

НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ ТА ПРОГИНИ ФІБРОПІНОБЕТОННИХ БАЛОК, АРМОВАНИХ КАНАТНОЮ АРМАТУРОЮ МАЛОГО ДІАМЕТРА

© Верба В. Б., Важді М. Т. Шалалдіг, 2015

Стаття присвячена вивченню несучої здатності та величини прогину згинаних конструкцій з безавтоклавного фібропінобетону, армованих канатною арматурою. Актуальність таких досліджень зумовлена тим, що виконання огорожувальних та несучих конструкцій з армованого фібропінобетону є економічно виправдане. Найбільші втрати тепла в будівлях спостерігаються через так звані “містки холоду”, до яких належать віконні та дверні перемички. Виконання перемичок з ніздрюватого бетону вирішує питання теплоізоляції. Проведений аналіз наявних на українському ринку технічних рішень перемичок з ніздрюватих бетонів показав, що у поєднанні з жорстким арматурним каркасом такі конструкції працюють за призначенням. Натомість відомостей про роботу пінобетонних згинаних конструкцій з канатною арматурою є недостатньо. Для виконання поставленої мети запроєктовані та виготовлені дві дослідні балки із безавтоклавного фібропінобетону класу LC 2 марки за густиною D1200, розмірами 120´240´2000 мм з робочою арматурою 8Ø3 6x7+FC DIN 3055. Теоретично встановлене розрахункове погонне навантаження на запроєктовані та випробувані балки з фібропінобетону становило 4,27 кН/м.

Ключові слова: безавтоклавний фібропінобетон, канатна арматура, перемичка, згин, несуча здатність, прогин.

The article is devoted to the study of carrying capacity and bending deflections of fiber-reinforced non-autoclaved foam concrete structures reinforced by steel ropes. The relevance of such research caused by the fact that the implementation of protecting and supporting structures of reinforced foam concrete is economically efficient. The greatest heat loss in buildings observed through the so-called “cold bridges”, which include window and door lintels. Implementation of cellular concrete lintels solve the problem of insulation. The analysis of existing on Ukrainian market technical solutions of cellular concrete lintels showed that in combination with rigid reinforcement cages such designs are successful. Instead, information on the performance of bending foam concrete structures with steel rope and dispersed polypropylene fiber reinforcement are not enough. To accomplish the goal two research beams of non-autoclaved fiber-reinforced foam concrete of LC 2 class and D1200 density grade were designed and manufactured. The dimensions of beams were 120´240´2000 mm with a working reinforcement 8Ø3 6x7 + FC DIN 3055. The theoretically calculated linear load on tested beams reached 4.27 kN/m.

Key words: non-autoclaved foam concrete, steel rope reinforcement, lintel, bending, carrying capacity, bending deflections.

Постановка проблеми

Теперішня висока вартість енергоносіїв та сучасні виклики в сфері енергетичної безпеки держави вимагають впровадження енергоощадних технологій в Україні. Значна частина енергоресурсів, які витрачаються на опалення будівель, марнується у зв'язку з втратами тепла через огорожувальні конструкції, тому необхідно використовувати ефективні будівельні матеріали. Одним із найефективніших вирішень цієї проблеми є застосування ніздрюватого бетону для

зведення основних конструктивних елементів будівель (зовнішніх і внутрішніх стін, перегородок, перекриттів, покриттів тощо).

Застосування пористого бетону в Швеції, Німеччині, Польщі, Норвегії, Фінляндії дало змогу значно скоротити витрати енергоносіїв на опалення. Витрати на опалення одного метра квадратного в цих країнах в три рази менші, ніж в Україні. Найбільші втрати тепла в будівлях спостерігаються через так звані “містки холоду”, до яких належать віконні та дверні перемички. Виконання перемичок з ніздрюватого бетону вирішує питання теплоізоляції і дослідження таких конструкцій є актуальним завданням.

