

ПІДХІД ДО ВИЗНАЧЕННЯ РЕЗЕРВІВ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ РИГЕЛІВ У МЕЖАХ ЗБІРНОЇ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ РАМИ БУДИНКУ

© Гладішев Д.Г., Кінаш Р.І., Гладішев Г.М., 2005

Результати, отримані на основі натурального інструментального обстеження збірної залізобетонної рамної системи, підтвердили вплив розпірних зусиль на підвищення несучої здатності ригелів. Робота присвячена визначенню резервів несучої здатності залізобетонних ригелів на різних рівнях реальної жорсткісної системи рами при урахуванні впливу розпірних зусиль.

These results were received on the base of the natural tool-making investigation the gathering reinforced concrete frame system, as a result was confirmed the influence of the strutting efforts on the supports of beams for increase their carrying ability. This work is dedicated by the determination of reserves carrying ability the reinforced concrete beams on the different levels, in the real rigidity system of frame, wich can be provided when we taking into consideration the influence of the strutting efforts.

Постановка проблеми. Зусилля розпору, що виникають на опорних торцях ригелів, позитивно впливають на їхню роботу, підвищуючи їхню несучу здатність. Враховувати розпірні зусилля для підвищення несучої здатності теоретично пропонували у своїх роботах багато дослідників, наприклад, Григорян Г.С. [1], Guyon Y. [2], Коковін О.А. [3], Погребний Я.Ф. [4].

Характер розподілу розпірних зусиль на опорах ригелів з урахуванням особливостей шарнірного їх поєднання з колонами було оцінено в роботі [5]. На теперішній час актуальним є питання про визначення та використання резерву несучої здатності ригелів, який можна забезпечити під час врахування розпірних зусиль, що виникають на опорах ригелів при їх роботі на різних рівнях у реальній жорсткісній системі колон рами. Ця робота присвячена визначенню резервів несучої здатності залізобетонних ригелів при урахуванні впливу розпірних зусиль, які визначені на основі натурального інструментального обстеження збірної залізобетонної чотириповерхової шестипрогової рами виробничого корпусу “Підприємства Мальви Лтд.” в місті Львові.

Результати досліджень. Для визначення резервів несучої здатності залізобетонних ригелів, за різних рівнів горизонтальної пружної рухомості їх опор у межах обстеженої рамної системи, виконали таке:

- 1). За розробленим алгоритмом [6] здійснили розрахунки ригелів, для всіх класів бетону, за двома групами граничних станів:
 - як вільно опертих балок, ці дані враховані при побудові графіків на рис. 1–4;
 - за П-подібною розрахунковою схемою [6], в межах прийнятої одноповерхової однопрогової розрахункової схеми рами, ці дані враховані при побудові графіків на рис. 1–4;
 - змінювали пружність колон в одноповерховій однопроговій рамі від нуля до $930,4 \text{ кН/мм}$ (рис. 1);
 - змінювали класи бетону ригелів: В12,5, В15, В25, В30;
 - прийняли постійний процент армування ригелів $\mu=0,872\%$ (аналогічний як у ригелях обстеженої рами);
 - прийняли постійними вильоти консолей $l_{cons}=420 \text{ мм}$ від осі колони (як у обстеженій рамі).

