

УДК 624.21.004.69

DOI: 10.30977/BUL.2219-5548.2019.86.1.174

ДОСЛІДЖЕННЯ МОНОЛІТНИХ ПЕРЕХРЕСНО-РЕБРИСТИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ПЕРЕКРИТТЯ БУДІВЛІ ОФІСНО-ТОРГОВО-РОЗВАЖАЛЬНОГО КОМПЛЕКСУ У М. КИЇВ

Іваник І. Г.¹, Віхоть С. І.¹, Вибранець Ю. Ю.¹, Іваник Ю. Ю.¹

¹ Національний університет «Львівська політехніка»

Анотація. У статті проведено дослідження монолітних перехресно-ребристих залізобетонних конструкцій перекриття будівлі незавершеного будівництва. За час будівництва у зв'язку зі зміною форм власності виникла необхідність перепрофілювання будівлі під офісно-торгово-розважальний комплекс. Під час проектування реконструкції будівлі згідно з завданням змінено кількість поверхів, а також міжповерхове навантаження. Під час розрахунку плити перекриття континуальну плитно-балочну систему замінено дискретною фізичною моделлю у вигляді перехресної стрижневої статично невизначеної системи, поздовжні і поперечні елементи якої є геометричними осями перехресних балок. Такий розрахунок базується на використанні різних методів будівельної механіки. За результатами теоретичних досліджень прийнято рішення підсилити конструктивні елементи перекриття композитними вуглецевими матеріалами.

Ключові слова: композитні вуглецеві стрічки, система ремонту РСС, перехресно-ребристі системи, міцність, деформативність.

Вступ

Під час експлуатації будівля може піддаватись реконструкції, капітальному ремонту чи перепрофілюванню. Вирішення проблеми не завжди буде типовим і вимагає індивідуального підходу.

Під час проектування реконструкції будівлі незавершеного будівництва на підставі матеріалів обстеження та вивчення технічної документації на будівлю та перевірок розрахунків оцінено стан несучих конструкцій на дію вже наявних і нових навантажень та розроблено рекомендації щодо подальшої безпечної експлуатації.

Аналіз публікацій

Будівля, що підлягає реконструкції, у плані має прямокутну форму, її розмір 132,8 м x 58,8 м. За конструктивною схемою це монолітний залізобетонний рамний каркас (рис. 1).

Просторова жорсткість та геометрична незмінність будівлі забезпечується за допомогою несучого каркаса, горизонтальних дисків перекриття та покриття, кріплень пілонів до фундаментів. Ґрунтуючись на функціонально-технологічних та архітектурних особливостях будівлі, був прийнятий перемінний крок взаємоперпендикулярних конструктивних осей – від 7,2 м до 10,0 м, основний конструктивний крок поперечних рам – 8,1 м.

Вздовж осей 7, 8 та 12, 13 передбачена наявність температурних швів.



Рис. 1. Залізобетонна перехресно-ребриста конструкція перекриття будівлі

Колони залізобетонні монолітні з перерізом 600x600мм. Бетон класу С25/30, W4, арматура класів А400С та А240С. Зовнішні стіни паркінгу монолітні залізобетонні, товщиною 400 мм. Бетон класу С25/30, W6, арматура класів А400С та А240С.

Міжповерхові перекриття монолітні залізобетонні з плитами за ригельною схемою. Товщина плит дорівнює 200 мм. Бетон класу С25/30, W4, арматура класів А400С та А240С. Міжповерхове перекриття над підземним паркінгом захищене від дії вогню з боку підземного паркінгу із розрахунку витривалості впродовж 180 хвилин.

Плита покриття монолітна залізобетонна за ригельною схемою. Товщина плити дорівнює 200мм. Бетон класу ВС25/30, W4, арматура класів А400С та А240С. Покрівля м'яка рулонна, утеплювач типу ROCKWOOL, по монолітному залізобетону.

