

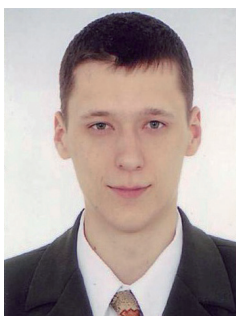


## АВТОРИ



### ЛІСЕНИЙ О.М.

Канд. техн. наук,  
завідувач відділу  
ДП “Державний  
науково-дослідний  
інститут будівельних  
конструкцій”



### ЗЕЛЕНКО Є.В.

С. н. с.,  
ДП “Державний  
науково-дослідний  
інститут будівельних  
конструкцій”



### ДУБОВИК С.О.

Пров. інж.,  
ДП “Державний  
науково-дослідний  
інститут будівельних  
конструкцій”

## ОСОБЛИВОСТІ ВИЗНАЧЕННЯ ПРОГИНУ ЗАЛІЗОБЕТОННОГО ПЕРЕКРИТТЯ

УДК 624.012.45

### АНОТАЦІЯ

Розглянуто особливості та послідовність розрахункової оцінки прогину монолітного залізобетонного перекриття. Методика визначення прогину ґрунтується на використанні результатів комп'ютерного розрахунку переміщень конструкції та їх коригуванні відповідно до нелінійності деформування залізобетону та тривалості дії навантаження. Нелінійність деформування залізобетону враховується згідно діючих норм ДБН В.2.6-98:2009 та ДСТУ Б В.2.6-156:2010.

Наведено числові приклади обчислення складових прогину для залізобетонних перекриттів. Виконано порівняння результатів розрахунків з фактичними значеннями прогинів двох натурних будівель. За результатами виконаних розрахунків рекомендована низка заходів для зменшення пошкоджень крихких конструктивних елементів будівлі, що спираються на залізобетонні перекриття.

The features and procedure for the calculation assessment of cast-in-situ reinforced concrete floor deflection are discussed. The deflection determination method is based on the use of the results of structures displacements computer analysis and on their correction in compliance with reinforced concrete deformation nonlinearity and load action duration. The nonlinearity of reinforced concrete deformation is taken into account according to current norms DBN V.2.6-98: 2009 and DSTU B V.2.6-156: 2010. The deflection calculation procedure includes four main stages as follows:

1. The analysis of forces in roof elements and of roof nodes displacements under conditionally-linear deformations.
  2. The determination of the deflection short-term component with taking into account the nonlinearity of reinforced concrete deformation and crack formation. The deformation models of structures sections are used for the correction of elements nonlinear stiffness depending on the values of moments.
  3. The determination of the deflection long-term component, which is caused by concrete creep, by means of multiplying the short-term deflection value by the coefficient of concrete linear creep. The total deflection value is the sum of short-term and long-term deflections.
  4. The determination of the deflection effective values, which cause damages of the building fragile elements, by means of taking into account the intermediate values of the concrete creep coefficient in a given sequence of loads applications.
- The numerical examples of deflection components calculations for reinforced concrete floors are presented. The comparison of calculation results with the actual values of deflections in two real buildings is carried out. Based on the results of performed calculations, a number of measures are recommended for reducing the damages of building fragile structural elements supported by reinforced concrete floors.

### КЛЮЧОВІ СЛОВА

монолітне залізобетонне перекриття, прогин, нелінійність деформування



В будівлях нерідко виявляються пошкодження скляних перегородок і вітрин, перегородок з цегли чи легкобетонних блоків, інших стінових огорожень та їх опорядження. Аналіз причин показує, що ці пошкодження виникають внаслідок прогинів залізобетонних перекриттів, значення яких проектувальниками часто недооцінюється. Це приводить до помилок при виборі конструктивних рішень крихких елементів, що розташовані на перекриттях, та їх вузлів.

