

Полтавський державний технічний університет
імені Юрія Кондратюка

БТБ 01
13 дек 2000

Шпінталь Михайло Ярославович

УДК 624.042.3

**Напружено-деформований стан і
розрахунок попередньо напружених
залізобетонних елементів, що
згинаються, з урахуванням передісторії
навантаження**

05.23.01-"Будівельні конструкції, будівлі та споруди"

Автореферат дисертації на здобуття наукового ступеня
кандидата технічних наук

Полтава 2000

Дисертацією є рукопис.

Робота виконана в Полтавському державному технічному університеті імені Юрія Кондратюка Міністерства освіти і науки України

Науковий керівник: кандидат технічних наук, доцент
Клименко Євгеній Володимирович,
Полтавський державний технічний університет
імені Юрія Кондратюка, доцент кафедри залізобетонних і кам'яних конструкцій.

Офіційні опоненти: доктор технічних наук, професор
Дорофєєв Віталій Степанович, Одеська державна академія будівництва та архітектури, професор
кафедри залізобетонних та кам'яних конструкцій
(м. Одеса);

кандидат технічних наук, доцент
Рогоза Микола Єгорович, Полтавський державний
технічний університет імені Юрія Кондратюка,
доцент кафедри комп'ютерних технологій та інформаційних систем (м. Полтава).

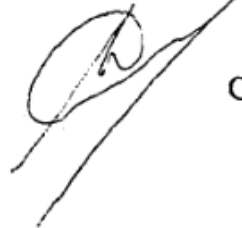
Провідна установа: Харківський державний технічний університет будівництва і архітектури, кафедра залізобетонних та кам'яних конструкцій Міністерства освіти і науки України (м. Харків).

Захист відбудеться "19" грудня 2000 р. о "13⁰⁰" годині на засіданні спеціалізованої вченої ради Д 44.052.02 в Полтавському державному технічному університеті імені Юрія Кондратюка за адресою: 36601, м. Полтава, Першотравневий проспект, 24, ауд. 234.

З дисертацією можна ознайомитися у бібліотеці Полтавського державного технічного університету імені Юрія Кондратюка за адресою: 36601, м. Полтава, Першотравневий проспект, 24.

Автореферат розісланий "17" листопада 2000 р.

Вчений секретар
спеціалізованої вченої ради



Семко О.В.

ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА РОБОТИ

Актуальність теми. На сучасному етапі становлення народного господарства України, коли йде процес старіння будівельного фонду, значну увагу слід приділяти безпечній експлуатації вже існуючих будівель та споруд при тому, що морально застарілі технології, які існують на сучасних підприємствах, потребують заміни на сучасні. Внаслідок цього може бути змінена робота конструкцій. При таких процесах можливі нестандартні навантаження та довантаження високими рівнями існуючих конструкцій, на момент проведення робіт.

Зміна рівня навантаження може відбутися також при:

- аварійних перевантаженнях;
- зміні технологічного процесу;
- просіданні фундаментів унаслідок підняття рівня ґрунтових вод або інших змін геологічних умов;
- перерозподілі зусиль у рамках за рахунок аварійного стану інших елементів рами.

У сучасних методах проектування залізобетонних конструкцій, у тому числі попередньо напружених елементів, що згинаються, виходячи з умов граничних станів другої групи, реальний експлуатаційний рівень навантаження складає 40-70% від руйнівного зусилля. Методи проектування не враховують короточасного довантаження попередньо напружених залізобетонних елементів високими рівнями ($0,8-0,95F_U$).

Виходячи з цієї позиції, виникла необхідність вивчення напружено-деформованого стану попередньо напружених залізобетонних конструкцій залежно від передісторії навантаження та розробки методики їх розрахунку.

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

Робота виконана за програмою науково-дослідної роботи Полтавського інженерно-будівельного інституту, що фінансується за рахунок державного бюджету "Розрахунок косозгинаємих залізобетонних елементів за першою і другою групою граничних станів з урахуванням сейсмічних впливів і динамічних навантажень". Наказ Мінвузу УРСР №68 від 31.03.1992 року.

Мета і задачі дослідження: установити вплив нетривалого довантаження до високого рівня на експлуатаційні якості попередньо напружених залізобетонних елементів, що згинаються.

Для реалізації поставленої мети необхідно вирішити наступні задачі:

- експериментально-теоретичним шляхом визначити зміну параметрів напружено-деформованого стану поперечного перерізу та їх зміну;
- розробити методику розрахунку міцності, жорсткості та деформативності попередньо напружених залізобетонних елементів, що зазнали нетривалого довантаження до високого рівня;

- шляхом зіставлення експериментальних та теоретичних результатів проаналізувати придатність запропонованої методики.

Наукова новизна одержаних результатів полягає у тому, що:

- експериментально встановлено міцність попередньо напружених елементів, що згинаються, залежно від рівня нетривалої витримки під навантаженням високого рівня;

- запропоновано методику визначення міцності, жорсткості та деформативності попередньо напружених залізобетонних елементів, що згинаються, та їх придатність до експлуатації;

- розроблено методику розрахунку прогинів попередньо напружених елементів залежно від передісторії навантаження;

- розроблено програму для визначення напружено-деформованого стану нормального перерізу попередньо напруженого елемента, що згинається, залежно від рівня та передісторії навантаження.

Практичне значення одержаних результатів. Запропонована методика розрахунку дозволяє прогнозувати напружено-деформований стан попередньо напружених елементів, що згинаються, а також їх жорсткість, деформативність та міцність залежно від передісторії та рівня експлуатаційного навантаження. Створена на основі методики розрахунку програма дає можливість оцінити НДС існуючих конструкцій, що зазнали перевантажень.

Особистий внесок здобувача. Результати теоретичних та експериментальних досліджень, пов'язаних із вивченням напружено-деформованого стану попередньо напружених згинальних залізобетонних елементів, що зазнали нетривалого довантаження до високого рівня належать особисто автору дисертації.

Апробація результатів дисертації. Основні положення дисертаційної роботи доповідалися на 48, 49 та 52 наукових конференціях професорів, викладачів, наукових співробітників, аспірантів та студентів Полтавського державного технічного університету імені Юрія Кондратюка /Полтава 1996, 1997, 2000рр./, а також на міжнародній науково-технічній конференції "Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди", яка відбулася в Українській державній академії водного господарства /Рівне 1996р./.

Публікації. За результатами виконаних досліджень опубліковано вісім друкованих праць.

Структура і обсяг дисертації. Дисертаційна робота складається із вступу, п'ятьох розділів, загальних висновків, списку використаної літератури та додатків. Загальний обсяг роботи- 164 стор., із них 94 стор. основного тексту, таблиць 5 на 5 стор., рисунків 42 на 34 стор., 147 найменувань використаної літератури на 15 стор., 5 додатків на 16 стор.

