

железобетонних балок таврового сечення, роботаючих на косой изгиб с кручением / Л.В. Фалеев // Изв. вузов. Стр-во и арх. – 1967. – №2. – С.12-19.

6.Зернюк Е.В. Напряженно-деформированное состояние косоизгибаемых железобетонных элементов таврового профиля при действии эксплуатационного уровня загрузки: Дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.01 „Строительные конструкции, здания и сооружения“ / Е.В. Зернюк; Полт. техн. ун-т. – Полтава, 1997. – 170 с.

7.Хохлов А.Г. Влияние точности монтажа крановых рельсов на несущую способность подкрановых железобетонных балок: Автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.32.01 „Будівельні конструкції, будівлі та споруди“ / А.Г. Хохлов. – Полтава, 2000. – 24 с.

8.Карп'юк Ф.Р. Міцність, тріщиностійкість та деформативність при опорних ділянках попередньо напружених таврових залізобетонних елементів: Автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.32.01 „Будівельні конструкції, будівлі та споруди“ / Ф.Р. Карп'юк. – Одеса, 2010. – 23 с.

9.Дорофеев В.С. Нелінійний розрахунок попередньо напружених таврових залізобетонних елементів з використанням ПК «Ліра 9.6» / В.С. Дорофеев, А.М. Бамбура, В.М. Карпюк, Ф.Р. Карп'юк, О.В. Степура // – Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб. наук. пр. – Вип. 74: В 1-х кн. Кн.2. – К.: ДП НДІБК, 2011. – С.134-144.

10.Бойко О.В. Оцінка міцності навскісно зігнутих балок на основі дволінійних діаграм деформування бетону та арматури: Автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.32.01 „Будівельні конструкції, будівлі та споруди“ / О.В. Бойко. – Полтава, 2010. – 22 с.

11.ДСТУ Б В.2.7-214:2009. Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками. – К. Мінрегіонбуд, 2010.

12.ГОСТ 12004-81. Сталь арматурная. Методы испытания на растяжение. – М.: Изд-во стандартов, 1983. – 10 с.

13.ДСТУ Б. В. 2.6-7-95. Конструкції будинків і споруд. Вироби будівельні бетонні та залізобетонні збірні. Методи випробувань навантаженням. Правила оцінки міцності, жорсткості та тріщиностійкості. – К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1997. – 45 с.

14.Федоров Д.Ф. Методика експериментальних досліджень фібрових деформацій розтягу косо зігнутих залізобетонних елементів у момент утворення першої тріщини / Д.Ф. Федоров // Ресурсоєкономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне: НУВГП, 2011. – Вип.22. – С.505-511.

Отримано 27.04.2012

УДК 624.014.2

Ю.О.КУШНІР

Полтавський національний технічний університет ім. Юрія Кондратюка

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ МІЦНОСТІ СТАЛЕВИХ БАЛОК, ЩО ПІДСИЛЕНІ ГОРИЗОНТАЛЬНИМИ ЗАТЯЖКАМИ

Наведено результати експериментальних досліджень міцності сталевих балок, які підсилені горизонтальними затяжками при різних рівнях попереднього навантаження.

Приведены результаты экспериментальных исследований стальных балок, усиленных горизонтальными затяжками при различных уровнях предварительной нагрузки.

The results of the experimental researches of steel beams reinforced horizontal braces at different levels of preloading are presented in this work.

Ключові слова: сталеві балки, підсилення, зтяжка, експеримент, міцність.

На даний момент після тривалої експлуатації частина існуючих промислових, цивільних та житлових будівель і споруд мають ознаки фізичного зносу. Необхідність підсилення конструкцій виникає не тільки з причини фізичного старіння, але і під час реконструкції, розширення та технічного переоснащення діючих підприємств.

На відміну від традиційних методів підсилення несучих сталевих конструкцій, що згинаються, (зміна конструктивної схеми конструкції; збільшення площі поперечних перерізів окремих елементів конструкцій; зміна виду з'єднань елементів конструкції; заміна елементів конструкцій), котрі наводяться в роботах [8, 10, 14-16], підсилення способом регулювання напружень дозволяє виконувати ремонтні роботи при діючих на конструкцію навантаженнях різних рівнів і з мінімальними економічними витратами. Однак підсилення додатковими сталевими елементами чи арматурними стержнями у вигляді горизонтальних чи шпренгельних зтяжок викликає ряд факторів, які безпосередньо впливають на їх міцність і потребують більш ретельного вивчення.