Актуальність достовірного визначення розрахункового прогину обумовлена необхідністю збільшення прольотів перекриттів з монолітного залізобетону при забезпеченні їх мінімального габариту по висоті. Діючими нормами передбачена можливість не виконувати розрахунок прогину залізобетонного елемента шляхом забезпечення допустимого співвідношення «проліт/висота» (таблиця 5.4 ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [2]). Проте, скористатись такими залежностями для реальних конструкцій монолітних перекриттів не завжди можливо, особливо при складній нерегулярній конструктивній системі, поєднанні зосереджених і розподілених навантажень тощо.

У статті розглядається раціональна послідовність прямого розрахунку прогину залізобетонного перекриття, яка дозволяє на основі нормативних вимог [1, 2] досить достовірно врахувати всі основні фактори, що впливають на значення прогину: нелінійність деформування бетону, утворення тріщин, зростання прогину з часом внаслідок повзучості бетону, конструктивні особливості.

Виконано також приклади розрахунку для перекриттів двох реальних будівель торгівельного призначення, основні параметри яких наведено на рис. 1а і 1б. У табл. 1 наведено розрахункові значення складових прогину, а також дається їх порівняння з фактичними значеннями, які визначались методом геодезичного нівелювання.

Складові прогину для залізобетонного елемента при дії навантаження  $q$  схематично показано на рис. 2. Розділимо повне значення прогину  $f$  на дві складові частини:

$$f = f_s + f_l, \quad (1)$$

де  $f_s$  - прогин, що виникає при короткочасній дії навантаження, і  $f_l$  - прогин, обумовлений тривалою дією навантаження.

При цьому, короткочасний прогин  $f_s$ , в свою чергу, має лінійну і нелінійну складові:

$$f_s = f_{s,e} + f_{s,n},$$

де  $f_{s,e}$  - лінійна складова,  $f_{s,n}$  - нелінійна складова.

Зазначені складові прогину мають місце як у балочних, так і в плитних і комбінованих плитно-балочних конструкціях.

Розглянемо розрахунок прогинів відповідно до таких складних систем, зусилля і переміщен-

ня в яких зазвичай визначаються з застосуванням комп'ютерних програм. При цьому скористаємося певними спрощеннями розрахункової моделі деформування залізобетону, що допускаються нормами [1, 2].

## РОЗРАХУНОК ЗУСИЛЬ В ЕЛЕМЕНТАХ ПЕРЕКРИТТЯ ТА ПЕРЕМІЩЕНЬ ЙОГО ВУЗЛІВ ПРИ УМОВНО ЛІНІЙНОМУ ДЕФОРМУВАННІ

Для цього виконується початковий розрахунок комп'ютерної моделі будівлі або її фрагменту при дії розрахункової комбінації характеристичних навантажень. В розрахунковій моделі враховуються конструктивні особливості та початкова жорсткість приведених перерізів всіх елементів (балки, плити, колони), а також місцеві ослаблення перекриття прорізами, отворами тощо. В результаті виявляється розподіл зусиль (згинальних моментів) в елементах перекриття, що розглядається як повністю пружна система з початковими значеннями згинальних жорсткостей всіх елементів. Цій лінійній моделі відповідають вертикальні переміщення вузлів перекриття  $f_{s,e}$  при його умовно лінійному деформуванні.

Для перекриття 1 (рис. 1а) максимальне вертикальне переміщення, що отримано з розрахунку пружної моделі, складає  $f_{s,e} = 17,43$  мм, для перекриття 2 (рис. 1б) -  $f_{s,e} = 4,54$  мм (табл. 1).

