9,44	11,56
35	11,7	12,8	11,71	12,79	10,28	14,22	10,34	14,16	12,27	12,23

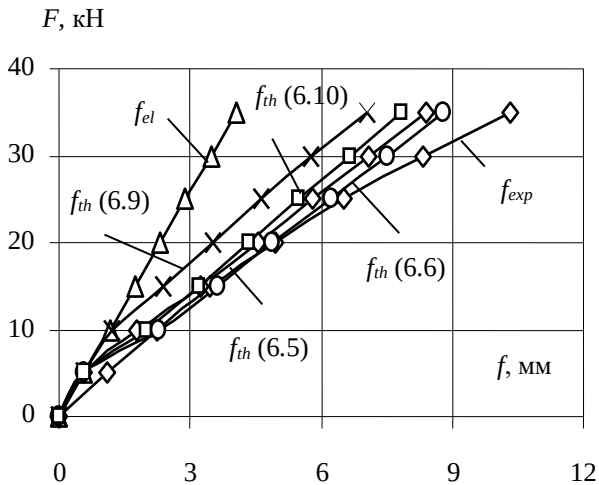


Рис. 6.2. Зміна експериментальних f_{exp} та теоретичних f_{th} значень прогинів верхніх ригелів при навантаженні рам першої серії (в дужках указані формули, за якими обчислювалися прогини).

Таблиця 6.3

Експериментальні f_{exp} , та теоретичні f_{th} значення прогинів (мм) середини ригелів при монотонному навантаженні замкнутих рам другої серії

Наван- тажен., F , кН	f_{exp}	f_{el}	Теоретичний прогин при визначенні $I_{red,crc}$ за формулами							
			(6.9)		(6.5)		(6.6)		(6.10)	
			f_{th}	f_{th} / f_{exp}	f_{th}	f_{th} / f_{exp}	f_{th}	f_{th} / f_{exp}	f_{th}	f_{th} / f_{exp}
0	0,00	0,00	0,00	-	0,00	-	0,00	-	0,00	-
5	0,99	0,44	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51
10	2,78	0,89	1,24	0,44	2,36	0,85	2,98	1,07	2,29	0,83
15	4,42	1,33	2,33	0,53	3,75	0,85	4,13	0,93	3,19	0,72
20	6,34	1,77	3,61	0,57	5,21	0,82	5,51	0,87	4,31	0,68
25	8,41	2,22	4,67	0,56	6,37	0,76	6,63	0,79	5,14	0,61
Середні відношення				0,52		0,76		0,84		0,67
Серед. квадр. відхилення				0,05		0,14		0,21		0,12
Коефіцієнт мінливості				0,09		0,19		0,25		0,17

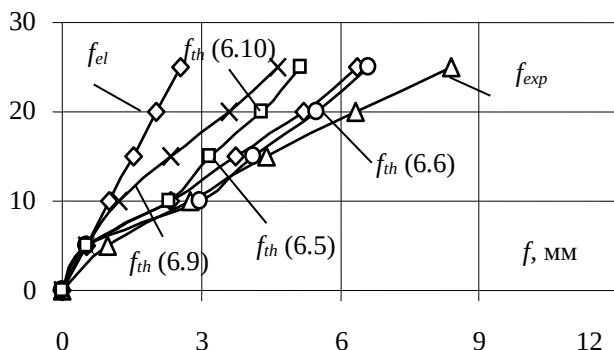


Рис. 6.3. Зміна експериментальних f_{exp} та теоретичних f_{th} значень прогинів верхніх ригелів при навантаженні рам другої серії (в дужках указані формули, за якими обчислювалися прогини).

Таблиця 6.4
Теоретичні значення згинальних моментів в прольоті M_{sp} та у вузлових перерізах M_{sup} ригеля рам другої серії при різних значеннях навантаження, кН×м

F, кН	Пружна стадія		При використанні формул							
			(6.9)		(6.6)		(6.5)		(6.10)	
	M_{sp}	M_{sup}	M_{sp}	M_{sup}	M_{sp}	M_{sup}	M_{sp}	M_{sup}	M_{sp}	M_{sup}
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5	1,87	1,63	1,87	1,63	1,87	1,63	1,87	1,63	1,87	1,63
10	3,73	3,27	3,34	3,66	2,47	4,53	2,55	4,45	2,97	4,03
15	5,60	4,90	5,09	5,41	4,44	6,06	4,47	6,03	5,24	5,26
20	7,47	6,53	6,33	7,67	5,93	8,07	5,93	8,07	6,95	7,05
25	9,33	8,17	8,26	9,24	7,92	9,58	7,92	9,58	9,26	8,24
30	11,20	9,80	10,89	10,11	10,44	10,56	10,44	10,56	12,20	8,80

Аналізуючи значення згинальних моментів при однократному навантаженні рам (див. табл. 6.2, 6.4 та 6.5) можна побачити, що уже на перших ступенях навантаження почало спостерігатися відхилення експериментальних значень згинальних моментів від моментів знайдених за пружної роботи рам. При збільшенні навантаження спостерігається перерозподіл моментів від вузлових перерізів до прольотних, а ближче до руйнування значення вузлових та прольотних моментів майже збігаються (рис. 6.4).

В процесі повторних навантажень відбувалося поглиблення процесу перерозподілу зусиль з кожним наступним циклом навантаження. Так, в рамі 1Р-2П на першому циклі навантаження при $F_{\text{сус}} = 30$ кН згинальний момент в прольоті був рівний $M_{sp} = 9,42$ кН×м, а у вузлі - $M_{sup} = 11,58$ кН×м. Тобто, відношення прольотного моменту до вузлового $M_{sp,\text{сус}}/M_{sup,\text{сус}}$ складало 0,81 (рис. 6.5).

Таблиця 6.5

Теоретичні значення згинальних моментів в прольоті M_{sp}
та у вузлових перерізах M_{sup} ригеля рам третьої серії
при різних значеннях навантаження, кН×м

F, кН	Пружна стадія		При використанні формул							
			(6.9)		(6.6)		(6.5)		(6.10)	
	M_{sp}	M_{sup}	M_{sp}	M_{sup}	M_{sp}	M_{sup}	M_{sp}	M_{sup}	M_{sp}	M_{sup}
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5	1,87	1,63	2,59	0,91	1,54	1,63	2,44	1,06	2,09	1,41
10	3,73	3,27	4,30	2,70	3,35	3,65	3,45	3,55	4,12	2,88
15	5,60	4,90	6,14	4,36	5,49	5,01	5,52	4,98	6,65	3,85
20	7,47	6,53	8,64	5,36	8,22	5,78	8,23	5,77	9,87	4,13

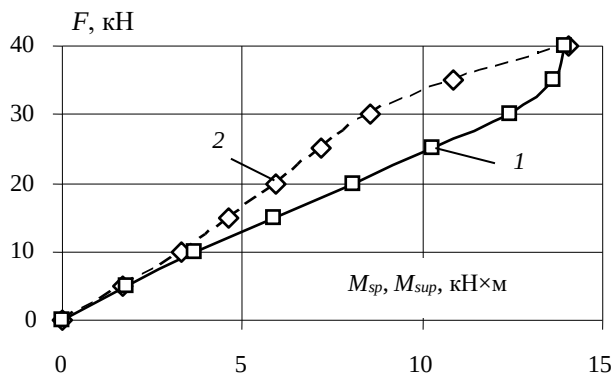


Рис. 6.4. Зміна експериментальних значень моментів при навантаженні рами 1Р-2К: 1 і 2 – відповідно вузлових і прольотних.