Теоретико-експериментальним дослідженням міцності, стійкості та жорсткості попередньо-напружених сталевих конструкцій, які виготовлені на стадіях проектування і експлуатації, присвячені роботи Р.В. Алдушкіна [1], Є.І. Белені [2, 3], Д.Ф. Белого [4], В.В. Бірюлева [5], А.А. Васильєва [6], Ю.В. Гайдарова [7], І.Г. Клінова [9], В.Ф. Мареніна і Б.М. Второва [11], А.М. Петрова [13], А.М. Сперанського [17], М.М. Стрелецького [18], О.Л. Шагіна і М.Ю. Ізбаша [19-21] і їх учнів та інших учених. В результаті аналізу методик розрахунку був виявлений недолік: це відсутність чітких критеріїв розрахунку оптимальних параметрів елементів зтяжки з урахуванням під час підсилення: характеристик міцності матеріалів конструкції, що підсилюється, та елементів зтяжки; рівня навантаження металевих елементів, що згинаються; розподілу зусиль в перерізах конструкції, що підсилюється, та в елементах зтяжки на різних стадіях безвідмовної роботи підсиленої конструкції. В роботі [12] автором запропонована методика розрахунку міцності металевих балок, які підсилені сталевими горизонтальними зтяжками з урахуванням передісторії їх завантаження. В основу розрахунку міцності сталевих балок, що підсилюються, був закладений критерій граничного напружено-деформованого стану, при якому відбувається одночасне досягнення в крайньому волокні стисненої зони перерізу значень напружень рівних розрахунковому значенню границі текучості матеріалу балки R_y , а в стержнях зтяжки – значень рівних розрахунковому опору арматурної сталі на розтяг R_s .

Таким чином, для підтвердження вище викладених граничних передумов розрахунку виникла необхідність у проведенні експериментальних досліджень напружено-деформованого стану на стадії руйнування сталевих балок, що підсилені додатковими металевими затяжками, а також визначення його впливу на їх міцність.

Метою роботи є експериментальні дослідження напружено-деформованого стану та міцності металевих балок, які підсилені горизонтальними затяжками при різних рівнях попереднього навантаження, які дозволять реально уявити дійсну їх роботу та оцінити передумови запропонованої методики їх розрахунку [12].

Для експериментальних випробувань були вибрані 4 балки, які підсилювалися горизонтальними затяжками. Балкою жорсткості, яка підсилюється, є двотавр №16 довжиною 2 м з розрахунковим прогоном 1,7 м. Змінними параметрами при експериментальних дослідженнях прийнято елементи (стержні) затяжки діаметром Ø10 мм, Ø16 мм, Ø20 мм, Ø32 мм із арматурної сталі класу А500.

Відстань від нижньої полицки балки до поздовжньої геометричної вісі елементів затяжки була прийнята рівною значенню 25 мм – для затяжок діаметром 10, 16, 20 мм і 30 мм – для затяжок діаметром 32 мм.

Випробування підсиленних балок відбувалися в три етапи: перший етап – навантаження балки жорсткості до визначеного рівня η_t попереднього завантаження (табл.1); другий етап – включення в роботу елементів (стержнів) затяжки шляхом закріплення гайок на їх кінцях; третій етап – випробування балки жорсткості, яка підсилена затяжками, до повного руйнування (втрати несучої здатності).

Таблиця 1 – Рівні навантаження та характеристики перерізу балок-зразків

Марка балки	Початковий рівень навантаження, η_t	Схема прикладання навантаження	Переріз	
			балки	затяжки
Б-1	0			Ø10 мм
Б-2	0,07			Ø16 мм
Б-3	0,13			Ø20 мм
Б-4	0,26			Ø32 мм

Значення рівня навантаження визначали за відношенням

$$\eta_t = M_0 / M, \quad (1)$$

де M_0 – момент, який діє по середині прогону балки перед закріпленням елементів затяжки, M – граничний момент, який діє по середині прогону балки, без підсилення затяжками.

Прогин балки на середині розрахункового прогону визначався прогиноміром часового типу (рис.1). Під час випробувань за допомогою тензорезисторів типу ПКБ з базою 5мм вимірювалися поздовжні деформації волокон перерізів 1-1...8-8 на середині розрахункового прогону балки жорсткості та елементів затяжки (рис.2). Відносні значення деформацій за тензорезисторами фіксувалися за допомогою приладу ВНП-8.