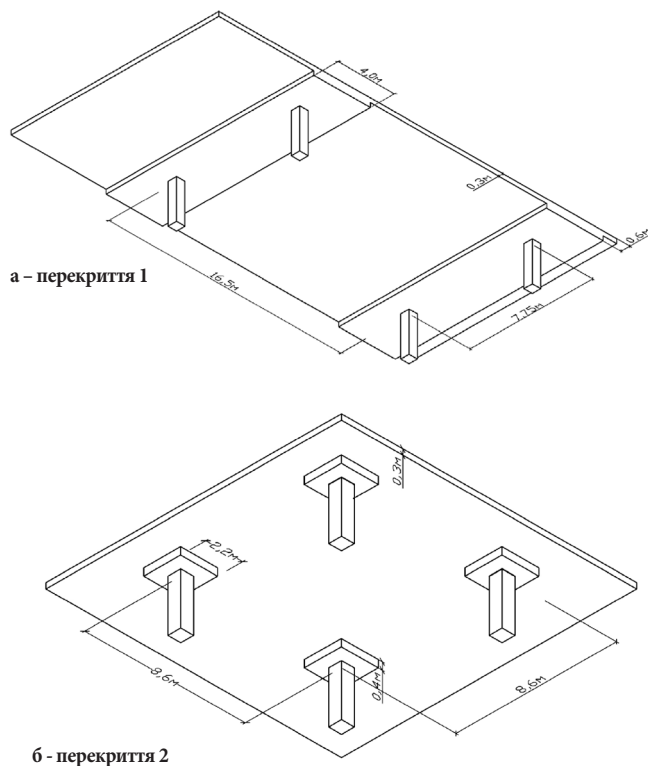


Рис.1. Конструктивні рішення натурних залізобетонних перекриттів (для порівняльних розрахунків).

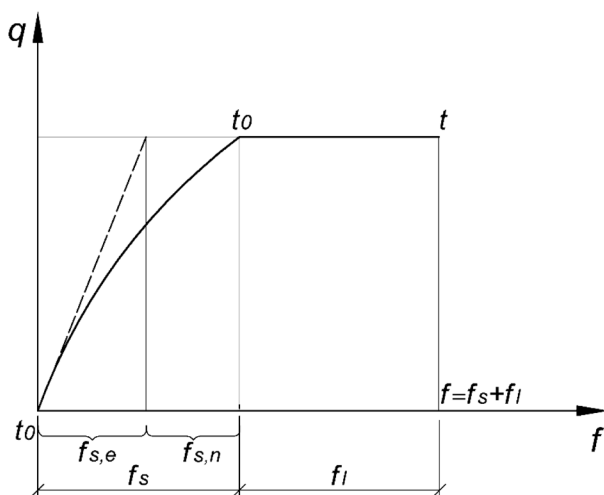


Рис.2. Складові прогину залізобетонного елемента.

## РОЗРАХУНОК НЕЛІНІЙНОЇ МОДЕЛІ ПРИ КОРОТКОЧАСНІЙ ДІЇ НАВАНТАЖЕННЯ

Для врахування нелінійності деформування залізобетонних елементів перекриття необхідно попередньо обчислити деформаційні моделі перерізів основних конструкцій згідно 4 і 5.4.3.1 ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [2] з використанням характеристик бетону і арматури, призначених для розрахунку за другою групою граничних станів (наприклад – з застосуванням алгоритму, що наведений у Додатку А ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [2]).

При визначенні прогину деформаційна модель розглядається, як масив пар значень згинальних моментів  $M_i$  та відповідних ним значень нелінійної жорсткості  $B_i = M_i / (1/r_i)$  у всьому допустимому діапазоні деформування перерізу, усередненого на ділянці між тріщинами, до досягнення граничних деформацій бетону  $\varepsilon_{cul,ck}$  (рис. 3.1 [1]) або арматури  $\varepsilon_{uk}$  (рис. 3.6 [1]). Умови рівноваги перерізу при цьому розглядаються з врахуванням напружень у бетоні розтягнутої зони.

Приклад деформаційної моделі перерізу плити перекриття 2 при дії згинальних моментів наведено на рис. 3.

Для врахування впливу «короткочасної» нелінійності розрахункової моделі слід скоригувати значення згинальних жорсткостей  $B_i$  елементів моделі відповідно до графіку жорсткості (типу рис. 3в) за значеннями згинальних моментів  $M_i$ , що отримано з початкового лінійного розрахунку (п.1).

