УДК 624.012:624.046

ОСОБЛИВОСТІ КОНСТРУЮВАННЯ ТА РОБОТИ ЗБІРНО МОНОЛІТНИХ ПЕРЕКРИТТІВ КАРКАСНИХ БУДІВЕЛЬ

БАМБУРА А.М.[1*], д.*т.н., проф.*
БОЛОТОВ О. Ю.[2*], *н.с.*
КАРПЕНКО О. А.[3*], *н.с.*

[1*] Відділ надійності будівельних конструкцій, Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», вул. Преображенська, 5/2, 03037, Київ, Україна, тел. +38 (044) 2493744, e-mail: abambura@gmail.com, ORCID: 0000-0003-1402-3345
[2*] Відділ надійності будівельних конструкцій, Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», вул. Преображенська, 5/2, 03037, Київ, Україна, тел. +38 (044) 2493775, e-mail: viperwk@gmail.com, ORCID: 0000-0002-4102-3079
[3*] Відділ надійності будівельних конструкцій, Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», вул. Преображенська, 5/2, 03037, Київ, Україна, тел. +38 (044) 2493744, e-mail: asrockbest@gmail.com, ORCID: 0000-0002-7943-1537

Анотація В останні роки при будівництві житлових і громадських будівель все ширше почали використовувати каркасну систему зі **збірно-монолітними плоскими дисками перекриттів**, утвореними багатопустотними плитами та прихованими в площині перекриттів ригелями. Багатопустотні попередньо напружені плити в перекритті об'єднані монолітними залізобетонними ригелями, прихованими в площині перекриттів і опертими на монолітні колони. Сумісна робота збірних попередньо напружених залізобетонних плит з монолітними ригелями забезпечується випусками робочої арматури, бетонними шпонками та монолітними міжплитними вставками. Крок колон може бути до 8,4 м як уздовж, так і поперек будівлі, а сітка колон може мати нерегулярну структуру в плані з прольотами змінної величини по будь-яким осях будівлі. Багатопустотні плити дисків перекриттів мають відкриті з обох торців пустоти на глибину 100±10 мм. **Метою** даних досліджень є експерементальна перевірка технічних рішень по забезпеченню сумісної роботи збірних пустотних плит з прихованими монолітними рігелями та верифікація розрахункової моделі в середовищі програмного комплексу "Ліра-Сапр" та впровадження цієї системи на території України. Для досягнення мети було виконано розрахунок реальної дев'ятиповерхової каркасної збірно-монолітної будівлі житлово-офісного комплексу в м. Києві з послідуючим експериментальним обґрунтуванням. Розрахунками показано, що випуски робочої арматури та шпонки забезпечують сприйняття проектних навантажень в ідеалізованих умовах роботи. Однак, на опорах плит в реальних умовах роботи виникатимуть згинальні моменти, для сприйняття яких у верхній зоні плит (з'єднань плит із ригелями) не передбачено армування, тобто, існують передумови для порушення сумісної роботи збірних плит з монолітними ригелями. Це обумовлено нерівномірними деформаціями фундаментів. Таким чином, наявність випусків із плит забезпечує безпеку експлуатації вузлів обпирання плит збірно-монолітного перекриття. Для підтвердження можливості безпечної експлуатації даної будівлі та для отримання достовірних вихідних даних для застосування використаної конструктивної схеми у майбутньому було виконано випробування фрагменту перекриття на реальному об'єкті за умови максимальної реалізації нерівномірного деформування фундаментів будівлі (зведення усіх елементів каркасу, влаштування зовнішнього стінового огородження внутрішніх перегородок та підлог). Для випробувань була обрана представницька ділянка перекриття. Отримані дані були використані при перевірці експлуатаційної придатності перекриття. **Висновки** Аналіз прогинів збірно-монолітної чарунки перекриття показав, що перевищення допустимих прогинів відбулося при рівні навантаження конструкцій, що в 1.2 рази перевищує експлуатаційне навантаження. При розрахунку залізобетонних конструкцій плит перекриттів та монолітних ригелів будівлі було встановлено: конструкції плит перекриттів та монолітних ригелів є достатніми для сприйняття проектних навантажень; бетонні шпонки з'єднання плит перекриттів та ригелів здатні сприймати проектні навантаження лише в ідеальних умовах їх роботи (відсутність нерівномірних деформацій основи фундаментів); в реальних умовах роботи при реалізації розрахункових осадок плити перекриття утримуватимуться у робочому положенні за рахунок випусків робочого армування плит перекриттів у ригелі; вузли з'єднання плит перекриттів та ригелів виконувати лише з використанням випусків робочого армування плит у ригелі.

Ключові слова: розрахунок каркасних систем; експериментальне будівництво; збірно-монолітний каркас; багатопустотні плити; економічна обґрунтованість; темпи будівництва; натурні випробування

ОСОБЕННОСТИ КОНСТРУИРОВАНИЯ И РАБОТЫ СБОРНО МОНОЛИТНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ

БАМБУРА А. Н.[1*], д.*т.н., проф.*
БОЛОТОВ А. Ю.[2*], *н.с.*
КАРПЕНКО О. А.[3*], *н.с.*

[1*]Отдел надежности строительных конструкций, Государственное предприятие «Государственный научно-исследовательский институт строительных конструкций», ул. Преображенская, 5/2, 03037, Киев, Украина, тел. +38 (044) 2493744, e-mail: abambura@gmail.com, ORCID: 0000-0003-1402-3345
[2*]Отдел надежности строительных конструкций, Государственное предприятие «Государственный научно-исследовательский институт строительных конструкций», ул. Преображенская, 5/2, 03037, Киев, Украина, тел. +38 (044) 2493775, e-mail: viperwk@gmail.com, ORCID: 0000-0002-4102-3079
[3*]Отдел надежности строительных конструкций, Государственное предприятие «Государственный научно-исследовательский институт строительных конструкций», ул. Преображенская, 5/2, 03037, Киев, Украина, тел., +38 (044) 2493744, e-mail: asrockbest@gmail.com, ORCID: 0000-0002-7943-1537

