

Р. А. Шуляр, В. Г. Кваша*

Національний університет “Львівська політехніка”

кафедра будівельних конструкцій та мостів,

*кафедра автомобільних доріг та мостів

ОБВАЛЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ БАЛКИ ПОКРИТТЯ ПРОМИСЛОВОЇ БУДІВЛІ, ЙОГО ПРИЧИНИ ТА ЕКСПЛУАТАЦІЙНИЙ СТАН І УМОВИ БЕЗПЕЧНОЇ ЕКСПЛУАТАЦІЇ РЕШТИ БАЛОК ПОКРИТТЯ

© Шуляр Р. А., Кваша В. Г., 2018

Представлено результати обстеження збірної залізобетонної балки покриття промислової будівлі після її руйнування з обваленням внаслідок розриву арматурних стержнів пакету поздовжньої робочої арматури в кількості 2Ø20+1Ø32 ст. 5 (А300С). Встановлено, що причиною розриву пакету арматури могло бути неякісне стикування в прольоті арматурного стержня робочої арматури Ø32 мм і його розриву або під час виготовлення зварного арматурного каркасу, або на початковій стадії експлуатації балки під дією експлуатаційного навантаження, значно більшого від прийнятого в проекті. Встановлено, що нерозірваної арматури 2Ø20 виявилось недостатньо для забезпечення несучої здатності балки за фактичних навантажень від покрівлі. Тому подальше її розривання стало причиною фізичного руйнування балки. Запропоновано два варіанти підсилення балок-застосування шпренгельних затяжок (для балок БО) і влаштування в середньому прольоті додаткової пружної опори, підтриманої трикутною шпренгельною системою (для балок БД).

Ключові слова: залізобетонна балка, руйнування, підсилення.

R. Shulyar, V. Kvasha*

Lviv Polytechnic National University,

Department of building construction and bridges,

* Department of highways and bridges

COLLAPSING OF THE REINFORCED CONCRETE ROOF BEEM DESIGNED FOR THE INDUSTRIAL BUILDDDING. ITS CAUSES, WORKING CONDITIONS AND CONDITIONS FOR SAFETY OF REMAINING ROOF BEAMS

© Shulyar R., Kvasha V., 2018

The project of the production house features the design of concrete roof. The roof is composed of typical precast reinforced concrete beams: single-slope (for ending spans) and double-slope (for middle span). The beam types are БО9 and БД9 accordingly, spanning over 9.0 m, designed for a typical ПК-01-05 series “Reinforced precast concrete load bearing structure for roofing with rolled-on surface” (issue 1 – beams).

The article presents the results of collapsed reinforced concrete roof beam exploration. The industrial building beam has collapsed after a breakdown of its longitudinal rebar pack of

2Ø20+1Ø32 p.5 (A300C). The beam is T-shaped in section with its flange in a compression zone. The beam features a multirow composition of its longitudinal performing reinforcement as a pack of repetitive section rebars precasted of hot rolled steel, allowing to shrink the beams web width down to the minimum of 100 mm. The check has shown that the breakdown could be caused by poor quality of the Ø32 mm rebar joints along the span. The reason could be either the beam's reinforcement welding process or during the beams substantial overload during its early performance. Additionally the actual rebar composition is discovered to differ from the one in the design drawings.

The calculation check resembles that the number of remaining working 2Ø20 rebars was not enough to support the actual load of the roof structure. Therefore its ongoing breakdown has turned to the beams physical dismemberal with following consequences.

The analysis of the remaining beams' working conditions has shown the lack of their load bearing capacity. In order to ensure normal performance, the beams in every span should be additionally reinforced. There are two reinforcement options suggested: first, usage of prestressed sprengel ties (for БО9 beam types) or second, installation of a springing post in the middle span supported by triangular sprengel system of double L-shaped members (for БД9 beam types).

Key words: reinforce-concrete beam, destruction, strengthening.