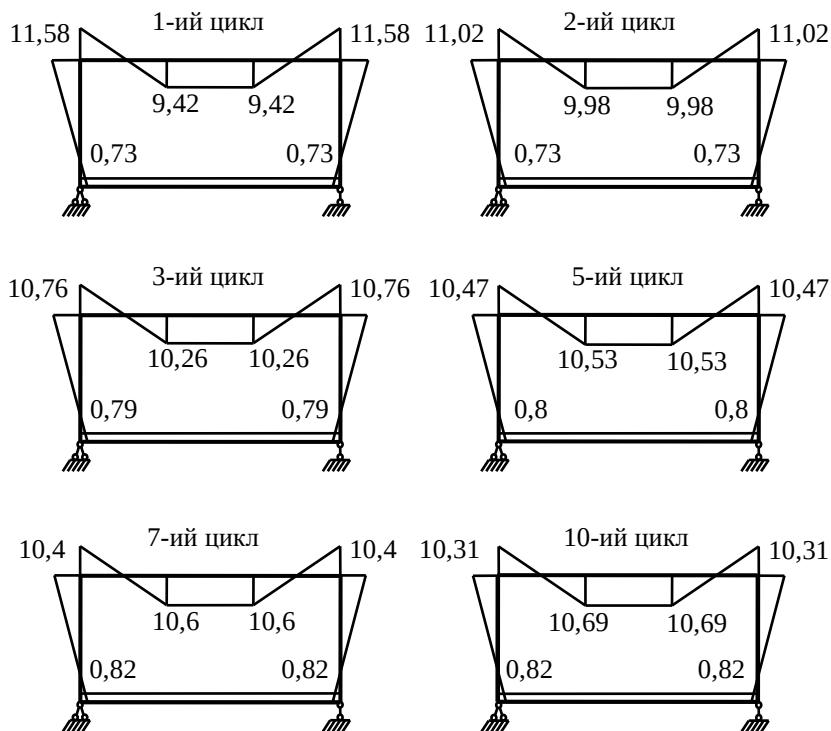


Рис. 6.5. Зміна згинальних моментів на циклах навантаження в рамі 1Р-2П

Вже на третьому циклі навантаження відбулося зближення значень прольотного і вузлового моменту ($M_{sp,cyc}/M_{sup,cyc} = 0,95$), а на п'ятому циклі вони вирівнялися ($M_{sp,cyc}/M_{sup,cyc} = 1,01$). До десятого циклу відбулося незначне зростання прольотного моменту і, відповідно, зменшення вузлового, відношення $M_{sp,cyc}/M_{sup,cyc}$ склало 1,04. Тобто, в рамі 1Р-2П на протязі десяти циклів навантаження відбувся перерозподіл зусиль в повній мірі.

Натомість в рамах 1Р-1П та 2Р-1П перерозподіл зусиль на протязі десяти циклів навантаження відбувся не повністю. Так, в рамі 2Р-1П відношення $M_{sp,cyc}/M_{sup,cyc}$ після десяти циклів склало 0,81, а в рамі 2Р-1П – 0,88. Можливо це відбулося тому, що на першому циклі навантаження різниця між вузловим та прольотним моментами була більша, ніж в рамі 1Р-2П. Для рами 1Р-1П $M_{sp,cyc}/M_{sup,cyc}$ складало 0,64, а для рами 2Р-1П – 0,59.

Перерозподіл моментів в рамках 2Р-2П, 2Р-3П та 3Р-1П характеризується режимами випробування цих рам. Так, для рам 2Р-3П та 3Р-1П був збільшений рівень навантаження, а для рами 2Р-2П – кількість циклів навантаження. В рамках 2Р-3П та 3Р-1П до п'ятого, а в рамі 2Р-2П до чотирнадцятого циклів навантаження прольотний та вузловий моменти вирівнялися (рис. В.2 – В.4 додатку В). Надалі, аналогічно рамі 1Р-2П, прольотний момент збільшувався, а вузловий зменшувався. Проте цей перерозподіл проявився більш яскраво і максимальне відношення прольотного моменту до вузлового $M_{sp,cyc}/M_{sup,cyc}$ складало 1,57. Це можна пояснити тим, що в цих рамках кількість тріщин в прольоті виявилася більшою, ніж в попередніх рамах, що призвело до зростання прольотного моменту.

6.3. Визначення напружено – деформованого стану і міцності нормальних перерізів ригелів з використанням деформаційної моделі

На сучасному етапі розвитку теорії залізобетону удосконалення розрахунку міцності і деформативності нормальних перерізів залізобетонних елементів в загальному вигляді пропонується виконувати з використанням деформаційної моделі. Значний внесок у вирішення цих питань зробили Бабич Є.М., Бабич В.Є., Байков В.Н., Бамбура А.М., Барашиков А.Я., Бачинський В.Я., Дорофєєв В.С., Зайцев Л.І., Залєсов О.С., Карпенко М.І., Лучковський І.Я., Павліков А.М., Пецольд Т.М., Роговий С.І., Шмуклер В.С., Яременко О.Ф. [1, 6, 18, 19, 20, 21, 22, 26, 27, 28, 29, 30, 31, 51, 54, 55, 63, 64, 65, 71, 83, 89, 97, 98, 102, 108, 110, 113]. Для розрахунку стиснуто - зігнутих елементів більш докладно розрахункові формули розробили Бабіч Є.Є. і Заречанський О.О. [22], а для згинальних елементів - Бабич В.Є. [1].

В рекомендаціях для розрахунку стиснуто - зігнутих елементів [23] залежність між напруженнями і деформаціями бетону за короткотривалого осьового навантаження описується рівняннями:

$$\sigma_c = f_{cd} \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta}, \quad (6.28)$$

де $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{cR}$ (позначення адаптовані до вітчизняних);
 σ_c ; ε_c – відповідно напруження і деформації в бетоні;

ε_{cR} - деформації бетону при максимальних напруженнях, які визначаються за формулою

$$\varepsilon_{cR} = 70 \times 10^{-5} f_{cd}^{0,31}; \quad (5.29)$$

f_{cd} – значення міцності бетону на стиск;

k – коефіцієнт, який в розрахунках за першою групою граничних станів приймається рівним

$$k = 1,05 E_c \varepsilon_{cR} / f_{cd}; \quad (5.30)$$

E_c – початковий модуль пружності бетону;

$$\sigma_c = f_{cd} \sum_{k=1}^5 a_k \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cR}} \right)^k, \quad (5.31)$$

де a_k - коефіцієнти поліноміальної залежності, які можна визначати за методикою, наведеною в [28] для стиснуто - зігнутих елементів та [83] для згинальних.

В стиснуто-зігнутих елементах розглядається два основні випадки напружено - деформованого стану нормальних перерізів: перший випадок притаманний елементам, в яких нормальний переріз стиснуто-розтягнутий (рис. 6.6а), а другий – в яких нормальний переріз повністю стиснутий (рис. 6.6б).

Умови рівноваги для стиснуто-зігнутих елементів прямокутного профілю за фіксованих значень деформації бетону найбільш стиснутої грані, рівною $\varepsilon_c = \varepsilon_{c1}$, і висоти стиснутої зони бетону, рівною $x = z_1$:

- для першого випадку (рис. 5.6 а)

$$b \int_0^{z_1} \sigma_c dz - b \int_0^{h-z_1} \sigma_{ct} dz_t + \sigma_{sc} A'_s - \sigma_s A_s - N = 0; \quad (6.32)$$

$$b \int_0^{z_1} \sigma_c z dz + b \int_0^{h-z_1} \sigma_{ct} z_t dz_t + \sigma_{sc} A'_s (z_1 - a') + \sigma_s A_s (h - z_1 - a) - N(z_1 - 0,5h + e_0) = 0; \quad (6.33)$$

- для другого випадку (рис. 6.6б)

$$b \int_{z_1-h}^{z_1} \sigma_c dz + \sigma_{sc} A'_s + \sigma_s A_s - N = 0; \quad (6.34)$$

$$b \int_{z_1-h}^{z_1} \sigma_c z dz + \sigma_{sc} A'_s (z_1 - a') + \sigma_{sc} A_s (z_1 - h + a) - N(z_1 - 0,5h + e_0) = 0. \quad (6.35)$$

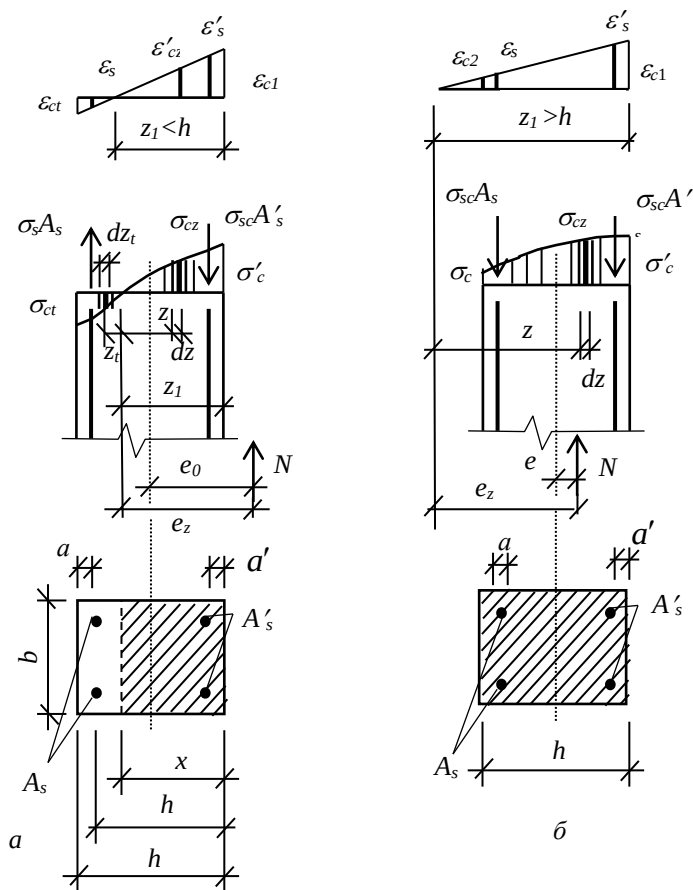


Рис. 6.6. Випадки напружено-деформованого стану стиснуто-зигнутих елементів прямокутного перерізу: а – перший випадок; б – другий випадок [17].