Сучасний стан досліджень

Віконні і дверні перемички із ніздрюватих бетонів дають змогу досягнути однорідності стіни, позбавляють містків холоду, необхідності в додатковому утеплювачі, забезпечують рівну поверхню для оброблення стін і легкий монтаж. Застосовуються в несучих і самонесучих стінах будівель до п'яти поверхів включно, але не більше 15 м, в ненесучих – без обмеження поверховості.

Перемички з ніздрюватого бетону випускають різних типорозмірів. Проведений аналіз наявних на українському ринку технічних рішень перемичок з ніздрюватих бетонів показав, що у поєднанні з жорстким арматурним каркасом такі конструкції працюють за призначенням. Питання роботи пінобетонних конструкцій, армованих стержневою арматурою активно вивчають [1–3]. Натомість, відомостей про роботу пінобетонних згинаних конструкцій з іншими видами армування, наприклад, з канатною арматурою, є недостатньо. Тому вивчення несучої здатності та деформативності згинаних конструкцій з безавтоклавного фібропінобетону, а також оцінка впливу виду армування на роботу цих конструкцій, є актуальним, поки не виконаним завданням. Вищенаведене дозволило сформулювати мету і завдання нашого дослідження.

Мета та завдання дослідження

Метою досліджень є експериментальне вивчення та встановлення особливостей напружено-деформованого й граничного станів при згині балок із безавтоклавного фібропінобетону, армованих канатною арматурою малого діаметра.

Для досягнення поставленої мети слід виконати такі завдання дослідження:

- розробити методику й провести випробування на згин балок, армованих канатною арматурою малого діаметра, із безавтоклавного фібропінобетону, розміри яких максимально наблизити до типового розміру перемичок;
- вивчити напружено-деформований стан, виміряти вертикальні переміщення та встановити несучу здатність при згині армованих балок із безавтоклавного фібропінобетону;
- у ході експериментів вивчити характер руйнування при згині фібропінобетонних балок, армованих канатною арматурою малого діаметра.

Матеріали і конструкція дослідних зразків

З огляду на потребу підвищеної міцності матеріалу та пряму кореляцію між міцністю та маркою пінобетону за густиною в наших дослідженнях ми вибрали фібропінобетон з середньою маркою D1200.

Виготовлення пінобетону проводили на відкритій площадці при температурі +20 — +24 °С. Приготування пінобетону було організовано за схемою, яка полягала в змішуванні стійкої піни з розчином. Частину води дозували за об'ємом, цемент і пісок – за масою і з них готувався розчин. Концентрат піноутворювача і частину води змішували для отримання робочого розчину піноутворювача, який за допомогою компресора та піногенератора утворював піну, яку подавали у бетонозмішувач до готового вже цементно-піщаного розчину. Паралельно у бетонозмішувач подавали поліпропіленову фібру.

Після додавання піни до бетонозмішувача суміш ретельно перемішували ще впродовж 10–15 хв. Після цього фібропінобетонну суміш транспортували до місця укладання в форми. Рецептuru приготування пінобетонної суміші наведена у табл. 1.

Рецептурний склад основних компонентів пінобетонної суміші

Проектна марка пінобетону	Склад (на 1 м ³)	
	Назва компоненту	Кількість
D 1200	Портландцемент марки ПЦ-І 500, виробництва ПАТ "Подільський цемент"	400 кг
	Митий кварцовий пісок, згідно з ГОСТ 8736-85 з вмістом мулистих і глинистих домішок не більше ніж 3 %	600 кг
	Піноутворювач Centipor SK 120, виробництва концерну MC-Bauchemie (Німеччина)	1,2 л
	Вода водопровідна питна, що відповідає вимогам ГОСТ 23732-79	220 л (20 л з піною)
	Поліпропіленова фібра з довжиною волокон 12 мм	900 г

