

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ МІЦНОСТІ ЕФЕКТИВНИХ ФУНДАМЕНТНИХ БЕТОННИХ БЛОКІВ ЗА РІЗНИХ СХЕМ ЗАВАНТАЖЕННЯ

© Мельник І.В., 2009

Описано конструкцію, методику і результати випробувань на міцність ефективних блоків стін підвалів в умовах, максимально наближених до реальних. Показано особливості їх роботи і можливість використання у практиці будівництва.

A construction, method and results of tests, is described on durability of effective blocks of sthenes of basements in the conditions of maximally close to the real. The features of their work and possibility of the use are rotined in practice of building.

Постановка проблеми. Матеріало- і енергозаощадження належать до пріоритетних напрямків розвитку прикладної будівельної науки [1]. Особливо це важливо для залізобетонних конструкцій масового виготовлення, серед яких – крупногабаритні бетонні блоки стін підвалів (фундаментні блоки). Вони є масивними конструкціями, несуча здатність яких навіть за багатоповерхового будівництва використовується лише на 10–30 %. Тому, починаючи з широкого запровадження в будівництві, пропонувалися різні способи вдосконалення їх конструктивних форм з метою оптимізації, з яких одним з найефективніших є порожниноутворення. Проте розроблені дотепер порожнисті блоки стін підвалів різної конструкції були ефективними в конструктивному відношенні, але ускладнювали технологію їх виготовлення. Вони переважно мали індивідуальне вирішення, були застосовані на окремих об'єктах і не знайшли масового використання [2; 3; 4]. Ширші дослідження бетонних порожнистих блоків стін підвалів проведені в [7].

На основі аналізу відомих порожнистих блоків в Національному університеті «Львівська політехніка» були розроблені їх рішення, ефективні як в конструктивному, так і в технологічному відношеннях [5; 6]. Одними з них є полегшені блоки з відкритими порожнинами та з арболітовими вставками. Нижче подано їх конструкцію та експериментальні дослідження міцності.

Конструкція дослідних зразків. Експериментальні взірці порожнистих блоків були виготовлені двох типів: з 2-ма (марки 2ФБП) і 3-ма (марки 3ФБП) порожнинами (рис. 1). Габаритні розміри взірців відповідають блокам номінальних розмірів 2,4x0,4x0,6 м марки ФБС 24.4.6 за ГОСТ 13579, які масово виготовляють на підприємствах будівельної індустрії. Прийняті за попередніми розрахунками розміри дають порожнистість і відповідно економію бетону 28,7 % для блока марки 2ФБП і 43,0 % – для блока марки 3ФБП. У перерізі, перпендикулярному до напрямку дії навантаження, блоки мають ґратчасту конструкцію, у якій поздовжні ребра монолітно об'єднані з поперечними і торцевими ребрами. При цьому товщина поздовжніх ребер для блоків двох типів є постійною (80 мм вгорі і 100 мм в нижній частині), а товщина торцевих і поперечних ребер різною – 320...360 і 60...100 мм відповідно для блоків марок 2ФБП і 3ФБП, що дає зменшення площі поперечних найослаблених перерізів на 36,1 і 53,2 %. Проектна міцність бетону, як і в ГОСТ 13579, прийнята М 100 (В 7, 5).

Блоки іншого типу є монолітним ґратчастим каркасом, всередині якого забетоновані чотири, попередньо виготовлені, арболітові вставки розмірами 20x40x40 см (рис. 2). Технологія їх виготовлення описана в [8]. Загальні (габаритні) розміри цих експериментальних взірців також відповідали блокові номінальних розмірів 2,4x0,6x0,4 м (марки ФБС 24.4.6 за ГОСТ 13579).