ОСНОВНИЙ ЗМІСТ РОБОТИ

У вступі обґрунтовується необхідність проведення експериментальних та теоретичних досліджень напружено-деформованого стану попередньо напружених балок, що згинаються, з урахуванням передісторії навантаження, актуальність, наукова новизна та практичне значення роботи.

У першому розділі за вітчизняними та зарубіжними літературними джерелами визначено стан питань теоретичних та експериментальних досліджень роботи елементів, що згинаються, в тому числі попередньо напружених, за нормальним перерізом, а також при складних режимах і високих рівнях навантаження; розвитку дискретного моделювання роботи поперечного перерізу згинальних елементів; деформативності елементів, що згинаються.

Проведено огляд розвитку питання розрахунку за другою групою граничних станів. Уперше на важливість розробки методики розрахунку утворення та розвитку тріщин звернули увагу Я.В. Столяров та О.О. Гвоздев. У 1940 р. В.І. Мурашов запропонував загальну теорію розрахунку жорсткості та тріщиностійкості залізобетону. Великий вклад в удосконалення методики розрахунку внесли: Г.Д. Ціскрелі, Я.М. Немировський-вивчали вплив присутності арматури на тріщиноутворення; В.В. Михайлов та А.А. Тамарін-проводили експериментально-теоретичні дослідження попередньо напружених залізобетонних елементів. Л.П. Макаренко та Г.О. Фенко прийшли до висновку, що при розрахунку на тріщиностійкість попередньо напружених залізобетонних елементів необхідно враховувати зниження міцності бетону на розтяг.

Велике значення при експлуатації залізобетонних конструкцій має величина прогину. В.І. Мурашов вперше поклав в основу розрахунку близький до фактичного напружено-деформований стан залізобетонного елемента. Вивченням впливу різних факторів на прогин залізобетонного елемента займалися: Я.М. Немировський, М.С. Метелок, В.С. Рокач, В.П. Чайка, Г.М. Ремінець, Н.М. Мулін.

Перші спроби створення теорії розрахунку за деформаціями від тривалої дії навантаження здійснили: Й.І. Уліцький, О.Б. Голишев, М.С. Метелок, В.М. Бондаренко, Я.Д. Лівшиць, І.Є. Прокопович. Найбільш вдало це питання вирішили: О.О. Гвоздев, С.А. Дмитрієв, Я.М. Немировський. Розробкою методів розрахунку за деформаціями після утворенні тріщин як від короткочасної, так і від тривалої дії навантаження займалися: І.К. Білобров, С.Ю. Цейтлін, О.С. Залесов, В.В. Фігаровський, і Л.Л. Леміш.

У першому розділі також розглянуте питання деформування з часом бетону та залізобетону при високих рівнях напружень. Цим питанням були присвячені роботи таких авторів: В.М. Байков, Н.Х. Арутюнян,

П.І. Васильєв, Й.І. Уліцький, Н.І. Катін, В.М. Бондаренко, М.М. Манукян, В.М. Оплачко, І.Є. Прокопович, І.І. Темнов, І.П. Новотарський.

Питанням вивчення деформацій повзучості при складних режимах навантаження присвячено ряд робіт, авторами яких є: С.В. Александровський, А.Я. Барашиков, Є.М. Бабич, О.Л. Шагін, С.В. Бондаренко, Л.П. Макаренко, В.А. Альхарірі.

Важливим фактором при експлуатації будівельних конструкцій є їх тривала міцність. Вивченням цього питання займалися: І.Є. Прокопович, В.А. Зедгенідзе, Ю.В. Зайцев, О.Я. Берг, А.І. Рожков, А.Н. Зубков, Б.Є. Маслов, Є.А. Яценко.

Інтенсивний розвиток обчислювальної техніки привів до виникнення та удосконалення методик, що використовують дискретне моделювання та діаграми деформування матеріалів. Над цим питанням працювали такі науковці: П.Ф. Вахненко, В.С. Дорофєєв, Ю.М. Барданов, В.М. Барабаш, А.С. Залєсов, В.В. Михайлов, С.Ф. Пічугін, Ф.Є. Клименко.

На основі аналізу літературних джерел були визначені мета та задачі досліджень.

У другому розділі описано конструкція та технологія виготовлення експериментальних зразків, наведена методика проведення досліджень, а також показана конструкція установки для випробовування балок на довготривалі навантаження.

Для вирішення поставлених завдань та експериментальної перевірки достовірності теоретичних методик розрахунку була виготовлена серія дослідних зразків у кількості 8 шт. Усі балки мали довжину 1500мм та проектний поперечний переріз 125×200 мм. Балки були армовані поперечною та поздовжньою арматурою.

У поздовжньому напрямку балки армувалися попередньо напруженою арматурою класу Ат-V (один стержень $\varnothing 10$ мм із захисним шаром 25 мм) та двома стержнями арматурного каркасу А-I $\varnothing 6$ мм. Як поперечна арматура були використані арматурні стержні класу А-I $\varnothing 6$ мм, із кроком 100мм. У приопорних ділянках було встановлено по три сітки з дроту класу Вр-I діаметром 3 мм, для непрямого армування торців балки. Схема армування показана на рис 1.

Величини відносних деформацій бетону і арматури визначалися за допомогою наклеєних на їхню поверхню тензорезисторів. На бетоні використовувалися тензорезистори з базою 50 мм, а на арматурі- з базою 20 мм. Для визначення максимальних деформацій тензорезистори розміщувалися по середині прогону балки, тобто в зоні дії максимального моменту.

Наклеювання тензорезисторів на бетон проводилося перед початком експерименту. Для визначення знаходження нейтральної осі нормального пе-

перізу, на балки в верхній зоні бокової грані, а також на верхню грань, наклеювався ряд тензорезисторів з базою 50 і інтервалом 15 мм.