Аннотация. В последние года при строительстве жилых и общественных зданий все шире стали использовать каркасную систему со сборно-монолитными плоскими дисками перекрытий, образованными многопустотными плитами и скрытыми в плоскости перекрытий ригелями. Многопустотные предварительно напряженные плиты в перекрытии объединены монолитными железобетонными ригелями, скрытыми в плоскости перекрытий и опертыми на монолитные колонны. Совместная работа сборных предварительно напряженных железобетонных плит с монолитными ригелями обеспечивается выпусками рабочей арматуры, бетонными шпонками и монолитными межплитными вставками. Шаг колонн может быть до 8,4 м как вдоль, так и поперек здания, а сетка колонн может иметь нерегулярную структуру в плане с пролетами переменной величины по любым осям здания. Многопустотные плиты дисков перекрытий имеют открытые с обоих торцов пустоты на глубину 100 ± 10 мм. **Целью** данных исследований является экспериментальная проверка технических решений по обеспечению совместной работы сборных многопустотных плит со скрытыми монолитными ригелями и верификация расчетной модели в среде программного комплекса "Лира-САПР" и внедрение этой системы на территории Украины. Для достижения цели был выполнен расчет реального девятиэтажного каркасного сборно-монолитного здания жилищно-офисного комплекса в. Киеве с последующим экспериментальным обоснованием. Расчетом показано, что выпуски рабочей арматуры и шпонки обеспечивают восприятие проектных нагрузок в идеализированных условиях работы. Однако, на опорах плит в реальных условиях работы могут возникнуть изгибающие моменты, для восприятия которых в верхней зоне плит (соединений плит с ригелями) не предусмотрено армирование, то есть, существуют предпосылки для нарушения совместной работы сборных плит с монолитными ригелями. Это обусловлено неравномерными деформациями фундаментов. Таким образом, наличие выпусков из плит обеспечивает безопасность эксплуатации узлов опирания плит сборно-монолитного перекрытия. Для подтверждения возможности безопасной эксплуатации данного здания и для получения достоверных исходных данных для применения использованной конструктивной схемы в будущем было выполнено испытание фрагмента перекрытия на реальном объекте при максимальной реализации неравномерного деформирования фундаментов здания (возведение всех элементов каркаса, устройство наружного стенового ограждения внутренних перегородок и полов). Для испытаний был выбран представительный участок перекрытия. Полученные данные были использованы при проверке эксплуатационной пригодности перекрытия. **Выводы** Анализ прогибов сборно-монолитной ячейки перекрытия показал, что превышение допустимых прогибов произошло при уровне нагрузки конструкций в 1.2 раза превышающей эксплуатационную нагрузку. При расчете железобетонных конструкций плит перекрытий и монолитных ригелей здания было установлено: конструкции плит перекрытий и монолитных ригелей достаточны для восприятия проектных нагрузок; бетонные шпонки соединения плит перекрытий и ригелей способны воспринимать проектные нагрузки только в идеальных условиях их работы (отсутствие неравномерных деформаций основания фундаментов) в реальных условиях работы при реализации расчетных осадок плиты перекрытия будут удерживаться в рабочем положении за счет выпусков рабочего армирования плит перекрытий в ригели; узлы соединения плит перекрытий и ригелей выполнять только с использованием выпусков рабочего армирования плит в ригели.

Ключевые слова: расчет каркасных систем; экспериментальное строительство; сборно-монолитный каркас; многопустотные плиты; экономическая обоснованность; темпы строительства; натурные испытания

PECULIARITIES OF CONSTRUCTION AND OPERATION OF MONOLITHIC SLABS OF FRAME BUILDINGS

BAMBURA A.N.[1*], *Dr., Prof.*
BOLOTOV A. U.[2*], *PhD student*
KARPENKO A.A.[3*], *PhD student*

[1*]Department of the Structures Reliability, State Enterprise «The state research isntitute of building constractions» 5/2 Preobrazhenska str., 03037, Kyiv, Ukraine, phone: +38 (044) 2493744, e-mail: abambura@gmail.com, ORCID: 0000-0003-1402-3345
[2*]Department of the Structures Reliability, State Enterprise «The state research isntitute of building constractions» 5/2 Preobrazhenska str., 03037, Kyiv, Ukraine, phone: +38 (044) 2493775, e-mail: viperwk@gmail.com, ORCID: 0000-0002-4102-3079
[3*]Department of the Structures Reliability, State Enterprise «The state research isntitute of building constractions» 5/2 Preobrazhenska str., 03037, Kyiv, Ukraine, phone +38(044)2493775, e-mail: asrockbest@gmail.com, ORCID:0000-0002-7943-1537

Annotation. In recent years, in the construction of residential and public buildings, the frame system with prefabricated-monolithic flat disks of floors, formed by hollow-core slabs and hidden girders in the plane of overlap, has increasingly become used. Hollow core prestressed slabs in the overlap are united by monolithic reinforced concrete girders hidden in the plane of overlap and supported on monolithic columns. Joint work of prefabricated reinforced concrete slabs with monolithic girders is ensured by the release of the working reinforcement, concrete keys and monolithic interlacing inserts. The column spacing can be up to 8.4 m both along and across the building, and the column grid can have an irregular structure in design with variable spans in any building column lines. Hollow core floor slabs must have openings on both sides with a depth of 100 ± 10 mm. **The purpose** of this research is the experimental verification of technical solutions to ensure joint work of prefabricated hollow-core slabs with hidden monolithic girders and verification of calculation model in the environment of the software complex "Lira-CAD" and the introduction of this system on the territory of Ukraine. To achieve the goal, there was made a calculation of a nine-story a cast-in-place and precast frame building of a Housing and office complex in Kyiv with the subsequent experimental justification. Calculation shows that the outlets of the working armature and key ensure the perception of design loads under idealized operating conditions. However, in the real conditions of work there will be bending moments on the supports of the slabs, while the upper zone of plates (joints of plates with beams) doesn't have the reinforcement to accept them, meaning that, there are prerequisites for breaking the integrity of the section. This is due to the uneven deformations of the foundations. Thus, the presence of projectures from the slabs ensures the safety of the operation of the support units of the slabs of prefabricated-monolithic overlap. In order to confirm the possibility of safe operation of this building and to obtain reliable output for the application of the used structural scheme in the future, a slab fragment in real facility was tested at the maximum realization of the irregular deformation of the foundations of the building (the construction of all elements of the frame, the arrangement of the external wall fence of the internal partitions and floors). A representative section of the floor was selected for the testing according to the size of the project load projected. The obtained data were used for verification of the operational suitability of the floor. **Conclusions**: Analysis of deflections of a precast-monolithic overlap cell showed that the excess of permissible deflections occurred at a load level of structures 1.2 times higher than the operational load. In calculating the reinforced concrete structures of floor slabs and monolithic beams of the building, it was found that: the designs of floor slabs and monolithic girders are sufficient for the accepting the design loads; concrete keys of joints of slabs and girders are capable of accepting design loads only in the ideal conditions of their work; in real conditions of work during the implementation of estimated slab settlements, the floor slabs will be kept in working position due to projectures of operating reinforcement of slabs in the girders. Units of connection of slabs and girders should be performed only with the use of projectures of operating reinforcement of slabs in a girder.