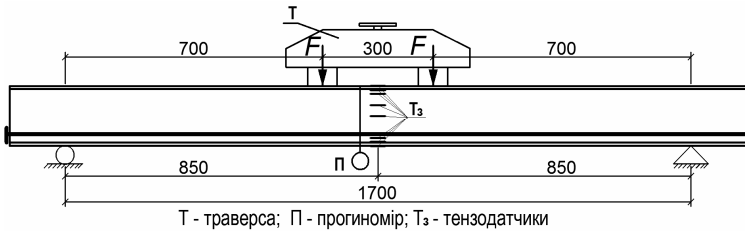


Рис. 1 – Розміщення приладів на балці

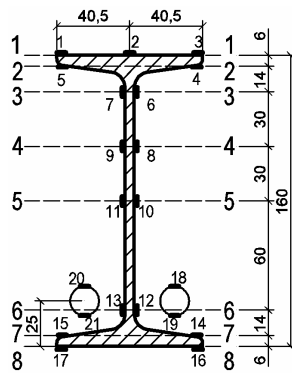
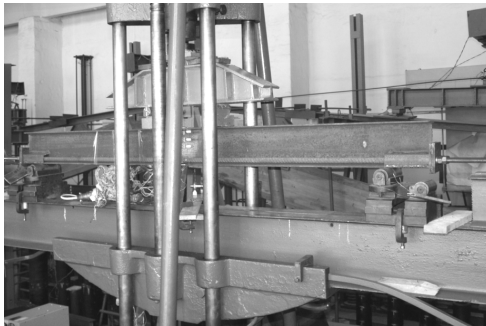


Рис. 2 – Розміщення зразка в пресі та схема розміщення тензорезисторів в перерізі балки

Зразки випробовувалися на гідравлічному пресі УВМ-50 (рис. 2). Навантаження прикладалося до зразків ступенями. Величина зусилля, яке відповідає одній ступені, залежала від граничної несучої спроможності і вибиралася з таким розрахунком, щоб в пружній стадії роботи було не менше 8-10 ступенів прикладення навантаження. При випробуванні зразків за допомогою тензорезисторів вимірювались поздовжні

зусилля в крайніх волокнах перерізу балок на середині їх прогону. Дані тензорезисторів в перерізі окремої балки Б-1 наведено в табл.2.

Таблиця 2 – Розподіл середніх деформацій і напружень в перерізах на середині прогону балки марки Б-1

Навантаження, т	F/F _p	Переріз 1-1					Переріз 2-2					Переріз 3-3					Переріз 4-4				
		ε ₁	ε ₂	ε ₃	ε _{ср}	σ _{ср} МПа	σ _{max} МПа	ε ₄	ε ₅	ε _{ср}	σ _{ср} МПа	ε ₆	ε ₇	ε _{ср}	σ _{ср} МПа	ε ₈	ε ₉	ε _{ср}	σ _{ср} МПа		
2	0,27	-80,7	-90,1	-61,9	-77,56	-159,8	-185,6	-30	-6,7	-18,5	-38,1	-1,8	-3,6	-2,7	-5,56	5,1	-7,1	-1	-2,06		
7	0,946	-156	-168	-166,9	-163,46	>255	>255	-116	-18	-66,65	-137	-79	-14,3	-46,4	-95,6	-60	-21,2	-40,6	-83,63		
7,4	1	-51,4	-118	-139,7	-102,86	-211,9	>255	-85	21,7	-31,8	-65,40	0,8	-6,4	-2,8	-5,76	24,3	-11,4	6,45	13,28		
Навантаження, т	F/F _p	Переріз 5-5				Переріз 6-6				Переріз 7-7				Переріз 8-8							
		ε ₁₀	ε ₁₁	ε _{ср}	σ _{ср} МПа	ε ₁₂	ε ₁₃	ε _{ср}	σ _{ср} МПа	ε ₁₄	ε ₁₅	ε _{ср}	σ _{ср} МПа	ε ₁₆	ε ₁₇	ε _{ср}	σ _{ср} МПа	σ _{max} МПа			
2	0,27	25,8	0,2	13	26,78	13,6	3,3	8,45	17,41	11,2	2,2	6,7	13,80	42,6	13,1	27,85	57,37	87,75			
7	0,946	-29,4	0,3	-14,55	-30,0	40,1	9,6	24,85	51,2	43,7	2,6	23,15	47,69	164,7	27,1	95,9	197,55	>255			
7,4	1	73,2	15,6	44,4	91,46	39,5	7,1	23,3	48,0	58,4	-24,1	17,15	35,33	181,5	-56	62,7	129,16	>255			

Руйнування підсиленних балок здійснювалося в розрахунковому двотавровому перерізі на середині їх прогону в результаті втрати стійкості одного із звисів верхньої полиці або руйнування по усій її ширині.

Для аналізу напружено-деформованого стану балок-зразків за даними тензорезисторів, які показували відносні деформації на рівнях їх навантажень, було визначено середні значення напружень в розрахунковому їх перерізі та будувалися графіки їх розподілу (рис.3-7).