Відповідно до ДБН В.1.2-2:2006 "Навантаження і впливи" [1], ділянка будівництва належить до 5 снігового району і до 1 району за тиском вітру. Нормативна глибина промерзання ґрунту – 1,2 м.

Клас відповідальності будівлі згідно з ДБН В.1.1-14-2009 [2] визначений як СС3 (п.5.1.4 табл.1). Категорія відповідальності конструкцій – А (ДБН В.1.1-14-2009 [2] п.5.2.1). Коефіцієнт надійності за відповідальністю γ_n визначений залежно від класу наслідків і типу розрахункової ситуації згідно з табл. 5: $\gamma_n = 1,25$ – для першої групи граничних станів; $\gamma_n = 1,0$ – для другої групи граничних станів.

Визначення мети й завдань

Метою є заміна під час розрахунку континуальну плитно-балочну систему плити перекриття на дискретно фізичну модель у вигляді перехресної стрижневої статично невизначеної системи, поздовжні і поперечні елементи якої є геометричними осями перехресних балок.

Для досягнення поставленої мети використано різні методи розрахування будівельної механіки.

Дослідження монолітних перехресно-ребристих залізобетонних конструкцій перекриття

Дослідження проведені шляхом сканування залізобетонних поверхонь за допомогою приладу Ферроскан PS 200 з метою визначення в них діаметра арматури та захисного шару бетону в цілому продемонстрували відповідність проектним рішенням. Перекриття над поверхами зроблені як балочні з залізобетонних монолітних плит, товщиною 200 мм. (рис. 2) Під час проведенні обстеження було досліджено міцність бетону плит з використанням пружинного молотка, а також їх армування за допомогою ультразвукового методу (рис. 3).

Під час здійснення технічного обстеження встановлено, що:

- будівля відповідає конструктивно-будівельним рішенням, поданим у кресленнях робочого проекту;
- здійснено дослідження за допомогою сканування залізобетонних поверхонь з метою

тою визначення діаметра арматури та захисного шару бетону, які довели відповідність проектним рішенням;

- згідно з дослідженнями встановлено, що клас бетону перехресно-ребристого перекриття складає С25/30;

- резерв міцності арматури на нові навантаження є недостатнім.

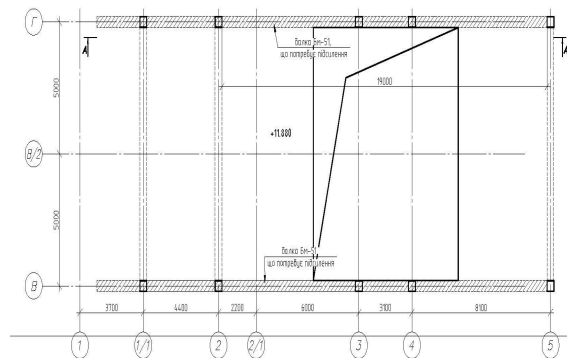


Рис. 2. Фрагмент залізобетонного перехресно-ребристого перекриття на відм. +11.880 в осях 1-5, В-Г



Рис. 3. Дослідження технічного стану залізобетонного перехресно-ребристого перекриття

Під час проведеного технічного обстеження встановлено, що:

- будівля відповідає конструктивно-будівельним рішенням, зазначеним у кресленнях робочого проекту;
- проведені дослідження за допомогою сканування залізобетонних поверхонь з метою визначення в них діаметра арматури і захисного шару бетону в цілому довели їх проектним рішенням;
- згідно з проведеними дослідженнями встановлено, що клас бетону перехресно-ребристого перекриття складає С25/30;
- резерв міцності арматури на нові навантаження є недостатнім.

Розрахункова модель і основна статична система

Континуальну плитно-балочну систему під час розрахунків замінимо дискретною фізичною моделлю у вигляді перехресної стрижневої статично невизначеної системи (рис. 4), поздовжні і поперечні елементи якої є геометричними осями перехресних балок, жорсткість яких в статичній схемі відповідає їхнім фактичним жорсткостям. Такий розрахунок базується на використанні різних методів будівельної механіки, сформульованих в матричній формі.