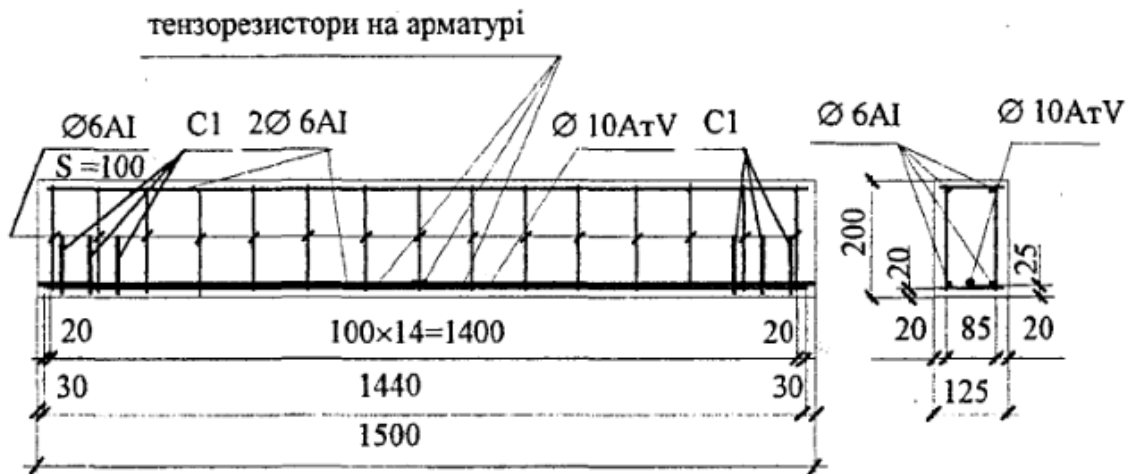


Рис. 1. Схема армування експериментальних балок

Деформації тензорезисторів вимірювалися за допомогою автоматичного вимірювача деформацій АИД-4, ціна поділки 5×10^{-4} .

Для визначення величини прогину, в середині балки встановлювалися індикатори годинникового типу з ціною поділки 0,01мм, такі ж індикатори встановлювалися і на опорах для визначення величини осадки опори.

Перед початком експерименту на балку Б-3 та перед довантаженням на балку Б-7, які довантажувалися більш високим рівнем, встановлювалися прилади ультразвукової діагностики для спостереження за процесом мікротріщиноутворення в бетоні стиснутої зони.

Спосіб створення попереднього напруження- механічний на упори. Натягування попередньо напруженої арматури Ат-V здійснювалося за допомогою насосної станції НСР-400 і силового циліндра з двохстороннім ходом. Сила натягування арматури контролювалася за допомогою манометра насосної станції та тензорезисторів, розміщеними на стержнях за діаграмою деформування арматури. Попереднє напруження складало $0,8 \dots 0,9 R_{ст}$.

Дослідні зразки випробувалися за статичною схемою однопрогінної, вільно опертої балки, завантажені двома силами для створення зони чистого згину. Така розрахункова схема балки була досягнена шляхом її опирання на шарнірно рухому опору.

У момент початку експерименту балки досягли віку "старого бетону" $t_f=120$ діб. Для визначення величини руйнуючого зусилля при короткочасному навантаженні було випробувано дві балки Б-4 та Б-8, які були доведені

до руйнування. Середнє значення зусилля руйнування балок склало $F_U=83,0\text{кН}$ або $M_U=18,68\text{кНм}$.

При короткочасних випробовуваннях навантаження на балку передавалося ступенями, які дорівнювали $1/10\dots 1/15$ очікуваного руйнуючого. Кожний ступінь навантаження витримувався $7\dots 8$ хвилин, на протязі яких знімалися показники з тензорезисторів, записувалися показання механічних вимірювальних приладів, проводився огляд балки, фіксувалася поява, розвиток і розкриття тріщин. У ході випробувань у дослідній зоні проводилися вимірювання деформацій поздовжньої арматури, а також робота стиснутої зони бетону.

Момент утворення тріщин визначався за допомогою тензорезисторів і візуально.

На установках, у яких рівень довантаження досягав $0,7F_U$ і $0,85F_U$, було встановлено по дві балки відповідно Б-1, Б-6 та Б-2, Б-7. В установках, на яких рівень навантаження постійний $0,6F_U$ та при довантаженні до $0,9F_U$, було встановлено по одній балці (відповідно Б-5 та Б-3) за допомогою траверси.

Коли бетон досяг віку $\tau_1=120$ діб від моменту виготовлення дослідних зразків (початок тривалого експерименту), всі дослідні балки (крім тих, які випробувані короткочасним навантаженням) навантажувалися до експлуатаційного рівня навантаження $F_{т1}=0,6F_U=49,8\text{кН}$, а максимальний згинальний момент по довжині балки відповідно склав $M_{т1}=0,6M_U=11,21\text{кНм}$. Час витримки під цим рівнем навантаження визначався міркуваннями оптимальної тривалості експерименту, тобто до суттєвого зменшення швидкості росту прогинів та деформацій бетону і арматури склав 39 діб.

Навантаження до рівня $0,6F_U$ проводилося так, як при короткочасному експерименті.

Після закінчення першої частини експерименту (тривала витримка під навантаженням до експлуатаційного рівня), коли вік бетону досяг $\tau_2=159$ діб, без розвантаження здійснювалося довантаження окремих балок до різних рівнів, зокрема для балка Б-5 довантаження не проводилося, а рівень навантаження був постійним на протязі всього експерименту і дорівнював $\mu=0,6$.

$$\mu = F(t)/F_U, \quad (1)$$

де $F(t)$ - зусилля, що діє на балку в момент часу t ;

F_U - руйнуюче зусилля (визначене експериментальним шляхом).

Балки Б-1, Б-6 довантажені до рівня $\mu=0,7$, балки Б-2, Б-7- до рівня $\mu=0,85$ і балка Б-3- до рівня $\mu=0,9$.

Після нетривалої витримки (чотири доби) під навантаженням високого рівня, коли вік бетону досягнув значення $\tau_3=163$ доби, здійснювалося розван-

таження всіх довантажених балок (Б-1, Б-2, Б-3, Б-6, Б-7) до експлуатаційного рівня $\mu=0,6$. Після чого здійснювалося спостереження за НДС балок на протязі 20 діб. По закінченню тривалого експерименту, коли вік бетону досягнув $t_f=182$ доби, проводилось довантаження балок до моменту їх руйнування для визначення залишкової міцності балок.

У третьому розділі наведено аналіз результатів проведених експериментальних досліджень попередньо напружених залізобетонних балок за допомогою графіків, що показують зміну деформацій бетону та арматури, прогинів, часу проходження ультразвукового сигналу в стиснутій зоні бетону при складних режимах навантаження високого рівня з плином часу, а також показано характер їх руйнування. Значення параметрів напружено-деформованого стану поперечного перерізу ($\varepsilon_{бет}$ - деформація крайньої стиснутої фібри бетону, $\varepsilon_{арм}$ - деформація розтягнутої арматури, f - прогин в середині прогону) на всіх стадіях експерименту занесено у таблицю.

Для порівняння параметрів НДС балок при різних режимах навантаження було вибрано одну балку Б-5, рівень завантаження якої протягом усього експерименту був постійним і дорівнював $\mu=0,6$.

Балки Б-1, Б-6 зазнали нетривалого довантаження до рівня $0,7F_U$. За експериментальними даними можна стверджувати, що нетривале довантаження до рівня $0,7F_U$ приводить до вичерпання пластичних деформацій повзучості бетону стиснутої зони, що пояснює малий приріст деформацій після розвантаження до експлуатаційного рівня.