Зменшення нелінійної жорсткості елементів порівняно з початковою жорсткістю в розрахунковій моделі перекриття враховується через зменшення модуля жорсткості матеріалу  $E \leq E_{ck}$ . Для плитних елементів перекриття слід враховувати ортотропію, тобто різні значення жорсткості

ті  $B_x$  і  $B_y$  (виражені через модулі  $E_x \leq E_{ck}$  і  $E_y \leq E_{ck}$ ) у двох взаємно перпендикулярних напрямках  $x$  та  $y$  в залежності від значень моментів  $M_x$  і  $M_y$ , що виникають в елементі при дії розрахункової комбінації характеристичних навантажень.

При цьому, немає потреби коригування жорсткості індивідуально для кожного елемента моделі. На практиці достатньо використовувати 4-6 зменшених значень нелінійної жорсткості для певних діапазонів розрахункових моментів. Для врахування перерозподілу зусиль в статично невизначеній системі достатньо виконати 1-2 послідовні наближення (ітерації) коригування жорсткості.

В результаті такого розрахунку визначаються прогини вузлів перекриття  $f_s$  з врахуванням нелінійності короткочасного деформування бетону і утворення тріщин ( $f_s > f_{s,e}$ ).

Для виконаних розрахунків перекриття 1 (рис.1а) коефіцієнт зменшення нелінійної жорсткості елементів, або відношення модулів  $E_x/E_{ck}$  і  $E_y/E_{ck}$ , складає від 0,6 до 1, для перекриття 2 (рис. 1б) – від 0,7 до 1,0. У перекритті 1 короткочасний нелінійний прогин складає  $f_s = 24,27$  мм (зростання на 39% порівняно з  $f_{s,e}$  - таблиця 1), у перекритті 2 -  $f_s = 4,95$  мм (зростання на 9% порівняно з  $f_{s,e}$ ).

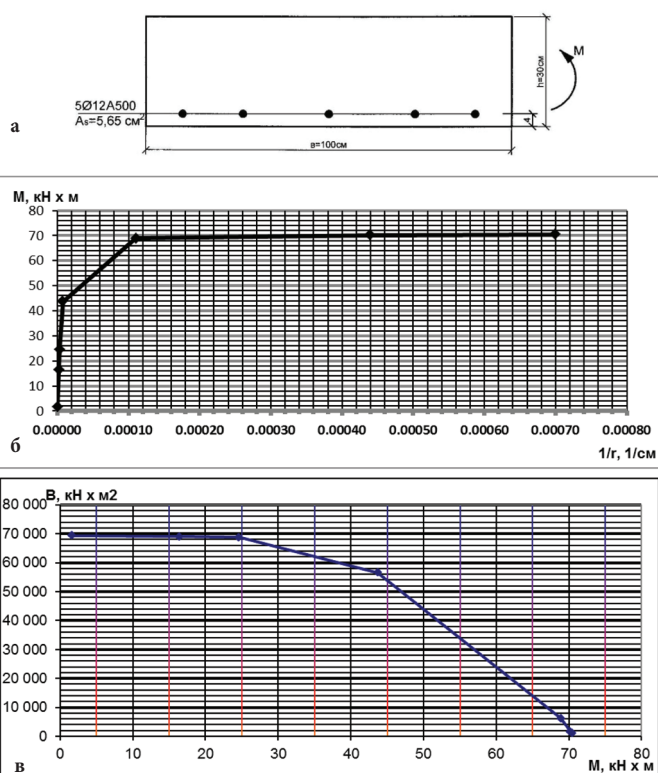


Рис.3. Деформаційна модель перерізу плити перекриття при дії згинальних моментів:

а - розміри та армування перерізу;

б - залежність «кривизна-момент»;

в - залежність «момент-згинальна жорсткість».



## ВРАХУВАННЯ ПОВЗУЧОСТІ БЕТОНУ ПРИ ТРИВАЛІЙ ДІЇ НАВАНТАЖЕННЯ

Прогин згинального елемента  $f$  інтегрально визначається через кривизни його перерізів. Крім того, згідно п.5.4.3.2 [2], «тривалу дію навантаження при визначенні прогину допускається враховувати шляхом множення відповідного значення кривизни, визначеного як для короткочасної дії навантаження, на коефіцієнт повзучості, що відповідає навантаженню і інтервалу часу».