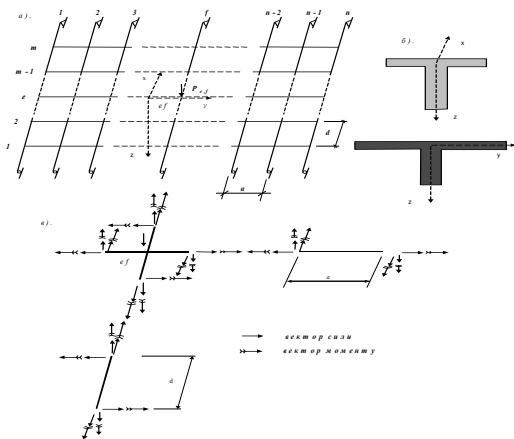


Рис.4. Статична схема перехресно-ребристої системи: а – осі поздовжніх (вісь ОХ) і поперечних (вісь ОУ) балок; б – поперечні перерізи поздовжніх і поперечних балок; в – компоненти внутрішніх зусиль у вузлах і в стрижнях між ними [3]

Рівняння статичної рівноваги вузла перехресно-ребристої системи виражене через вузлові згинальні моменти і зовнішнє навантаження:

$$1/d[M_{xe-1,f-2} * M_{xe,f} + M_{xe+1,f}] + 1/a[M_{ye,f-1} * M_{ye,f} + M_{ye,f+1}] + P_{e,f} = 0. \quad (1)$$

Рівняння нерозривності деформацій (2), (3) є системою скінченних лінійних алгебраїчних рівнянь, яка є достатньою для визначення невідомих згинальних моментів M_x , M_y і прогинів δ . Отримана таким чином система рівнянь має $m \cdot n$ невідомих згинальних моментів M_x , $m \cdot (n-2)$ згинальних моментів M_y та $m \cdot n$ прогинів δ . Система $L = 3 \cdot m \cdot n - 2n$ раз статично невизначена за умови відсутності дефектів, що впливали б на запис граничних умов:

$$M_{xe-1,f} * d / 6EJ_{xe-1,f} + 2M_{xe,f} * d / 3EJ_{xe,f} + M_{xe+1,f} * d / 6EJ_{xe+1,f} + \delta_{xe,f-1} / d - 2\delta_{xe,f} / d + \delta_{xe+1,f} / d = 0; \quad (2)$$

$$M_{ye,f-1} * a / (6EJ_{ye,f-1}) + 2M_{ye,f} * a / (3EJ_{ye,f}) + M_{ye,f+1} * a / (6EJ_{ye,f+1}) + \delta_{ye,f-1} / a - 2\delta_{ye,f} / a + \delta_{ye,f+1} / a = 0. \quad (3)$$

Система рівнянь (1),..., (3) є достатньою для знаходження невідомих згинальних моментів і вертикальних переміщень пружної зігнутої осі балки в кожному заданому вузлі.

Таким чином, задана математична модель плитно-балочної просторової прогонової будови задовільняє трьома групам умов:

- умовам рівноваги;
- умовам сумісності деформацій, що пов'язують деформації і переміщення;
- фізичним умовам, які пов'язують зусилля і деформації.

Проведені перевіірочні розрахунки дали можливість визначити величини зусиль в елементах перехресно-ребристого перекриття до і після реконструкції (рис. 5–8).