Повні відносні прогини балок Б-1, Б-6 протягом усього експерименту відповідно склали $2,52-1,45/1,45 \cdot 100=73,8\%$ та $3,51-1,83/1,82 \cdot 100=91,8\%$. Значний відносний приріст прогинів відбувся виключно за рахунок вичерпання пластичних деформацій повзучості бетону стиснутої зони при довантаженні.

Короткочасне довантаження до рівня $0,7F_U$ незначною мірою впливає на експлуатаційні характеристики балок.

Нетривалого довантаження до рівня $0,85F_U$ зазнали балки Б-2 та Б-7. Значне збільшення деформацій попередньо напруженої арматури, а відповідно і напружень, після нетривалої витримки під навантаженням високого рівня можна пояснити зміною параметрів внутрішнього моменту. При розвантаженні до експлуатаційного рівня $0,6F_U$ крайні фібри бетону внаслідок значних деформацій повністю або частково виключаються з роботи, при цьому центр мас епюри напружень бетону стиснутої зони наближається до нейтральної лінії, що у свою чергу зменшує внутрішнє плече пари сил Z_b . Під час довантаження крайні фібри бетону зазнали значних деформацій (балка Б-2 $\varepsilon_{b,z}=226 \times 10^{-5}$, балка Б-7 $\varepsilon_{b,z}=315 \times 10^{-5}$), унаслідок чого виникли великі залишкові деформації 36-50%.

Таблиця

Експериментальні значення параметрів напружено-деформованого стану балок

| Назва балки | Рівень довантаження μ | Вік бетону | | | | | | | | |
|-------------|---------------------------|------------------------------|------------------------------|----------|----------------------------------|------------------------------|----------|---------------------------------|------------------------------|----------|
| | | τ_1 , при навантаженні | | | τ_2^- , перед довантаженням | | | τ_2^+ , після довантаження | | |
| | | $\epsilon_{бет} \times 10^5$ | $\epsilon_{арм} \times 10^5$ | f , мм | $\epsilon_{бет} \times 10^5$ | $\epsilon_{арм} \times 10^5$ | f , мм | $\epsilon_{бет} \times 10^5$ | $\epsilon_{арм} \times 10^5$ | f , мм |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 |
| Б-1 | 0,7 | 146,0 | 105,0 | 1,44 | 185,0 | 106,0 | 2,29 | 203,0 | 124,0 | 2,59 |
| Б-2 | 0,85 | 81,0 | 107,3 | 1,32 | 145,0 | 104,0 | 2,05 | 196,0 | 215,3 | 3,37 |
| Б-3 | 0,9 | 167,0 | - | 2,49 | 263,0 | - | 3,62 | 383,0 | - | 7,19 |
| Б-4 | руйн. | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| Б-5 | 0,6 | 134,0 | 141,0 | 2,55 | 311,0 | 149,0 | 3,46 | 311,0 | 149,0 | 3,46 |
| Б-6 | 0,7 | 168,0 | - | 1,94 | 220,0 | - | 3,04 | 254,0 | - | 3,42 |
| Б-7 | 0,85 | 102,0 | 114,0 | 1,65 | 186,0 | 134,0 | 2,68 | 275,0 | 210,0 | 3,91 |
| Б-8 | руйн. | - | - | - | - | - | - | - | - | - |

Продовження таблиці

| Назва балки | Рівень довантаження μ | Вік бетону | | | | | | | | |
|-------------|---------------------------|-----------------------------------|------------------------------|----------|----------------------------------|------------------------------|----------|--------------------------------|------------------------------|----------|
| | | τ_3^- , перед розвантаженням | | | τ_3^+ , після розвантаження | | | τ_4 , кінець експерименту | | |
| | | $\epsilon_{бет} \times 10^5$ | $\epsilon_{арм} \times 10^5$ | f , мм | $\epsilon_{бет} \times 10^5$ | $\epsilon_{арм} \times 10^5$ | f , мм | $\epsilon_{бет} \times 10^5$ | $\epsilon_{арм} \times 10^5$ | f , мм |
| 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 | 21 | 22 |
| Б-1 | 0,7 | 252,0 | 141,0 | 2,75 | 235,0 | 120,0 | 2,58 | 247,0 | 117,0 | 2,62 |
| Б-2 | 0,85 | 226,0 | 248,0 | 3,78 | 197,0 | 190,7 | 3,31 | 205,0 | 185,3 | 3,27 |
| Б-3 | 0,9 | 415,0 | - | 7,61 | 392,0 | - | 6,76 | 399,0 | - | 6,9 |
| Б-4 | руйн. | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| Б-5 | 0,6 | 216,0 | 147,0 | 3,47 | 216,0 | 147,0 | 3,47 | 227,0 | 146,0 | 3,6 |
| Б-6 | 0,7 | 316,0 | - | 3,66 | 296,0 | - | 3,4 | 305,0 | - | 3,48 |
| Б-7 | 0,85 | 315,0 | 300,0 | 4,51 | 279,0 | 243,0 | 3,72 | 288,0 | 241,0 | 3,76 |
| Б-8 | руйн. | - | - | - | - | - | - | - | - | - |

Балка Б-3 зазнала довантаження до рівня $0,9F_U$. Після розвантаження до експлуатаційного рівня деформації бетону залишилися значним $\epsilon_{в,з} = 364 \times 10^{-5}$. Це свідчить про велику, як і при довантаженні до рівня $0,85F_U$, долю незворотних пластичних деформацій повзучості, зокрема для крайньої фібри бетону 75%.

Прогин балки досягнув максимального значення вкінці нетривалого довантаження і склав $f_3=7,61$ мм. Після розвантаження до експлуатаційного рівня прогин перевищував граничний $6,76 \text{ мм} > 5,5 \text{ мм}$, тобто конструкція не може експлуатуватися через умови граничних станів другої групи.

При нетривалому довантаженні до рівня $0,9F_U$ в бетоні стиснутої зони відбуваються значні мікроруйнування, внаслідок яких величина прогину балки значно зростає.

Графіки зміни прогинів експериментальних балок показано на рис. 2.

У четвертому розділі наведено загальні викладки основних положень розробленої методики розрахунку прогинів попередньо напружених залізобетонних балок з урахуванням передісторії навантаження.

При розробці методики прийняті наступні передумови:

1. Відпуск попередньо напруженої арматури та прикладення зовнішнього навантаження здійснюється одночасно, тобто вплив розтягу бетону стиснутої зони від дії попереднього обтиску в стадії експлуатації не враховується.

2. У бетоні стиснутої зони та в розтягнутому бетоні над тріщинами приймається криволінійна епюра напружень.