В результаті аналізу даних відносних деформувань розрахункового перерізу на середині прогону балок було встановлено пружно-пластичну роботу їх перерізу, яка проявилася у появі напружень, які перевищили значення границі пластичності. Так, у зразку-балці марки Б-1 поява відносних значень деформацій сталі ВСт.3 пс 5 від $125,5 \times 10^5$ і вище, величина яких відповідає напруженням її границі пластичності ($\sigma_s^n = 255 \dots 260$ МПа), спостерігалася у верхній полиці майже по всій її висоті при рівні навантаження $\eta_i = 0,946$, а в нижній полиці – тільки на ділянці, яка становить $1/15 \dots 1/20$ її площі. Напруження в крайніх волокнах в стержнях зтяжки із арматури Ø10 мм А500 при рівні навантаження $\eta_i = 0,946$ становили $\sigma_{sd} = 440 \dots 640$ МПа і перевищували напруження границі пластичності сталі.

У зразку-балці марки Б-4 поява відносних значень деформацій сталі ВСт.3 пс 5 від $125,5 \times 10^5$ і вище, величина яких відповідає напруженням її границі пластичності ($\sigma_s^n = 255 \dots 260$ МПа), спостерігалася у крайньому волокні верхньої полиці при рівні навантаження $\eta_i = 0,796$, а у крайньому волокні нижній полиці – при рівні навантаження $\eta_i = 0,752$. В той же час напруження в крайніх волокнах в стержнях зтяжки з арматури Ø32 А500 при рівні навантаження $\eta_i = 0,796$ змінювалися у межах $\sigma_{sd} = -26,6 \dots -162$ МПа.

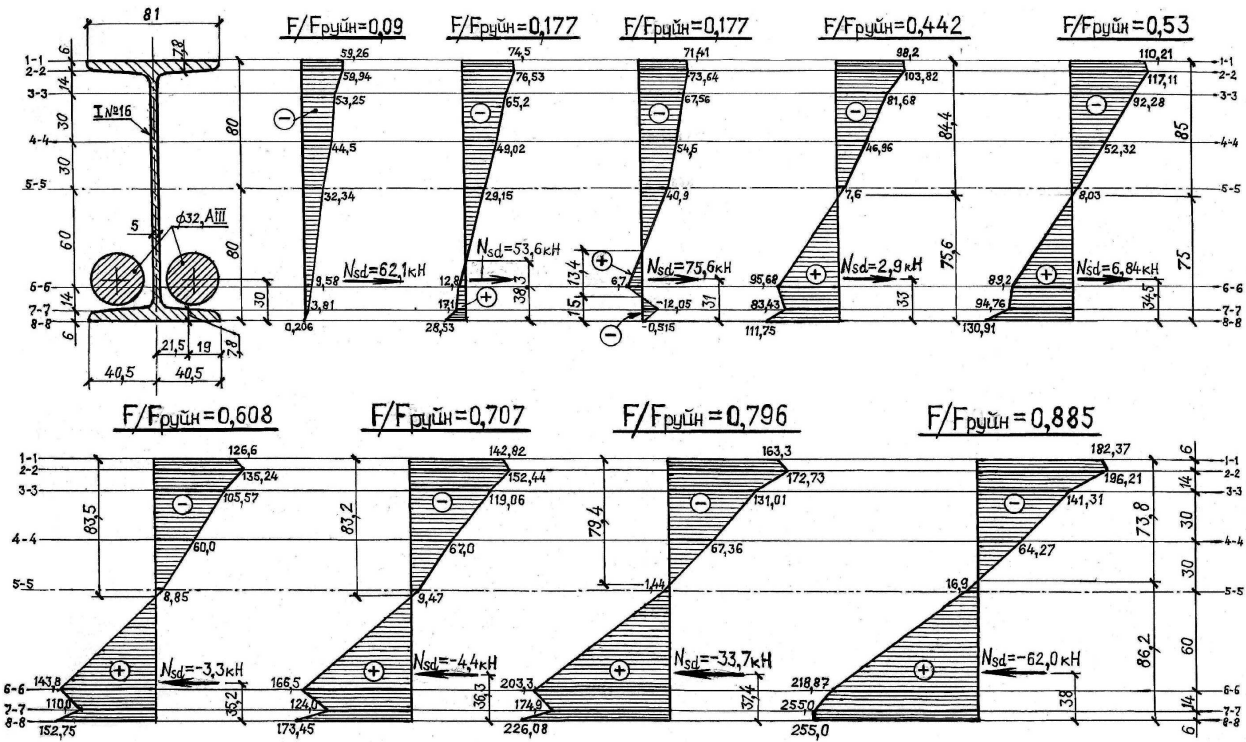


Рис. 3 – Розподілення середніх напружень по висоті перерізу балки марки Б-4 при $F/F_{руйн}=0,09-0,885$