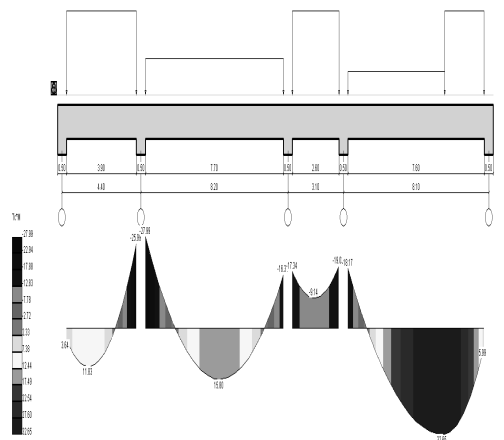


Рис. 5. Епюра згинальних моментів в залізобетонній балці до реконструкції

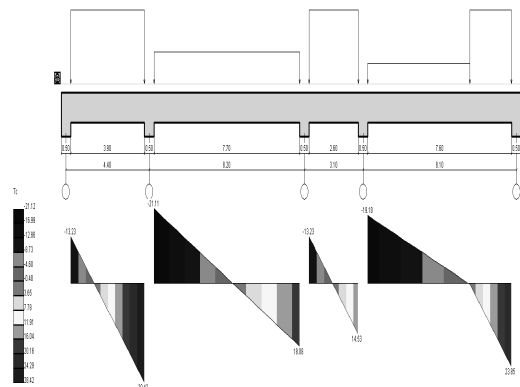


Рис. 6. Епюра поперечних сил в залізобетонній балці до реконструкції

Як показали проведені перевірочні розрахунки, в процесі збільшення навантаження на перекриття в перерізах вздовж довжини нерозрізної залізобетонної балки значно збільшуються величини згинальних моментів та поперечних сил.

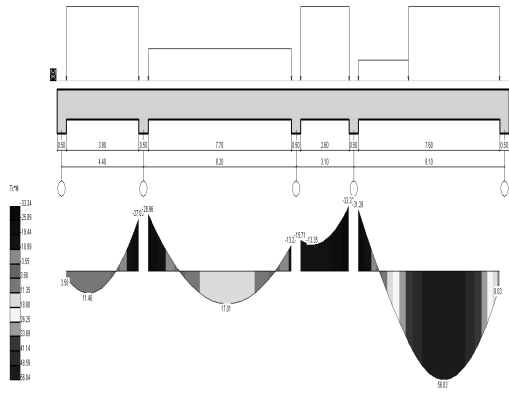


Рис. 7. Епюра згинальних моментів в залізобетонній балці після реконструкції

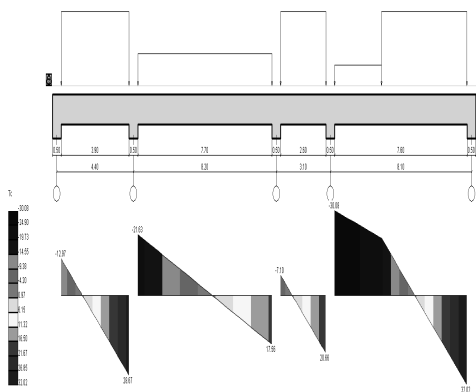


Рис. 8. Епюра поперечних сил в залізобетонній балці після реконструкції

На першій проміжній опорі зліва (див. рис. 5–8) приріст величини згинального моменту становить $\Delta M_{1л} = 10,6$ кНм, справа – $\Delta M_{1п} = 9,7$ кНм. На четвертій проміжній опорі приріст величини згинального моменту становить $\Delta M_{4л} = 140,32$ кНм, справа – $\Delta M_{4п} = 131,10$ кНм. У крайньому прольоті приріст величини згинального моменту становить $\Delta M_{4\max} = 233,80$ кН, а приріст величини поперечної сили становить $\Delta Q_{4л} = 109,0$ кН та $\Delta Q_{4п} = 81,70$ кН.

Одним з варіантів розв'язання інженерної задачі для сприйняття додаткових згинальних моментів і поперечних сил є використання додаткової вуглецевої композитної арматури.