При використанні діаграми деформування бетону у вигляді (6.28) умови рівноваги набувають вигляду [18]:

- для першого випадку:

$$f_{cd} b z_1 \left[\left(\frac{k-1}{k-2} \right)^2 - \frac{\epsilon_{c1}}{2(k-2)\epsilon_{cR}} - \frac{\epsilon_{cR}(k-1)^2}{\epsilon_{c1}(k-2)^3} \ln \left| 1 + (k-2) \frac{\epsilon_{c1}}{\epsilon_{cR}} \right| \right] +$$

$$+ A_s' E_s \frac{\varepsilon_{c1}}{z_1} (z_1 - a') - A_s E_s \frac{\varepsilon_{c1}}{z_1} (h - z_1 - a) - N = 0; \quad (6.36)$$

$$f_{cd} b z_1^2 \left[\frac{(k-1)^2}{2(k-2)^2} - \frac{\varepsilon_{c1}}{3\varepsilon_{cR}(k-2)} - \frac{\varepsilon_{cR}(k-1)^2}{\varepsilon_{c1}(k-2)^3} + \right. \\ \left. \frac{\varepsilon_{cR}^2(k-1)^2}{\varepsilon_{c1}^2(k-2)^4} \ln \left| 1 + (k-2) \frac{\varepsilon_{c1}}{\varepsilon_{cR}} \right| \right] + \\ + A_s' E_s \frac{\varepsilon_{c1}}{z_1} (z_1 - a')^2 + A_s E_s \frac{\varepsilon_{c1}}{z_1} (h - z_1 - a)^2 - N(z_1 - 0,5h + e_0) = 0; \quad (6.37)$$

- для другого випадку:

$$f_{cd} b z_1 \left\{ \left(\frac{k-1}{k-2} \right)^2 \left(1 - \frac{z_1 - h}{z_1} \right) - \frac{\varepsilon_{c1}}{2(k-2)\varepsilon_{cR}} \left[1 - \left(\frac{z_1 - h}{z_1} \right)^2 \right] + \right. \\ \left. + \frac{\varepsilon_{cR}(k-1)^2}{\varepsilon_{c1}(k-2)^3} \left[\ln \left| 1 + (k-2) \frac{\varepsilon_{c1}}{\varepsilon_{cR}} \right| - \ln \left| 1 + (k-2) \frac{\varepsilon_{c1}(z_1 - h)}{\varepsilon_{cR} z_1} \right| \right] \right\} + \\ + A_s' E_s \frac{\varepsilon_{c1}}{z_1} (z_1 - a') - A_s E_s \frac{\varepsilon_{c1}}{z_1} (z_1 - h + a) - N = 0; \quad (6.38)$$

$$f_{cd} b z_1^2 \left\{ \frac{(k-1)^2}{2(k-2)^2} \left(1 - \frac{z_1 - h}{z_1} \right) - \frac{\varepsilon_{c1}}{3\varepsilon_{cR}(k-2)} \left[1 - \left(\frac{z_1 - h}{h} \right)^3 \right] - \right. \\ - \frac{\varepsilon_{cR}(k-1)^2}{\varepsilon_{c1}(k-2)^3} \left[1 - \frac{z_1 - h}{h} \right] + \frac{\varepsilon_{cR}^2(k-1)^2}{\varepsilon_{c1}^2(k-2)^4} \left[\ln \left| 1 + (k-2) \frac{\varepsilon_{c1}}{\varepsilon_{cR}} \right| - \right. \\ \left. \left. \ln \left| 1 + (k-2) \frac{\varepsilon_{c1}}{\varepsilon_{cR}} \left(\frac{z_1 - h}{z_1} \right) \right| \right] \right\} + A_s' E_s \frac{\varepsilon_{c1}}{z_1} (z_1 - a')^2 + \\ A_s E_s \frac{\varepsilon_{c1}}{z_1} (z_1 - h + a)^2 - N(z_1 - 0,5h + e_0) = 0. \quad (6.39)$$

Використовуючи діаграму бетону у вигляді (6.31), умови рівноваги набувають вигляду:

- для першого випадку:

$$f_{cd} b z_1 \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c1}}{\varepsilon_{cR}} \right)^k + A_s' E_s \frac{\varepsilon_{c1}}{z_1} (z_1 - a') - A_s E_s \frac{\varepsilon_{c1}}{z_1} (h - z_1 - a) - N = 0; \quad (6.40)$$

$$f_{cd} b z_1^2 \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c1}}{\varepsilon_{cR}} \right)^k + A_s' E_s \frac{\varepsilon_{c1}}{z_1} (z_1 - a')^2 + A_s E_s \frac{\varepsilon_{c1}}{z_1} (h - z_1 - a)^2 - \quad (6.41)$$

$$- N(z_1 - 0,5h + e_0) = 0;$$

- для другого випадку:

$$f_{cd} b z_1 \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c1}}{\varepsilon_{cR}} \right)^k \left[1 - \left(\frac{z_1 - h}{z_1} \right)^{k+1} \right] + A_s' E_s \frac{\varepsilon_{b1}}{z_1} (z_1 - a') - \quad (6.42)$$

$$- A_s E_s \frac{\varepsilon_{c1}}{z_1} (z_1 - h + a) - N = 0;$$

$$f_{cd} b z_1^2 \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c1}}{\varepsilon_{cR}} \right)^k \left[1 - \left(\frac{z_1 - h}{z_1} \right)^{k+2} \right] + A_s' E_s \frac{\varepsilon_{c1}}{z_1} (z_1 - a')^2 + \quad (6.43)$$

$$+ A_s E_s \frac{\varepsilon_{c1}}{z_1} (z_1 - h + a)^2 - N(z_1 - 0,5h + e_0) = 0.$$

Для згинальних елементів згідно [1] за фіксованих значень висоти стиснутої зони бетону $x_1 = z_1$ і деформацій крайнього стиснутого волокна бетону при $\varepsilon_c = \varepsilon_{c,1}$ рівняння рівноваги зовнішніх і внутрішніх зусиль в нормальному перерізі мають вигляд (рис. 6.7)

$$M_1 = M_{int1} = M_{b1} + M_{s1}; \quad (6.44)$$

$$N_{b1} = N_{s1} - N_{sc1}, \quad (6.45)$$

де M_1 ; $M_{int,1}$; M_{b1} і M_{s1} – згинальні моменти відповідно від зовнішнього навантаження, внутрішніх зусиль, зусиль у стиснутому бетоні й арматурі;

N_{b1} , N_{s1} і N_{sc1} – рівнодіючі внутрішніх зусиль у стиснутому бетоні, розтягнутій та стиснутій арматурі.

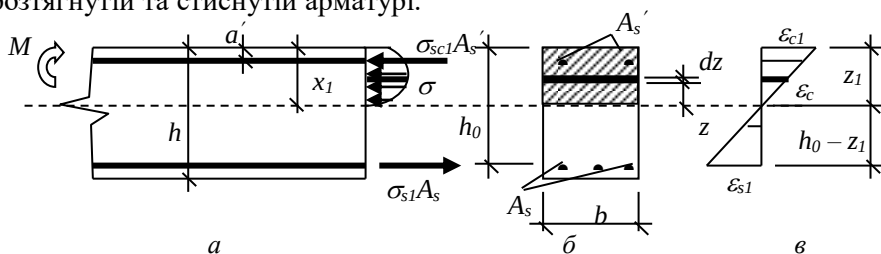


Рис. 6.7. Схема розподілення зусиль (а, б) і деформацій (в) бетону і арматури в розрахунковому нормальному перерізі згинального елемента

Перевіriamo за допомогою вище наведених методик несучу здатність і напружено-деформований стан ригелів рам, що працювали в першій серії як стиснуто-зігнуті елементи, а в другій – згинальні.