3. Залежність деформацій бетону від напружень "σ-ε" в стиснутій зоні залізобетонного елемента, що згинається, прийнята за пропозицією П.Ф. Вахненка.

4. При визначенні напружено-деформованого стану перерізу в момент навантаження (довантаження, розвантаження) має місце гіпотеза плоских перерізів. При розробленні методу розрахунку за прогинами прийнята гіпотеза про середнє значення деформацій розтягнутої арматури $\varepsilon_s(t)$ в тріщинах і між ними та стиснутого бетону $\varepsilon_b(t)$ над тріщинами і між ними.

5. Для врахування процесів повзучості бетону стиснутої зони застосована теорія пружно-повзучого тіла з усіма передумовами, які вона використовує.

Для опису процесу ступінчастої зміни навантаження запропоновано використовувати функцію Хевісайда, яка має вигляд

$$P(t) = \sum_{k=0}^n P_k [u(t - \tau_k) - u(t - \tau_{k+1})]. \quad (2)$$

Для опису напружено-деформованого стану попередньо напружених залізобетонних елементів, що згинаються, запропоновано використовувати модель балки, поперечний переріз якої показаний на рис. 3 та рис. 4. В основу запропонованої математичної моделі покладено деформаційні характеристики вихідних матеріалів і дискретне уявлення про балку. Умовно вважається, що балка складається з n ділянок, розміщених уздовж балки. У свою чергу

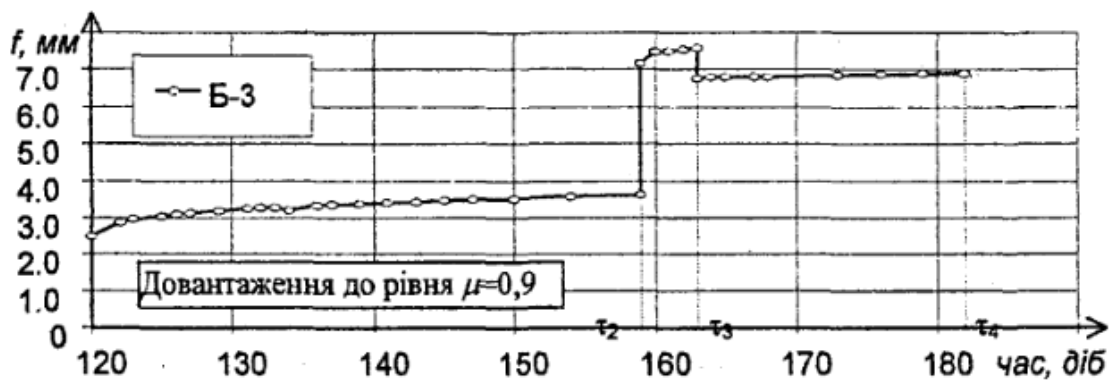
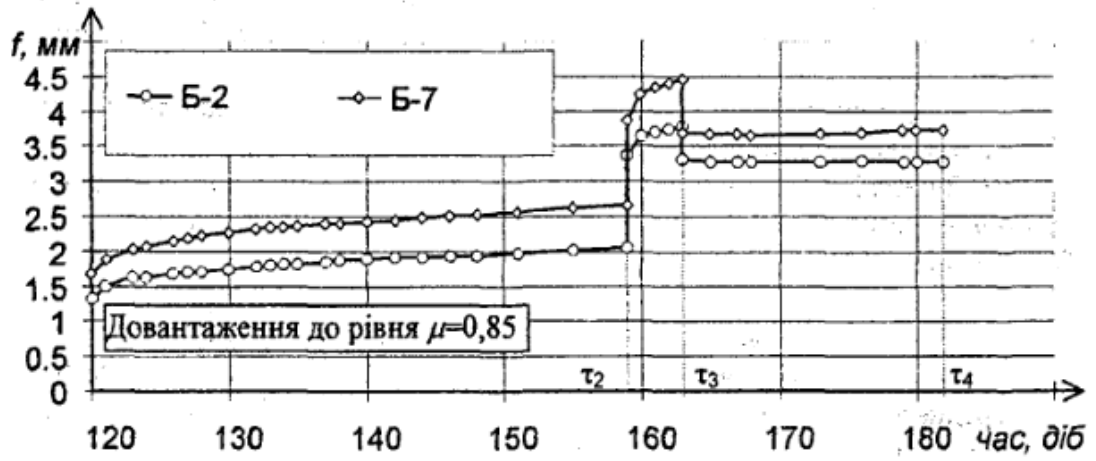
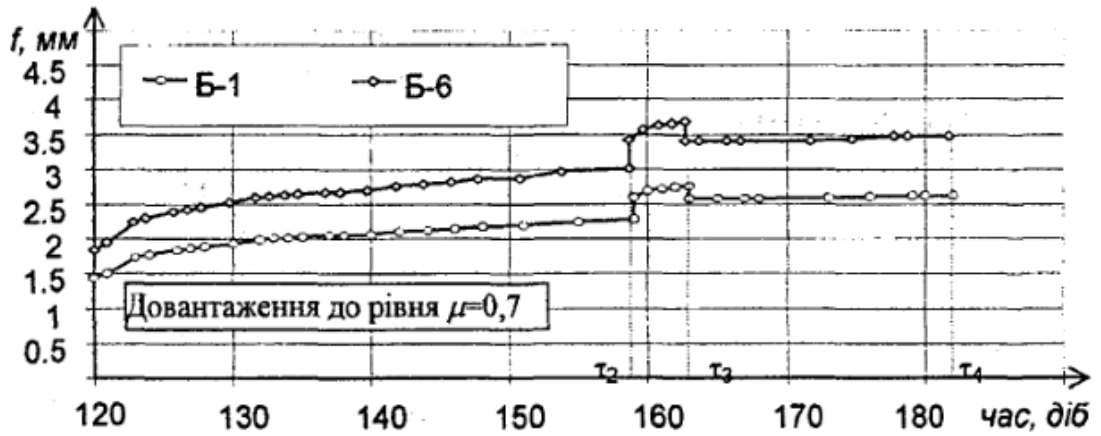


Рис. 2. Значення прогинів експериментальні зразків

поперечний переріз, умовно поділений на i - горизонтальних ділянок $d_1, d_2, d_3, \dots, d_n$ висотою S_{di} .