На сьогодні у багатьох країнах світу для підсилення конструкцій різного призначення

застосовуються ефективні (за умов забезпечення міцності і жорсткості) прості у виробництві системи на основі композитних матеріалів. Найпоширенішими з них є вуглепластики CFRP (англ. Carbon Fiber Reinforcement Plastic – пластик, армований вуглецевими волокнами) у вигляді стрічок, які наклеїли у зонах максимального розтягування на поверхні конструкції як додаткове зовнішнє армування [4, 5, 6, 7].

Площа поперечного перерізу арматури визначається за формулою

$$A_{SL} = A_S + A_L \cdot R_{Ly} / R_S, \quad (4)$$

де A_S – площа поперечного перерізу внутрішньої сталевий арматури; R_S – розрахунковий опір на розтягування внутрішньої сталевий арматури; A_L – площа поперечного перерізу зовнішньої композитної арматури; R_{Ly} – розрахунковий опір на розтягування зовнішньої композитної арматури. Розрахунковий опір на розтягування R_{Ly} зовнішньої композитної арматури визначається з умови граничних деформацій і залежить від модуля пружності матеріалу:

$$R_{Ly} = \varepsilon_{Ly} E_L, \quad (5)$$

де ε_{Ly} – граничне відносне видовження зовнішньої композитної арматури; E_L – модуль пружності зовнішньої композитної арматури. Усі подальші розрахунки здійснюються відповідно до чинних норм [8]. Приймаються прямокутна епюра розподілу зусиль в стиснутій зоні бетону, гіпотеза плоских перерізів згідно з [8].

Порядок визначення площі поперечного перерізу зовнішньої композитної арматури такий: гранична несуча здатність за бетоном стиснутої зони (з урахуванням підсилення):

$$M_u = R_b b_x (h_0 - 0,5x); \quad (6)$$

необхідна площа зовнішньої композитної арматури згідно з (1):

$$A_L = (A_{SL} - A_S) R_S / R_{Ly}. \quad (7)$$

Під час подальших розрахунків з метою розроблення заходів щодо підсилення монолітної плити перекриття прийнято такі етапи:

знаходження величини залишкових напружень в арматурі та бетоні станом на час обстеження за умовою отримання бетоном проектної міцності;

знаходження необхідних величин площ додаткової арматури для процесу посилення.

За допомогою програмного комплексу «FRP LAMELLA» (рис. 9) було підібрано необхідну кількість додаткової композитної вуглецевої арматури в різних перерізах балок.

Під час проведення цього етапу роботи здійснено перевірочні розрахунки монолітної плити перекриття на проектні вихідні дані з умовою роботи конструкції в пружній стадії роботи. Відповідно до перевірочних розрахунків на початкове й нове навантаження та прийнятого армування й класу бетону несуча здатність конструкції плит перекриття, товщиною 200 мм, є забезпеченою.

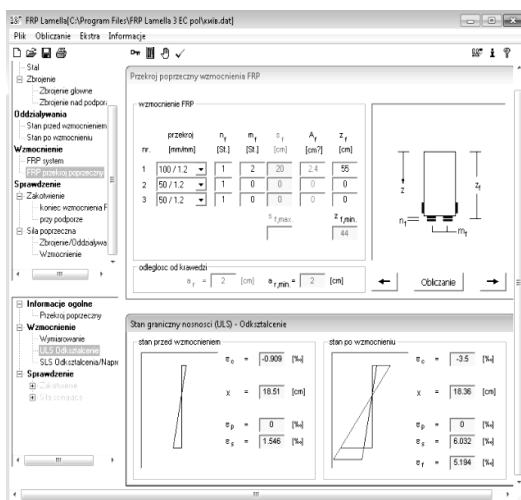


Рис. 9. Розрахунок посилення вуглецевої композитною стрічкою за допомогою програмного комплексу «FRP LAMELLA»

Таким чином, для посилення рекомендовано використовувати композитну стрічку на основі епоксидних смол з вуглеводневими волокнами типу S&P CFK-Lamellen 100/1,2 мм. (150/2000), яка фіксується на двокомпонентному епоксидному клеї Resin 220 (рис. 10, 11).