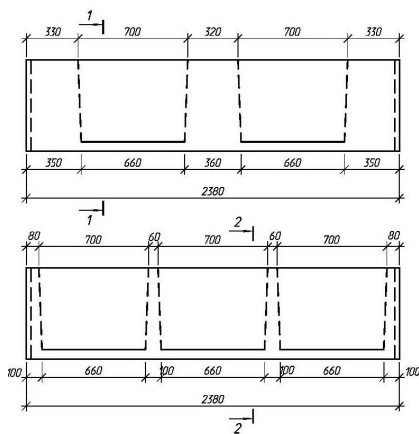


Рис. 1. Конструкція порожнистих блоків:
а – марки 2ФБП; б – марки 3ФБП

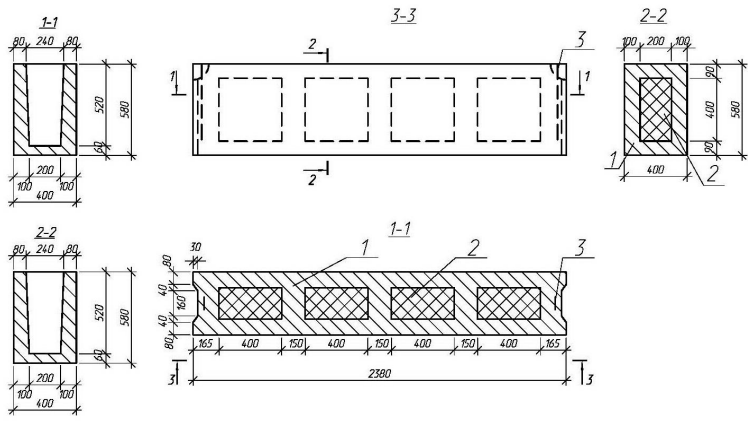


Рис. 2. Конструкція блоків з арболітовими вставками марки 4ФБА: 1 – бетонний каркас; 2 – арболітові вставки; 3 – стропувальні петлі

Методика і обсяг експериментальних досліджень. Згідно з програмою досліджень під час випробувань визначали фактичну несучу здатність і особливості роботи експериментальних блоків як стінових конструктивних елементів підвалу за найбільш характерних схем завантаження – за умов, максимально наближених до умов експлуатації.

Для цього в складі фрагмента стіни випробовували експериментальні блоки за кількома схемами завантаження (рис. 3). У схемах I, III, IV, V навантаження прикладали центрально, що є близьким до дійсної роботи середніх стін та крайніх стін у будівлях середньої і високої поверховості. Схеми II, VI передбачали позацентрове прикладення навантаження з ексцентриситетом, характерним для зовнішніх стін малоповерхових будівель. Усі інші варіанти завантаження є проміжними.

У кожній схемі монтували три ряди блоків. У верхньому ряді укладався цільний типовий блок марки ФБС-24.4-6 за ГОСТ 13579, який був допоміжним і забезпечував рівномірне передавання навантаження від гідравлічних домкратів на експериментальний блок та загальну висоту фрагмента стіни, близьку до висоти підвалу.

У схемах I і II (рис. 3) блок марки 2ФБП укладався на три нижні половинчасті блоки аналогічної конструкції з перев'язкою швів в такий спосіб, щоб забезпечити найневигодніше взаємне розташування блоків, за якого поперечні ребра верхнього блока знаходяться над найбільш послабленим перерізом (посередині порожнини) нижнього блока. У схемах III і IV для порівняння умов роботи порожнисті блоки укладалися без перев'язки вертикальних швів. Блоки з арболітовими вставками у складі фрагмента стіни випробовували за двома схемами між цільними блоками (див. схеми V, VI на рис. 3).

Основні експериментальні блоки розташовували у середньому ряду. Усього їх було випробовано 7 штук, у т.ч.:

- марки 2ФБП – 3 шт., з яких: 2ФБП-1 за схемою I; 2ФБП – 2 шт. за схемою III; 2ФБП – 3 шт. за схемою I; 2ФБП – 4 шт. за схемою II;
- марки 3ФБП – 1 шт. (за схемою IV);
- марки 4ФБА – 2 шт., з яких: 4ФБА-1 за схемою V; 4ФБА-2 за схемою VI.

Випробування проводили на силовому стенді Львівського домобудівного комбінату № 2. Центрово (а) або позацентрово (б) прикладене навантаження створювали за допомогою об'єднаних в одну гідравлічну систему домкратів і через траверси та металеві листи рівномірно по усій площі передавали на фрагмент стіни блоків (рис. 4).