Keywords: calculation of frame systems; experimental construction; prefabricated monolithic frame; multi-hollow slabs; economic feasibility; construction rates; field tests

Останнім часом все більшого поширення набувають каркасні системи, основою яких є монолітні і збірно-монолітні каркаси. Комплексний аналіз існуючих на ринку каркасних систем дозволяє виділити каркасні системи із збірно-монолітними перекриттями зі скритими ригелями як більш ефективні системи, що задовольняють сучасним вимогам і матеріалоємкості. На жаль, комплексних експериментально-теоретичних досліджень каркасної збірно-монолітної системи з метою розробки технічних рішень що забезпечують їх достатню надійність, виконано в нашій державі недостатньо.

Основою каркасної системи [1] даного типу є **збірно-монолітний каркас з плоскими дисками перекриттів**, утвореними багатопустотними плитами [3] та прихованими в площині перекриттів ригелями. Огороджувальні конструкції виконують із штучних матеріалів у вигляді стін.

Збірно-монолітна каркасна система з використанням пустотних попередньо напружених залізобетонних плит і прихованими в площині перекриття ригелями, має ряд переваг перед цілком монолітним каркасом, в тому числі:

- забезпечує вільні планування з кроком колон до 8,4×8,4 м без виступаючого ригеля;
- знижує вагу будівлі до 2 раз в порівнянні з великопанельних житловим будівництвом;
- витрата металу 75-85 кг/м.куб., що до 40% менше "моноліту;
- витрата збірного залізобетону 0,12-0,14 м.куб/м.кв.;
- складається з стандартних елементів (пустотних попередньо напружених плит перекриття і колон), що випускаються у великій кількості в будь-якому регіоні України.

У таблиці 1 представлені порівняльні дані по витраті металу і залізобетону при зведенні каркасів для 9-10 поверхових будинків.

Таблиця 1

Порівняльні дані по витраті металу і залізобетону при зведенні каркасів для 9-10 поверхових будівель / Comparative data on the consumption of metal and reinforced concrete in the construction of frames for 9-10 storey buildings

Показники	Серії 1.020-1/87	Цільно-монолітний	Збірно-монолітний з пустотними плитами
Тип каркасу	Збірний, в'язевий	Рамно-в'язевий	Рамно-в'язевий
Тип перекриття	Настил з виступа-ючими ригелями	Суцільна плита	Плоский диск
Витрати залізобетонну, $м^3/м^2$	0,28	0,22	0,17
Витрати сталі: - в перекритті, $кг/м^2$ - в каркасі, $кг/м^2$	 15,6 20,2	 19,7 27,2	 11,6 15,3

Аналізуючи дані таблиці можна відзначити, що найкращими показниками по витраті сталі і бетону (на 1 кв.м) є у збірно-монолітного каркасу з багатопустотними плитами.

З метою практичного використання каркасної системи збірно-монолітних перекриттів з прихованими ригелями в НДІБК були виконані експериментально-теоретичні дослідження реального житлового будинку. В рамках цих досліджень проведено розрахунок дев'ятиповерхової каркасної збірно-монолітної будівлі житлово-офісного комплексу з вбудовано-прибудованими приміщеннями громадського, соціального та торговельного призначення, з підземними та надземними паркінгами в м. Києві [3] з послідуючим експериментальним обґрунтуванням прийнятих технічних рішень.

Конструктивна схема будівлі – каркасна із повним рамно-зв'язковим каркасом. Основні вертикальні несучі конструкції – збірні залізобетонні колони (400×400 мм) та збірні і монолітні діафрагми жорсткості (товщиною 180 мм та 240 мм). Стіни підвалу будівлі монолітні.

Перекриття будівлі – збірно-монолітні, що складаються із збірних залізобетонних попередньо напружених багатопустотних плит (товщиною 220 мм) об'єднаних з монолітними ригелями випусками робочої арматури і шпонками пустотних плит. При цьому нижня поверхня перекриттів є єдиною для збірних плит та ригелів, що досягається шляхом улаштування ригелів після встановлення плит перекриттів у робоче положення на тимчасових опорах.

План типового поверху будівлі наведено на рисунку 1.

Фундаменти будівлі – пальові із збірних призматичних задавлюваних паль, об'єднаних стрічковими та окремо розташованими ростверками товщиною 600 мм.

Стінове заповнення – кладка з пінобетонних блоків. Просторова жорсткість будівлі забезпечується спільною роботою дисків перекриттів, вузлів каркасу, діафрагм та сходово-ліфтових блоків.

Особливістю використаної конструктивної схеми є використання збірно-монолітних перекриттів із ригелями малої товщини та характерним з'єднанням плит та ригелів [3,11,12]. Тому, при виконанні перевірочних розрахунків особливу увагу було приділено чинникам, які впливають на безпеку експлуатації такої конструктивної схеми:

- нерівномірності деформування фундаментів будівлі та її впливу на зусилля, які виникають у з'єднаннях конструкцій;
- достатності армування монолітних ригелів малої товщини;
- забезпеченню міцності з'єднань плит та ригелів перекриття.

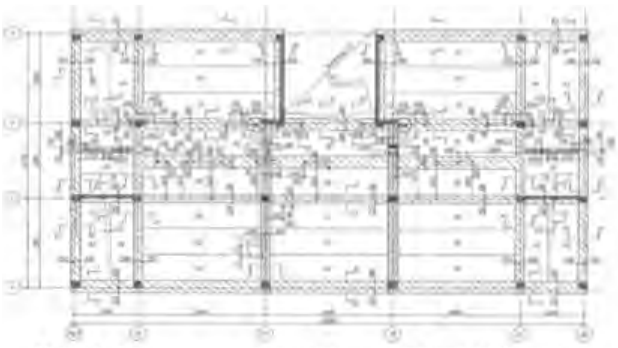

Рис. 1. План типового поверху будівлі / Plan of a typical floor of a building

Розрахунок тривимірної комп'ютерної моделі виконаний за допомогою програмного комплексу «Ліра-САПР 2015», що є комп'ютерною системою для структурного аналізу та проектування.