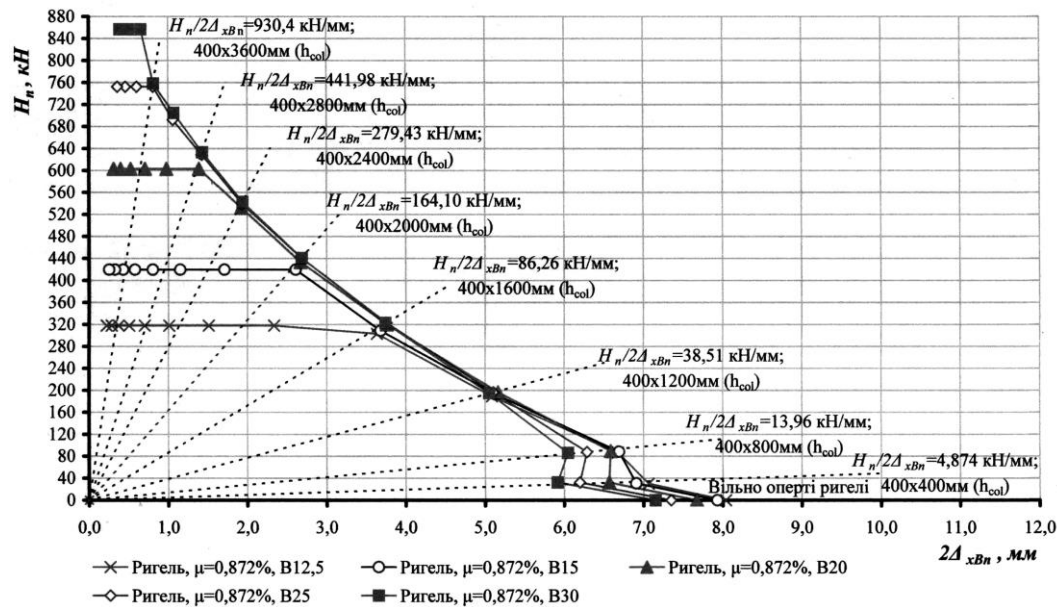


Рис. 1. Теоретичні нормативні залежності H_n від $2\Delta_{xB,n}$ при $\mu=0,872\%$, $l_{cons}=420\text{мм}$ та різних класах бетону

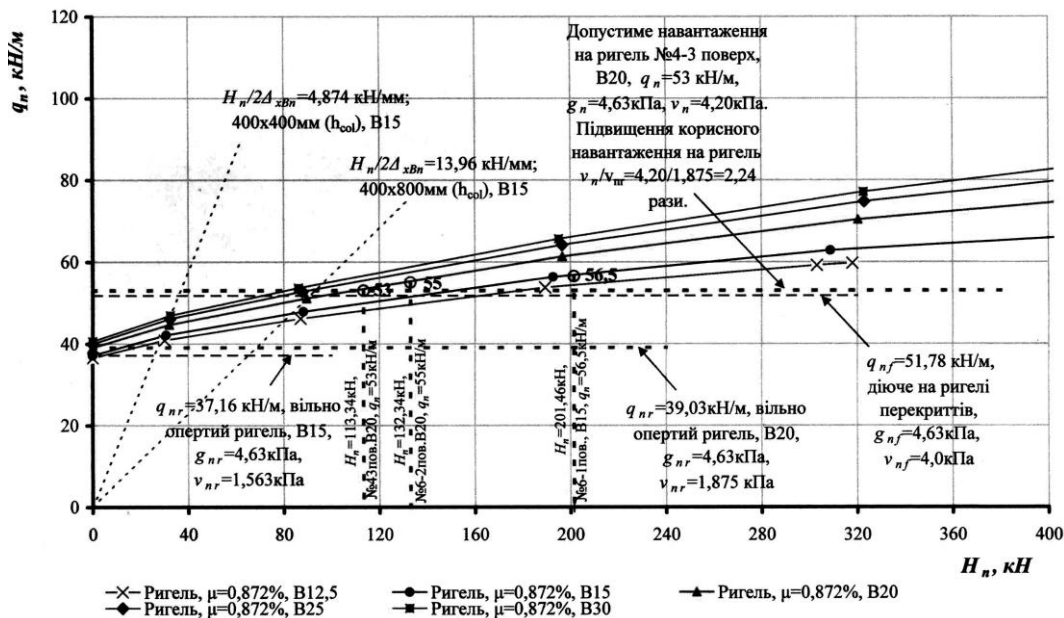


Рис. 2. Теоретичні залежності q_n від H_n для порівняння q_{nr} з q_{nf} та прийняття q_{nc}

2). Для порівняння нормативного навантаження q_{nr} , яке сприймають ригелі з фактичним нормативним навантаженням q_{nf} , що діє на ригелі в обстеженій рамі та прийняття допустимих нормативних навантажень q_{nc} на ригелі рами, виконані розрахунки та побудовані такі теоретичні залежності:

- розпірних зусиль H_n від сумарних горизонтальних переміщень $2\Delta_{xB,n}$ (рис. 1);
- нормативного навантаження q_n від розпірних зусиль H_n (рис. 2);
- нормативного навантаження q_n від плеча внутрішньої пари Z_n (рис. 3);
- ширини розкриття тріщин a_{cr2} від нормативного навантаження q_n (рис. 4);
- нормативного навантаження q_n від висоти стиснутої зони X_n (рис. 5).