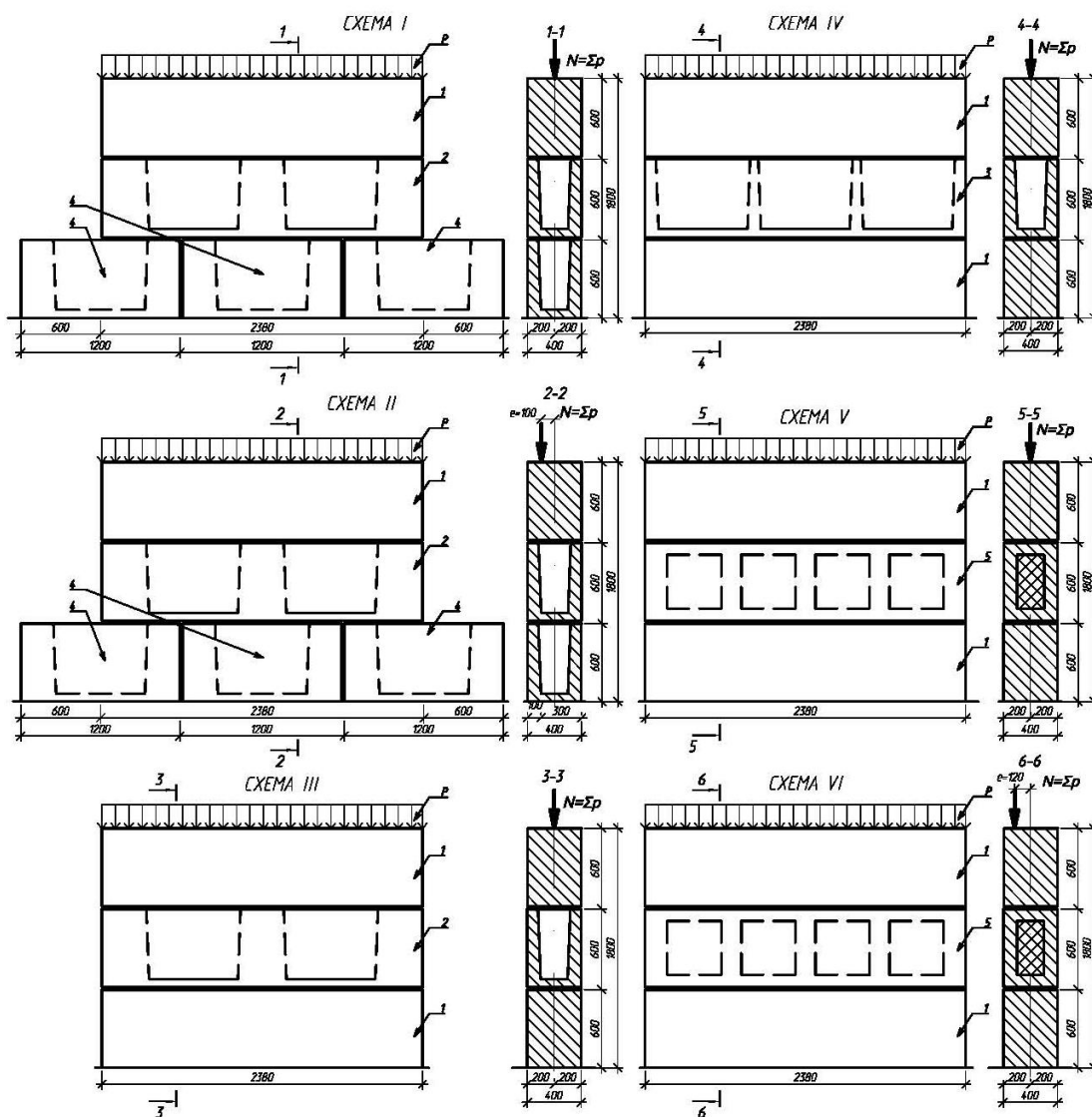


Рис. 3. Конструкція і умови завантаження експериментальних фундаментних блоків в складі фрагментів стін: 1 – суцільні бетонні блоки стін підвалів марки ФБС-24.4-6 за ГОСТ 13579; 2 – експериментальні блоки марки 2ФБП; 3 – експериментальний блок марки 3ФБП; 4 – порожнисті блоки (половинчасті до блоків з 2-ма порожнинами); 5 – експериментальні блоки марки 4ФБА з арболітовими вставками

а)



б)



Рис. 4. Загальний вигляд фрагментів стіни з блоків під час їх випробування центрово (а) і позакентрово (б) прикладеним навантаженням

Характер руйнування, особливості роботи і несуча здатність блоків. Вичерпання несучої здатності блока марки 2ФБП-1 визначилося утворенням вертикальних тріщин у поздовжніх стінках з подальшим їх виходом з вертикальної площини назовні і дробленням бетону в місцях контакту поздовжніх ребер з верхнім блоком під час загального руйнівного навантаження 1716 кН. Одне з торцевих ребер при цьому розколося навпіл, а у верхньому блоці утворилися тріщини завширшки 0,8...1,0 мм і спостерігалось місцеве дроблення бетону. На величину руйнівного навантаження вплинула низька фактична міцність бетону (60 кгс/см^2 за проектної марки бетону М100) і нерівномірний контакт з верхнім блоком [9].