Опис і попередня діагностика об'єкта. Головний виробничий корпус промислової будівлі побудований на початку 60-х років минулого сторіччя. Будівля одноповерхова, трипролітна з прольотами по 9 м і підвищеним середнім прольотом. Зовнішні стіни цегляні з пілястрами для оперття балок покриття. Крок пілястр і колон – 6 м (рис. 1, а).

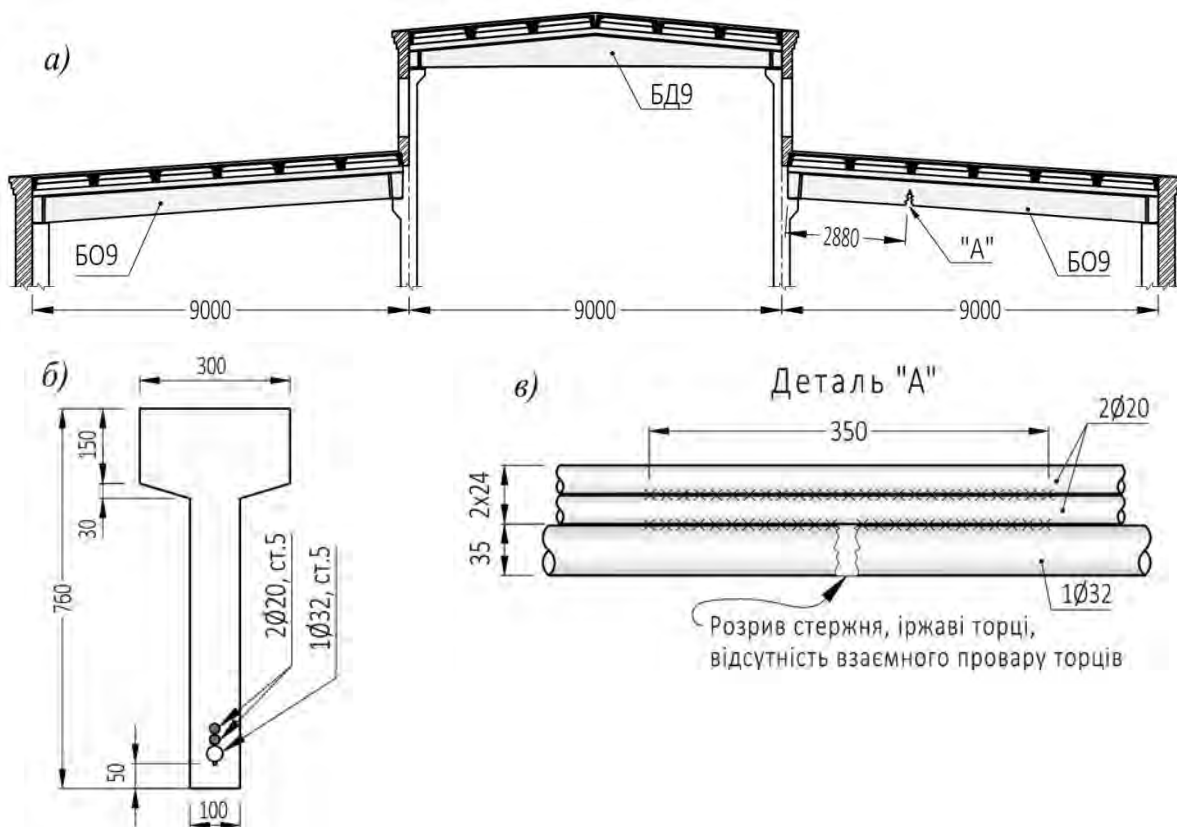


Рис. 1. Схема покриття з обрушеною балкою БО9 (а), поперечний переріз (б), деталь арматури з розірваним нижнім стержнем Ø32 (в)

Період проектування і будівництва виробничого корпусу характеризувався переходом будівельної галузі в умовах тоталітарної репресивної командно-адміністративної системи господарювання на масове застосування в будівництві збірних залізобетонних конструкцій. Навіть за поважних причин невиконання планових показників з впровадження збірних залізобетонних конструкцій спричиняло серйозні санкції до виконавців. Тому в проекті виробничого корпусу запроєктоване збірне залізобетонне покриття, несучими конструкціями якого прийняті типові залізобетонні односкілі (для крайніх прольотів) і двоскілі (для середнього прольоту) балки покриття прольотом 9,0 м відповідно марок БО9 і БД9 за одним з перших, а, можливо, і єдиним на той час типовим проектом серії ПК-01-05 “Залізобетонні збірні несучі конструкції для покриттів з рулонною покрівлею” (випуск 1-балки) (рис. 1, а).