Розрахункова схема прийнята у вигляді просторової системи, що складається із стержневих елементів, які моделюють роботу паль, колон, ригелів і шпонок (2,7 шпонки на один елемент), та пластинчатих елементів, які моделюють роботу плит перекриттів, стін, діафрагм і ростверків[2, 6]

Загальний вигляд розрахункової схеми наведено на рисунку 2.

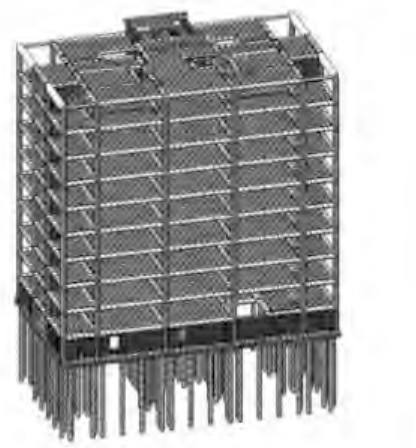

Рис. 2. Загальний вигляд розрахункової схеми будівлі / General view of the settlement scheme of the building

Навантаження та впливи для конструкцій будівлі прийняті згідно ДБН В.1.2.-2:2006 [7] з урахуванням вимог ДБН В.1.2-14 [8], як для будівлі класу СС2.

Перевірка перерізів залізобетонних елементів будівлі здійснювалась за значеннями зусиль, отриманими при розрахунку моделі системи «основа фундамент-верхня будова».

На рисунках 3, 4 наведено результати розрахунку вертикальних переміщень в рівні плит перекриття другого поверху та моментних зусиль у плиті перекриття від дії основних сполучень навантажень.

Для прольотів довжиною 6,4 м вертикальні переміщення в плитах перекриття будівлі за

розрахунком із врахуванням нелінійних характеристик матеріалів на сполучення навантажень, що містить їх максимальні значення (короткочасні), отримано максимальні переміщення вузлів плити у вертикальному напрямку 5,8 мм. Згідно ДСТУ Б.В.1.2-3 [7] f = 5,8 мм $\leq f_u$ = 6800/205 = 31,2 мм. Це свідчить, що прогини в плитах не перевищують допустимі.

При моделюванні розрахункової схеми, найбільш відповідальним елементом каркасу будівлі є з'єднання монолітних ригелів перекриття зі збірними плитами через випуски арматури і бетонні шпонки.

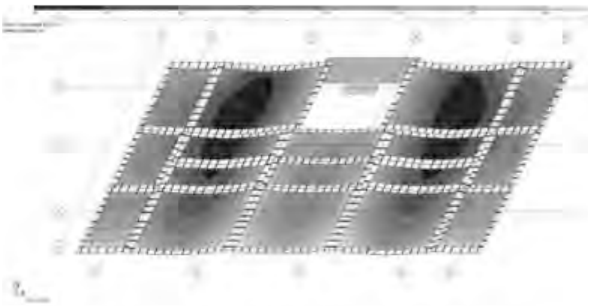

Рис. 3. Вертикальні переміщення в рівні плит перекриття другого поверху (мм) / Vertical displacements in the level of floor slabs of the second floor (mm)

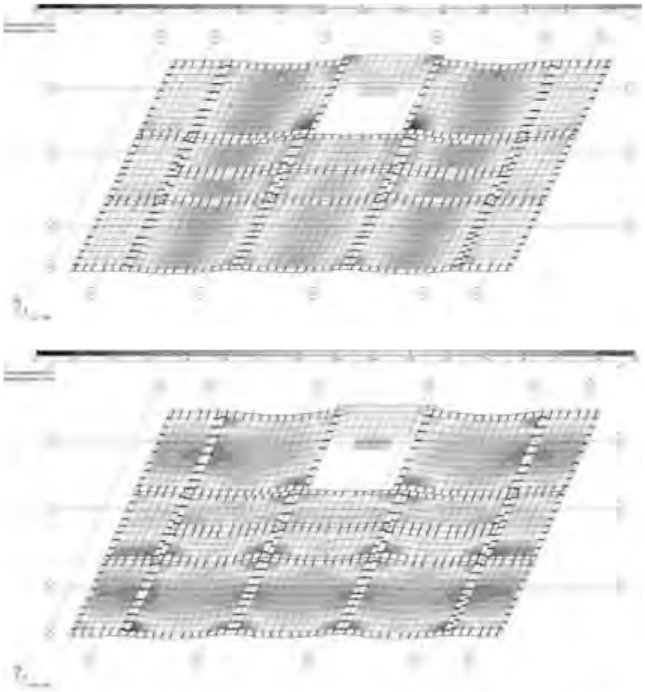

Рис. 4. Моментні зусилля M_x та M_y у плитах перекриття від дії основних сполучень навантажень / The momentary efforts of M_x and M_y in slabs of overlapping from the effect of the main combinations of loads

Таке з'єднання є не тільки опорою для плит перекриттів, але й воно повинно забезпечити геометричну незмінність перекриття у своїй площині, що є особливо важливим для забезпечення сумісної роботи вузлів обпирання плит на ригелі, прихованими в площині перекриттів ригелями.

Основні схеми з'єднання плит перекриття з ригелями на шпонках, що влаштовуються одночасно із бетонуванням ригелів наведено на рисунках 5 – 6. Конструкція шпонок передбачає передачу на них горизонтальних та вертикальних зусиль.

В розгляданій розрахунковій схемі максимальне зусилля розтягу у одній шпонці може досягати 18,5 кН, стиску 37 кН, вертикальне 18,5 кН.

Для розрахунку шпонок було прийнято наступні передумов:

- на бетонну шпонку не діють згинальні моменти (ідеальні умови роботи);
- усі вертикальні зусилля у перерізі сприймаються лише бетоном шпонки.