Тому повне розрахункове значення прогину перекриття (1), з врахуванням тривалості дії навантажень згідно п.5.4.3.2 [2], може бути виражене таким чином:

$$f = f_s + f_l = f_s + f_s \times \varphi(\infty, t_0) = f_s \times (1 + \varphi(\infty, t_0)), \quad (2)$$

де  $f_s$  — складова прогину від короткочасної дії навантаження;  $f_l = f_s \times \varphi(\infty, t_0)$  — складова прогину від тривалої дії навантаження;  $\varphi(\infty, t_0)$  — максимальне значення коефіцієнта лінійної повзучості бетону згідно таблиці 3.1 [2], що відповідає терміну дії навантаження від моменту його прикладення  $t = t_0$  до умовного «безкінечно» далекого часу  $t = t_\infty$ .

Слід зазначити, що прогин за виразом (2) визначається в умовах лінійної повзучості, тобто коли напруження стиску в бетоні  $\sigma_c$  при  $t = t_0$  не перевищує  $0,45f_{ck}$ .

Визначені таким чином значення повного прогину  $f$  необхідно порівнювати з допустимими значеннями прогину  $f_u$  згідно ДСТУ Б В.1.2-3:2006 [3] з врахуванням коефіцієнта надійності за відповідальністю  $\gamma_n$  згідно ДБН В.1.2-14:2009 [4]. Значення прогину  $f$  відповідають досить віддаленому моменту часу, до настання якого вичерпуються деформації бетону від повзучості.

Тоді для перекриття 1 (рис. 1а) повне значення прогину з врахуванням тривалості дії навантаження при коефіцієнті повзучості  $\varphi(\infty, t_0) = 2,0$  для бетону класу С32/40 складає  $f = 24,27 \text{ мм} \times (1 + 2,0) = 72,81 \text{ мм}$  (зростання в 3,0 рази порівняно з прогином від короткочасної дії навантаження  $f_s$  — табл. 1), а для перекриття 2 (рис. 1б) при коефіцієнті повзучості  $\varphi(\infty, t_0) = 2,5$  для бетону класу С25/30 -  $f = 4,95 \text{ мм} \times (1 + 2,5) = 17,33 \text{ мм}$  (зростання в 3,5 рази порівняно з  $f_s$ ).

Обчислені значення повного прогину не перевищують гранично допустимі значення згідно ДСТУ Б В.1.2-3:2006 [4]. Разом з тим, під час обстеження існуючих конструкцій було встановлено, що внаслідок тривалого деформування залізобетонних перекриттів мали місце такі пошкодження:

в будівлі з перекриттям типу 1 - руйнування підлоги та пошкодження кріплень метале-

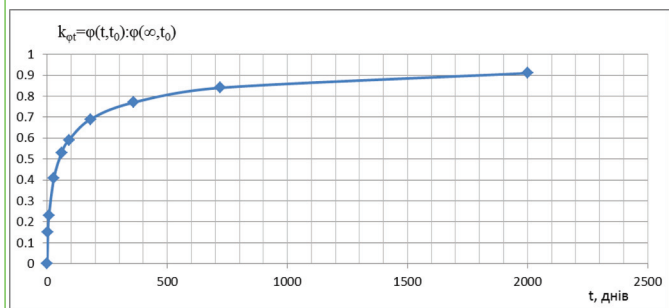
вих конструкцій обрамлення скляних перегородок;  
в будівлі з перекриттям типу 2 - надмірні деформації з площини і навіть руйнування скляних перегородок.

Необхідно визначати значення прогинів, що обумовлюють такі пошкодження і які необхідно враховувати при проектуванні подібних елементів будівлі.