Блок марки 2ФБП-3 за умовами випробувань (схема I) повністю відповідав блокові марки 2ФБП-1, але мав близьку до проектної міцність бетону (105 кгс/см^2) і нормальні умови обпирання та передавання навантаження від верхнього блока. Відповідно його несуча спроможність (3952 кН) була набагато вищою від блока марки 2ФБП-1 і визначилася утворенням вертикальних тріщин у поздовжніх стінках з подальшим їх виходом з вертикальної площини назовні і дробленням бетону в місцях контакту поздовжніх ребер з верхнім блоком. Одне з торцевих ребер при цьому розколося навпіл, а у верхньому блоці утворилися тріщини завширшки 0,8...1,0 мм і спостерігалось місцеве дроблення бетону [9].

За конструкцією фрагмент стіни за схемою II був аналогічний до схеми I, але він випробовувався позацентрово стиснутим навантаженням з ексцентриситетом 10 см. Руйнування експериментального блока 2ФБП-4 відбулося за навантаження 3075 кН внаслідок дроблення бетону стиснутої зони майже по усьому контактні його поздовжнього ребра з верхнім блоком. За навантаження 2811 кН в експериментальному блоці з боку розтягнутих волокон були виявлені горизонтальні тріщини [10].

З метою порівняльної оцінки впливу умов обпирання (конструкції нижнього блока) на роботу експериментального порожнистого блока один з блоків з двома порожнинами (марки 2ФБП-2) був випробований з обпиранням на цільний блок (схема III). На загальне руйнівне навантаження цього блока вплинула дещо нижча від проектної (на 10 %) міцність бетону, але воно було значно меншим ($3150 < 3952 \text{ кН}$) від руйнівного навантаження блока марки 2ФБП-1 зі схеми I. Отже, здавалося б кращі умови обпирання (по усій площі нижньої грані) не сприяли підвищенню несучої здатності, на підставі чого можна зробити висновок, що загальна міцність блоків з відкритими порожнинами визначається насамперед їх конструктивними особливостями.

Блок з трьома відкритими порожнинами (марки 3ФБП-1) також випробовували між нижнім і верхнім цільними блоками (схема IV). Маючи найбільшу порожнистість і відповідно найменшу площу перерізу, він витримав значно менше навантаження (2652 кН), ніж блоки з двома порожнинами. Характерним для цього блока є утворення тріщин у поздовжніх стінках усіх 3-х порожнин і у торцевих стінках [9].

Експериментальний блок з арболітовими вставками марки 4ФБА-1, випробований в складі фрагмента стіни за центрального завантаження (схема V), зруйнувався за навантаження $N_u^{exp} = 4326 \text{ кН}$. Вичерпання його несучої спроможності настало внаслідок утворення вертикальних тріщин завширшки до 0,5...2,0 мм у поздовжній і торцевих стінах і дроблення бетону під ним у місцях контакту з нижнім блоком. Блок з арболітовими вставками марки 4ФБА-2 за його позацентрового завантаження з ексцентриситетом 12 см (схема VI) зруйнувався також внаслідок утворення вертикальних тріщин і дроблення бетону стиснутої зони за навантаження 2288 кН. При цьому з протилежного боку утворилися горизонтально орієнтовані тріщини внаслідок вичерпання опору бетону на розтяг [8].

Отже, незалежно від типу експериментальних блоків, умов обпирання і схеми завантаження, характер вичерпання їх несучої спроможності для усіх блоків фактично однаковий – руйнування наступало внаслідок утворення тріщин і дроблення бетону на контактні (горизонтальних швах) експериментального блока з верхніми і/або нижніми блоками з подальшою втратою стійкості («виходом» з вертикальної площини) окремих поздовжніх стінок.