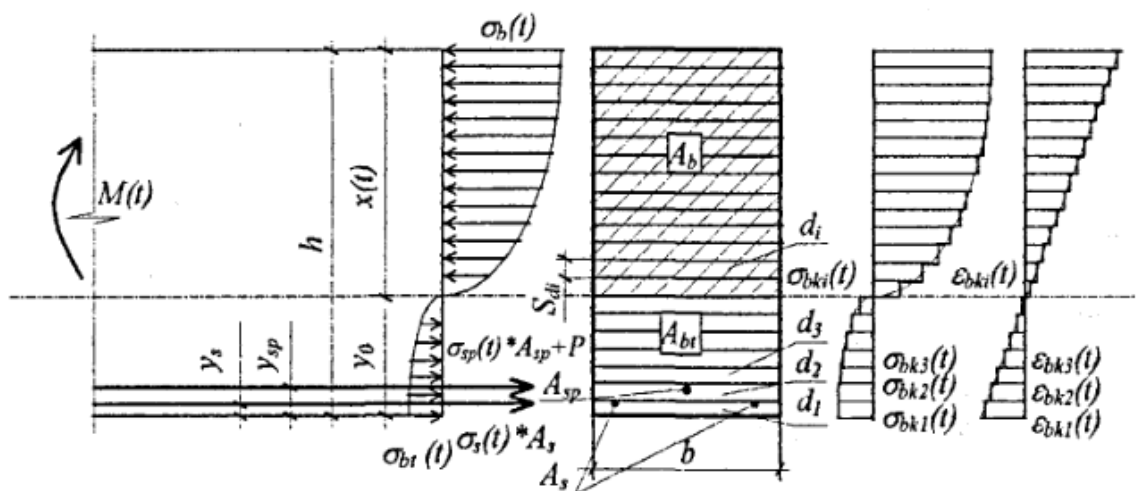


Рис. 3. Модель поперечного перерізу балки при його роботі без тріщин

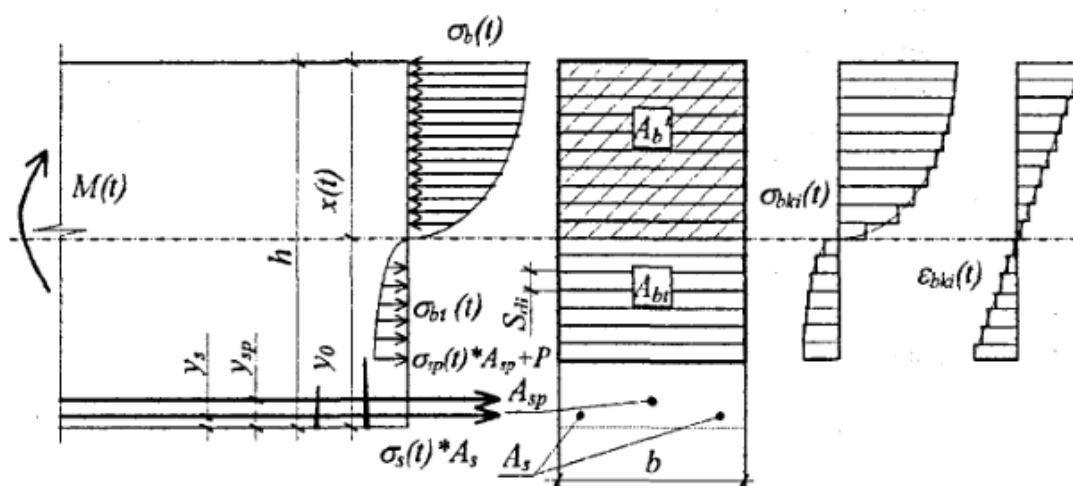


Рис. 4. Модель поперечного перерізу балки при його роботі з тріщинами

За допомогою дискретної моделі балки методом послідовних наближень, використовуючи вираз (3), визначаємо деформації фібр бетону в поперечному перерізі

$$\varepsilon_{ki}(t) = \frac{P_0}{A_{k,red}} + \frac{P_0 \times (y_0 - y_{sp}) \times (y_0 - y_{ki})}{I_{k,red}} + \frac{M_k(t) \times (y_{ki} - y_0)}{I_{k,red}}, \quad (3)$$

де y_{sp} - відстань від нижньої грані балки до центру мас попередньо напруженої арматури;

P_0 - зусилля попереднього обтиску, що розглядається як зовнішня сила;

$A_{k,red}$ - зведена умовна площа поперечного перерізу;

$I_{k,red}$ - зведений умовний момент інерції перерізу.

За діаграмою деформування, знаючи деформації, визначаємо напруження в будь-якій фібрі бетону.

Вираз для визначення напружень у попередньо напруженій та звичайній розтягнутій арматурі знаходимо з рівнянь рівноваги:

- сума моментів відносно точки, що лежить на лінії дії зусилля попередньо напруженої розтягнутої арматури;

- сума всіх діючих сил на вісь X .

Якщо напруження в розтягнутій фібрі бетону $\sigma_{b,i}$ досягнули граничного значення напруження при розтягу R_{bt} , то припускаємо, що дана фібра бетону розірвалася, тобто в розтягнутому бетоні утворилася тріщина. Розірвані фібри бетону автоматично виключаються з поперечного перерізу, а розрахунок напружено-деформованого стану за вище вказаним алгоритмом проводиться за фактичними значеннями геометричних характеристик поперечного перерізу (враховується висота розвитку тріщини). Розрахункова схема поперечного перерізу з тріщинами зображена на рис. 4.

При визначенні параметрів напружено-деформованого стану використовуємо діаграми деформування " σ - ε " для бетону та арматурної сталі, які описують залежність напруження від величини деформацій. Для бетону використовуємо методику, запропоновану Вахненком П.Ф. Для арматури приймаємо пропорційну залежність між напруженнями та деформаціями.

За допомогою запропонованої моделі можна визначити міцність балок. Модель дійсна тільки для неперearмованих елементів, тобто $\xi \leq \xi_R$. Задаючи значення зовнішнього навантаження F , шляхом послідовних наближень знаходимо руйнуюче зусилля F_u із певним ступенем точності. За руйнуюче зусилля прийнято вважати зовнішнє навантаження, при якому напруження в розтягнутій арматурі досягли граничного $\sigma_s \geq R_s$.

Тривалу міцність запропоновано визначати за виразом

$$F_{tr} = \sum_{i=1}^n I_i \left(10^{\frac{0.92-\eta^*}{0.04}} \right)^{-1} \quad (4)$$

Тут використано принцип накопичення ушкоджень, за яким елемент вважається зруйнованим, якщо F_{tr} досягла значення одиниці.

Руйнування залізобетонної балки при тривалому змінному навантаженні будемо приймати в момент часу, коли відбулося повне руйнування всіх фібр бетону стиснутої зони, для цього використовуємо вираз (4) для кожної фібри окремо. Якщо відбулося руйнування фібри, то вона автоматично виключається з перерізу, а геометричні характеристики перерізу визначаються заново.

Для опису деформацій повзучості застосована теорія пружно-повзучого тіла.