## ВИЗНАЧЕННЯ ЕФЕКТИВНИХ ЗНАЧЕНЬ ПРОГИНУ, ЩО ОБУМОВЛЮЮТЬ ПОШКОДЖЕННЯ КРИХКИХ ЕЛЕМЕНТІВ БУДІВЛІ

Практично важливим для проектування крихких елементів будівлі, наприклад – перегородок, є не повне значення прогину перекриття  $f$ , а значення  $f_{ef}$  (назвемо його «ефективний прогин»), що проявляється після влаштування перегородок в момент часу  $t < t_\infty$ . До цього часу вже проявилися складові короткочасного прогину від власної ваги перекриття (або перекриття і підлоги), а також частина тривалого прогину від повзучості, яка відповідає проміжку часу, що пройшов від прикладення зазначених навантажень до часу влаштування перегородок  $t$ .

Значення коефіцієнта повзучості, що відповідають проміжним періодам часу  $t$ , можна визначати, наприклад, за даними посібника [5], де наведено співвідношення  $\varphi(t, t_0) : \varphi(\infty, t_0)$  для різних значень  $t$ . У графічному вигляді така залежність показана на рис. 4.



**Рис.4.** Графік залежності коефіцієнта повзучості бетону від часу (для елементів з величиною відкритої питомої поверхні 0,1 см-і менше)

Як видно з рис. 4, деформації повзучості інтенсивно зростають в початковий період після прикладення навантаження (близько 50% деформацій за перші два місяці), в подальшому ріст деформацій сповільнюється, проте не затухає протягом кількох років. Аналогічно відбувається зростання з часом прогину залізобетонної конструкції.

Виходячи з виразу (2), в якому враховано допущення про врахування тривалості дії навантаження згідно п.5.4.3.2 [2], можна визначити час-





тину прогину  $f_s$ , що відбувається за період від прикладення навантаження  $t_0$  до часу  $t$  (початковий прогин):

$$f_t = f_s \times (1 + \varphi(\infty, t_0) \times k_{\varphi t}), \quad (3)$$

а також значення ефективного прогину в подальший період від  $t$  до  $t = \infty$ :

$$f_{ef} = f - f_t = f_s \times \varphi(\infty, t_0) \times (1 - k_{\varphi t}), \quad (4)$$

де

$$k_{\varphi t} = \varphi(t, t_0) : \varphi(\infty, t_0). \quad (5)$$

При цьому  $t_0$  є часом початку відліку деформацій повзучості для навантаження. На практиці, загальне навантаження має кілька складових  $q_i$ , для кожного з яких цей час відрізняється. Тому сумарний ефективний прогин залежить від послідовності прикладення та тривалості етапів навантажень.

Наводимо приклад визначення ефективного прогину для перегородок при такій послідовності завантаження перекриття 1 (рис. 1а):

$t_1 = 0$  для навантаження  $q_1$  від власної ваги перекриття (відповідає моменту демонтажу стійок опалубки), короточасний прогин від  $q_1$  складає  $f_{s,1} = 17,3$  мм,

$t_2 = 7$  днів для навантаження  $q_2$  від ваги підлоги, короточасний прогин від  $q_2$  складає  $f_{s,2} = 3,28$  мм,  $t_3 = 35$  днів - час влаштування перегородок.

Тоді прогин перекриття 1 до часу влаштування перегородок включатиме:

1) короточасний прогин  $f_{s,1} = 17,3$  мм від навантаження  $q_1$ ;

2) частину тривалого прогину від навантаження  $q_1$ , що складає  $f_{s,1} \times \varphi(\infty, t_0) \times k_{\varphi t_1} = 17,3 \text{ мм} \times 2,0 \times 0,23 = 7,96 \text{ мм}$ , де  $k_{\varphi t_1} = 0,23$  прийнято за графіком на рис. 4 і відповідає періоду дії цього навантаження ( $t, t_0 = t_2 - t_1 = 7 - 0 = 7$  днів);

3) короточасний прогин  $f_{s,2} = 3,28$  мм від навантаження  $q_2$ ;

4) частину тривалого прогину від навантаження  $q_2$ , що складає  $f_{s,2} \times \varphi(\infty, t_0) \times k_{\varphi t_2} = 3,28 \text{ мм} \times 2,0 \times 0,41 = 2,69 \text{ мм}$ , де  $k_{\varphi t_2} = 0,41$  відповідає періоду дії навантаження ( $t, t_0 = t_3 - t_2 = 35 - 7 = 28$  днів).