Анкерування стрічок здійснюється за допомогою композитних мат типу S&P G Sheet, 240 (200 г/м²), шириною 300 мм, зроблених з вуглевмісних волокон, які наклеюються на двокомпонентний клей Resin 55.

На початковому етапі робіт здійснюється зрубка напливів бетону, вирівнювання, методом фрезування залізобетонних поверхонь балки (товщину шару визначають фактично, контролюючи рН за допомогою фенолфталеїну)

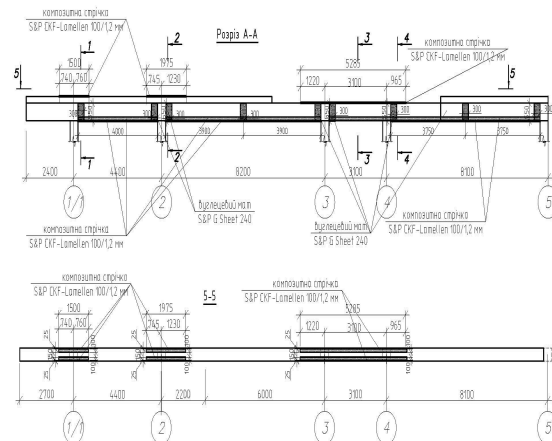


Рис. 10. Посилення залізобетонного перехресно-ребристого перекриття на відм. +11.880 в осях 1-5, В-Г

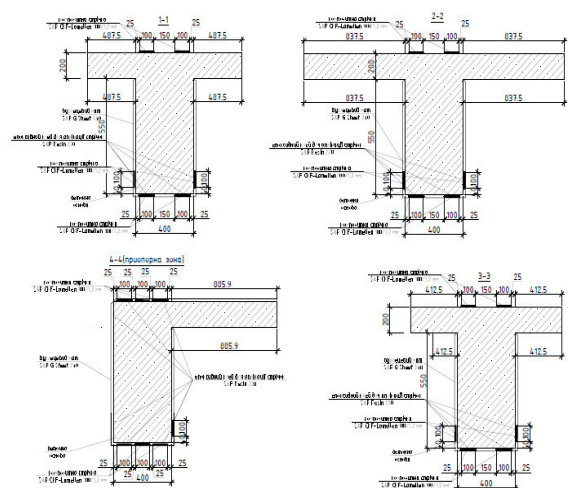


Рис. 11. Вузли посилення залізобетонного перехресно-ребристого перекриття на відм. +11.880 в осях 1-5, В-Г

Наступний етап посилення передбачає влаштування зчпного шару на ремонтваній поверхні за допомогою матеріалу PAGEL MS02 за одне нанесення. Після цього методом наформування матеріалу PAGEL MS20 на товщину знятого шару (ущільнюючи та розгладжуючи розчин лопаткою або кельмою) відновлюється поверхня.

Відповідно до розроблених креслень з посилення перерізів перехресно-ребристого залізобетонного перекриття (рис. 11) здійснюється процес посилення наявних конструкцій.

Висновки

Запропонована методика просторового розрахунку елементів перехресно-ребристого залізобетонного перекриття в поєднанні з методикою розрахунку міцності нормальних

перерізів залізобетонних балок, підсилених зовнішньою композитною арматурою.

Під час розрахувань згідно з запропонованою методикою внаслідок обмеження відносних деформацій зовнішньої композитної арматури на рівні 0,005 забезпечується надійна робота конструкції та запас несучої здатності у разі зміни дії навантажень та розрахункової схеми.

Описано технологічну послідовність проведення робіт з підсилення.