3). Для визначення значень розпірних зусиль H_n в усіх ригелях обстеженої рами виконали її статичні розрахунки в програмному комплексі “Ліра”, при цьому прийняли та отримали:

- розрахункову схему рами та П-подібну схему ригеля в чотириповерховій шестипрогової рами (рис. 6);

– фактично діючі на ригелі нормативні навантаження: рівномірно розподілене $q_{nf}=51,78\text{кН/м}$, при корисних на перекриття $v_{n,f}=4,0\text{кПа}$, $v_{n,f, long}=0,67\times v_{nf}=2,68\text{кПа}$; $v_{n,f, shot}=0,33\times v_{nf}=1,32\text{кПа}$ та постійному $g_{n,f}=4,63\text{кПа}$ – конструкції перекриття;

– фактично діючі на ригелі покриття нормативні навантаження: рівномірно розподілене $q_{nf}=19,98\text{кН/м}$, при корисних $v_{n,f, shot}=0,5\text{кПа}$ та постійному $g_{n,f}=2,83\text{кПа}$;

– жорсткісні характеристики елементів рами за геометричними параметрами з врахуванням початкових модулів пружності бетону на стиск, при цьому врахували розрахункові жорсткості ригелів B_{red} та їх параметри при фактично діючому навантаженні $q_{nf}=51,78\text{кН/м}$, з розрахунків, проведених за алгоритмом [6] (табл. 1);

– епюри нормативних розпірних зусиль H_{nc} в ригелях обстеженої рами (рис. 7);

– деформаційну схему рами від діючих навантажень (рис. 8).

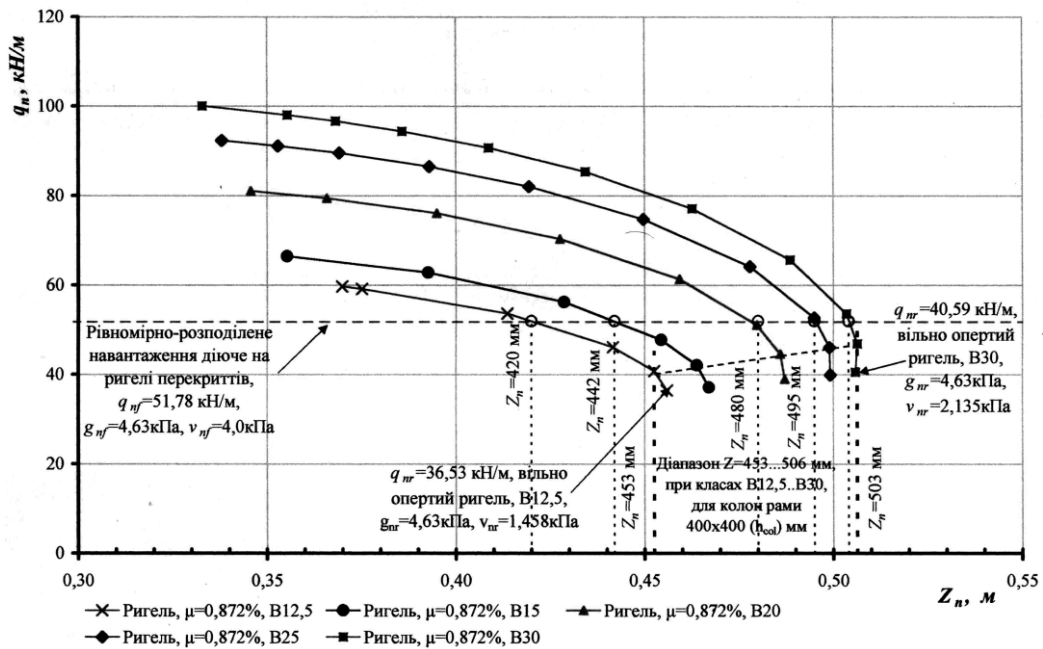


Рис. 3. Теоретичні залежності q_n від Z_n для порівняння q_{nr} з q_{nf} та прийняття q_{nc}