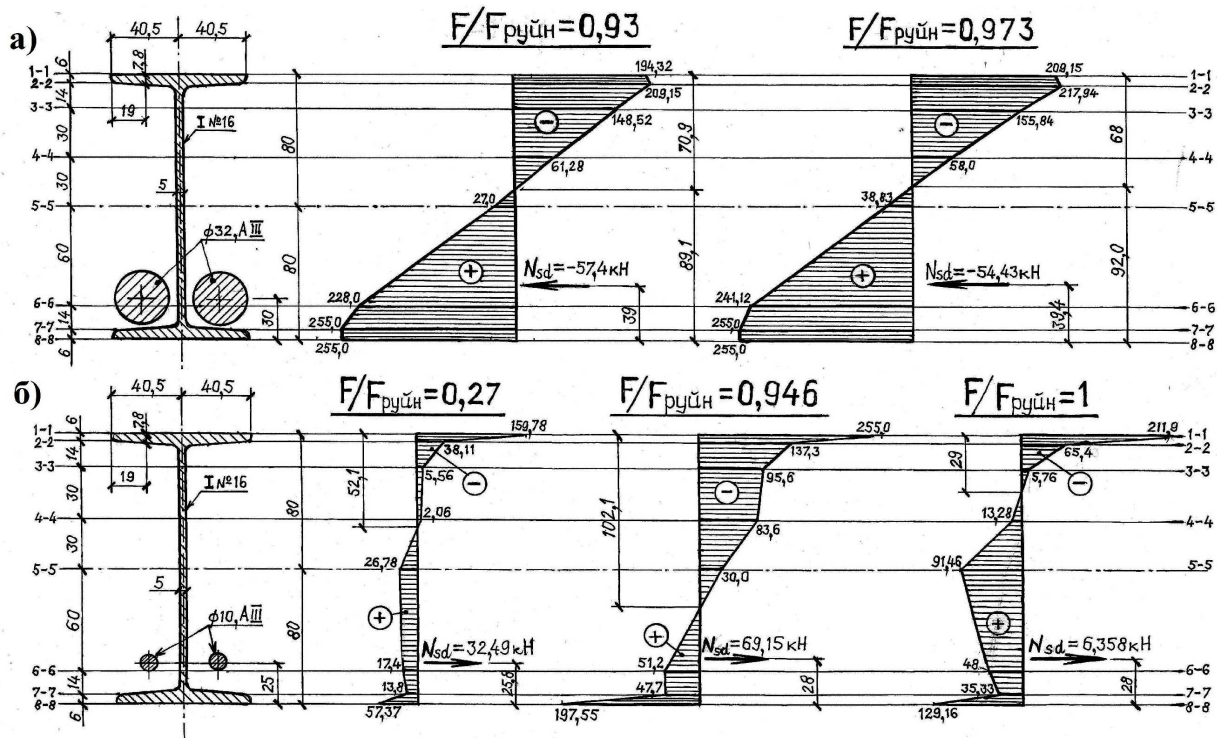


Рис. 4 – Розподілення середніх напружень по висоті перерізу балок марки Б-4 при $F/F_{руйн} = 0,93; 0,973$ та марки Б-1 при $F/F_{руйн} = 0,27-1,0$:
а – балка марки Б-4; б – балка марки Б-1.