Література

1. ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи» / К.: Мінбуд України, 2006.
2. ДБН В.1.2-14:2018 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд» / К.: Мінрегіон України, 2018.
3. Кваша В. Г., Іваник І. Г. Інженерний метод просторового розрахунку плитно-ребристих залізобетонних. Проблеми теорії і практики залізобетону, Збірник наукових статей Полтавського державного технічного університету ім. Кондратиюка – 1997. – С. 186–189.
4. Хаютин Ю. Г., Чернявский, Е. З. Аксельрод. Применение углепластиков для усиления строительных конструкций. Бетон и железобетон – 2002. – №6. – С. 17–20; 2003. – №1. – С. 25–29.
5. Meier U., Kaiser K. Strengthening of Structures with CFRP Laminates, Advanced Composite Materials in Civil Engineering Structures, Proceedings of the Specialty Conference (ASCE), Las Vegas, Nevada - 1991. – P. 224–232.
6. Kaminska M., Kotynia R. Badania zelbetowych belek z tasmami CFRP przyklejnymi na ich powierzchniach/ Beton i prefabrykacja – 1998. – Tom 2. P. 479–484.
7. Externally bonded FRP reinforcement for RC structures/ Technical report fib, bulletin 14. – 2001. – 130 p.
8. Мурин А. Я., Добрянський Р. З. Дослідження роботи залізобетонних балок, підсилених наклеюванням композитної арматури. Вісник Донбаської національної академії будівництва і архітектури – 2005. – Вип. 4(52). – С.254–257.

References

1. DBN V.1.2-2:2006 “Navantazhennya i vplyvy” / K.: Minbud Ukrainy/ [in Ukrainian].
2. DBN V.1.2-14:2018 «Zagalni pryncypy zabezpechennya nadijnosti ta konstruktyvnoyi bezpeky budivel i sporud» / K.: Minregion Ukrainy, [in Ukrainian].
3. Kvascha V., Ivanyk I. (1997). Inzhenernyi metod prostorovoho rozrakhunku plytno-rebrystykh zalizobetonnykh system. Problemy teorii i praktyky zalizobetonu, Zbirnyk naukovykh statei

Poltavskoho derzhavnoho tekhnichnoho universytetu im. Kondratiuka, 186-189, [in Ukrainian].

4. Xayutyn Yu., Chernyavskiy V., Akselrod E. (2002), (2003). Prymenenye ugleplastykov dlya usylenyya stroytelnykh konstrukcyj. Beton i zhelezobeton, №6, 17–20; №1, 25–29 [in Russian].
5. Meier U., Kaiser K. (1991). Strengthening of Structures with CFRP Laminates, Advanced Composite Materials in Civil Engineering Structures, Proceedings of the Specialty Conference (ASCE), 224–232. [in German].
6. Kaminska M., Kotynia R. (1998). Badania zelbetowych belek z tasmami CFRP przyklejnymi na ich powierzchniach. XVI konferencja naukowo-techniczna "Beton i prefabrykacja", Tom 2, 479–484. [in Poland].
7. Externally bonded FRP reinforcement for RC structures. (2001). Technical report fib, bulletin 14. 130. [in Poland].
8. Muryn A.Ya., Dobryanskyj R.Z. (2005). Doslidzhennya roboty zalizobetonnykh balok, pidsylenykh nakleyuvannyam kompozytnoyi armatury. Visnyk Donbaskoyi nacionalnoyi akademiyi budivnyctva i arkhitektury, 4(52), 254–257. [in Ukrainian].

Іваник Іван Григорович, к.т.н., доц каф. будівельного виробництва, ndl19@meta.ua, тел. +38 067-340-61-79

Віхоть Світлана Іванівна, к.т.н., ст. викладач каф. будівельного виробництва, тел. +38 063-119-83-92, vixot@ukr.net

Вибранець Юрій Юрійович, к.т.н., ст. викладач каф. будівельного виробництва, тел. +38 093-667-70-65, yura.vybranets@gmail.com

Іваник Юрій Іванович, к.т.н., асистент каф. будівельних конструкцій і мостів, тел. +38 096-218-09-10, ivanuk0404@ukr.net

Національний університет «Львівська політехніка». вул. Карпінського, 6, 79013, Львів; 2-й корпус, кім. 414.