У відповідності до завдань дослідження для вивчення характеру руйнування та напружено-деформованого стану, впливу армування на несучу здатність та деформативність фібропінобетонних балок, армованих канатною арматурою, було передбачено виготовлення двох зразків-балок. Розміри балок приймалися максимально наближеними до реальних перемичок, які використовують нині на ринку для перекриття віконних прорізів. Зразки-близнюки були виготовлені одночасно в попередньо підготовленій опалубці. Армування балок здійснювалося канатною арматурою Ø3 мм, плетення тросу 6x7 + FC (з оцинкованого дроту та органічним сердечником) згідно з DIN 3055. Посередині прольоту було влаштовано 8 канатів у розтягнутій зоні та 2 у стиснутій зоні. До опор у нижній зоні було доведено 3 троси, решта тросів почергово на відстанях 400, 600, 800 мм від торців балок були відігнуті у верхню зону. Проектне положення канатів забезпечувалося сталевими перфорованими пластинами, товщиною 2—2,5 мм. Після влаштування усіх канатів у поздовжньому напрямку навколо них було накинуто 7—8 петель з тросу цього ж діаметра. По закінченні формування каркаса торцеві перфоровані пластини за допомогою болтів були притягнуті до торця опалубки, чим було створено попередній натяг усього каркаса. Сформований арматурний каркас балок відображено на рис. 1. Характеристика зразків-балок подана в табл. 2.



Рис. 1. Загальний вигляд армування зразків-балок

Таблиця 2

Характеристика дослідних зразків

Марка балки	l , мм	b , мм	h , мм	К-сть, Ø та вид робочої арматури в нижній зоні	A_s , см ²	ρ , %
ФПБ-1	1985	120	240	8 Ø3 6x7 + FC DIN 3055	0,238	0,082
ФПБ-2	1990	120	240	8 Ø3 6x7 + FC DIN 3055	0,238	0,082

Схематичне креслення балкового зразка та схема армування наведені на рис. 2.

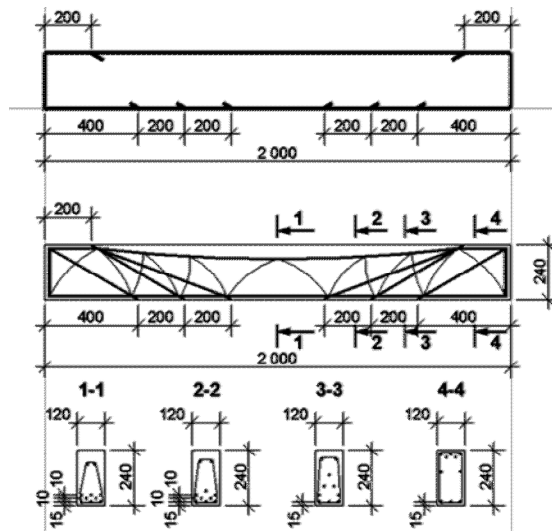


Рис. 2. Схема армування дослідних балок

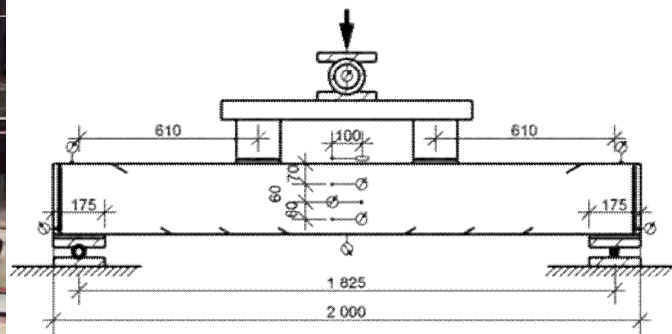
Паралельно до основних дослідних зразків з того ж фібропінобетону і за тією ж технологією були виготовлені куби та призми для визначення фізико-механічних характеристик пінобетону.