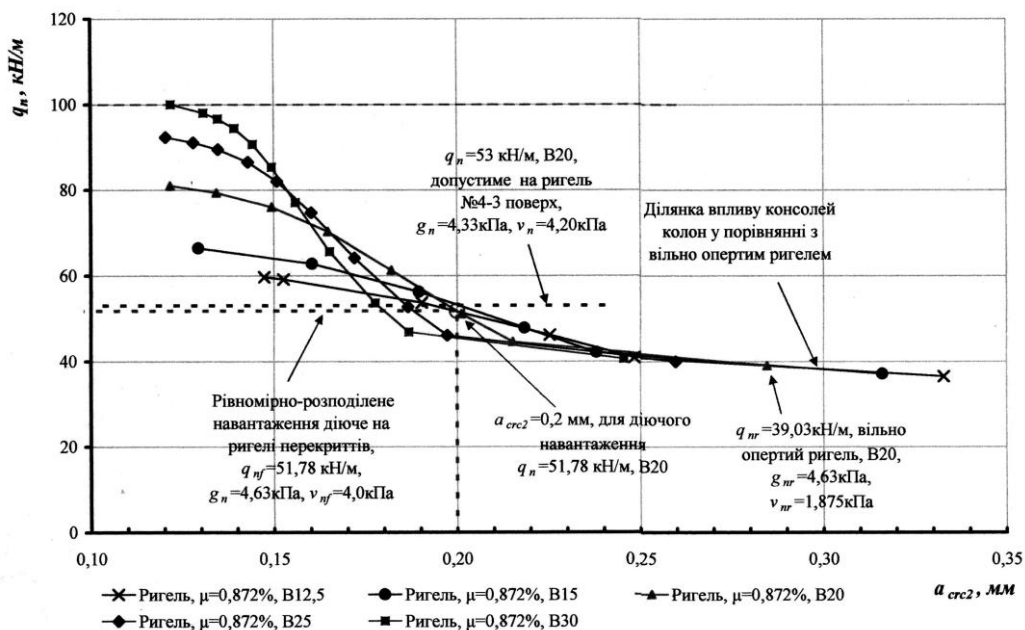


Рис. 4. Теоретичні залежності a_{cre2} від q_n для порівняння q_{nr} з q_{nf} та прийняття q_{nc}