Для оцінки міцності центрально завантажених блоків були обчислені умовні напруження σ_u^{exp} , які відповідають руйнівному навантаженню N_u^{exp} , визначені в припущенні, що напруження за центрального прикладання випробувальної сили розподіляються рівномірно по усій площі бетону нетто A_n . Оскільки фактична міцність блоків була різною, обчислені в такий спосіб напруження порівнювали з їх призмовою міцністю R_b . Відносний рівень напружень в бетоні, що відповідає руйнуванню, для блока з 3-ма відкритими порожнинами марки 3ФБП становить 64 %, для блоків з 2-ма відкритими порожнинами марки 2ФБП – в середньому 73 %, для блока з вставками – 87 % (табл. 1).

Таблиця 1

Міцність центральнозавантажених блоків

№ з/п	Марка блока	Схема випробувань	A_n , см ²	Міцність бетону, кгс/см ²		N_u^{exp} , кгс	σ_u^{exp} , кгс/см ²	σ_u^{exp}/R_b x100
				R	R _b			
1	2ФБП-1	I	6052	60	45,8	171600	28,4	62%
2	2ФБП-2	II	6052	90	68	315000	52	76%
3	2ФБП-3	III	6052	105	79,7	395200	65,3	82%
4	3ФБП-1	IV	4357	125	94,7	265200	60,8	64%
5	4ФБА-1	V	6212	105	79,7	432640	69,6	87%

Позначення, прийняті в табл. 1: N_u^{exp} – експериментальне руйнівне навантаження; A_n – площа бетону нетто; $\sigma_u^{exp} = N_u^{exp} / A_n$ – напруження в бетоні, що відповідають руйнівному навантаженню; R, R_b – кубова і призмова міцність бетону.

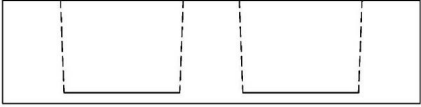
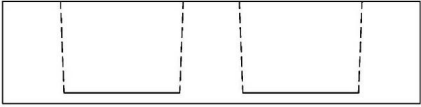
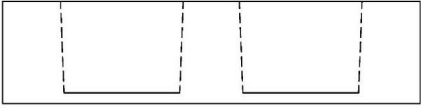
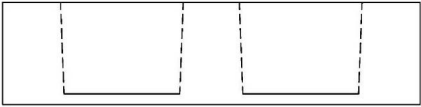

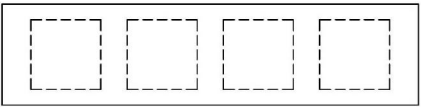
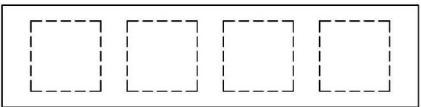
Отже, руйнування центрально стиснутих блоків настало за рівнів, значно менших від напружень в бетоні, які відповідають його призмовій міцності. Причину "передчасного" руйнування блоків знаходимо в характері деформування крайніх зовнішніх фібр бетону. Якщо у верхніх (цільних) блоках спостерігали закономірне (очікуване) наростання деформацій, то в експериментальних блоках як деформації стиску, так і деформації розтягу. Отже, причиною руйнування стиснутих блоків з порожнинами є не вичерпання міцності бетону на стиск, а складний напружено-деформований стан їх найослабленіших частин (елементів), тобто поздовжніх стінок. Заміряні деформації показують, що в більшості стінок виникають деформації розтягу зовнішніх фібр бетону, особливо за середніх і високих рівнів завантаження, що пояснюється "виходом" з площини стінок, які працюють як защемлені по боках і знизу елементи. На відміну від експериментальних блоків у верхніх цільних блоках прилади фіксували постійно наростаючі деформації стиску.

Для оцінки міцності позацентрово стиснутих блоків був використаний розрахунковий апарат СНиП 2.03.01-84* Бетонные и железобетонные конструкции". Перевіркові розрахунки показали, що фактична несуча здатність блоків є дещо вищою від обчисленої за СНиП 2.03.01-84*. Так блок марки 2ФБП-2 (схема II) зруйнувався за навантаження $N_u^{exp}=3075$ кН, а розрахункова несуча здатність становить 2803 кН; для блока марки 4 ФБП-2 (схема V) $N_u^{exp}=2288$ кН, розрахункова міцність – 1832 кН.