На балки вкладені збірні залізобетонні плити покриття типу ПКЖ розміром 1,5×6,0 м. Покрівля складається з 4–5 шарів руберойду, цементної вирівнюючої стяжки товщиною 40 мм і утеплювача – паливного шлаку товщиною 120 мм.

Слід відмітити, що в період будівництва корпусу залізобетонні балки покриття серії ПК-01-05 (вип. 1) прольотами 6, 9, 12, 15 м широко застосовувались у промисловому будівництві (з 1955 р.) і, по суті, були єдиною несучою зірною залізобетонною конструкцією для покриттів одноповерхових виробничих будівель.

У цей же період ще не була створена індустріальна база для виготовлення збірних залізобетонних елементів і, як правило, їх виготовляли на тимчасових відкритих полігонах за примітивною технологією та не досить кваліфікованими робітниками. Зокрема це стосувалось виготовлення найвідповідальніших конструктивних елементів залізобетонних конструкцій- зварних арматурних каркасів, особливо для довгомірних балок довжиною 9, 12, 15 м, які під час виготовлення каркасів потребували стикування поздовжньої робочої арматури в прольоті. За відсутності стикувальних станків ці стики виконували вручну і не завжди якісно, що в результаті призводило до досить частих випадків їхнього руйнування з обваленням балок прольотами 9, 12, 15 м, яке могло відбуватись як в період будівництва, так і під час експлуатації будівель. У всіх описаних у спеціальній літературі випадках руйнування наставало внаслідок крихкого розриву пакету поздовжньої розтягнутої арматури у місці стикування стержнів. Це викликало сумнів у надійності конструкції балок такого типу, у зв'язку з чим наказом Держбуду № 505 від 31.12.59 р. було прийняте рішення про заборону застосування кроквяних балок серії ПК-01-05 прольотами 12 і 15 м, а всі балки цієї серії, які на той час знаходились в експлуатації на збудованих об'єктах було рекомендовано підсилити (див. консультацію, опубліковану в журналі “Бюллетень строительной техники”, № 10, 1961 г.) за спеціально розробленим проектом [1, 2].

Оскільки мало місце обвалення балок прольотом 9,0 м від крихкого розриву пакетів поздовжньої арматури, у яких також стикувались стержні в прольоті, всі рекомендації Держбуду, стосовно балок прольотами 12 і 15 м, необхідно розповсюдити і на балки прольотом 9,0 м. Тобто ці балки повинні бути обстежені і за його результатами у разі необхідності підсилені для забезпечення умов їх подальшої нормальної експлуатації. Саме один з таких випадків і описаний нижче в цій роботі.

Конструктивні особливості балок. Балки мають тавровий переріз з полицею в стиснутій зоні. Їхньою особливістю є прийнята система армування з багаторядним розташуванням поздовжньої робочої арматури у вигляді пакету прямих стержнів з гарячекатаної сталі періодичного профілю марки ст. 5 (клас А300С за сучасною класифікацією), розташованих один над одним без зазорів і з'єднаних між собою шпонковими зварними швами через 0,8–1,0 м (рис. 1, б, в). За проектом серії ПК-01-05 (вип. 1) стики стержнів розтягнутої арматури в пакеті повинні виконуватись, як правило, стиковим контактним зварюванням, а за відсутності стикувальної зварювальної техніки допускалось стикування ручним дуговим зварюванням з накладанням зверху пакета коротуна арматури того ж діаметра стержня, який стикується. Довжина зварного шва в межах накладного стержня повинна прийматись рівною 10 діаметрам арматури, що стикується, а в місці встановлення накладного стержня розміщуватись лише один стик арматури пакета.