Повні деформації з урахуванням часового фактору будуть дорівнювати

$$\varepsilon_{b,i}(t) = \varepsilon_{b,i} + \varepsilon_{b,i,p}(t), \quad (5)$$

де $\varepsilon_{b,i}$ - початкові деформації (деформації бетону під час навантаження з використанням діаграми деформування);

$\varepsilon_{b,i,p}(t)$ - деформації повзучості викликані початковими напруженнями.

Для виявлення повних деформацій при ступеневих навантаженнях виведено вираз (6)

$$\varepsilon_{b,i}(t) = \frac{F_i(t)}{E_i V} + \sum_{k=1}^n f \left[\frac{F_{i,k} u(t - \tau_k)}{A_i} \right] [C_{min}(\tau_{k+1}, \tau_k) + C_H(\sigma, \tau_{k+1}, \tau_k)] + \sum_{k=1}^n f \left[\frac{F_{i,k} (u(t - \tau_k) - u(t - \tau_{k+1}))}{A_i} \right] [C_{min}(t, \tau_k) + C_H(\sigma, t, \tau_k)] \quad (6)$$

де $F_{i,k}$ - сила, що діє на i -ту фібру бетону на проміжку часу $t_k - t_{k+1}$;

$\sigma_{b,i,k}$ - напруження, які виникають в i -ій фібрі бетону на проміжку часу $t_k - t_{k+1}$.

Перший доданок правої частини (6) показує величину миттєвих деформацій бетону з урахуванням пружно-пластичних деформацій бетону, другий доданок урахує дію попередніх навантажень, третій доданок урахує вплив навантаження, що діє в момент спостереження.

Визначати величину кривизни балки запропоновано для кожної ділянки окремо, за формулою

$$\frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_{sm} + \varepsilon_{bm}}{h_0}, \quad (7)$$

де $\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{s,max} \cdot \psi_s$ - середнє значення деформації розтягнутої арматури;

$\varepsilon_{bm} = \varepsilon_{d,max} \cdot \psi_b$ - середнє значення деформації крайньої фібри бетону стиснутої зони.

У п'ятому розділі наведені приклади розрахунку параметрів напружено-деформованого стану поперечного перерізу експериментальних балок і їх деформативності залежно від передісторії навантаження. Подано обґрунтування впровадження, а також проведена статистична обробка порівняння експериментальних та теоретичних даних і визначена надійність запропонованої методики. Коефіцієнт варіації змінюється в межах: визначення прогину балки $\vartheta = 19,5-29,5\%$, деформація крайньої стиснутої фібри бетону $\vartheta = 15,8-27,5\%$, деформація арматури $\vartheta = 13,5-30\%$

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Проведені експериментально-теоретичні дослідження роботи залізобетонних попередньо напружених елементів при нетривалому довантаженні до високого рівня. В результаті проведених досліджень автором зроблені наступні висновки.

1. Нетривале (4 доби) довантаження залізобетонних попередньо напружених елементів, що згинаються, викликає проявлення пружних, пластичних та деформацій повзучості бетону стиснутої зони. При довантаженні до рівнів $0,7F_U$, $0,85F_U$, $0,9F_U$ деформації крайньої стиснутої фібри бетону вирости відповідно на 30%, 50%, 75%, деформації арматури відповідно на 7%, 84% (при довантаженні до рівня $0,9F_U$ даних немає), тому їх необхідно враховувати при розрахуванні кривизни елементу.

2. За допомогою експериментальних досліджень було виявлено, що при довантаженні до рівня $0,9F_U$ прогин балки виріс на 87% і склав $6,76 \text{ мм} > [f] = 5,5 \text{ мм}$. При таких рівнях довантаження прогини перевищують граничні, і для подальшої безпечної експлуатації необхідно проводити заходи для усунення надлишкового прогину. В процесі експлуатації згинальних будівельних конструкцій слід уникати нетривалого довантаження до рівня більшого, ніж $0,85F_U$, яке може викликати надмірні залишкові прогини.

3. Розроблена методика визначення величини прогину з урахуванням передісторії навантаження базується на загальноприйнятих передумовах (гіпотеза плоских перерізів, повна діаграма деформування матеріалів, теорія пружно-повзучого тіла) і дає можливість прогнозувати прогини з урахуванням передісторії навантаження.

4. При тривалому навантаженні та довантаженні до більш високих рівнів міцність залізобетонних попередньо напружених елементів, що згинаються знизилася на 0,6% при довантаженні до рівня $0,7F_U$ та 7,6% при довантаженні до рівня $0,9F_U$. Якщо рівень нетривалого довантаження перевищує $0,85F_U$, то в бетоні стиснутої зони можливі деструктивні процеси, які впли-

вають на міцність балки, цей факт необхідно враховувати в процесі експлуатації.

5. Співставлення дослідних та теоретичних значень дає задовільну збіжність (середнє арифметичне відхилення теоретичних даних прогину від експериментального 0,7...1,18, а коефіцієнт варіації 19,5...29,5%), і дана методика може використовуватися в практиці.

СПИСОК ОПУБЛІКОВАНИХ ПРАЦЬ ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ

1. Клименко Є.В., Шпінталь М.Я., Мироненко В.О. Напружено-деформований стан поперечного перерізу залізобетонних елементів, що згинаються, при змінному режимі навантаження // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво) / Полт. держ. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. - Полтава: ПДТУ ім. Юрія Кондратюка, 2000. - Вип. 5. - С. 122-129.

2. Клименко Є.В., Шпінталь М.Я., Альхарірі В. Робота бетону стиснутої зони залізобетонних елементів, що згинаються, при складних режимах навантаження // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво) / Полт. держ. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. - Полтава: ПДТУ ім. Юрія Кондратюка, 1998. - Вип. 3. - С. 108-113.

3. Клименко Є.В., Шпінталь М.Я. Урахування впливу нерівномірності деформацій попередньо напруженої розтягнутої арматури при режимних навантаженнях та роботі перерізу з тріщинами // Коммунальное хозяйство городов: Науч.-тех. сб. Вып. 23. - К.: Техніка, 2000. - С. 46-49.

4. Шпінталь М.Я. Дискретне моделювання роботи нормального перерізу попередньо напружених залізобетонних балок при складних режимах навантаження // Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація: Зб. наук. ст. - Кривий Ріг: Криворізький техн. ун-т, 1998. - С. 240-242.

5. Клименко Є.В., Шпінталь М.Я., Воскобійник С.П. Жорсткість попередньо напружених залізобетонних елементів, що згинаються, в залежності від історії навантаження // Проблеми теорії і практики залізобетону / Зб. наук. ст. - Полтава: ПДТУ ім. Юрія Кондратюка, 1997. - С. 221-222.