Методика випробувань балок

Дослідні армовані фібропінобетонні балки випробовували після досягнення ними 28-добового віку за схемою однопролітної балки, опертої на дві опори, одна з яких шарнірно-нерухома, а інша – шарнірно-рухома. Для проведення випробувань було використано інвентарний лабораторний стенд. Відстань між опорами становила 1 825 мм і відповідала розрахунковій довжині прольоту. Схема випробувань балок відповідала ДСТУ Б В.2.6-7-95 (ГОСТ 8829-94) [4], а саме: зосереджені навантаження прикладали в третинах прольоту, чим моделювалася зона чистого згину посередині балки. Передавали навантаження від траверси на дослідну балку для унеможливлення зминання фібропінобетону бетонними кубами із гранню 150 мм. Для забезпечення надійного та рівномірного обпирання балки на опорах та передавання навантаження використовувався гіпсовий розчин (рис. 3, а). Коли розчин набрав міцності, розпочинали випробовувати балку на згин.



а



б

Рис. 3. Вигляд випробувального стенда з балкою, приготованою до випробувань (а) та схема випробувань зразків-балок (б)

Навантаження створювали за допомогою гідравлічного домкрату та розподільчої траверси. Завантажували ступінчасто з кроком 0,1—0,2 від планованого руйнівного навантаження і контролювали протарованим пружинним кільцевим динамометром стиску з індикатором годинникового типу. Витримка на кожному етапі завантаження досягала 10 хв.

Покази приладів знімали на початку і в кінці кожного етапу, а їх розташування показано на рис. 3, б. Для замірювання прогину було використано індикатори годинникового типу з ціною поділки 0,01 мм посередині прольоту (Іпр-1) та по одному індикатору на обох опорах (Іоп-1 та Іоп-2).

Вертикальні зміщення нижньої грані балки w визначали за показами індикатора Ппр-1 мінус середнє осідання опор, опертих на опорні столики, а саме:

$$w = f_{\text{Ппр-1}} - (f_{\text{Іоп-1}} + f_{\text{Іоп-2}}). \quad (1)$$

На торцях балки були влаштовані індикатори годинникового типу з ціною поділки 0,01 мм, що вимірювали можливе зміщення торцевої перфорованої пластини, яка для арматури виконувала функцію анкера, відносно масиву фібропінобетону.

Виміряли деформації пінобетону за допомогою мікроіндикаторів годинникового типу з ціною поділки 0,001 мм, встановлених на базі 100 мм в середині прольоту балки по висоті перерізу, як це показано на схемі розташування приладів (див. рис. 3).

Утворення тріщин фіксували візуально, маркером робили відмітки межі тріщини на кожному етапі випробувань, а ширину їх розкриття вимірювали за допомогою мікроскопа 24-кратного збільшення МПБ-2 з ціною поділки 0,05 мм.

Випробовували до моменту руйнування балки. Оскільки під час руйнування вертикальні зміщення нижньої грані балок перевищували величину 1 см, то покази з прогиноміра знімали до досягнення цієї величини прогину, а потім без зміни навантаження переставляли прилад та знімали повторно покази на цьому етапі. Після руйнування візуально обстежували зразок, проводили фотофіксацію утворених руйнівних тріщин.

Результати експериментальних досліджень

Випробування кубів дали змогу призначити клас фібропінобетону – LC2. Внаслідок випробувань призм із фібропінобетону встановлені такі середні значення його характеристик: середня призмova міцність – 3,32 МПа, середній модуль пружності – 4 451 МПа, коефіцієнт Пуассона – 0,18. Дослідні випробування на розрив трьох зразків каната показали хорошу збіжність результатів. Перші два зразки розірвались за навантаження 6 кН, третій – 6,6 кН. Усереднені результати дослідів на розтяг каната та порівняння отриманих даних з емпіричними даними сортаментів наведені в табл. 3.