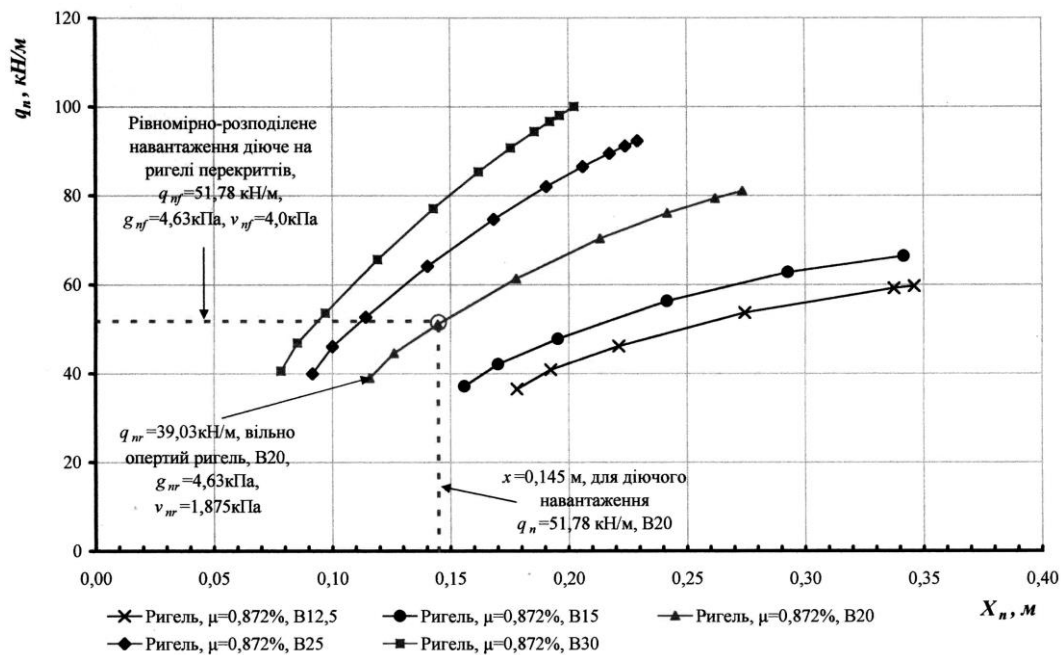


Рис. 5. Теоретичні нормативні залежності q_n від X_n

4). Для визначення резервів несучої здатності ригелів, при різних рівнях горизонтальної пружної рухомості їх опор у межах обстеженої рамної системи, виконали:

– на графік залежностей q_n від H_n (рис. 2) нанесли мінімальні нормативні значення розпірних зусиль $H_{n.c}$ по кожному поверху рами, які, перетинаючи криві залежностей q_n від H_n для відповідного класу бетону, дають значення допустимих рівномірно-розподілених навантажень $q_{n.c}$;

– порівняння $q_{n.c}$ з $q_{nf}=51,78\text{кН/м}$ здійснили в табличній формі (табл. 2). У табл. 2 за даними порівнянь визначили допустиме навантаження на кожний ригель. Мінімальне значення нормативних навантажень на ригелі $q_{n.c}$, визначене в таблиці для кожного поверху окремо, на відмітках: $\pm 0,0\text{ м}$, $+3,6\text{ м}$, $+7,2\text{ м}$. Відповідно визначені максимально допустимі нормативні корисні навантаження на перекриття $v_{n.c}$. Резерви несучої здатності ригелів $v_{n.c}/v_{n.r}$, з врахуванням дії на їх торці розпірних зусиль, пораховані на відмітках $\pm 0,0\text{ м}$, $+3,6\text{ м}$, $+7,2\text{ м}$ в табл. 2 порівняно з вільно опертими ригелями, на торці яких не діють розпірні зусилля.

Таблиця 1

Розрахункові параметри ригелів, які працюють з розпором в прийнятій схемі рами з розрахунковим прольотом $l_0=5,56\text{ м}$, при $q_{nf}=51,78\text{кН/м}$

Клас бетону ригелів, B	Плече внутрішньої пари, $Z_{nr}, \text{ мм}$	Приведена жорсткість ригеля, $B_{red}, \text{ кНм}^2$	Початковий модуль пружності бетону, $E_b, \text{ МПа}$	Приведений момент інерції ригеля, $I_{red}=B_{red}/E_b, \text{ м}^4$	Висота стиснутої зони бетону, $X, \text{ мм}$	Фактична висота стиснутої зони бетону, $X^{exp}=X/\omega, \text{ мм}$	$H_n, \text{ кН}$
B12,5	420	39,556	19000	0,0020820	266	337	162
B15	440	41,428	20500	0,0020209	221	283	135
B20	480	46,160	24000	0,0019233	145	191	95
B25	495	51,458	27000	0,00190585	112	153	80
B30	503	55,400	29000	0,00191034	94	132	72