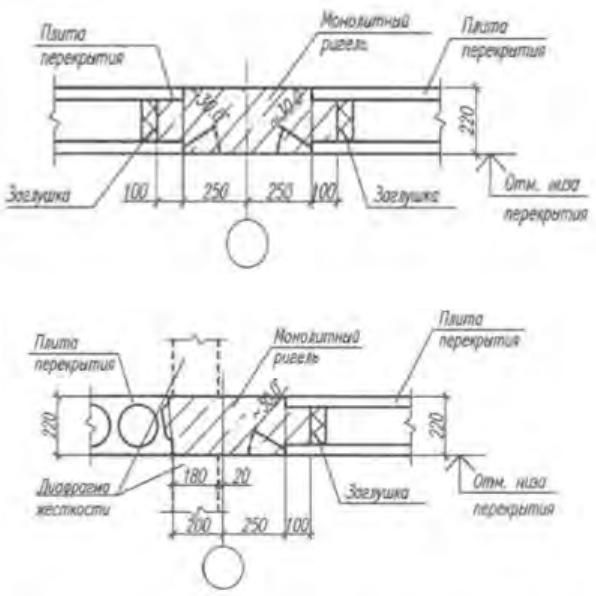

Рис. 5. Схема з'єднання плит перекриття із ригелем / The scheme of connection of floor slabs with a bolt

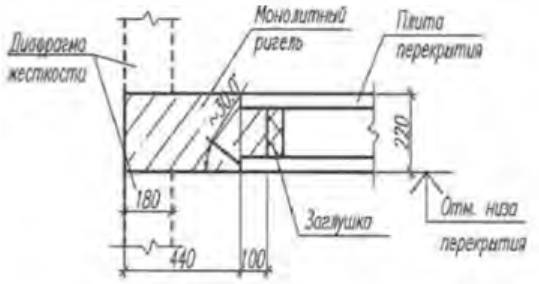

*Рис. 6. Схеми з'єднання плит перекриття із ригелем біля діафрагми / Diagrams of connection of slabs with a **girder** near the diaphragm*

Для перевірки шпонок було використано формулу (4.36) [6]. Величини зусиль для перевірки

були отримані з попереднього розрахунку в програмному комплексі «Лира-САПР 2015» з найбільш завантаженого елемента, який моделював роботу шпонки.

Розрахункова величина опору:

$$V_{Rd,c}=[C_{Rd,c}k(100\rho_l f_{ck})^{1/3}+$$

$$+k_1\sigma_{cp}]b_w d\geq(V_{min}+k_1\sigma_{cp})b_w d, \quad (1)$$

де f_{ck} – МПа (для бетону С 20/25 (В25) дорівнює 18,5МПа);

$$k= 1+\sqrt{200/d} \leq 2, \text{ мм} ; \quad (2)$$

$$\rho_l=A_{sl}/(b_w d) \leq 0.02; \quad (3)$$

де A_{sl} – площа розтягнутої арматури;

b_w – найменша ширина поперечного перерізу в розтягнутій зоні;

$$\sigma_{cp} - N_{ed}/A_c < 0.2f_{cd}, \text{ МПа}; \quad (4)$$

де N_{ed} – осьова сила у поперечному перерізі;

A_c – площа поперечного перерізу бетону;

Величини $C_{Rd,c}$, V_{min}, і k_1 прийняті:

$$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c=0,18/1,3=0,138; \quad (5)$$

$$V_{min}=0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}; \quad (6)$$

$$k_1=0.15. \quad (7)$$

Для проведення розрахунку отримано наступні данні:

f_{ck} = 18,5МПа;

$$\rho_l=A_{sl}/(b_w d) = 154/(159*159*0,9*0,9) = 0,0075; \quad (8)$$

A_{sl} = 154 мм^2; b_w = 159 мм;

$$\sigma_{cp} = N_{ed}/A_c = 3,7/19845 = 0,00019 \text{ т/мм}^2 = 1,9 \quad (9)$$

МПа , що менше $\sigma_{cp} = 0.2f_{cd}$ = 0,2*14,5 = 2,9 МПа;

N_{ed} = 3,7 тс; A_c = 19845 мм^2;

$$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c=0,18/1,3=0,138; \quad (10)$$

$$V_{min}=0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2} =$$

$$= 0,035*2,0^{3/2}*18,5^{1/2} = 0,453; \quad (11)$$

Підставляючи всі необхідні данні до формули отримаємо:

$$V_{Rd,c}=[0.138*2.086(100*0.0075*18.5)^{1/3}+0.15*1,9]$$

$$*0,159*0,159*0,9*0,9 = 0,020 \text{ МН}; \quad (12)$$

$$V_{Rd,c}= (0,453+0,15*1,9)*0,159*$$

$$*0,159*0,9*0,9 = 0,015 \text{ МН}; \quad (13)$$

Перерізуюче зусилля, що діє на одну шпонку (один елемент моделює 2,7 шпонки)

$$Qy = 50,5 \text{ кН}/2,7 = 18,7 \text{ кН} = 0,0187 \text{ МН}. \quad (14)$$

Звідси виконується умова:

$$V_{Rd,c}= 0,020 \text{ МН} \geq 0,0187 \text{ МН}. \quad (15)$$

Виконані розрахунки показали, що бетонні шпонки мають достатні геометричні та фізико-механічні характеристики для сприйняття проектних навантажень в ідеалізованих умовах роботи. Однак, на опорах плит в реальних умовах виникатимуть згинальні моменти, для сприйняття яких у верхній зоні плит (з'єднань плит із ригелями) не передбачено армування, тобто, існують передумови для порушення цілісності перерізу. Наприклад, при реалізації отриманих розрахунком деформацій фундаментів на опорах плит виникатимуть деформації розтягу. В проекті передбачено, що викликані такими деформаціями зусилля повинні сприйматись випусками робочого армування плит, які заводиться в монолітні ригелі. При чому, випуски стрижнів робочої арматурі загинаються під кутом в 30^0 і запускаються в монолітний ригель до бетонування.