Таблиця 3

Фізико-механічні характеристики каната

Позначення каната	Діаметр троса (дротини), мм	S поперечного перерізу, мм ²	Робоче навантаження, кН	Руйнівне навантаження, кН
фактично	2,98мм (0,3x42)	2,97	-	6,2
Ø3 6x7 + FC -1770 DIN 3055	3 мм	3,30	1,06	5,29
3-Г-1-С-Н-2160 ГОСТ 3069-80	2,9 мм (0,32x6; 0,30x36)	3,03	-	5,7

За табл. 3 можна зробити висновок, що обраний для досліджень канат відповідає показникам найвищих маркувальних груп згідно з DIN 3055 та ГОСТ 3069-80. Однак з огляду на небезпеку появи обривів дротин під час монтажу арматури, а також у зв'язку з корозійною небезпекою за характеристичне значення міцності каната в розрахунках прийнято величину рекомендованого виробниками робочого навантаження:

$$f_{yk} = 1060 / 2.97 = 356,9 \text{ МПа} \quad (2)$$

Результати випробувань на згин фібропінобетонних балок після занесення їх у спеціальний журнал випробувань, для наочності були опрацьовані у вигляді графіків (рис. 4).

Проаналізувавши дані експерименту, встановлено, що руйнівний момент для балки ФПБ-1 становив 2,86 кНм, а для балки ФПБ-2 — 4,87 кНм. Величину граничного прогину прийнято 1/150 прольоту, що становило 12,16 мм. Також можна відзначити, що балка ФПБ-1 зруйнувалася за першою групою граничних станів, оскільки граничні прогини були досягнуті вже після фізичного руйнування балки, а у балки ФПБ-2 перед її фізичним руйнуваннями було перевищено величину граничного прогину, отже, вважаємо її зруйнованою за другою ГГС. Оскільки різниці в конструкції балок не було, істотну різницю в несучій здатності балок пояснюємо різною міцністю фібропінобетону у стиснутій зоні балок. Результати вимірювання деформацій фібропінобетону були опрацьовані у вигляді епюр деформацій по висоті перерізу балок і наведені на рис. 5.