Багаторядне розташування арматури дало можливість довести товщину ребра балки до мінімального розміру – 100 мм. Поперечна арматура – у вигляді U-подібних вигнутих сіток. Полиця балки армована плоским каркасом. Серією ПК-01-05 за кількістю поздовжньої та поперечної арматури передбачалось три типи балок: 1, 2, 3 залежно від величини навантаження на 1 м² покриття і снігового навантаження.

Обстеження і дослідження балки БО9 після обвалення. Обвалення балки відбулося раптово, без будь-яких попереджувальних ознак та відсутності непередбачуваних додаткових впливів унаслідок крихкого розриву пакета арматури, що складався з трьох стержнів гарячекатаної арматури періодичного профілю із сталі ст. 5 (2Ø20 + 1Ø32) в перерізі стикування стиковим контактним зварюванням нижнього стержня Ø32 мм на віддалі 2,88 м від опори (рис. 1, а, в). Ознак текучості арматури і утворення шийки в місці розриву не було.

При огляді стану арматури виявлено, що обидва торці нижнього стержня Ø32 мм в місці стику покриті іржею (рис. 1, в). Це свідчить про те, що його розрив по стику пройшов задовго до обвалення балки, або в період її експлуатації, або ще в процесі виготовлення пакету робочої арматури. Стан торців цього стержня в місці розриву дає підставу стверджувати, що стик стержня був виконаний неякісно, оскільки немає взаємного проварювання металу торців, що стикуються (рис. 1, в) – основної умови якісного з'єднання за стикового контактного зварювання. Якщо припустити, що стик нижнього стержня Ø32 мм був виконаний неякісно, то розрив його міг відбутись ще в процесі виготовлення пакета арматури від залишкових зварювальних напруг, що виникли в зварних швах після приварювання до нього в місці стику двох інших стержнів пакета (2Ø20). Як відомо, залишкові зварювальні напруги викликають поздовжнє і поперечне зсідання швів, а воно, своєю чергою, – деформацію елементів. Отже, поздовжні зварні шви, що з'єднують стержні в пакет у місці розташування стику стержня Ø32 при охолодженні скоротились по довжині і викликали розтяг стержня Ø32 мм. А так як ці напруги розтягу в стержні Ø32 збіглись за знаком з напругами від навантаження, вони при плоскому однозначному полі зварних напруг (що наявне під час зварювання грубих виробів встик) перешкоджали розвитку пластичності і могли викликати дочасне крихке руйнування стержня в стику [3].

В армуванні балки є відхилення від креслень серії ПК-01-05. За проектом ПК-01-05 пакет основної робочої арматури для балок БО9-1, БО9-2 і БО9-3 має складатись з трьох стержнів діаметром відповідно 28,32 і 36 мм (із ст. 5), площа поперечного перерізу яких складає $A_{S28} = 18.45 \text{ см}^2$; $A_{S32} = 24,13 \text{ см}^2$ і $A_{S36} = 30.52 \text{ см}^2$. У дійсності пакет робочої арматури балки, що обвалилась (рис. 1, б) складається з 1Ø32 (нижній стержень) і 2Ø20 (верхні стержні) (ст. 5) з площею поперечного перерізу $A_S = 14.32 \text{ см}^2$.

Перевірковими розрахунками навантажень на балку від прийнятої в проекті конструкції покрівлі встановлено, що розрахункове навантаження на балку повинно становити 340 кг/м². Під навантаження такої інтенсивності і снігове – 70 кг/м² альбомом ПК01-05, вип. 1 рекомендуються балки марки БО9-2, армовані в розтягнутій зоні пакетом арматури з 3Ø32 Ст. 5.