Исследование монолитных перекрестно-ребристых железобетонных конструкций перекрытия здания офисно-торгово-развлекательного комплекса в г. Киев

Анотація. В статті проведено дослідження монолитних перекрестно-ребристих железобетонных конструкций перекрытия здания незавершенного строительства. За время строительства в связи с изменением форм собственности возникла необходимость перепрофилирования здания под офисно-торгово-развлекательный комплекс. В ходе выполнения проекта реконструкции здания согласно задания изменено количество этажей, а также межэтажные нагрузки. При расчете плиты перекрытия континуальную плитно-балочную систему заменено дискретной физической моделью в виде перекрестной стержневой статически неопределенной системы, продольные и поперечные

элементы которой представляют геометрические оси перекрестных балок. Такой расчет базируется на использовании различных методов строительной механики. По результатам теоретических исследований принято решение усилить конструктивные элементы перекрытия композитными углеродными материалами.

Ключевые слова: композитные углеродные ленты, система ремонта РСС, перекрестно-ребристые системы, прочность, деформативность.

Иванюк Иван Григорьевич, к.т.н., доц. каф. строительного производства, тел. +38 067-340-61-79, ndl19@meta.ua

Вихоть Светлана Ивановна, к.т.н., ст. препод. каф. строительного производства, тел. +38 063-119-83-92, vixot@ukr.net

Выбранец Юрий Юрьевич, к.т.н., ст. препод. каф. строительного производства, тел. +38 093-667-70-65, yura.vybranets@gmail.com

Иванюк Юрий Иванович, к.т.н., ассистент. каф. строительных конструкций и мостов, тел. +38 096-218-09-10, ivanuk0404@ukr.net

Национальный университет «Львовская политехника», ул. Карпинского, 6, 79013, Львов; 2-й корпус, к 414.

Research of monolithic cross-ribbed concrete slabs with of the office-commercial-entertainment complex building in Kyiv

Abstract. *The structural elements of the ceiling are simulated in the form of a continuous slab-beam system, which, in calculations, is replaced by a discrete physical cross-link rod with a statically indefinite model. The longitudinal and transverse elements of the ceiling structure represent the geometric axes of the cross beams, whose stiffness in a static pattern corresponds to their actual stiffness. The equation of the static equilibrium of the node of the cross-ribbed*

system, expressed through knot bending moments and the external load and the equation of indissolubility of deformations, is a system of finite linear algebraic equations that is sufficient to determine unknown bending moments and vertical moving of the elastic bent axis of the beam in each given node. The conducted theoretical studies have made it possible to determine the magnitude of effort in the elements of cross-ribbed ceiling before and after reconstruction. To develop measures to strengthen the monolithic ceiling, there are two stages of calculations: the finding of the residual stresses in the reinforcement and concrete in time of the survey of a set of concrete strength; finding necessary sizes of areas of additional reinforcement for the performance of reinforcement. When solving the engineering problem for the perception of additional bending moments and transverse forces, the use of additional carbon composite reinforcement in the form of tapes glued in zones of maximal tension on the surface of structures as additional external reinforcement is proposed.

Key words: composite carbon strips, PCC repair system, cross-ribbed systems, strength, deformability.

Ivanyk Ivan, PhD, Associate Professor Department of Building Production, ndl19@meta.ua, тел. +38 067-340-61-79,

Vikhot Svitlana, PhD, Department of Building Production, тел. +38 063-119-83-92, vixot@ukr.net,

Vybranets Yuriy, PhD, Department of Building Production, тел. +38 093-667-70-65, yura.vybranets@gmail.com,

Ivanyk Yuriy, PhD., Department of Building Constructions and Bridges, тел. +38 096-218-09-10, ivanuk0404@ukr.net

Ukraine.

National University "Lviv Polytechnic", st. Karpinskogo, 6, Lviv; 2th building, room 414.