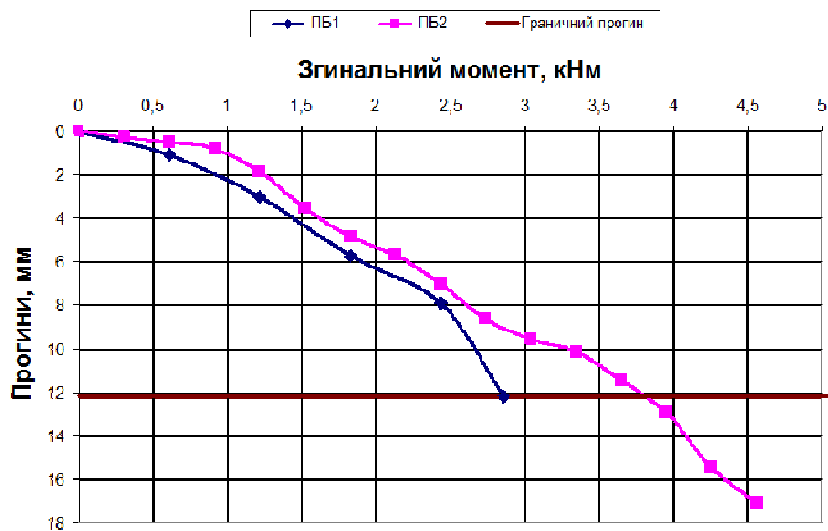


Рис. 4. Графіки залежності прогину від згинального моменту для дослідних балок

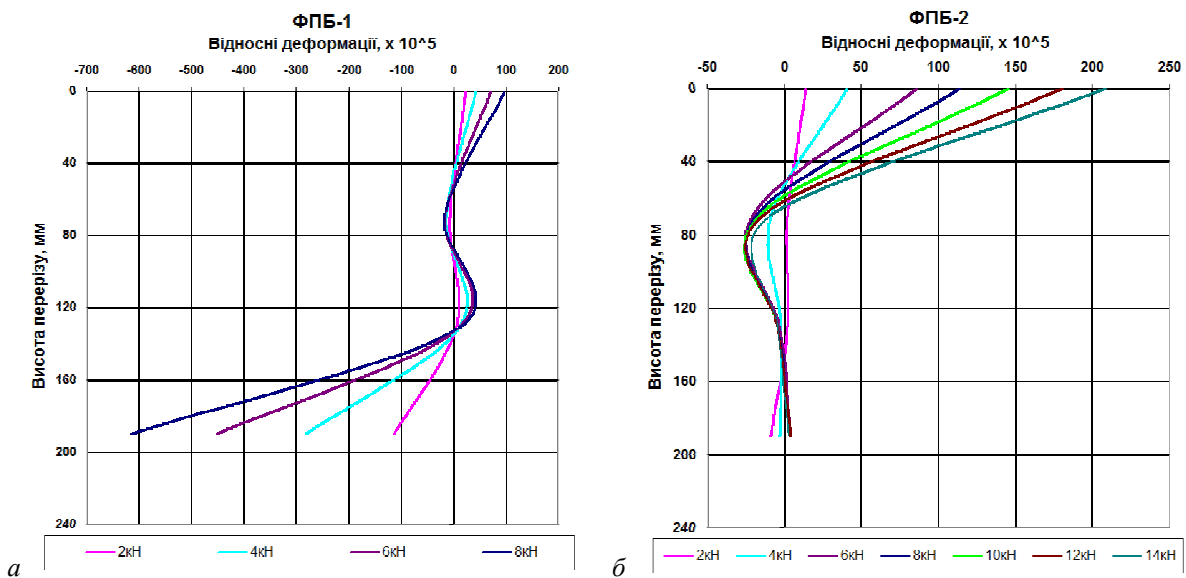


Рис. 5. Графіки зміни відносних деформацій фібропінобетону посередині прольоту: а – у балці ФПБ-1; б – у балці ФПБ-2



Рис. 6. Тріциноутворення та руйнування балки ФПБ-2

Як показали побудовані епюри деформацій фібропінобетону (див. рис. 5), у обох балках розподіл стискаючих напружень по висоті стиснутої зони відповідає трикутній формі епюри. При цьому, на відміну від несучої здатності, величина деформування, яка спостерігалася у стиснутій зоні балок, відрізнялася незначно та характеризувалася поступовим рівномірним зростанням. Так, для балки ФПБ-1 при величині зовнішнього згинального моменту 2,43 кНм відносні фіброві деформації

стиснутої грані балки становили 97×10^{-5} од. відн. деф., а в балці ФПБ-2 при такому ж навантаженні – 114×10^{-5} од. відн. деф. Типовий характер тріщиноутворення та руйнування балок показано на рис. 6.

Індикатори годинникового типу, які були встановлені на торцях балок, не виявили зміщень торцевих анкерів відносно фібропінобетону. Це засвідчує, що канатна арматура була надійно заанкерена на опорах балок.

Визначення несучої здатності з використанням деформаційної моделі

Спробуємо розрахувати несучу здатність фібропінобетонних балок за нормами Єврокоду EN 1992-1-1:2004, користуючись методикою, викладеною у посібнику [5].

Для розрахунку необхідні параметри $\alpha = E_s / (\nu E_{cm})$ та $\rho = A_s / bd$:

$$\alpha = 1,8 \cdot 10^5 / (4451,31 \cdot 0,5) = 80,88; \quad \rho = 0,238 / (12 \cdot 21,5) = 0,00092, \quad (3)$$

де $E_s = 180000 \text{ МПа}$ – модуль пружності сталюого каната; E_{cm} – модуль пружності фібропінобетону.

Згідно з нормами проектування для застосування прямокутної епюри розподілу стискаючих напружень у фібропінобетоні вводимо коефіцієнт $\lambda = 0,8$.