Результати порівняння експериментальних та теоретичних значень згинальних моментів відповідно до характеру роботи елементів при однократному навантаженні наведені в табл. 6.6, 6.7, та 6.8.

Для ригелів рам першої серії при використанні формули (6.31) відношення теоретичних значень згинальних моментів до експериментальних склало $M_{th}/M = 0,96$ при середньому квадратичному відхиленні $\sigma = 0,15$ і коефіцієнті мінливості $\nu = 0,18$ (18%). А для формули (6.28) відповідні значення були майже ідентичними і відношення склало $M_{th}/M = 0,93$ при середньому квадратичному відхиленні $\sigma = 0,15$ і коефіцієнті мінливості $\nu = 0,16$ (16%).

Таблиця 6.6

Порівняння теоретичних значень згинального моменту M_{th}
з експериментальним M в рамах першої серії

F , кН	$\varepsilon_c \times 10^{-5}$	N , кН	M , кН м	Теоретичні значення M_{th} , кН, при використанні формул			
				(6.31)		(6.28)	
				M_{th}	M_{th}/M	M_{th}	M_{th}/M
5	10,36	2,25	1,67	1,36	0,61	1,32	0,59
10	22,51	4,26	2,24	2,10	0,94	2,03	0,91
15	36,74	6,80	3,40	3,35	0,99	3,24	0,95
20	56,35	9,37	4,79	5,00	1,04	4,83	1,01
25	78,65	11,91	6,26	6,73	1,07	6,52	1,04
30	105,2	14,39	7,88	8,60	1,09	8,36	1,06
35	136,65	15,90	10,28	10,53	1,02	10,31	1,00
40	189,50	16,31	14,53	13,15	0,90	12,96	0,89
Середні відношення					0,96		0,93
Серед. квадр. відхилення					0,15		0,15
Коефіцієнт мінливості					0,18		0,16

Аналізуючи теоретичні значення згинальних моментів в ригелях рам другої та третьої серій, можна сказати, що середнє відношення теоретичних згинальних моментів майже збігалось з відношенням теоретичних значень згинальних моментів в рамах першої серії (табл. 6.7, та 6.8).

Треба відмітити, що для рам першої та другої серій найбільше розходження теоретичних значень з експериментальними спостерігається на першому ступені навантаження. Це можна пояснити тим, що при навантаженні $F = 5$ кН в цих рамах розрахунок виконується без урахування тріщиноутворення, фактично ж в структурі бетону мікротріщини присутні. Ці мікротріщини впливають на жорсткість перерізів елементів, що призводить до зміни внутрішніх зусиль.

Таблиця 6.7

Порівняння теоретичних значень згинального моменту M_{th}
з експериментальним M в рамах другої серії

F , кН	$\varepsilon_c \times 10^{-5}$	M , кН м	Теоретичні значення M_{th} , кН×м, при використанні формул			
			(6.31)		(6.28)	
			M_{th}	M_{th}/M	M_{th}	M_{th}/M
5	10,82	1,87	1,05	0,56	1,03	0,55
10	26,21	2,47	2,48	1,01	2,41	0,98
15	44,32	4,44	4,11	0,93	4,00	0,90
20	64,58	5,93	5,76	0,97	5,61	0,95
25	90,23	7,92	7,60	0,96	7,45	0,94
30	128,68	10,44	9,83	0,94	9,70	0,93
Середні відношення				0,90		0,88
Серед. квадр. відхилення				0,17		0,16
Коефіцієнт мінливості				0,19		0,18

Також перевірялася несуча здатність і напружено-деформований стан ригелів рам, що піддавалися повторним навантаженням. На першому циклі навантаження всі рами працювали, як і попередні при однократному навантаженні. Тобто на першому ступені

спостерігалася значна розбіжність, а далі експериментальні та теоретичні значення почали збігатися. Так, для рами 2Р-3П при використанні формул (6.31) та (6.28) відношення теоретичних значень згинальних моментів до експериментальних відповідно склали 1,01 та 0,98. При цьому середнє квадратичне відхилення було відповідно рівне $\sigma = 0,1$ та $\sigma = 0,09$, а коефіцієнт мінливості $\nu = 0,1$ (10%) та $\nu = 0,09$ (9%).

Таблиця 6.8

Порівняння теоретичних значень згинального моменту M_{th}
з експериментальним M в рамках третьої серії

F , кН	$\varepsilon_c \times 10^{-5}$	M , кН м	Теоретичні значення M_{th} , кН×м, при використанні формул			
			(6.31)		(6.28)	
			M_{th}	M_{th}/M	M_{th}	M_{th}/M
5	17,52	1,54	1,50	0,98	1,46	0,95
10	41,52	3,35	3,34	1,00	3,25	0,97
15	72,98	5,49	5,37	0,98	5,25	0,96
20	119,39	8,22	7,72	0,94	7,60	0,93
24	167,50	10,79	9,53	0,88	9,42	0,87
Середні відношення				0,96		0,94
Серед. квадр. відхилення				0,05		0,04
Коефіцієнт мінливості				0,05		0,04

6.4. Визначення прогинів ригелів рам та ширини розкриття тріщин.

В статично невизначених залізобетонних конструкціях за умови їхньої пружної роботи переміщення (прогини) Δ_p під дією зовнішнього навантаження у загальному вигляді можна знайти за формулою:

$$\Delta_p = \sum \int \frac{\bar{M}_k M_p}{EI} ds + \sum \int \frac{\bar{N}_k N_p}{EA} ds + \sum \int \mu \frac{\bar{Q}_k Q_p}{GA} ds, \quad (6.53)$$

де $\bar{M}_k; \bar{N}_k; \bar{Q}_k$ - відповідно епюри моментів, поздовжніх та поперечних сил від дії одиничної сили $\bar{P}_k = 1$, прикладеної в точці k в напрямку відшукуваного переміщення;

$M_p; N_p; Q_p$ - відповідно епюри моментів, поздовжніх і поперечних сил від дії зовнішнього навантаження;

I і A – момент інерції та площа поперечного перерізу елементів рам;

E і G – відповідно модуль пружності і модуль зсуву матеріалу;

μ – коефіцієнт форми поперечного перерізу елементів.

При визначенні переміщень в системах, які працюють переважно на згин (балки, рами, пологі арки тощо), другим і третім членом правої частини формули (6.53) можна нехтувати, оскільки переміщення, викликані поздовжніми і поперечними силами, дуже малі.

В підрозділі 6.1 експериментально доведено, що знаходження прогинів при однократному навантаженні доцільно виконувати з урахуванням тріщиноутворення в елементах. При цьому момент інерції поперечного перерізу з тріщинами необхідно визначати відносно центра ваги приведенного перерізу з дотриманням загальноприйнятих правил знаходження геометричних характеристик.

Крім цього, необхідно враховувати вплив повторних навантажень на прогини ригеля рам, що можна здійснити шляхом введення до формули (6.53) коефіцієнта умов роботи $\gamma_{\text{сус}}$. Враховуючи сказане, формулу для визначення прогинів ригеля можна представити у вигляді

$$\Delta_p = \gamma_{\text{сус}} \sum \int \frac{\bar{M}_k M_p}{B} ds, \quad (6.54)$$

де B – жорсткість елементів рами з урахуванням виникнення пластичних деформацій бетону та наявності тріщин в бетоні розтягнутих зон;

$\gamma_{\text{сус}}$ - коефіцієнт умов роботи, який враховує вплив повторних короткочасних навантажень на розвиток прогинів ригеля рам.

Звідси випливає, що прогин, визначений згідно з [40], також необхідно множити на коефіцієнт умов роботи $\gamma_{f, \text{сус}}$, тобто пропонується визначати за формулою:

$$f_m = \gamma_{f, \text{сус}} \int_0^l \bar{M}_x \left(\frac{1}{r} \right)_x dx, \\ \alpha = \zeta \alpha_{II} + (1 - \zeta) \alpha_I \quad (6.55)$$

де $\bar{M}_x$ - згинальний момент в перерізі x від дії одиничної сили, яка діє по напрямленню прогину, що відшукується, по довжині елементів;

$\left(\frac{1}{r}\right)_x$ - кривина елемента в перерізі x від зовнішнього

навантаження, визначається згідно з [40].

На підставі проведених досліджень та порівняння експериментальних значень прогинів ригелів рам з теоретичними, при рівні навантажень, що не перевищують 60 – 65% від руйнівного (табл. 6.10), значення коефіцієнта умов роботи можна приймати рівним $\gamma_{f, cyc} = 1,20$. При цьому середнє квадратичне відхилення для всіх серій становить $\sigma = 0,07$, а коефіцієнт мінливості $\nu = 0,08$.