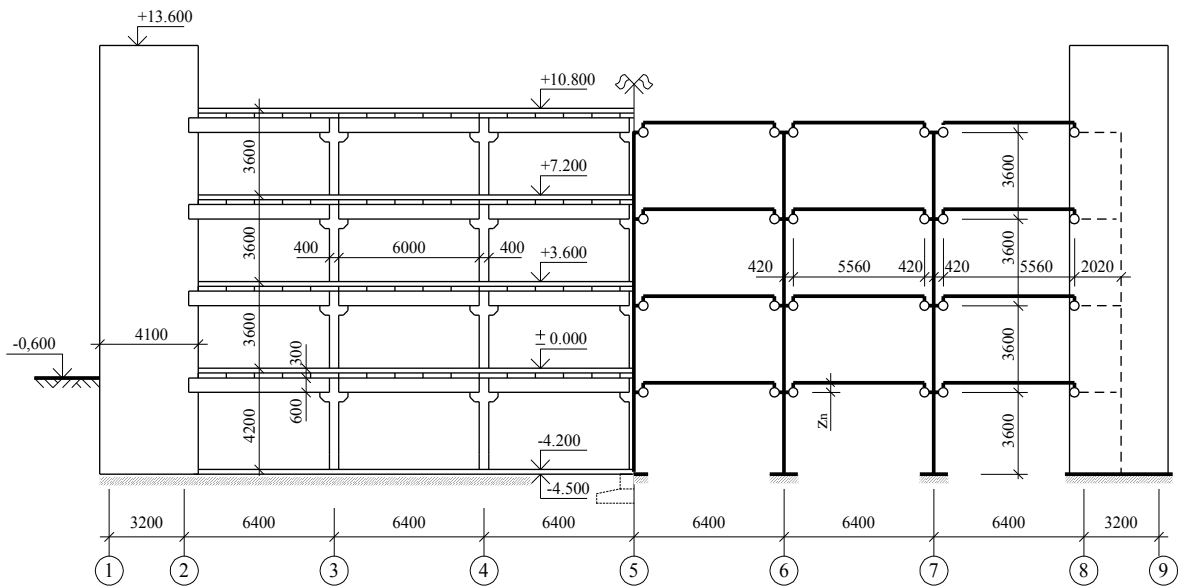


Рис. 6. Розрахункова схема рами та П-подібна схема ригеля в чотириповерховій шестипрогоновій рамі

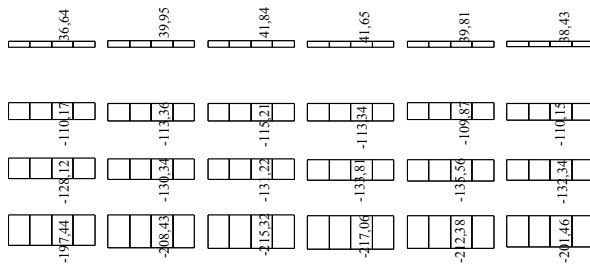


Рис. 7. Значення нормативних розпірних зусиль H_n (кН) на опорах ригелів рами

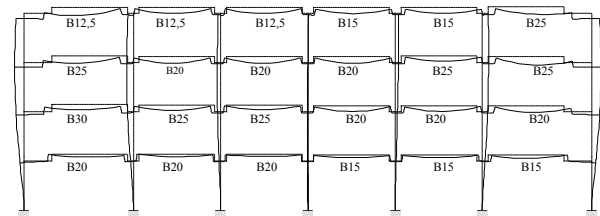


Рис. 8. Деформаційна схема рами та класи бетону ригелів (клас бетону колон B15)

5. Розрахунки показали (табл. 2), що мінімальні резерви несучої здатності ригелів $v_{n,c}/v_{n,r}$ становлять відповідно по відмітках:

– відм. $\pm 0,00\text{м}$ – 54,7%, що достатньо для сприйняття ними фактично діючих на ригелі нормативних навантажень: $q_{nf}=51,78\text{кН/м}$, $v_{n,f}=4\text{кПа}$, $g_{n,f}=4,63\text{кПа}$;

– відм. $+3,60\text{м}$ – 40,9% що достатньо для сприйняття ними фактично діючих на ригелі нормативних навантажень: $q_{nf}=51,78\text{кН/м}$, $v_{n,f}=4\text{кПа}$, $g_{n,f}=4,63\text{кПа}$;

– відм. $+7,20\text{м}$ – 35,1%, що достатньо для сприйняття ними фактично діючих на ригелі нормативних навантажень: що достатньо для сприйняття ними фактично діючих на ригелі нормативних навантажень: $q_{nf}=51,78\text{кН/м}$, $v_{n,f}=4\text{кПа}$, $g_{n,f}=4,63\text{кПа}$;

– в ригелях на відм. $+10,80\text{ м}$ виникають не розпірні зусилля H , а сили розтягу N , значення яких коливається від $36,64\text{ кН}$ до $41,84\text{ кН}$, що перетворює ригель у згинано-розтягнутий елемент. Це підтверджують результати обстежень ригелів на цій відмітці;