6. Клименко Є.В., Шпінталь М.Я., Альхарірі В. Напружено-деформований стан елементів, що згинаються, в залежності від історії навантаження // Матеріали міжнар. наук.-техн. конф. "Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди". - Рівне: Укр. дер. акад. водного господарства, 1996. - Ч. 1. - С. 91.

7. Шпінталь М.Я., Воскобійник П.П. К вопросу расчета прочности нормальных сечений плоских железобетонных плит // Проблеми теорії і практики залізобетону / Зб. наук. ст. - Полтава: ПДТУ ім. Юрія Кондратюка, 1997. - С. 81-83.

8. Шпінталь М.Я. Про експериментальні дослідження роботи поперечно напружених залізобетонних елементів, що згинаються при високих рівнях навантаження// Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація: Зб. наук. ст.- Кривий Ріг: Криворізький техн. ун-т, 1998.- С. 237-240.

АНОТАЦІЇ

Шпінталь М.Я. Напружено-деформований стан і розрахунок поперечно напружених залізобетонних елементів, що згинаються, з урахуванням передісторії навантаження.- Рукопис.

Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук за спеціальністю 05.23.01- "Будівельні конструкції, будівлі та споруди".- Полтавський державний технічний університет імені Юрія Кондратюка, Полтава, 2000.

У роботі викладені експериментально- теоретичні дослідження поперечно напружених залізобетонних елементів, що згинаються, залежно від передісторії навантаження. Результатом роботи є методика розрахунку напружено-деформованого стану поперечного перерізу та прогинів цих елементів при нетривалому довантаженні до рівнів, вищих, ніж експлуатаційні. Розрахунок базується на загально прийнятих і широко використовуваних методиках. У розрахунку використовується повна діаграма роботи бетону на стиск і розтяг та дискретна математична модель балки. Деформації повзучості враховуються за допомогою теорії пружно- повзучого тіла.

Ключові слова: кривизна елемента, прогин, передісторія навантаження, напруження, деформація, теорія повзучості, еюра, дискретна модель, рівень навантаження.

Шпінталь М.Я. Напряженно-деформированное состояние и расчет предварительно напряженных изгибаемых железобетонных элементов с учетом предыстории нагружения.- Рукопись.

Диссертация на соискание научной степени кандидата технических наук по специальности 05.23.01- "Строительные конструкции, здания и сооружения".- Полтавский государственный технический университет имени Юрия Кондратюка, Полтава, 2000.

В работе изложены экспериментально- теоретические исследования предварительно напряженных изгибаемых железобетонных элементов в зависимости от предыстории нагружения.

С помощью экспериментальных исследований производились наблюдение и изучение параметров напряженно- деформированного состояния экспериментальных образцов. Экспериментальные образцы- предварительно

напряженные железобетонные балки пролетом 1500 мм и проектным поперечным сечением 125×200 мм. В процессе длительного эксперимента моделировалось непродолжительное (4 суток) догружение экспериментальных балок до высоких уровней. Уровни догружения принимались следующими: $M/M_U = 0,7; 0,85; 0,9$. Допружение осуществлялось после длительного воздействия эксплуатационного нагружения. После выдержки под нагружением высокого уровня производился сброс нагружения до эксплуатационного уровня $M/M_U = 0,6$. После этого на протяжении 20 суток производились наблюдения за напряженно-деформированным состоянием всех балок.

В результате обработки экспериментальных данных получены: деформации предварительно напряженной арматуры; формы эпюр деформаций бетона сжатой зоны; прогибы в середине пролета, динамику изменения неоднородности бетона сжатой зоны. На основании экспериментальных данных построены графики и диаграммы. Экспериментальным путем определены фактические значения прочности поперечного сечения балок, после длительного эксперимента.

В основу методики расчета положены: дискретная модель балки, принцип плоских сечений, теория упруго-ползучего тела, итерационный способ определения параметров напряженно-деформированного состояния сечения. Балка условно представлена в виде предельно малых элементов расположенных по высоте и длине балки. Параметры напряженно-деформированного состояния на каждом участке определяются с помощью итераций в зависимости от величины действующего внешнего момента. Они принимаются равными по всему элементу. С помощью модели можно определить напряжения и деформации предварительно напряженной и обычной растянутой арматуры, а также момент образования трещин и динамику их развития. В процессе уточнения используется диаграмма деформирования сжатого и растянутого бетона, а также принимается гипотеза плоских сечений. Определение зависимости " $\sigma-\varepsilon$ " производится по методике, предложенной П.Ф. Вахненко. В модели балки предусмотрено учет неравномерности деформаций сжатой зоны бетона и растянутой арматуры по длине балки при работе балки с трещинами. Кривизна элемента определяется по деформациях крайней сжатой фибры бетона, растянутой арматуре и рабочей высоте балки. Величина прогиба определяется перемножением эпюры кривизны на эпюру момента от действия единичной силы, приложенной по направлению искомого перемещения. Принятая теория ползучести (упруго-ползучего тела) позволяет учитывать все изменения деформаций: обратимые, необратимые и частично обратимые.

Проведенное сравнение экспериментальных и теоретических данных показало удовлетворительную сходимость. Коэффициент вариации изменяется в пределах: определение прогиба балки $\vartheta = 19,5-29,5\%$, деформация

крайней сжатой фибры бетона $\vartheta=15,8-27,5\%$, деформация арматуры $\vartheta=13,5-30\%$.

Ключевые слова: кривизна элемента, прогиб, предыстория нагружения, напряжение, деформация, теория ползучести, эпюра, дискретная модель, уровень нагрузки.

Shpintal M.Ya. Stressed-and-deformed State and Calculation of Prestressed Concrete Elements in Bending by Taking into Account Load Pre-history.- Manuscript.

A scientific thesis for masters of Technical Sciences Degree on speciality 05.23.01- "Building structures, buildings and constructions".- Poltava State Technical University named in honour Yuri Kondratyuk, Poltava, 2000.

Experimental- theoretical investigations of prestressed concrete members in bending, depending on pre-history load are stated in the work. The thesis work result is calculation procedure of the stressed-deformed state of these members cross cuttings and sags under short additional loading till levels higher than the operational ones. The calculation is based on generally accepted and the widely used methods. In the calculation the complete work diagram of concrete in compression and tension and the discrete mathematical beam model are used. Creep deformation are taken into account by virtue of the theory of elastic-creepy body.

Key words: bending of a member, sag, pre-history of load, stress, deformation, creep theory, diagram, discrete model, level of loading.



(Підпис автора)

Підписано до друку 17.11.2000р.
Тираж 100 пр. Умов. друк. арк. 1.0.
Замовлення №154. формат 60×84 1/16

Видавництво Полтавського державного технічного університету
імені Юрія Кондратюка