Для рам, що піддавалися повторним короткочасним навантаженням без довантаження, середнє відношення ширини розкриття тріщин на останньому циклі до першого склало $f_{cyc,i} / f_1 = 1,29$. Тобто в розрахунок ширини розкриття тріщин за СНиП 2.03.01-84* необхідно ввести додаткового коефіцієнта умов роботи $\gamma_{crc, cyc} = 1,3$, і формула набере вигляду:

$$a_{crc} = \gamma_{crc, cyc} \eta \delta \lambda \frac{\sigma_s}{E_s} d, \quad (6.56)$$

Даний коефіцієнт дійсний при режимах навантаження до $0,65F_u$, для використання цього коефіцієнта при інших режимах навантаження, в тому числі і довантаження рам, необхідно провести додаткові дослідження.

Таблиця 6.10

Порівняння теоретичних значень прогинів ригелів рам
з експериментальними

Прогин	Марка рам				
	1Р-1П	1Р-2П	2Р-1П	2Р-2П	2Р-3П
f_{th}	10,81	12,26	8,51	7,90	10,09
f_{exp}	10,62	11,94	8,98	9,06	11,30
f_{th} / f_{exp}	1,02	1,03	0,95	0,87	0,89
Середні відношення	0,95				
Серед. квадр. відхилення	0,07				
Коефіцієнт мінливості	0,08				

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Бабич В.Є. Напружено-деформований стан і міцність нерозрізних залізобетонних балок при одноразових та повторних навантаженнях: дисертація кандидата технічних наук: 05.23.01 / В.Є. Бабич. - Рівне. – 215с.
2. Бабич Е.М. Особенности работы замкнутых железобетонных рам при повторных малоцикловых нагрузках / Е.М. Бабич, С.В. Филиппчук // Материалы, оборудование и ресурсосберегающие технологии: Сборник научных трудов. – Могилев: ГУ ВПО «Белорусско – Российский университет», 2008. – Ч.3 - С. 101 – 102.
3. Бабич Е.М. Перераспределение усилий в двухшарнирных железобетонных рамах при действии повторных нагружений разных уровней / Е.М. Бабич, Н.И. Ильчук // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса: «Місто майстрів», 2005. – С. 14 – 21.
4. Бабич Е.М. Прочность бетона после действия малоциклового сжимающей нагрузки / Е.М. Бабич, А.П. Погореляк // Известия вузов: Строительство и архитектура.- 1976.- № 4.- С. 33 – 36.
5. Бабич Е.М. Работа элементов на поперечную силу при многократно повторном нагружении / Е.М. Бабич, А.П. Погореляк, А.С. Залесов // Бетон и железобетон.-1981.- № 6.- С. 8–9.
6. Бабич Є.М. Бетонні та залізобетонні елементи в умовах малоциклових навантажень / Є.М. Бабич, Ю.О. Крусь. - Монографія. - Рівне: Видавництво Рівненського державного технічного університету, 1999.- 119 с.
7. Бабич Є.М. Вертикальні переміщення замкнутих залізобетонних рам при дії короточасних повторних навантажень / Є.М. Бабич, С.В. Філіпчук // Будівельні конструкції: Збірник наукових праць. – Київ: НДІБК, 2008. – Випуск 70. – С. 132 – 142.
8. Бабич Є.М. Вплив повторних навантажень на роботу замкнутих залізобетонних рам / Є.М. Бабич, С.В. Філіпчук // Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів і конструкцій: Збірник наукових праць. – Львів: Каменяр, 2007. – Випуск 7. – С. 167 – 172.

9. Бабич Є.М. Вплив тривалих і малоциклових навантажень на механічні властивості бетонів та роботу залізобетонних елементів: дис. ... докт. техн. наук:05.23.01 / Є.М. Бабич. - Рівне, 1995.- 392 с.
10. Бабич Є.М. Дослідження переміщень замкнутих залізобетонних рам при повторних короточасних навантаженнях / Є.М. Бабич, С.В. Філіпчук // Ресурсоекономні конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. Рівне: Видавництво НУВГП, 2007. – Випуск 15. – С. 106 – 113.
11. Бабич Є.М. Зміна ширини розкриття тріщин в ригелі двохшарнірних залізобетонних рам при повторних малоциклових навантаженнях / Є.М. Бабич, Н.І. Ільчук // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. – Рівне: Видавництво НУВГП, 2006. – Випуск 14. – С. 130 – 138.
12. Бабич Є.М. Міцність і деформативність важкого бетону при малоцикловому стисненні / Є.М. Бабич, Н.І. Ільчук // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. – Рівне: Видавництво УДУВГП, 2003. – Випуск 9. – с. 116-123.
13. Бабич Є.М. Опір залізобетонних рам повторним навантаженням / Є.М. Бабич, Н.І. Ільчук // Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій: Збірник наукових праць. – Львів: Каменяр, 2005. – Випуск 6. – С. 234 – 242.
14. Бабич Є.М. Особливості роботи залізобетонних рам при повторних навантаженнях / Є.М. Бабич, Н.І. Ільчук // Будівельні конструкції: Збірник наукових праць. – Київ: НДІБК, 2005. – С. 24 – 29.
15. Бабич Є.М. Перерозподіл зусиль та напружено-деформований стан залізобетонних рам при короточасному навантаженні / Є.М. Бабич, Л.А. Мурашко, Н.І. Ільчук // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. – Рівне: Видавництво Національного університету водного господарства та природокористування, 2004. Випуск 11. – С. 123 - 133.

16. Бабич Є.М. Пружнопластичні характеристики бетону після повторного стискання на вітках розвантаження / Є.М. Бабич, Н.І. Ільчук // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. - Рівне: УДУВГП, 2003.- Випуск 10.- С. 69 – 83.
17. Бабич Є.М. Розрахунок замкнутих залізобетонних рам з урахуванням тріщиноутворення в бетоні / Є.М. Бабич, С.В. Філіпчук // Ресурсоекономні конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. Рівне: Видавництво НУВГП, 2008. – Випуск 16. Ч.2 – С. 28 – 39.
18. Бабіч Є.Є. Алгоритм для визначення міцності і напружено-деформованого стану залізобетонних стиснуто-зігнутих елементів / Є.Є. Бабіч, В.Є. Бабич // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. Рівне: НУВГП, 2007.- Випуск 15.- С. 114 – 119.
19. Бабіч Є.Є. Порівняння визначення напружено-деформованого стану стиснуто-зігнутих залізобетонних елементів з використанням різних діаграм деформування бетону / Є.Є. Бабіч // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. Рівне: НУВГП, 2008. – Випуск 16. – Частина 2. – С. 48 – 54.
20. Бабіч Є.Є. Практичний метод визначення напружено-деформованого стану і міцності стиснуто-зігнутих залізобетонних елементів з використанням деформаційної моделі / Є.Є. Бабіч // Будівельні конструкції: Збірник наукових праць. - Київ: НДІБК, 2007.- С. 68 – 77.
21. Бабіч Є.Є. Робота стиснуто-зігнутих залізобетонних елементів при одноразових та повторних малоциклових навантаженнях / Є.Є. Бабіч, О.О. Заречанський // Будівельні конструкції: Збірник наукових праць. - Київ: НДІБК, 2005. - Вип. 57.- Том 1. - С. 17 – 23.
22. Бабіч Є.Є. Розрахунок міцності залізобетонних позacentрово стиснутих елементів на основі деформаційної моделі / Є.Є. Бабіч, О.О. Зарічанський // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. - Рівне: Видавництво Українського державного університету водного