Як зазначено вище, руйнуванню блоків передувало утворення вертикально орієнтованих тріщин. Їх виникнення зафіксовано за досить високих рівнів навантаження – 72...91 % від руйнівного (табл. 2). Тривала витримка під цим навантаженням не призвела до повного вичерпання несучої спроможності блоків і вони зруйнувалися лише після додатково прикладеного навантаження. Тому за критерії оцінки міцності експериментальних блоків були прийняті навантаження, за яких утворилися вертикальні тріщини і навантаження, яке відповідає повному зруйнуванню блоків. Ці дані для випробуваних блоків наведено в табл 2.

Таблиця 2

Несуча спроможність блоків за критеріями міцності і тріщиностійкості

№ з/п	Марка	Ескіз	Схема випроб.	N_u^{exp} , тс	$N_{срс}^{exp}$, тс	$\frac{N_{срс}^{exp}}{N_u^{exp}}$	Розрахункова несуча спроможність, тс			N, тс	N_1 , тс
							N_u	$N_{срс}$	N_{min}		
1	2ФБП-1		I	171,6	124,2	0,72	132,0	134,2	132,0	220,0	91,7
2	2ФБП-2		III	315,0	286,3	0,91	242,3	286,3	242,3	269,2	112,2
3	2ФБП-3		I	395,2	348,2	0,88	304,0	348,2	304,0	289,5	120,6
4	2ФБП-4		II	307,5	281,1	0,91	236,5	266,0	236,5	278,2	115,9
5	3ФБП-1		IV	265,2	203,0	0,77	204,0	203,0	203,0	162,4	67,6
6	ФБА-1		V	432,6	395,2	0,91	332,8	395,2	332,8	317,0	132,1
7	ФБА-2		VI	228,8	169,3	0,74	176,0	169,3	169,3	211,6	88,1

Позначення: N_u^{exp} – експериментальне руйнівне навантаження; $N_{срс}^{exp}$ – експериментальне навантаження утворення тріщин; $N_u = N_u^{exp} / g_c$ – розрахункова несуча спроможність блока з умов руйнування; N – несуча спроможність з врахуванням фактичної міцності бетону блока; N_1 – розрахункове навантаження на 1 м.п. стіни підвалу.

За цими двома критеріями визначали розрахункову мінімальну несучу спроможність. При цьому розрахункову несучу спроможність по міцності N_u отримали діленням експериментального руйнівного навантаження N_u^{exp} на коефіцієнт надійності по бетону на стиск $g_c = 1,3$, який прийнятий в нормах під час переходу від нормативної до розрахункової міцності бетону.

Оскільки фактична міцність випробувальних блоків R_b була різною, для визначення остаточної величини розрахункової несучої спроможності N враховували співвідношення $100/R_b$ (100-проектна міцність бетону в $кГс/см^2$). Діленням N на довжину блока 2,4 м отримали розрахункову міцність 1 м.п. стіни підвалу N_1 , яку можна використовувати, як під час проектування стрічкових фундаментів з цих блоків. Перевіркові розрахунки показують, що для житлових будівель при прольотах близько 6 м на цих блоках можна зводити будівлі до:

- семи поверхів на блоках марки 2ФБП;
- п'яти поверхів на блоках марки 3ФБП;
- десяти поверхів на блоках марки 4ФБА.

За підвищення міцності класу бетону з В7,5 до В12.5 (~з марки М100 до марки М150) поверховість можна збільшити на 40 %.

Як бачимо, міцність порожнистих блоків і блоків з вставками є доволі високою. З врахуванням необхідних запасів міцності такі блоки можуть без обмежень використовуватися для середньоповерхового і тим більше для малоповерхового будівництва. При цьому порівняно з цільними блоками вони мають багато переваг:

- зменшення витрат бетону і відповідно зменшення: власної ваги, тиску на основу, транспортних затрат, кількості арматурної сталі на стропувальні петлі тощо;
- скорочення часу теплової обробки бетону блоків з тонкостінними елементами або можливість не пропарювати бетон у теплий період року;
- менша теплопровідність блоків з вставками порівняно з цільними блоками, що важливо для теплих підвалів;
- утилізація відходів виробництва (під час виготовлення арболітових вставок).

Висновки: 1. Проведені натурні випробування порожнистих блоків і блоків з арболітовими вставками дали змогу отримати експериментальні дані щодо їх фактичної міцності та тріщиностійкості і обґрунтувати критерії визначення розрахункової несучої спроможності.

2. Експериментальні блоки стін підвалів з відкритими порожнинами та з арболітовими вставками, забезпечуючи істотну економію бетону та зменшення ваги, мають значну міцність і можуть використовуватися для малоповерхового і середньоповерхового будівництва.