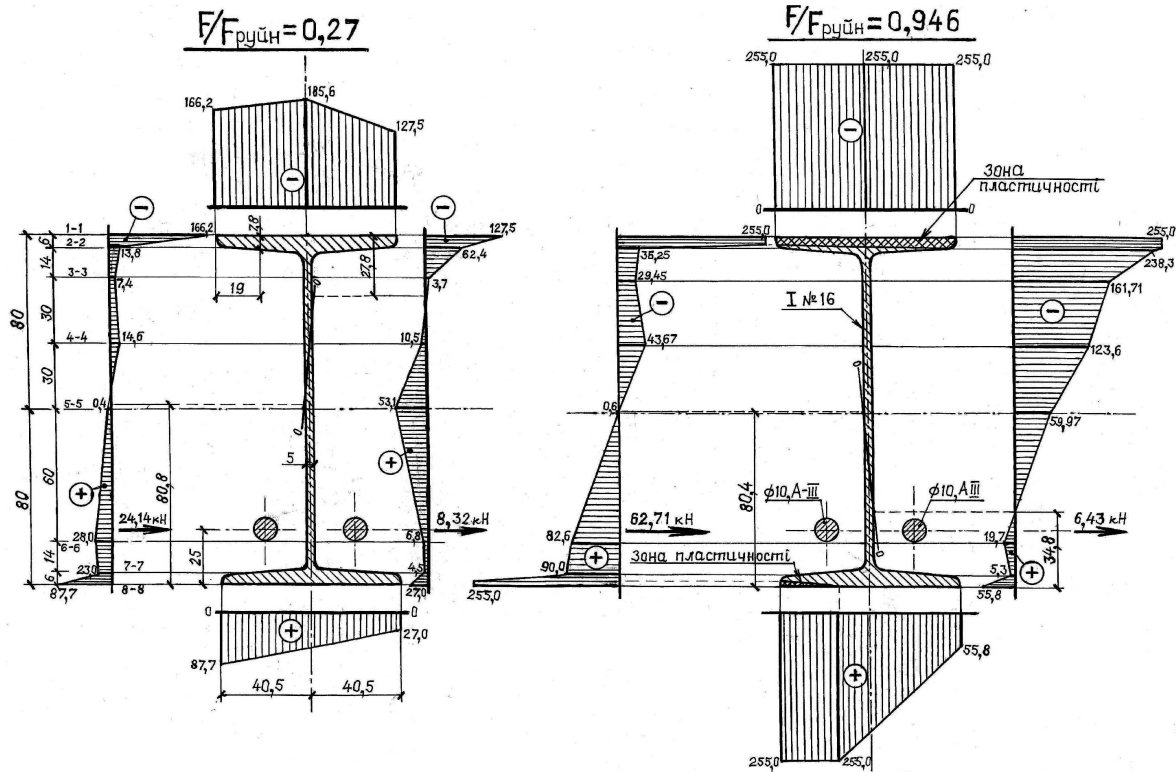


Рис. 5 – Розподілення напружень по перерізу балки марки Б-1 на середині її прогону при $F/F_{руїн} = 0,27; 0,946$

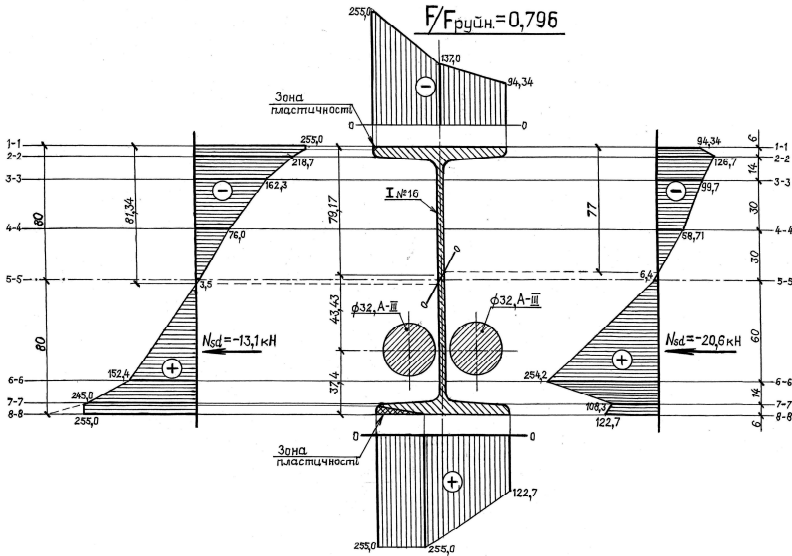


Рис.6 – Розподілення напружень перерізу балки марки Б-4 на середині її прогону при $F / F_{руін} = 0,796$

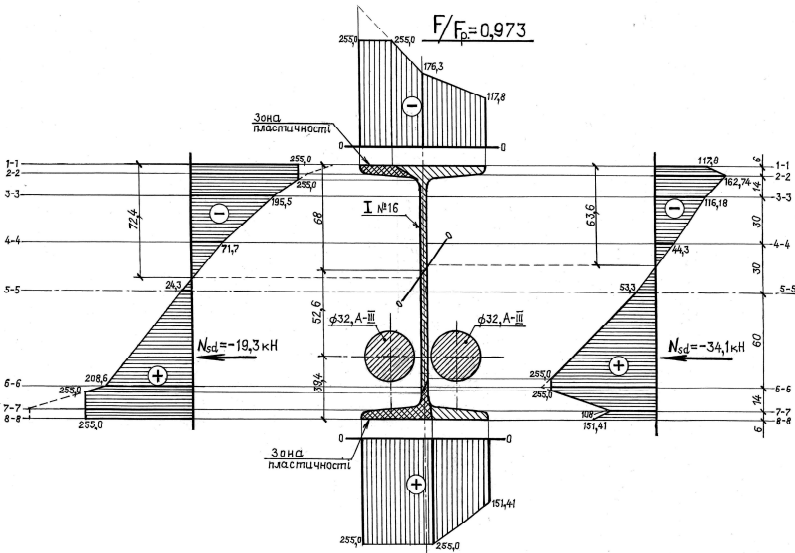


Рис.7 – Розподілення напружень перерізу балки марки Б-4 на середині її прогону при $F / F_{руін} = 0,973$

При рівні навантаження зразка-балки марки Б-4 $\eta_t=0,973$, коли спостерігалось прогресуюче її руйнування, значення відносних деформацій сталі ВСт.3 пс 5 у волокнах верхньої стисненої полиці балки із двотавра №16 становлять від $57,2 \times 10^5$ до $161,8 \times 10^5$ (зона пластичності становить близько 40% від площі верхньої її полиці), а у нижній розтягненій полиці – від $52,7 \times 10^5$ до $291,2 \times 10^5$ (зона пластичності становить 55-60% від площі її нижньої полиці). В той час напруження в крайніх волокнах в стержнях зтяжки із арматури Ø32 мм А500 при рівні навантаження $\eta_t=0,973$ становлять $\sigma_{sd} = -9,2 \dots -43,2$ МПа.