– ширину розкриття нормальних тріщин в ригелях перекриттів, при дії на них допустимих навантажень та класі бетону B20, можна визначити з графіка, зображеного на рис. 3, вона становить: $a_{cr,c.2}=0,2\text{ мм} < a_{cr,c.2.u}=0,4\text{ мм}$;

– плече внутрішньої пари Z_n в ригелях перекриттів, при дії на них допустимих навантажень та класі бетону B20, можна визначити з графіка на рис. 4, воно становить: $Z_n=480\text{ мм}$ і менше на 1,7% від плеча внутрішньої пари $Z_n=488\text{ мм}$ при вільно опертому ригелі без врахування дії на його торцях розпірних зусиль;

– розрахункову висоту стиснутої зони X в ригелях перекриттів, при дії на них допустимих навантажень та класі бетону B20, можна визначити з графіка, показаного на рис. 3, вона становить:

$X=145\text{мм}$ і більше на 25% за висоту стиснутої зони $X=116\text{мм}$ при вільно опертому ригелі без врахування дії на його торцях розпирних зусиль.

Таблиця 2

**Визначення допустимого нормативного навантаження
на ригелі перекриттів при розрахунку рами на фактично діючі
нормативні навантаження: $q_{nf}=51,78\text{кН/м}$, $v_{n,f}=4\text{кПа}$, $g_{n,f}=4,63\text{кПа}$**

№ поверху	№ ригеля (зліва направо)	Клас бетону, В	g_{nf} , кН/м	З розрахунку рами			Вільно оперті		Резерв несучої здатності q_{nc}/q_{nr}	Допустимі
				H_n , кН	q_{nc} , кН/м	v_{nc} , кН/м ²	q_{nr} , кН/м	v_{nr} , кН/м ²		q_n , кН/м
1	1	20	4,63	197,44	62,0	5,70	39,03	1,875	1,598	51,78 < $q_{nc}=56,5$
	2	20		208,43	62,2	5,74	39,03	1,875	1,594	
	3	20		215,32	62,8	5,84	39,03	1,875	1,609	
	4	15		217,06	57,5	4,95	36,53	1,458	1,574	
	5	15		212,38	57,0	4,87	36,53	1,458	1,560	
	6	15		201,46	56,5	4,79	36,53	1,458	1,547	
2	1	30	4,63	128,12	58,5	5,12	40,59	2,135	1,441	51,78 < $q_{nc}=55$
	2	25		130,34	57,0	4,87	39,97	2,031	1,426	
	3	25		131,22	57,3	4,92	39,97	2,031	1,434	
	4	20		133,81	55,2	4,57	39,03	1,875	1,414	
	5	20		135,56	55,5	4,62	39,03	1,875	1,422	
	6	20		132,34	55,0	4,54	39,03	1,875	1,409	
3	1	25	4,63	110,17	54,0	4,37	39,97	2,031	1,351	51,78 < $q_{nc}=53$
	2	20		113,36	53,0	4,20	39,03	1,875	1,358	
	3	20		115,21	53,5	4,29	39,03	1,875	1,371	
	4	20		113,34	53,0	4,20	39,03	1,875	1,358	
	5	25		109,87	55,0	4,53	39,97	2,031	1,376	
	6	25		110,15	55,2	4,57	39,97	2,031	1,381	

Висновки. Мінімальні резерви несучої здатності залізобетонних ригелів перекриттів (відм. $\pm 0,00\text{м}$, $+3,60\text{м}$, $+7,20\text{м}$) в обстеженій рамній системі, з врахуванням дії на них розпирних зусиль, коливаються від 35,1 % до 54,7 % залежно від їх відмітки розташування в розглянутій рамній системі.

Ригелі покриття на відм. $+10,80\text{м}$ не мають резервів за другою групою граничних станів у зв'язку зі значною фактичною шириною розкриття нормальних тріщин та зі значними прогинами $f=20\div 23\text{ мм} < f_u=26,8\text{ мм}$ порівняно з аналогічними ригелями перекриттів. Це пояснюється тим, що в ригелях перекриттів виникають розтягуючі зусилля на відміну від розпирних зусиль, які виникають у ригелях перекриттів.