Визначимо величину деформацій сталюого каната ϵ_s , скориставшись умовою рівноваги внутрішніх сил:

$$0,8 x b f_{ck} = A_s f_{yk}, \quad (4)$$

де $f_{yk} = \epsilon_s E_s$, $f_{ck} = \epsilon_{cu} E_{cm} \nu$, $\nu = 0,5$. Дійсна висота стиснутої зони залежить від деформацій крайніх фібр стиснутої зони бетону та деформацій арматури за залежністю

$$x = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_s} \cdot d \quad (5)$$

Підставивши все у (4), отримаємо квадратне рівняння для визначення деформацій

$$\epsilon_{cu}^2 = \frac{\rho \alpha}{0,8} (\epsilon_{cu} + \epsilon_s) \epsilon_s \quad (6)$$

Після спрощення отримаємо такий розв'язок:

$$\epsilon_s = \frac{-\epsilon_{cu} \pm \sqrt{\epsilon_{cu}^2 - 4 \left(-\frac{\epsilon_{cu}^2 \cdot 0,8}{\rho \alpha} \right)}}{2} \quad (7)$$

Знайдемо ϵ_s для обох балок, використавши за величину граничних деформацій фібропінобетону $\epsilon_{cu} = \frac{f_{ck}}{E_{cm} \nu} = \frac{3,32}{4451 \cdot 0,5} = 0,0015$. Тоді $\epsilon_s = 0,004225$.

Підставивши у (5), отримаємо $x = 5,63$ см. Для того, щоб знати граничну висоту стиснутої зони бетону, необхідно визначити параметр $\epsilon_{cu,3}$. У нормах проектування ця величина наведена для важкого бетону класів С10 і вище. Для класу фібропінобетону LC 2 величину $\epsilon_{cu,3}$ знайдемо прогнозуванням за допомогою поліноміального наближення (рис. 7).

За рівнянням на рис. 7 для фібропінобетону LC 2 $\epsilon_{cu,3} = 0,003594$.

$$x_R = \frac{\epsilon_{cu,3}}{\epsilon_{cu,3} + \epsilon_{s0}} \cdot d = \frac{0,003594}{0,003594 + 0,01044} \cdot 21,5 = 5,5 \text{ см} < x = 5,63 \text{ см}. \quad (8)$$

Отже, в розрахунку несучої здатності будемо брати величину x_R . Несуча здатність становить

$$M_u = f_{ck} \cdot b \cdot \lambda x_R \cdot (d - 0,5 \lambda x_R) = 3,32(0,1) \cdot 12 \cdot 0,8 \cdot 5,5 \cdot (21,5 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 5,5) = 3,38 \text{ кНм}. \quad (9)$$

Знайдена величина несучої здатності за міцністю нормального перерізу є незначно меншою від несучої здатності балки ФПБ-2 за другою групою граничних станів (по прогину). Згідно з табл. Б.2 ДСТУ Б В.2.6-7-95 [4] для згинаних конструкцій, що зруйнувалися по стиснутому бетону слід застосовувати коефіцієнт безпеки $C = 1,9$. З огляду на це, визначимо розрахункове погонне навантаження на запроектовані та випробувані балки з фібропінобетону D1200:

$$q_d = \frac{8M_u}{l^2 \cdot C} = \frac{8 \cdot 3,38}{1,825^2 \cdot 1,9} = 4,27 \text{ кН / м.} \quad (10)$$

Згідно з ДСТУ Б В.2.6-55:2008 [6] та ГОСТ 23009-78 [7] запроєктовані та випробувані балки можна промаркувати як перемичка ЗПБ20-4-Я.