Отримані експериментальні дані відносних деформацій у волокнах двотаврового перерізу зразків та порівняння їх з граничними значеннями напружень підтверджують існування в ньому областей пластичності та пружно-пластичну роботу елементів підсилених балок в їх розрахунковому перерізі в момент руйнування, яка попередньо прийнята і закладена в критерій міцності для розрахунку конструкції підсилення [12].

Зіставлення теоретичних і експериментальних даних характеризується відношенням експериментального показника до теоретичного (табл.3).

Таблиця 3 – Порівняння експериментальних та теоретичних значень максимального згинального моменту, що діє в перерізі балки на середині її прогону

Марка балки	Початковий рівень навантаження, η_t	M_{exp} , кН·м	$M_{\text{теор}}$, кН·м	$\frac{M_{\text{exp}}}{M_{\text{теор}}}$	Переріз зтяжки
Б-1	0	25,9	27,6	0,938	2Ø10 мм
Б-2	0,07	28	26,5	1,056	2Ø16 мм
Б-3	0	28	27,21	1,03	2Ø20 мм
Б-4	0,26	39,55	20,93	1,89	2Ø32 мм

Зіставлення величин граничного навантаження під час втрати несучої здатності експериментальних зразків (M_{exp}) з розрахунковим навантаженням ($M_{\text{теор}}$), яке отримане за аналітичними залежностями методики, яка запропонована автором в роботі [12], призводить до наступних статистичних показників: $\bar{x} = 1,23$; $\hat{x} = 0,44$; $\nu = 36\%$.

Значне відхилення результатів міцності між теоретичними і експериментальними даними спостерігається тільки при порівнянні граничного навантаження і несучої здатності балки марки Б-4, у балках марок Б-1, Б-2, Б-3 експериментальні дані відповідають майже теоретичним. Збільшення несучої здатності балки Б-4 порівняно з теоретичним значенням можна пояснити роботою значної частини перерізу у пластичній стадії, площа якого становить близько 20% від загального, в той же час площа перерізу з напруженнями, що перевищують границю пластичності, у балках марок Б-1, Б-2 і Б-3 становить 5-8% від їх загального перерізу.

Таким чином, аналіз результатів порівняння теоретичних та експериментальних даних свідчить про те, що запропонована методика розрахунку міцності металевих балок [12], які підсилені горизонтальними затяжками при різних рівнях завантаження, дозволяє враховувати специфіку напружено-деформованого стану сталевих балок, які підсилюються горизонтальною затяжкою, та оптимізувати конструктивне вирішення перерізу елементів затяжки, тим самим знизити матеріалоемність конструкцій підсилення.

1.Алдушкин Р.В. Развитие и совершенствование рациональных методов усиления и регулирования усилий в металлических конструкциях балочного типа и фермах: Автореф. дисс. канд. техн. наук: 05.23.01 “Строительные конструкции, здания и сооружения” / Р.В. Алдушкин. – Орёл, 2008. – 20 с.

2.Беленя Е.И. Предварительно-напряжённые несущие металлические конструкции / Е.И. Беленя. – М.: Стройиздат, 1975. – 416 с.

3.Беленя Е.И. Расчёт металлических балок, усиленных под нагрузкой / Е.И. Беленя, Д.М. Горовский // Строительная механика и расчёт сооружений. – 1971. – №1. – С.12-18.

4.Белый Д.Ф. К проектированию сечений металлических предварительно-напряжённых балок с затяжками / Д.Ф. Белый // Строительная механика и расчёт сооружений. – 1976. – №1. – С.51-53.

5.Бирюлев В.В. О стальных балках с предварительно напряжённой затяжкой / В.В. Бирюлев // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1958. – №3. – С.70-78.

6.Васильев А.А. Оптимальные параметры стальных балок с однократным предварительным напряжением / А.А. Васильев // Строительная механика и расчёт сооружений. – 1961. – №1. – С.11-15.

7.Гайдаров Ю.В. Об устойчивости предварительно напряжённых конструкций при их изготовлении и эксплуатации / Ю.В. Гайдаров // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1959. – №5(11). – С.69-84.