До часу влаштування перегородок ( $t_3 = 35$  днів) сумарний початковий прогин перекриття досягає:

$$f_i = 35 = 17,3 + 7,96 + 3,28 + 2,69 = 31,23 \text{ мм},$$

а ефективний прогин, що в подальшому обумовлюватиме деформування перегородок, складатиме різницю між максимально досяжним

Таблиця 1. Результати розрахунків і вимірювань прогину в натурних перекриттях.

Ч.ч.	Складові прогину плити перекриття	Лінійна складова $f_{s,e}$ , мм	Нелінійна складова $f_{s,n}$ , мм	Короточасний прогин $f_{s,mm}$	Тривалий прогин $f_i = f_s \times \varphi(\infty, t_0)$ , мм	Повний прогин $f = f_s + f_i$ , мм	Ефективний прогин $f_{ef}$ , мм
	Перекриття 1 (рис. 1а) - плитно-балочне, прольоти 16,5 м і 8,75 м; товщина плити 0,30 м, висота балок 0,70...0,75 м; бетон класу С32/40; арматура А500С, коефіцієнт армування плити 0,0017...0,0084						
1	Розрахунок, макс. значення	17,43	6,84	24,27	48,54 $\varphi(\infty, t_0) = 2,0$	72,81	41,58
2	Фактичне значення*			23...32		60...80	45...55
	Перекриття 2 (рис. 1б) - плитне з капітелями, прольоти 8,7 м; товщина плити 0,30 м, висота капітелей 0,40 м; бетон класу С25/30; арматура А500С, коефіцієнт армування плити 0,0019...0,0052						
3	Розрахунок, для середньої (крайньої) ділянок	2,66 (4,54)	0,24 (0,41)	2,90 (4,95)	7,25 (12,38) $\varphi(\infty, t_0) = 2,5$	10,15 (17,33)	4,28 (7,88)
4	Фактичне значення*						5...7 (6...11)

прогином  $f_i$  початковим прогином  $f_i = 35$ :

$$f_{ef} = f - f_i = 35 = 72,81 - 31,23 = 41,58 \text{ мм}.$$

Значення ефективного прогину для перегородок, що влаштовані на перекритті 1 (табл. 1, рядок 1), перевищує допустиме значення за п.5.4.1.4[2], згідно якого після завершення будівництва прийнятним є граничний прогин  $1/500$  прольоту ( $16500/500 = 33$  мм).

Аналогічним чином визначено значення ефективного прогину для перегородок, які влаштовані на перекритті 2 при  $t = 60$  днів (табл. 1, рядок 3). Розрахункові значення ефективного прогину в цьому випадку складають  $f_{ef} = 4,28$  мм і  $f_{ef} = 7,88$  мм для середньої і крайньої ділянок перекриття (табл. 1, рядок 3), що менше граничного прогину  $1/500$  прольоту ( $8600/500 = 17,2$  мм). Не зважаючи на порівняно малі значення прогину, в цій будівлі скляні перегородки були пошкоджені, оскільки їх елементи були встановлені впритул, що перешкоджало взаємним зміщенням при зростанні прогину перекриття внаслідок тривалої дії навантаження.

У табл. 1 наведено також порівняння результатів розрахунків з фактичними значеннями прогинів, що визначались методом геодезичного нівелювання перекриття і підлоги. Слід зазначити, що фактичні прогини мають оціночний характер, оскільки включають початкові неточності виготовлення конструкцій.

Виходячи з результатів виконаних розрахунків, для зменшення пошкоджень крихких конструктивних елементів будівлі, що спираються на залізобетонні перекриття, рекомендується застосування наступних заходів.

1. Влаштовувати підлогу і перегородки не відразу після бетонування перекриття, а через 1-2 місяці, коли пройде більша частина тривалого прогину від власної ваги перекриття, яка скла-



дає половину і більше загального навантаження на перекриття.