Довжина анкерування (в даному випадку довжина випусків) обчислюється за формулою (7.4) [6]:

$$l_{bd} = \alpha_1\ \alpha_2\ \alpha_3\ \alpha_4\alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min}, \quad (16)$$

де $\alpha_1\ \alpha_2\ \alpha_3\ \alpha_4\ \alpha_5$ – коефіцієнти, наведені у таблиці 7.2 ДСТУ Б В.2.6-156:2010;

$l_{b,rqd}$ – приймається за виразом $l_{b,rqd}= (ø/4)(\sigma_{cd}/f_{bd})$; (17)

де $f_{bd} = 2,25\eta_1\eta_2 f_{cd}$;

η_1 та η_2 дорівнюють 1;

f_{cd} - відповідно до таблиці 3.1 ДБН В.2.6-98 дорівнює 14,5 МПа;

$l_{b,min}$ – мінімальна довжина анкерування, яка приймається за виразом

$$l_{b,min} \geq max\{0,3\ l_{b,rqd};10ø;100мм\}; \quad (18)$$

Згідно таблиці 7.2 величини коефіцієнтів $\alpha_1\ \alpha_2\ \alpha_3\ \alpha_4\alpha_5$:

$\alpha_1 = 0,7;\ \alpha_2 = 0,84;\ \alpha_3 = 0,95;\ \alpha_4 = 0,7;\ \alpha_5 = 0,995.$

Підставляючи отримані дані:

$$f_{bd} = 2,25\eta_1\eta_2 f_{cd} = 2,25*1*1*1,0 = 2,25 \text{ МПа}; \quad (19)$$

$$l_{b,rqd}= (ø/4)(\sigma_{sd}/f_{bd}) = (14/4)(120/2,25) = 187 \text{ мм}; \quad (20)$$

$$\sigma_{sd} = 0,05/2,7/0,000154 = 120 \text{ МПа}; \quad (21)$$

$$l_{bd} = \alpha_1\ \alpha_2\ \alpha_3\ \alpha_4\alpha_5 l_{b,rqd} =$$

$$= 0,7*0,84*0,95*0,7*0,995*187 = 73 \text{ мм}; \quad (22)$$

$$l_{b,min} = 0,3\ l_{b,rqd} = 0,3*73 =$$

$$= 22 \text{ мм}; 14*10 = 140 \text{ мм}; 100 \text{ мм}. \quad (23)$$

Остаточно, $l_{b,min}$ = 140 мм

Як видно з розрахунку необхідна умова зберігається:

фактична довжина випусків 150 мм перевищує l_{bd} = 73 мм і перевищує $l_{b,min}$ = 140 мм.

Таким чином, наявність випусків із плит забезпечує безпеку експлуатації вузлів обпирання плит збірно-монолітного перекриття.

Для підтвердження можливості безпечної експлуатації даної будівлі та для отримання достовірних вихідних даних для застосування використаної конструктивної схеми у майбутньому було виконано випробування фрагменту перекриття на реальному об'єкті [5] за умови максимальної реалізації нерівномірного деформування фундаментів будівлі (зведення усіх елементів каркасу, влаштування зовнішнього стінового огородження внутрішніх перегородок та підлог).

Випробування проводились на ділянці в межах чарунки колон 6,4×5,2 м під корисне розрахункове навантаження (при розрахунку за першою групою граничних станів) - 5,85 кПа з урахуванням коефіцієнта надійності 1,2.

Для випробувань була обрана представницька ділянка перекриття за величиною передбаченого методикою експериментальних досліджень. При виборі ділянки враховувались фактичні умови на майданчику. Схема розташування прогиномірів на нижній грані перекриття на ділянці випробувань наведено на рисунку 7.

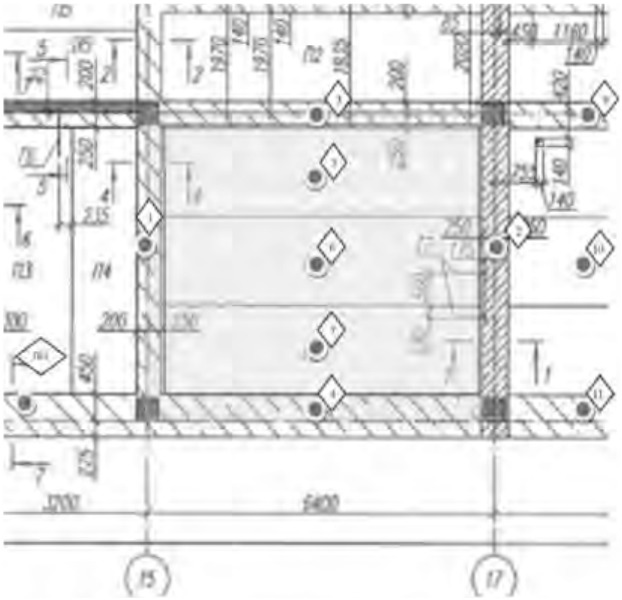

Рис. 7. Схема розташування прогиномірів на нижній грані перекриття на ділянці випробувань / The scheme of the location of the deflectors on the lower face of the overlap in the test section

З метою визначення несучої здатності, величин прогинів та ширини розкриття тріщин пустотних плит перекриття на відм. +2,680 будівлі на об'єкті будівництва були проведені випробування.

Отримані дані використані при перевірці експлуатаційної придатності перекриття.

Завантаження ділянок перекриттів здійснювалось наповненням водою басейну, згідно з правилами, регламентованими стандартом [10].

Завантаження здійснювалось ступенями згідно з таблиці 2.

Під час витримування під навантаженням виконувався огляд поверхонь ділянки в зоні випробувань та прилеглих до неї з фіксуванням у журналі випробувань ступеня навантаження за таблицею 2 та даних вимірювання прогинів та деформацій.

Прогини вимірювались прогиномірами 6ПАО з ціною поділки 0.01мм. (свідоцтво про повірку №23-18/0002314 від 11.09.2013 р.). Контроль суцільності з'єднання плит та ригелів по границі їх контакту фіксувався багато обертовими індикаторами з ціною поділки 0,001 мм. (свідоцтво про повірку №23-18/0001850 від 11.09.2013 р.).

Відповідно до вимог стандарту [10] після прикладання кожного ступеня навантаження ділянка монолітної плити перекриття витримувалась 10 хвилин. Після цього проводились фіксація показань з приладів. Після прикладення повного навантаження, конструкція витримувалась протягом 30 хвилин.

Таблиця 2

Порядок завантаження монолітної плити перекриття будівлі / Loading order of a monolithic slab

Ступені завантаження	Висота стовпа води, м	Навантаження на ділянку, кПа	Частка від повного навантаження
1	0,20	2,0	0,29
2	0,40	4,0	0,58
3	0,52	5,2	0,76
4	0,61	6,1	0,88
5	0,70	7,0	1

В таблиці 3 наведені значення прогинів натурного фрагменту перекриття на різних ступенях навантаження.

В таблиці 4 наведені деформації місць з'єднань плит та ригелів по границі їх контакту збірно-монолітного перекриття.