Отже, фактичне армування балки, що обвалилась, занижене порівняно з балкою марки БО9-2 на 40,7 %. Тож можна припустити, що в проекті головного виробничого корпусу були закладені балки БО9-1, які за армуванням ближче відповідають армуванню балки, що обвалилась (площа перерізу стержнів пакету арматури балки, що обвалилась становить $A_S = 14,32 \text{ см}^2$, а балки БО9-1 – $A_S = 18,46 \text{ см}^2$).

Під час обстеження на ділянці покриття, що обвалилося, встановлена фактична конструкція покрівлі і товщина її шарів. Перевіркові розрахунки показали, що фактичне навантаження на зруйновану балку від покриття (без врахування навантаження від снігу) становить 460 кг/м². Це свідчить про те, що під час влаштування покрівлі в натурі допущено відхилення від проекту в сторону значного (близько 40 %) збільшення її ваги. Під фактичне навантаження від ваги покрівлі за даними серії ПК-01-05 вип.1 слід застосовувати балки марки БО9-3 (армування в розтягнутій зоні 3Ø36-ст. 5).

Так через допущені відхилення від проекту в армуванні балки, що обвалилась, і у влаштуванні покритті, вона виявилась перевантаженою під час експлуатації.

Треба зауважити, що система армування балок поздовжньою арматурою у вигляді пакетів із зістикованими у прольоті стержнями (як це прийнято в типовому проекті ПК-01-05) має низку недоліків, оскільки у місцях з'єднання на зварюванні стержнів пакету виникають додаткові місцеві концентрації напружень. Різке підвищення напружень у точках приварювання хомутив, підрізання і підпали під час зварювання поздовжніх стержнів можуть призвести до крихкого розриву пакета у місцях найбільшого ослаблення перерізу арматури.

Випробування шести зразків арматури $\varnothing 20$ і $\varnothing 32$ мм, відібраних після обвалення балки з пакета поздовжньої арматури біля місця обриву (рис. 2), показали, що за механічними властивостями межі текучості, тимчасовому опору і відносному видовженні в разі розриву арматура відповідає ГОСТ 380-60 для марки сталі ст. 5 ($\sigma_y = 380$ МПа, $\sigma_u = 604$ МПа, $\delta = 19,8$ %). Однак довжина площадки текучості виявилась дуже малою, видовження при текучості становило менше ніж 0,5–1,0 % від загального видовження при розриві (рис. 2). Це свідчить про те, що текучість арматури балки в процесі експлуатації могла пройти непомітно, без значного збільшення розкриття тріщин і прогинів балки. Крім того, малі розміри площадки текучості свідчать про підвищений вміст у сталі вуглецю (згідно з ГОСТ 380-60 сталь марки Ст. 5 може мати вміст вуглецю до $0,37 \pm 0,03$ %), що знижує її здатність до зварювання. При вмісті вуглецю більше ніж 0,37 % сталь належить до незварних. Можливо, низька зварюваність сталі, використаної для армування зруйнованої балки і була причиною неякісного стика стержня $\varnothing 32$ мм за його з'єднуванні стиковим контактним зварюванням.