- господарства та природокористування, 2003.- Випуск 9.- С. 140 – 146.
23. Бабіч Є.Є. Розрахунок міцності і напружено-деформованого стану нормальних перерізів залізобетонних стиснуто-зігнутих елементів з урахуванням повторних малоциклових навантажень: Рекомендації / Є.Є. Бабіч, О.О. Заречанський. - Рівне: НУВГП, 2008. – 25 с.
24. Байков В.Н. Железобетонные конструкции / В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. - М.: Стройиздат, 1991.- 767 с.
25. Байков В.Н. Определение внутренних усилий статически неопределимых железобетонных балок и прогибов с учетом неупругих свойств конструкции / В.Н. Байков // Бетон и железобетон. - 1965.- № 4.- С. 38 – 41.
26. Бамбура А. К оценке прочности железобетонных конструкций на основе деформационного подхода и реальных диаграмм деформирования бетона и арматуры / А. Бамбура // Бетон на рубеже третьего тысячелетия: Материалы 1-й Всероссийской конференции по проблемам бетона и железобетона. - Москва, 2001.- 2-я книга. - С. 750 – 757.
27. Бамбура А.М. До аналітичного описання діаграми механічного стану бетону при одноразовому короткочасному деформуванню / А.М. Бамбура // Будівельні конструкції: Збірник наукових праць. - Київ: НДІБК, 2002. - Вип. 57. - С. 31
28. Бамбура А.М. Експериментальні основи прикладної деформаційної моделі залізобетону: дисертація на здобуття наукового ступеня доктора технічних наук: 05.23.01 / А.М. Бамбура. – Київ, 2005.- 379с.
29. Бамбура А.М. Основні положення розрахунку бетонних та залізобетонних конструкцій по національному нормативному документу (ДБН), що розробляється / А.М. Бамбура, А.Я. Барашиков, О.Б. Гурківський // Будівельні конструкції: Збірник наукових праць. – Київ: НДІБК, 2005. – Том 1. – С. 36 – 43.
30. Бамбура А.М. Расчет железобетонных статически неопределимых систем с учетом реальных диаграмм деформирования бетона и арматуры / А.М. Бамбура //

- Тезисы докладов респ. науч. техн. конф. “Совершенствование железобетонных конструкций , работающих на сложные виды деформаций, и их внедрение в строительную практику”. - Полтава, 1989.- Часть 1.- С. 6 – 7.
31. Бамбура А.Н. К построению деформационной теории железобетона стержневых систем на экспериментальной основе / А.Н. Бамбура, А.Б. Гурковский // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник. - Київ: НДІБК, 2003.- Випуск 59.- Книга 1.- С. 121 – 130.
 32. Барашиков А.Я. Вплив повторних навантажень на міцність та деформації рамних вузлів / А.Я. Барашиков, Т.В. Скорук // Будівельні конструкції. – Київ НДІБК, 2007.- Вип.67.- С.78-85.
 33. Барашиков А.Я. Исследование деформативности железобетонных рам / А.Я. Барашиков, Л.А. Мурашко, Г.М. Реминец. - Киев: Издательство “Будівельник”, 1974.- 86 с.
 34. Барашиков А.Я. Проблеми міцності та ресурсу конструкцій будівель і споруд при малоцикловому навантаженні / А.Я. Барашиков, М.М. Постернак, Наро Халік // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2008. – Вип. 17. – С. 389-395.
 35. Барашиков А.Я. Проблеми розвитку залізобетонних конструкцій в Україні / А.Я. Барашиков // Будівельні конструкції: Збірник наукових праць. – Київ: НДІБК, 2003. – Випуск 59. – Книга 1. – С. 17 – 25.
 36. Барзилович Д.В. Тенденції розвитку української нормативної бази проектування залізобетонних конструкцій / Д.В. Барзилович, Ю.С. Слосаренко, А.М. Бамбура // Будівельні конструкції. - НДІБК, 2003.- Випуск 59.- Книга 1.- С. 30 – 33.
 37. Батурин А.Б. Перераспределение усилий в замкнутых железобетонных рамах и совершенствование их расчета: авторефер. дисс... канд. техн. наук: 05.23.01 / А.Б. Батурин. НИИСК.- Киев, 1983.- 25 с.
 38. Берг О.Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона / О.Я. Берг. – М.: Стройиздат, 1961. – 96 с.

39. Бетонні та залізобетонні конструкції: Основні положення. ДБН (проект). - Київ: Мінрегіонбуд України. - 2007. – 90 с.
40. Бетонные и железобетонные конструкции. СНиП 2.03.01-84*. // Госстрой СССР.- М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989.- 80 с.
41. Бетоны. Методы определения призмочной прочности. ГОСТ 24452 - 80.
42. Бетоны: Методы определения призмочной прочности, модуля упругости. ГОСТ 10180-90. – Взамен ГОСТ 10180-78; Введ. 01.01.91. – М.: Изд-во стандартов, 1990. – 45 с.
43. Будівельна механіка у прикладах / О.Ф. Яременко, В.С. Щербань, А.М. Орлов, М.М. Сорока, Т.О. Калініна / за ред. д.т.н., проф. Яременка О.Ф. – Одеса, 2003. – 247 с.
44. Ветрова О.А. Живучесть железобетонных рам при внезапных нагрузочных воздействиях: авторефер. дисс... канд. техн. наук: 05.23.01 / О.А. Ветрова. ГТУ.- Орел, 2006.- 19 с.
45. Ветрова О.А. К оценке живучести железобетонных рамно-стержневых конструктивных систем при внезапных нагрузочных воздействиях / О.А. Ветрова // Промышленное и гражданское строительство. - 2006. –№ 11. - С. 56-57.
46. Ветрова О.А. Экспериментальные исследования рамно-стержневых железобетонных конструкций в нагрузочных состояниях / О.А. Ветрова // Известия ОрелГТУ. Серия Строительство. Транспорт - Орел: ОрелГТУ, 2005. - № 3. - С. 10-15.
47. Голышев А.Б. Железобетонные конструкции / А.Б. Голышев, В.Я. Бачинский, В.П. Полищук / под ред. А.Б.Голышева. - К.: Логос, 2001.- Том I.- 420с.
48. Голышев А.Б. Железобетонные конструкции / А.Б. Голышев, В.Я. Бачинский, В.П. Полищук / под ред. А.Б. Голышева.- К.: Логос, 2003.- Том II.- 418 с.
49. Гуца Ю.П. Деформации и ширина раскрытия трещин изгибаемых элементов на ветви разгрузки. / Ю.П. Гуца, И.Ю. Ларичева, Ж.С. Нугужин // Бетон и железобетон. – 1988. - № 4. – С. 40 – 42.

50. Гуца Ю.П. Расчет деформаций конструкций на всех стадиях при кратковременном и длительном нагружения / Ю.П. Гуца, Л.Л. Лемыш // Бетон и железобетон. – 1985. – № 11. – С. 13 – 16.
51. Дорофеев В.С. Расчет изгибаемых элементов с учетом полной диаграммы деформирования бетона / В.С. Дорофеев, В.Ю. Барданов. - Одесса: ОДАБА, 2003.- 210 с.
52. Дослідження конструкцій автодорожнього моста в умовах малоциклових навантажень / П.М. Коваль, Р.І. Полнога, П.М. Сташук, А.Є. Фаль // Автомобільні дороги і дорожнє будівництво. – К.: НТУ. 2006. - №73. - С.152-159.
53. Зайцев Л.И. Расчет статически неопределимых железобетонных балок с учетом нисходящей ветви бетона / Л.И. Зайцев, Л.Р. Маилян, Р. Асаад // Вопросы прочности, трещиностойкости и деформативности железобетона: Межвузовский сборник. - Ростов-на-Дону, 1983.- С. 3 – 12.
54. Залесов А.С. Новые методы расчета железобетонных элементов по нормальным сечениям на основе деформационной расчетной модели / А.С. Залесов, Е.А. Чистяков, И.Ю. Ларичева // Бетон и железобетон.-1997.- № 5.- С. 31 – 34.
55. Залесов А.С. Расчет железобетонных конструкций по проекту новых норм / А.С. Залесов, Т.А. Мухамедиев, Е.А. Чистяков // Бетон на рубеже третьего тысячелетия: Материалы 1-й Всероссийской конференции по проблемам бетона и железобетона. - Москва, 2001.- 2-я книга. - С. 711 – 717.
56. Залесов А.С. Расчет прочности железобетонных конструкций при различных силовых воздействиях по новым нормативным документам / А.С. Залесов, Т.А. Мухамедиев, Е.А. Чистяков // Бетон и железобетон. - 2002.- № 3- С. 10 – 13.
57. Залесов А.С. Современное состояние и дальнейшее развитие методов расчета и нормативной базы железобетонных конструкций / А.С. Залесов, Т.М. Пецольд, В.В. Тур и др. // Генеральные доклады международной конференции.- “Инженерные проблемы