На рисунку 8 графічно відображені прогини натурного фрагменту перекриття на різних ступенях навантаження.

Таблиця 3

Прогини натурного фрагменту перекриття на різних ступенях навантаження нижньої поверхні перекриття / Deflections of the full-scale fragment of the overlap at different load stages of the lower surface of the overlap

Ступень	Нант., кг/м²	f П1, мм	f П2, мм	f П3, мм	f П4, мм	f П5, мм	f П6, мм	f П7, мм	f П8, мм	f П10, мм	f П11, мм
1	200	0,10	0,075	0,01	0,125	0,2	0,35	0,27	0,00	0,00	0,00
2	400	0,23	0,145	0,03	0,235	0,39	0,72	0,59	0,00	0,01	0,01
3	520	0,30	0,195	0,10	0,365	0,60	0,96	0,80	0,00	0,02	0,03
4	610	0,37	0,225	0,15	0,505	0,74	1,17	0,97	0,02	0,03	0,03
5	700	0,45	0,285	0,22	0,665	0,86	1,39	1,18	0,02	0,05	0,05
Витримка 30 хв.	700	0,45	0,285	0,22	0,675	0,93	1,41	1,19	0,62	0,05	0,05
Розвантаження	0	0,07	0,055	0,01	0,075	0,14	0,24	0,2	0,00	0,00	0,00
Витримка 30хв. (після розвантаження)	0	0,07	0,055	0,01	0,075	0,14	0,23	0,19	0,00	0,00	0,00

Таблиця 4

Деформації місць з'єднань плит та ригелів по границі їх контакту / Deformations of joints of slabs and girders along their contact boundary

Ступень	Нан., кг/м²	Δ И-1, мм	Δ И-2, мм	Δ И-3, мм	Δ И-4, мм	Δ И-9, мм	Δ И-6, мм	Δ И-5, мм	Δ И-8, мм	Δ И-7, мм
1	200	0,00	0,00	0,00	0,002	0,00	0,00	0,00	0,00	0,002
2	400	0,00	0,00	0,00	0,006	0,00	0,00	0,01	0,00	0,006
3	520	0,00	0,00	0,00	0,012	0,00	0,00	0,014	0,00	0,014
4	610	0,00	0,00	0,00	0,019	0,00	0,00	0,014	0,00	0,014
5	700	0,00	0,00	0,00	0,026	0,012	0,00	0,014	0,00	0,014
Витримка 30 хв.	700	0,00	0,00	0,00	0,028	0,012	0,00	0,014	0,00	0,020
Розвантаження	0	0,00	0,00	0,00	0,003	0,001	0,00	0,001	0,00	0,001
Витримка 30хв. (після розвантаження)	0	0,00	0,00	0,00	0,003	0,001	0,00	0,001	0,00	0,001

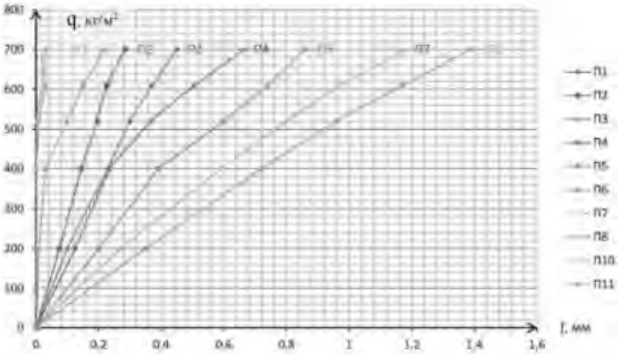

Рис. 8. Діаграма «навантаження-прогини» натурного фрагменту перекриття / The "load-deflection" diagram of the full-scale overlap fragment

Як видно з рис. 8 максимальний прогин збірно-монолітного перекриття при рівні навантаження яке в 1.2 рази перевищує розрахункове за першою групою граничних станів складає всього 1/5500, що практично на два порядку менше допустимих згідно чинних будівельних норм.

Крім того даний прогин є дуже близьким до визначеного розрахунками (1,21 мм). Це свідчить про те, що розроблена розрахункова модель достатньо добре відображає модельований процес.

При дії максимального навантаження появи тріщин в нижній зоні не зафіксовано.

При розрахунку залізобетонних конструкцій плит перекриттів та монолітних ригелів будинку було встановлено:

- конструкції плит перекриттів та монолітних ригелів є достатніми для сприйняття проектних навантажень;
- бетонні шпонки з'єднання плит перекриттів та ригелів здатні сприймати проектні навантаження лише в ідеальних умовах їх роботи;
- в реальних умовах роботи каркасу будівлі (наявність нерівномірних осадок) вузли з'єднання збірних плит перекриттів та ригелів необхідно виконувати лише з використанням випусків робочого армування плит.

Висновки

Аналіз результатів експериментально-теоретичних досліджень дозволяє стверджувати що будівлі зі збірно-монолітним каркасом, при умові використання бетонних шпонок і випусків робочої арматури пустотних плит, задовольняють вимогам будівельних норм за першою і другою групам граничних станів.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Голышев А.Б,. Кривошеев П.И, Бамбура А.Н.. Теория железобетона на экспериментальной основе. Киев: Гамма-Принт. 2009.
2. Бамбура А.М. Метод «трьох кривизн» для розрахунку нерозрізних залізобетонних балок / Бамбура А.М., Жданов О.С. // Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій: збірник наукових праць. - Львів, 2007. - Вип. 7.