8.ДБН В.3.1-2002. Ремонт і підсилення несучих і огорожуючих будівельних конструкцій і основ промислових будинків і споруд / Держбуд України. – К.: НДІБВ, 2003. – 82 с. – (Нормативний документ Мінрегіонбуду України).

9.Клинов И.Г. Оптимальные параметры металлических бестросовых предварительно-напряжённых балок / И.Г. Клинов // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1967. – №3. – С.8-11.

10.Мальганов А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий / А.И. Мальганов, В.С. Плевков, А.И. Полищук. – Томск: Томский ГУ, 1992. – 456 с.

11.Маренин В.Ф. Результаты испытания стальных балок, напряжённых электротермическим способом / В.Ф. Маренин, Б.М. Второв // Промышленное строительство. – 1969. – №11. – С.41-43.

12.Пенц В.Ф. Розрахунок міцності металевих балок, які підсилені горизонтальною затяжкою / В.Ф. Пенц, Ю.О. Кушнір // Ресурсоекономні матеріали, конструкції та будівлі. Зб. наук. пр. Вип.18. – Рівне: НУВГП, 2009. – С.514-520.

13.Петров А.М. К вопросу о параметрах предварительно-напряжённых металлических балок / А.М. Петров // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1965. – №12. – С.5-10.

14.Пособие по проектированию усиления стальных конструкций (к СНИП II-23-81*) / УкрНИИПроектстальконструкция. – М.: Стройиздат, 1989. – 159 с.

15. Реконструкция зданий и сооружений / А.Л. Шагин, Ю.В. Бондаренко, Д.Ф. Гончаренко, В.Б. Гончаров; Под ред. А.Л. Шагина. – М.: Высш. шк., 1991. – 352 с.

16. Рекомендации по оценке состояния и усилению строительных конструкций промышленных зданий и сооружений / НИИСК. – М.: Стройиздат. – 104 с. – (Нормативно-директивный документ).

17. Сперанский А.М. Расчёт предварительно-напряжённых элементов при усилении металлических пролётных строений железнодорожных мостов / А.М. Сперанский // Труды МИИТ. Сб. №269. – М.: Транспорт, 1969. – С.32-38.

18. Стрелецкий Н.Н. Прочность стальных предварительно-напряжённых балок / Н.Н. Стрелецкий // Промышленное строительство. – 1961. – №2. – С.32-36.

19. Шагин А.Л. Конструкции с локальным предварительным напряжением / А.Л. Шагин // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб.: Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону. – 1996. – Вип.47. – С.193-196.

20. Шагин А.Л. Особенности предварительного напряжения сталежелезобетонных конструкций / А.Л. Шагин, М.Ю. Избаш, В.В. Асанов, Р.Н. Шемет // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб.: Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону. – 2003. – Вип.59, т. 1. – С.565-570.

21. Шагин А.Л. Усиление эксплуатируемых балочных конструкций локальным обжатием / А.Л. Шагин, М.Ю. Избаш // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб.: Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону. – 2005. – Вип.62, т. 2. – С.316-321.

Отримано 27.04.2012

УДК 624.042.7

А.В.БЕНИН, канд. техн. наук

*ФГБОУ ВПО «Петербургский государственный университет путей сообщения»
(Российская Федерация)*

КОНЕЧНО-ЭЛЕМЕНТНЫЙ АНАЛИЗ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С УЧЕТОМ ПОЛЗУЧЕСТИ БЕТОНА И КОРРОЗИИ АРМАТУРЫ

Одним из основных факторов, влияющих на работоспособность строительных конструкций зданий и сооружений большинства промышленных предприятий, является агрессивная среда, необратимо изменяющая деформативно-прочностные качества бетона, снижающая защитные свойства бетона по отношению к арматуре и приводящая к коррозии арматуры и нарушению ее сцепления с бетоном. При решении практических задач расчета железобетонных конструкций следует рассматривать явление коррозии одновременно с ползучестью бетона при учете его физической нелинейности. Задача усложняется, когда речь идет о расчете сооружений в сейсмоопасных районах, так как снижение во времени жесткостных характеристик конструкции увеличивает периоды ее свободных колебаний, что, в свою очередь, может привести как к повышению (при значительных частотах колебаний), так и к уменьшению коэффициента динамичности.

Одним з основних факторів, що впливають на працездатність будівельних конструкцій будівель і споруд більшості промислових підприємств, є агресивна середовище, необоротно змінює деформативність-міцнісні якості бетону, що знижує захисні властивості бетону по відношенню до арматури і призводить до корродірованню арматури і порушення її зчеплення з бетоном. При вирішенні практичних завдань розрахунку залізобетонних конструкцій слід розглядати явище корозії одночасно з повзучістю бетону при обліку його фізичної нелінійності. Завдання ускладнюється, коли йдеться про розрахунок споруд в сейсмо-