2. Застосовувати попереднє напруження перекриття, що дозволяє практично виключити нелінійну складову прогину  $f_{sn}$ .

3. Застосовувати бетони більш високих класів, що мають порівняно більший модуль деформацій  $E_s$  і менше значення коефіцієнта повзучості  $\varphi(\infty, t_0)$ .

4. Крихкі елементи (перегородки, вітрини тощо) встановлювати на перекриття з влаштуванням конструктивних проміжків (зазорів), величину таких проміжків призначати з врахуванням ефективного прогину перекриття  $f_{ef}$ .

Загальний прогин  $f$  та ефективний прогин залізобетонного перекриття  $f_{ef}$  з прийнятною для практики точністю можуть бути визначені з застосуванням стандартних програм статичного розрахунку конструкцій за методикою, що викладена у статті і ґрунтується на врахуванні факторів нелінійності деформування залізобетону згідно [1, 2] і на врахуванні тривалості дії навантаження згідно п. 5.4.3.2 [2].

## ЛІТЕРАТУРА

1. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-98:2009. - [Чинні від 2011-06-01]. - К. : Мінрегіон України, 2011. - 71 с. - (Будівельні норми України).
2. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування: ДСТУ Б В.2.6-156:2010. - [Чинний від 2011-06-01]. - К.: Мінрегіон України, 2011. - 114 с. - (Національний стандарт України).
3. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Прогини і переміщення. Вимоги проектування: ДСТУ Б В.1.2-3:2006. - [Чинний від 2007-01-01]. - К.: Мінбуд України, 2006. - 10 с. - (Національний стандарт України).
4. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ: ДБН В.1.2-14-2009. - [Чинні від 2009-12-01]. - К. : Мінрегіон України, 2009. - 37 с. - (Будівельні норми України).
5. Проектирование железобетонных конструкций. Справочное пособие / [Голышев А.Б., Бачинский В.Я., Полищук В.П. и др.]. - К.: Будівельник, 1990. - С. 97.

## REFERENCES

1. Konstruktsii budunkiv i sporud. Betonni ta zalizobetonni konstruktsii. Osnovni polozhennia [Buildings and facilities structures. Concrete and reinforced concrete structures. Basic provisions]. (2011). DBN V.2.6-98:2009 from 01<sup>st</sup> June 2011. Kyiv: State Construction Norms of Ukraine [in Ukrainian].
2. Konstruktsii budunkiv i sporud. Betonni ta zalizobetonni konstruktsii z vazhkogo betony. Pravila proektyuvannia [Buildings and facilities structures. Concrete and reinforced concrete structures of heavy concrete. Design rules]. (2011). DSTU B V.2.6-156:2010 from 01<sup>st</sup> June 2011. Kyiv: State Construction Norms of Ukraine [in Ukrainian].
3. Sistema zabezpechennya nadiynosti ta bezbeku budivelnukh obektiv. Progunu i peremichennya. Vumogu proektuvannia [Reliability and safety ensuring system for construction objects. Sags and displacements. Design requirements]. (2006). DSTU B V.1.2-3:2006 from 01<sup>st</sup> January 2007. Kyiv: State Construction Norms of Ukraine [in Ukrainian].
4. Systema zabezpechennya nadiynosti ta bezpeku budivelnukh obektiv. Zagalni pruntzupu zabezpechennya nadiynosti ta konstruktivnoi bezpeku budivel, sporud, budivelnukh konstruktsii ta osnov [Reliability and safety ensuring system for construction objects. General principles for ensuring of reliability and structural safety for buildings, facilities, civil structures and bases]. (2009). DBN V.1.2-14-2009 from 01<sup>st</sup> Desember 2009. Kyiv: State Construction Norms of Ukraine [in Ukrainian].
5. Golyshev A.B., Bachinskiy V.Ja., Polishchuk V.P. and other. Proektirovanie zhelezobetonnykh konstruktsiy. Spravochnoe posobie [Reinforced concrete structures designing. Reference book]. «Budivelnik». - Kyiv, 1990. - 544 p. [in Russian].