3. Пустотні попередньо напружені плити для збірно-монолітного перекриття з прихованими ригелями висотою 220 мм, довжиною 3550 мм, 5650 мм та 6850 мм, шириною 1000 мм, 1200 мм та 1500 мм під розрахункові навантаження 5.89 кпа (600 кг/м), 7.85 кпа (800 кг/м) і 9.81 (1000 кг/м) - Робочі креслення, 4521-п.1, ТОВ "Єврокон україна" - Київ -2016
4. Звіт про науково-технічну роботу «Виконання перевірочних розрахунків каркасу, перекриттів та фундаментів будівлі секції №1407 в рамках програми науково-технічного супроводу проектування і будівництва будівель із використанням збірно-монолітних каркасів та багатопустотних плит в складі об'єкту будівництва: «Житлово-офісний торгівельний комплекс з вбудовано-прибудованими приміщеннями громадського, соціального та торгівельного призначення, з підземним та наземним паркінгами на вул. Регенераторній, 4 у Дніпровському районі м. Києва» - м. Київ -2012, 88 с.
5. Звіт за результатами натурних випробувань ділянки збірно-монолітного перекриття житлово-офісного комплексу з вбудовано-прибудованими приміщеннями громадського, соціального та торговельного призначення, з підезмними та надземними паркінгами на вул. Регенераторній, 4 у Дніпровському районі м. Києва. - м. Київ -2013, 13 с
6. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону / Мінрегіонбуд України. - К.: 2011 – 71 с.
7. ДБН В.1.2.-2:2006 Навантаження і впливи. Норми проектування. / Мінрегіонбуд України. - К.: 2006 – 78 с.
8. ДБН В.1.2-14-2009 Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій і основ. / Мінрегіонбуд України. - К.: 2008 – 37 с
9. ДСТУ Б В.1.2-3:2006 Прогини і переміщення. Вимоги проектування. / Мінрегіонбуд України. - К.: 2006 – 14 с.
10. ДСТУ Б В.2.6-7 Вироби будівельні бетонні та залізобетонні збірні. Методи випробувань навантажуванням. Правила оцінки міцності, жорсткості та тріщиностійкості.
11. Комплект креслень 48/09-1407-КЗБ2. Житлово-офісний комплекс з вбудовано-прибудованими приміщеннями громадського, соціального та торговельного призначення, з підезмними та надземними паркінгами на вул. Регенераторній, 4 у Дніпровському районі м. Києва. ТОВ "АРХІМАТИКА". – 2011, 2012.
12. Konstantin Meskouris «Baudynamik- Modelle, Methoden, Praxisbeispiele». Ernst&Sohn 1999 http://darwin.bth.rwth-aachen.de/
13. Eurocode 2: Worked examples. European concrete platform Available at http://www.europeanconcrete.eu/
14. Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1 : General rules and rules for buildings 2004 Available at: https://law.resource.org/

REFERENCES

1. Golyishev A.B,. Krivosheev P.I, Bambura A.N.. Teoriya zhelezobetona na eksperimentalnoy osnove. Kiev: Gamma-Print. 2009.
2. Bambura A.M. Metod «tr'okh kryvyzn» dlya rozrakhunku nerozriznykh zalizobetonnykh balok / Bambura A.M., Zhdanov O.S. // Mekhanika i fizyka ruynuvannya budivel'nykh materialiv ta konstruktsiy: zbirnyk naukovykh prats'. - L'viv, 2007. - Vyp. 7.
3. Pustotni poperedn'o napruzheni plyty dlya zbirno-monolitnoho perekryttya z prykhovanymy ryhelyamy vysotoyu 220 mm, dovzhynoyu 3550 mm, 5650 mm ta 6850 mm, shyrynoyu 1000 mm, 1200 mm ta 1500 mm pid rozrakhunkovi navantazhennya 5.89 kpa (600 k·h/m), 7.85 kpa (800 k·h/m) i 9.81 (1000 k·h/m) - Robochi kreslennya, 4521-p.1, TOV "Yevrokon ukrayina" - Kyiv -2016
4. Zvit pro naukovo-tekhnichnu robotu «Vykonannya perevirochnykh rozrakhunkiv karkasu, perekryttiv ta fundamentiv budivli sektsiyi #1407 v ramkakh prohramy naukovo-tekhnichnoho suprovodu proektuvannya i budivnytstva budivel' iz vykorystannyam zbirno-monolitnykh karkasiv ta bahatopustotnykh plyt v skladi ob"yektu budivnytstva: «Zhytlovo-ofisnyy torhivel'nyy kompleks z vbudovano-prybudovanymy prymishchennyamy hromads'koho, sotsial'noho ta torhivel'noho pryznachennya, z pidzemnym ta nazemnym parkinhamy na vul. Reheneratorniy, 4 u Dniprovs'komu rayoni m. Kyyeva» - m. Kyyiv -2012, 88 s.
5. Zvit za rezul'tatamy naturnykh vyprobuvan' dilyanky zbirno-monolitnoho perekryttya zhytlovo-ofisnoho kompleksu z vbudovano-prybudovanymy prymishchennyamy hromads'koho, sotsial'noho ta torhovel'noho pryznachennya, z pizdezmnymy ta nadzemnymy parkinhamy na vul. Reheneratorniy, 4 u Dniprovs'komu rayoni m. Kyyeva. - m. Kyyiv - 2013, 13 s
6. DSTU B V.2.6-156:2010 Betonni ta zalizobetonni konstruktsiyi z vazhkoho betonu / Minrehionbud Ukrayiny. - K.: 2011 – 71 s.
7. DBN V.1.2.-2:2006 Navantazhennya i vplyvy. Normy proektuvannya. / Minrehionbud Ukrayiny. - K.: 2006 – 78 s.
8. DBN V.1.2-14-2009 Zahal'ni pryntsypy zabezpechennya nadiynosti ta konstruktyvnoyi bezpeky budivel', sporud, budivel'nykh konstruktsiy i osnov. / Minrehionbud Ukrayiny. - K.: 2008 – 37 s
9. DSTU B V.1.2-3:2006 Prohyny i peremishchennya. Vymohy proektuvannya. / Minrehionbud Ukrayiny. - K.: 2006 – 14 s.
10. DSTU B V.2.6-7 Vyroby budivel'ni betonni ta zalizobetonni zbirni. Metody vyprobuvan' navantazhuvannyam. Pravyla otsinky mitsnosti, zhorstkosti ta trishchynostiykosti.
11. Komplekt kreslen' 48/09-1407-KZB2. Zhytlovo-ofisnyy kompleks z vbudovano-prybudovanymy prymishchennyamy hromads'koho, sotsial'noho ta torhovel'noho pryznachennya, z pizdezmnymy ta nadzemnymy parkinhamy na vul. Reheneratorniy, 4 u Dniprovs'komu rayoni m. Kyyeva. TOV "ARKhIMATYKA". – 2011, 2012.12 Konstantin Meskouris «Baudynamik- Modelle, Methoden, Praxisbeispiele». Ernst&Sohn 1999 http://darwin.bth.rwth-aachen.de/
12. Eurocode 2: Worked examples. European concrete platform Available at http://www.europeanconcrete.eu/
13. Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1 : General rules and rules for buildings 2004 Available at: https://law.resource.org/

Стаття поступила до редколегії 21.08.2017 р.