3. Технологія виготовлення блоків є нескладною з використанням існуючих металоформ.

1. Гусаков В.М. Будівельна наука в Україні на сучасному етапі / Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник. – Вип.53. – Київ, 2000. 2. Малюгин В.И. Эффективность сборного железобетона в строительстве. – М., 1958. 3. Отчет по НИР «Экспериментальное исследование круглопустотных блок-панелей стен подвалов для жилых и общественных зданий». – ЛПИ, 1989. 4. Эффективные конструкции нулевых циклов зданий повышенной этажности // Бетон и железобетон. – 1975. – №8. – С. 38–40. 5. Мельник І.В. Бетонний порожнистий блок/Деклараційний патент на винахід UA 34358A. Бюл. №1-II від 15.12. 2001 р. 6. Мельник І.В., Паньків М.І. Ефективні блоки стін підвалів / Вісник Рівненського державного технічного університету "Ресурсоекономні матеріали, конструкції будівлі та споруди". – Вип.3. – С. 212–217. – Рівне, 1999. 7. Кабир Акрамул. Исследование напряженного состояния и оптимизация параметров бетонных блоков со сложной геометрией: Автореф. дис. ... к.т.н. – Полтава, 1994. –18 с. 8. Мельник І.В., Паньків М.І. Дослідження блоків стін підвалів з арболітовими вставками // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. – Вип. 3. –

Рівне, 2000. – С. 211 – 215. 9. Мельник І.В., Паньків М.І. Міцність і деформативність бетонних блоків стін підвалів з відкритими порожнинами при центральному навантаженні // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. – Вип. 5. – Рівне, 2001. – С. 198 – 202. 10. Мельник І.В., Паньків М.І. Експериментальні дослідження бетонних блоків з відкритими порожнинами // Вісник НУ "Львівська політехніка" "Теорія і практика будівництва". 2002. – №441. – С. 137–142.

УДК 624.012

І.В. Мельник, В.М. Сорохтей

Національний університет "Львівська політехніка",
кафедра мостів та будівельної механіки

КОНСТРУЮВАННЯ ПЛОСКИХ МОНОЛІТНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЕРЕКРИТТІВ З ВИКОРИСТАННЯМ ЕФЕКТИВНИХ ВСТАВОК РІЗНИХ ФОРМ

© Мельник І.В., Сорохтей В.М., 2009

Подано конструктивні рішення монолітних плоских залізобетонних перекриттів з ефективними вставками та досвід використання на практиці.

The of principles structural decisions of the monolithic flat RC ceilings of the complicated configuration in a plan with effective insertions.

Постановка проблеми. В останні роки стрімко зростає улаштування монолітних залізобетонних перекриттів у будівлях різного призначення, особливо монолітних плоских перекриттів.

Основними перевагами таких перекриттів є:

- робота в обидвох напрямках (для перекриттів квадратної форми в плані і більшості перекриттів прямокутної форми в плані);
- простота виготовлення з використанням широко розповсюдженої горизонтальної плоскої опалубки;
- можливість улаштовувати перекриття без вантажопідйомних механізмів, що важливо під час виконання робіт у малогабаритних місцях і стиснутих умовах будівництва (зокрема в районах щільної забудови, під час реконструкції будівель) чи у важкодоступних місцях (наприклад, у гірських районах);
- висока вогнестійкість, що забезпечується цільністю конструкції і сумісною роботою її елементів в обидвох напрямках;
- високі естетичні та експлуатаційні показники за рахунок гладкої рівної суцільної стелі (у таких перекриттях, на відміну від збірних, відсутні шви, у яких в процесі експлуатації утворюються тріщини, що потребує періодичного відновлювального ремонту);
- цільність диска перекриття, що важливо для будівель у сейсмічно активних районах України, які значно розширені у зв'язку з введенням з 01.02.2007 р. ДБН В.1.1-12:2006 "Будівництво у сейсмічних районах України";
- можливість використання у будівлях складної конфігурації в плані, зокрема під час реконструкції будівель старої забудови і зведення сучасних будівель складних архітектурних форм.

Проте зі збільшенням прольоту істотно зростають згинальні моменти і відповідно висота (товщина перерізу) перекриття. Загальну тенденцію цієї залежності показано на рис. 1. Вона залежить від розмірів і співвідношення сторін перекриття в плані, величини корисного