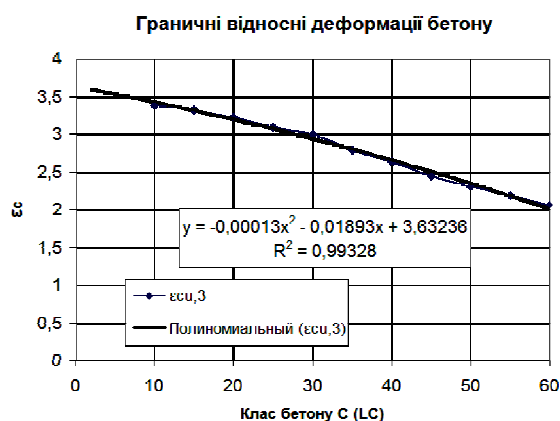


Рис. 7. До визначення граничних відносних деформацій фібропінобетону, $\epsilon_{си,3}$ в %

Висновки

Для виконання поставленої мети запроєктовані та виготовлені дві дослідні балки із безавтоклавного фібропінобетону марки за густиною D1200, розмірами 120x240x2000 мм з робочою арматурою 8Ø3 6x7+FC DIN 3055. Виготовлений фібропінобетон марки D1200 класу LC2 продемонстрував середню призмову міцність на рівні 3,32 МПа та модуль пружності на рівні 4 451 МПа. Випробуваннями каната Ø3 6x7 + FC DIN 3055 з оцинкованого дроту та органічним сердечником встановлено, що руйнівне зусилля для нього становить у середньому 6,2 кН, що дає змогу зарахувати застосований канат до маркувальної групи 2160 Н/мм².

Встановлено, що руйнівний момент для балки ФПБ-1 становив 2,86 кНм, а для балки ФПБ-2 – 4,87 кНм. Величину граничного прогину прийнято 1/150 прольоту, що становило 12,16 мм. Можна відзначити, що балка ФПБ-1 зруйнувалася за першою ГГС, оскільки граничні прогини були досягнуті вже після фізичного руйнування балки, а у балки ФПБ-2 перед її фізичним руйнуваннями було перевищено величину граничного прогину, отже, вважаємо її зруйнованою за другою ГГС. У разі застосування коефіцієнта безпеки $C = 1,9$ для згинаних конструкцій, що зруйнувалися по стиснутому бетону, розрахункове погонне навантаження на запроєктовані та випробувані балки з фібропінобетону становить 4,27 кН/м.

1. *Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из ячеистых бетонов (к СНиП 2.03.01-84) [Текст] – М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1985.– 70 с.* 2. Демчина Б. Г. *Дослідження пінобетонних армованих балок неавтоклавного твердіння / Б. Г. Демчина, Р. І. Чень, Р. М. Світій // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : Зб. наук. праць. Вип. 13 / Акад. буд-ва України, Нац. ун-т водного госп-ва та природокористування. – Рівне, 2005. – С. 121–129.* 3. Демчина Б. Г. *Анкерування сталевих арматур за рахунок зчеплення у зразках-балках з пінобетону [Текст] / Б. Г. Демчина, В. Б. Верба, Р. В. Сухоцький, Т. П. Пиріг // Вісник Нац. ун-ту “Львівська політехніка” № 742. Теорія і практика будівництва. – Львів: Вид-во Львівської політехніки, 2012. – С. 51–56.* 4. ДСТУ Б В.2.6-7-95 (ГОСТ 8829-94). *Конструкції будинків і споруд. Вироби будівельні бетонні та залізобетонні збірні. Методи випробувань навантаженням. Правила оцінки міцності, жорсткості та тріщиностійкості. – Державний комітет України у справах містобудування і архітектури. – К., 1997. – 23 с.* 5. Бліхарський З. Я. *Розрахунок і конструювання нормальних та похилих перерізів залізобетонних елементів [Текст] : навч. посіб. / З. Я. Бліхарський, І. І. Кархут, Р. Ф. Струк. – Львів : Львівська політехніка, 2014. – 144 с.* 6. ДСТУ Б В.2.6-55:2008. *Конструкції будинків і споруд. Перемички залізобетонні для будинків із цегляними стінами. Технічні умови. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 25 с.* 7. ГОСТ 23009-78. *Конструкции и изделия бетонные и железобетонные сборные. Условные обозначения (марки). – М.: Издательство стандартов, 1988.*