- современного бетона и железобетона“.- Минск, 1997.- С. 1-27.
58. Залізобетонні конструкції // А.Я.Барашиков, Л.М.Буднікова, Л.В.Кузнецов та ін. / За ред. А.Я.Барашикова. - Київ: Вища школа, 1995.- 591 с.
59. Инструкция по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий. - Москва: Госстройиздат, 1960.-112 с.
60. Ільчук Н. І. Дослідження переміщень двохшарнірних залізобетонних рам при повторних навантаженнях / Н. І. Ільчук // Вісник Львівського аграрного університету: Архітектура і сільськогосподарське будівництво. – Львів, 2006. - № 7. – С. 265 – 271.
61. Ільчук Н.І. Особливості роботи п-подібних залізобетонних рам при короткочасних малоциклових навантаженнях: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Н.І. Ільчук. - Луцьк, 2007.
62. Калышенко Н.Н. Исследование длительных деформаций замкнутых рам: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Н.Н. Калышенко. - Киев, 1977.- 182с.
63. Карпенко Н.И. К построению методики расчета стержневых элементов на основе диаграмм деформирования материалов / Н.И. Карпенко, Т.А. Мухамедиев, М.А. Сапожникова// Совершенствование метода расчета статически неопределимых железобетонных конструкций. – М.: НИИЖБ, 1987. – С. 4 – 24.
64. Карпенко Н.И. О современных построениях общих критериев прочности бетонных и железобетонных элементов / Н.И. Карпенко // Бетон и железобетон. - 1997.- № 3- С. 4
65. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона / Н.И. Карпенко. -Москва: Стройиздат, 1996. – 416 с.
66. Кваша В.Г. Експериментальні дослідження і розрахунок витривалості, жорсткості і тріщиностійкості згинальних залізобетонних елементів при багаторазових навантаженнях / В.Г. Кваша, В.В. Левчич, І.В. Мельник // Проблеми теорії і практики будівництва: Збірник

- матеріалів конференції. – Львів: 1994. – Том 1. – С. 131 – 141.
67. Кінаш Р.І. Вітрове навантаження і вітроенергетичні ресурси в Україні / Р.І. Кінаш, О.М. Бурнаєв. - Львів: Видавництво науково-технічної літератури, 1998.- 1152 с.
68. Кінаш Р.І. Снігове навантаження в Україні / Р.І. Кінаш, О.М. Бурнаєв. -Львів: Видавництво науково-технічної літератури, 1997.- 848 с.
69. Коваль П.М. Малоциклові навантаження в роботі автодорожніх мостів / П.М. Коваль, Р.І. Полнога // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2008. – Вип. 17. – С. 341-347.
70. Козачевский А.И. Исследование перераспределения усилий в сложных стержневых системах с учетом неупругих свойств железобетона // Совершенствование расчета статически неопределимых железобетонных конструкций / А.И. Козачевский, С.М. Крылов / Под ред. А.А. Гвоздева, С.М. Крылова. – М.: Стройиздат, 1968. – С. 43 – 62.
71. Коршунов Д.А. Об актуальных вопросах теории железобетона / Д.А. Коршунов // Бетон и железобетон. - 1998.- № 3.- С. 21 – 24.
72. Кривошеев П.І. Світові тенденції розвитку та науково-технічні проблеми залізобетону в Україні / П.І. Кривошеев // Будівельні конструкції. - Київ: НДІБК, 2003.- Випуск 59.- Книга 1.- С. 3 – 7.
73. Крусъ Ю.О. Метод визначення малоциклової втомленості бетону із застосуванням енергетичних гіпотез / Ю.О. Крусъ // Проблеми теорії і практики залізобетону: Збірник наукових статей.- Полтава, 1997.- С. 265 – 268.
74. Крылов С.М. Влияние перерезывающих сил на распределение усилий в неразрезных железобетонных балках / С.М. Крылов, Л.Н. Зайцев, В.Г. Трынов // Влияние неупругих свойств железобетона на работу и распределение усилий в статически неопределимых конструкциях: Труды НИИЖБ / Под редакцией С.М. Крылова и Л.Н. Зайцева. - Москва: Стройиздат, 1975.- Выпуск 20. С. 4 – 17.

75. Крылов С.М. Перераспределение усилий в статически неопределимых железобетонных конструкциях / С.М. Крылов.- Москва: Стройиздат, 1964.- 168 с.
76. Крылов С.М. Перераспределение усилий в статически неопределимых железобетонных конструкциях, армированных сталью без площадки текучести / С.М. Крылов, Ю.П. Гуца, М.С. Абаканов // Прочность, жесткость и трещиностойкость железобетонных конструкций. – Москва, 1979. – С. 171 – 186.
77. Кузовчикова Е.А. Исследование влияния малоцикловых сжимающих воздействий на деформативность, прочность и структурные изменения бетона / Е.А. Кузовчикова, А.В. Яшин // Известия вузов: Строительство и архитектура.- 1976. - № 10. - С. 30–35.
78. Кузьмичев А.В. Исследование влияния пластических деформаций сжатого бетона на перераспределение усилий в железобетонных рамах / А.В. Кузьмичев // Исследования по теории железобетона: Труды НИИЖБ.- Москва: Госстройиздат, 1960.- Выпуск 17.- С.178 – 210.
79. Курилло А.С. Исследование прогибов изгибаемых железобетонных элементов при многократно-повторяющихся нагрузках / А.С. Курилло, В.Г. Кваша, В.В. Левчик // Вопросы современного строительства: Вестник Львовского политехнического института. – Львов: Вища школа, 1973. - № 80. – С. 3 – 10.
80. Кухнюк О.М. Вплив малоциклових навантажень на механічні характеристики бетону та роботу згинальних залізобетонних елементів: дис.... канд. техн. наук / О.М. Кухнюк. - Рівне, 2001.- 243с.
81. Любошников Ю.И. Влияние трещин на жесткость преднапряженных сжато-изогнутых элементов / Ю.И. Любошников, Б.В. Кучер. - Сб. науч. трудов. // КрасноярскпромстройНИИпроект. Исследование строительных конструкций. Теория, расчет, технология. 1980, вып. 4, с. 3-6.
82. Макаренко Л.П. Исследование влияния ползучести бетона на естественное и искусственное распределение усилий в статически неопределимых железобетонных конструкциях / Л.П. Макаренко, С.М. Крылов, А.А. Гвоздев //

- Экспериментально-теоретические исследования железобетонных конструкций / Под редакцией А.А. Гвоздева. - Москва: Госстройиздат, 1963.-С. 198 – 242.
83. Методические рекомендации по уточненному расчету железобетонных элементов с учетом полной диаграммы сжатия / А.Н. Бамбура, В.Я. Бачинский, Н.В. Журавлева, И.Н. Пешков. – К.: НИИСК, 1987. – 25 с.
84. Митропольский Н.М. Строительные конструкции / Н.М. Митропольский, А.М. Овечкин. – М., Трансжелдориздат, 1958.
85. Мурашев В.И. Железобетонные конструкции / В.И. Мурашев, Э.Е. Сигалов, В.Н. Байков. – Москва: Госстройиздат, 1962. – 659 с.
86. Мурашко Л.А. Экспериментальные исследования режима нагружения на деформативность железобетонных замкнутых рам / Л.А. Мурашко, А.Я. Барашиков, Н.Н. Колышенко // Прочность и деформативность железобетонных конструкций.- «Будівельник», 1978.- С. 28 – 33.
87. Нормы и технические условия проектирования бетонных и железобетонных конструкций (НитУ 123-55). - Киев: Госстройиздат УССР, 1956. – 108 с.
88. О новых нормах проектирования железобетонных и бетонных конструкций / А.И. Звездов, А.С. Залесов, Т.А. Мухамедиев, Е.А. Чистяков // Бетон и железобетон. - 2002.- № 2.- С. 2 – 6.
89. Павліков А.М. Метод визначення площі поздовжньої арматури в згинальних елементах залізобетонних конструкцій на основі повної діаграми деформування бетону / А.М. Павліков // Сталезалізобетонні конструкції: Збірник наукових статей. - Кривий Ріг: КТУ, 2004.- Випуск 6.- С. 219 – 224
90. Пичугин С.Ф. Ветровая нагрузка на строительные конструкции / С.Ф. Пичугин, А.В. Махинько. – Полтава: Видавництво “АСМГ”, 2005. – 342с.
91. Погореляк А.П. Исследование работы железобетонных изгибаемых элементов на поперечную силу при многократно-повторных нагружениях: дисс. ... канд. техн. Наук / А.П. Погореляк - Ровно, 1981. 174 с.

92. Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие / А.Б. Голышев, В.Я. Бачинский, В.П. Полищук, А.В. Харченко, И.В. Руденко //Под. ред. А.Б. Голышева. – Киев: «Будивэльник», 1990. - 544с.
93. Рабинович И.М. Курс строительной механики стержневых систем. Часть II .Статически неопределимые системы / И.М. Рабинович. - Госстройиздат, 1954.- 544 с.
94. Райзер В.Д. Методы теории надежности в задачах нормирования расчетных параметров строительных конструкций / В.Д. Райзер. - Стройиздат, 1986.- 193 с.
95. Расторгуев Б.С. Перераспределение усилий в железобетонных конструкциях при малоцикловых воздействиях / Б.С. Расторгуев, С.В. Цепелев // Бетон и железобетон. – 1989. - №10. – С. 16–18.
96. Расчет железобетонных конструкций по прочности, трещиностойкости деформациям // А.С. Залесов, Э.Н. Кадыш, Л.Л. Лемыш, И.К. Никитин. – М.: Стройиздат, 1988. – 320 с.
97. Роговий С.І. Проблеми дослідження і реалізації діаграм стану бетону в теорії розрахунку залізобетонних конструкцій / С.І. Роговий // Будівельні конструкції. - НДІБК, 2003.- Випуск 59.- Книга 1.- С. 137 – 142.
98. Роговой С.И. Нелинейное деформирование в теории железобетона и расчет прочности сечений / С.И. Роговой. – Полтава, 2002. – 183 с.
99. Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций. - Москва: Стройиздат, 1975. 193 с.
100. Сахновский К.В. Железобетонные конструкции / Сахновский К.В.- Москва: Госстройиздат, 1959.- 840 с.
101. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. ДБН В. 1.2-2:2006. / Київ, МІНБУД України, 2006.- 75 с.
102. Современное состояние и дальнейшее развитие методов расчета и нормативной базы железобетонных конструкций / А.С. Залесов, Т.М. Пецольд, В.В. Тур и др. // Инженерные проблемы современного бетона и железобетона: Материалы междунар. конф. (17 – 21

- ноября 1997 г.). Генеральные доклады. - Минск 1997. - С. 1– 27.
103. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений: расчетно-теоретический // Под редакцией А. А. Уманского. – Москва: Стройиздат, 1973. – Книга 2.- 416 с.
104. Ставров Г.Н. Прочность и деформативность бетона при повторно статических нагрузениях / Г.Н. Ставров, В.В. Руденко, А.А. Федосеев // Бетон и железобетон.- 1985ю-№ 1.- С. 33 – 34.
105. Сталь арматурная. Методы испытаний на растяжение. ГОСТ 12004-81. – Введ. 01.07.81.
106. Тихий М. Расчет железобетонных рамных конструкций в пластической стадии / М. Тихий, И. Ракосник. - Москва: Стройиздат, 1976. 198 с.
107. Толокнов Ю.Н. Исследование напряженно-деформированного состояния железобетонных предварительно-напряженных рамных конструкций с учетом влияния длительных процессов: авторефер. дисс... канд. техн. наук: 05.480 / Ю.Н. Толокнов. - Киев, 1969.- 19 с.
108. Узун И.А. Расчет параметров напряженно-деформированного состояния изгибаемых элементов с применением деформационной модели / И.А. Узун // Будівельні конструкції. - НДІБК, 2003.- Випуск 59.- Книга 1.- С. 346 - 351.
109. Філіпчук С.В. Дослідження тріщинотійкості замкнутих залізобетонних рам при повторних навантаженнях / С.В. Філіпчук // Ресурсоекономні конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. Рівне: Видавництво НУВГП, 2008. – Випуск 17 – С. 282 – 287.
110. Шмуклер В.С. Учет полной диаграммы « σ_b - ϵ_b » в алгоритме расчета железобетонных элементов / В.С. Шмуклер, И.Я. Лучковский // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник.-Київ: НДІБК, 2003.- Випуск 59.- Книга 1.- С. 143 – 150.
111. Щепотьев А.С. Проверка теории расчета статически неопределимых систем по методу разрушающих нагрузок

- // «Прект и стандарт» / А.С. Щепотьев, В.С. Булгаков. - 1937.- № 10.
112. Яковлев С.К. Работа сжатого бетона при повторно-статическом нагружении / С.К. Яковлев, А.С. Кожухов, В.Н. Тотосов // Известия вузов: Строительство и архитектура. - 1990.- № 8.- С. 124 – 127.
113. Яременко А.Ф. Застосування реальних діаграм матеріалів в розрахунках залізобетонних конструкцій / А.Ф. Яременко, Н.Н. Сорока, А.С. Карнаухова // Проблеми теорії і практики залізобетону: Збірник наукових статей. – Полтава, 1997. С. 493 – 496.
114. A New Safety Format for the Design of Reinforced Concrete Structures with Non-linear Behaviour of Materials Carsten Ahner, Nguyen Viet Tue, Universitat Leipzig, 1997. - LACER No. 2, 317-334
115. Ahmet Yakut Reinforced concrete frame construction / Ahmet Yakut // Middle East Technical University, Turkey 8p
116. Arulselvan S. Experimental Investigation on Three Dimensional RC Infilled Frame - RC Plane Frame Interactions With Slab for Seismic Resistance / S. Arulselvan. K. Subramanian // Coimbatore Institute of Technology, Coimbatore-641 014, Tamilnadu, India 2008. - American Journal of Applied Sciences 5 (4): 328-333.
117. Ashok K. Finite element analysis of infilled frames / Ashok K.Ghosh and Made M.Amde. // Journal of Structural Engineering, 128(7), 2002. - 881-889p.
118. Aycardi L. E. "Seismic Resistance of Reinforced Concrete Frame Structures Designed Only for Gravity Loads: Experimental Performance of Sub Assemblages," / L .E. Aycardi, J. B. Mander, A. M. Reinhorn // ACI Structural Journal, 1994. - ACI, 91(5), 552-563.
119. Banon H. "Seismic Damage in Reinforced Concrete Frames" / H. Banon, J.M. Biggs, M.H. Irvine // Sept. 1981. - Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 107, No. ST9.
120. Basic reinforced concrete frame performance under vertical and lateral loads / G.G. Ernst, G.M. Smith, A.R. Riveland und D. N. Pierce // ACI Journal 70 (1973).- No. 4.- S. 261 – 269.
121. Bracci J. M. "Seismic Resistance of Reinforced Concrete Frame Structures Designed for Gravity Loads: Performance of

- Structural System," / J. M. Bracci, A. M. Reinhorn, , J.B. Mander, // ACI Structural Journal, 1995. - ACI, 92(5), 597-609.
122. Breen J.E. The restrained long column as a part of a rectangular frame / J.E. Breen, P.M. Ferguson // ACI Journal 61 (1964).- No. 5.- S. 563 – 587.
 123. Dooley K.L. "Seismic Evaluation of Column-to-Beam Strength Ratios in Reinforced Concrete Frames." / K.L. Dooley, J. Bracci. // 2001. - ACI Structural Journal, 98 (6), 843-851.
 124. Filippou F. C. Nonlinear analysis of reinforced concrete frames under cyclic load reversals / F. C. Filippou. A. Issa // No. UCB/EERC-88/12 Earthquake Engineering Research Center College of Engineering University of California, Berkeley September 1988 107 p.
 125. Glanville W.H. The redistribution of moments in reinforced concrete beams and frames / W.H. Glanville, F.J. Tomas. - Institution of Civil Engineers, London, 1936.
 126. Ibarra, L. F. "Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration." / L. F. Ibarra, R. A. Medina, H. Krawinkler // Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 34, 2005. - 1489- 1511 p.
 127. Kenneth Zammit Optimal Design of a Reinforced Concrete Frame / Kenneth Zammit // University of Malta. June 2003
 128. Martin D.E. An energy criterion for low cyclic fatigue / D.E. Martin // ASME, J. of Basic Eng.- Ser. D.- 1961.- V. 4.- P. 105 – 112.
 129. Max Herzog. Tragfähigkeit von Stahlbeton – druckliedern nach Versuchen / Herzog Max // - Berlin, 1978.- Heft 48.- 68 s.
 130. McCormac J. C. Design of a Reinforced Concrete. 7th ed ACI 318-05 code edition / J. C. McCormac, J. K. Nelson // - USA, 2006. 724 p.
 131. Seismic vulnerability of older reinforced concrete frame structures in mid-america a thesis lauren rae beason Texas A&M niversity May 2004
 132. Val D. "Reliability evaluation in nonlinear analysis of reinforced concrete structures." / D. Val, F. Bljager, D. Yankelevsky // Structural Safety, 19(2), 1997. - 203 - 217.

133. Yaw-Jeng Chiou Experimental and analytical study of masonry infilled frames. / Yaw-Jeng Chiou, Jyh-Cherng Tzeng, Yuh-When Liou // Journal of structural Engineering, 125(10), 2006. - 1109-1117 p.
134. Zajac E. Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Frames Subjected to Abnormal Loads / E. Zajac // Waterloo, Ontario, Canada, 2007. - 138p.