1. Григорян Г.С. Распор в изгибаемых элементах железобетонных статистически неопределимых систем // Изв. АН Армянской ССР, №6, 1946. С. 6 – 9. 2. Guyon Y. Etude des Phenomenes de reformation elastique revetant l'apparence plastique avant fissuration. Cinquieme Congres de l'AIPC (Lisbon-Porto). Publication preliminaire. 1956. – P. 425 – 430. 3. Коковин О.А. Учёт неупругой работы материалов при расчете балок с распором // Новое в технологии и конструировании бетонных и железобетонных конструкций. – М.: Стройиздат, 1966. – С. 121 – 125. 4. Погребной

Я.Ф. Исследование работы железобетонных балок с неподвижными опорами // Научные записки Львовского политехнического института, №5, –1957. – С. 15–23. 5. Кінаш Р.І., Гладішев Д.Г. Натурні дослідження ригелів багатопверхових багатопролітних залізобетонних рам для виявлення розпірних зусиль на опорах ригелів // Збірн. наук. пр. “Науково-практичні проблеми сучасного залізобетону”. Вип. 59. Кн. 2 – К.: НДІБК, 2003 – С. 124–130. 6. Кінаш Р.І., Гладішев Д.Г. Рекомендації до розрахунку залізобетонних згинаних елементів з урахуванням утворення розпірних зусиль в межах рамної системи. – Львів, 2004. – 49 с.

УДК 624.014.2

М.В. Гоголь

Національний університет “Львівська політехніка”,
кафедра будівельного виробництва

РОЗРАХУНОК БАЛКО-ФЕРМИ ПРИ РОБОТІ В ОБЛАСТІ ОБМЕЖЕНИХ ПЛАСТИЧНИХ ДЕФОРМАЦІЙ

© Гоголь М.В., 2005

Описана розробка інженерного методу розрахунку прокатної нерозрізної балко-ферми при роботі в області обмежених пластичних деформацій. Показано, що використання критерію малих пластичних деформацій (менших або таких, що дорівнює 0,002) в статично невизначеній конструкції – балко-фермі для розрахунку нерозрізної прокатної балки жорсткості дасть можливість одержати рівномірність всіх елементів і забезпечить максимальну економію сталі.

In the article development of engineering method of calculation of rental uncut beam of inflexibility of beam farm is presented during work in the region of the limited plastic deformations. It is shown that the use of criterion of small plastic deformations (more small or even 0,002) in a statically indefinite construction – for the calculation of uncut rental beam of inflexibility will enable a beam farm to get the levels of durability of all elements and will provide the maximal economy of steel.

Постановка проблеми. Одним із можливих шляхів зменшення матеріалоємності несучих конструкцій є раціональне використання нових конструктивних геометричних форм, прокатних профілів, регулювання напружено-деформованого стану розрахунковим методом на стадії проектування [4, 6], а також сучасних методів розрахунку з врахуванням деформації систем і пластичних деформацій [5,8]. Наприклад, економія сталі під час використання сталевих стрижнів в області обмежених пластичних деформацій, згідно з даними [5], може становити від 5 % до 135 % залежно від конструктивних вимог та умов навантаження. Це використано в новій конструктивній формі комбінованих систем – балко-фермі [6].

Однак ще немає розробленої методики розрахунку такої ефективної конструкції [4] при роботі в області пластичних деформацій.

Відповідно до вимог БНіП П-23-81* [8,11] (п. 5.18) розрахунок на міцність розрізних балок суцільного перерізу із сталі з межею текучості до 580 МПа, на які діє статичне навантаження, потрібно виконувати (при дотриманні деяких конструктивних вимог) з врахуванням розвитку пластичних деформацій. Потрібне дають ЄКМК – європейські рекомендації і норми Канади [13, 14].

Метою роботи є розробка інженерного методу розрахунку прокатної нерозрізної балки жорсткості балко-ферми під час роботи в області обмежених пластичних деформацій.

Як підкреслюється в роботах [2,9] допуск обмежених пластичних деформацій економічно вигідний тільки для прокатних двотаврів за ГОСТ 26020-83 і ГОСТ 8239-72, які мають гнучкість стінки λ_w від 22 до 59, і швелерів за ГОСТ 8240-72, в яких гнучкість стінки змінюється від 19 до 45.