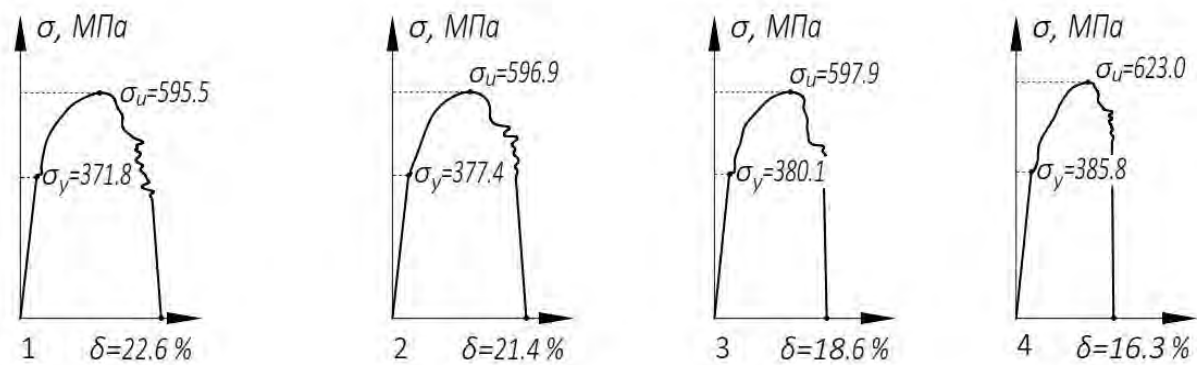


Рис. 2. Діаграма розтягу арматурної сталі, відібраної з пакету арматури обрушеної балки (1, 2, 3 – $\varnothing 20$ мм, 4 – $\varnothing 32$ мм), σ_y , МПа – межа текучості, σ_u , МПа – тимчасова межа опору, δ , % – відносне видовження під час розриву

Перевіркові розрахунки показали, що обвалена балка з поздовжньою арматурою в місці розриву $2\varnothing 20$ ст. 5 і фактичних навантажень від покриття не мала достатньої несучої здатності навіть за тимчасовим опором металу $\sigma_u = 604$ МПа, який визначали випробуваннями зразків арматури, відібраних з пакета балки, що обвалилась. Таким чином, можливість руйнування балки з раніше розірваним в стику нижнім стержнем $\varnothing 32$ мм і урахування в роботі тільки двох стержнів поздовжньої арматури $\varnothing 20$ мм, що залишилися, підтверджується розрахунком.

Умови безпечної експлуатації решти балок виробничого корпусу. Решта балок покриття головного виробничого корпусу знаходяться в аналогічних умовах експлуатації, що і обвалена балка. Під час вибіркового обстеження встановлено, що вони мають нормальні і похилі тріщини з шириною розкриття 0,3–0,5 мм. Якщо армування цих балок відповідає армуванню балки, що обвалилась, то навіть за повної площі поперечного перерізу арматури, що складається з $2\varnothing 20$ і $1\varnothing 32$ (Ст.5) $A_s = 14,32$ см² за дії фактичних навантажень від покритті вони є перевантажені і не мають достатнього запасу міцності.

Крім того, оскільки їх виготовляли в один час з балкою, що обвалилась, і на тому самому полігоні збірного залізобетону, то не потрібно допускати наявності в них тих самих дефектів армування, що були виявлені у зруйнованій балці, а також застосування для армування сталі з малою площиною текучості і низькою здатністю до зварювання. У зв'язку з цим не має можливості гарантувати подальшу нормальну експлуатацію решти балок і вони потребують підсилення.

Рекомендації з підсилення балок покриття. Розроблено два рівнозначні за несучою здатністю варіанти підсилення балок покриття БО9 і БД9 (рис. 3).

У першому варіанті (рис. 3, а) для підсилення передбачено застосування поперечно напружених шпренгельних затяжок [1, 2], напругу в яких створюють шляхом взаємного поперечного стягування обох горизонтальних затяжок між собою. Надання затяжкам поперечної напруги дозволяє надійно включити їх у спільну роботу з балкою, що підсилюється. Шпренгельні затяжки виготовляють з арматури класу А400С діаметром 28 мм і розташовують симетрично з обох боків балки, що підсилюється. На опорах балки їх зварюванням закріплюють до спеціальних опорних анкерів, встановлених на верхніх торцевих частинах балок на цементному розчині. Для взаємного стягування горизонтальних частин затяжок посередині прольоту балок застосовують інвентарний стяжний пристрій. Контроль натягу в затяжках виконують за величиною зближення тяжів в горизонтальній площині при стягуванні, яке має становити 20–30 мм.

Другий варіант підсилення передбачає влаштування всередині прольоту балок додаткової пружної опори у вигляді стійки, що підтримується трикутною шпренгельною системою, верхнім поясом якої служить сама балка, що підсилюється, а нижнім – шпренгелі з кутників, розташованих з обох боків балки (рис. 3, б).

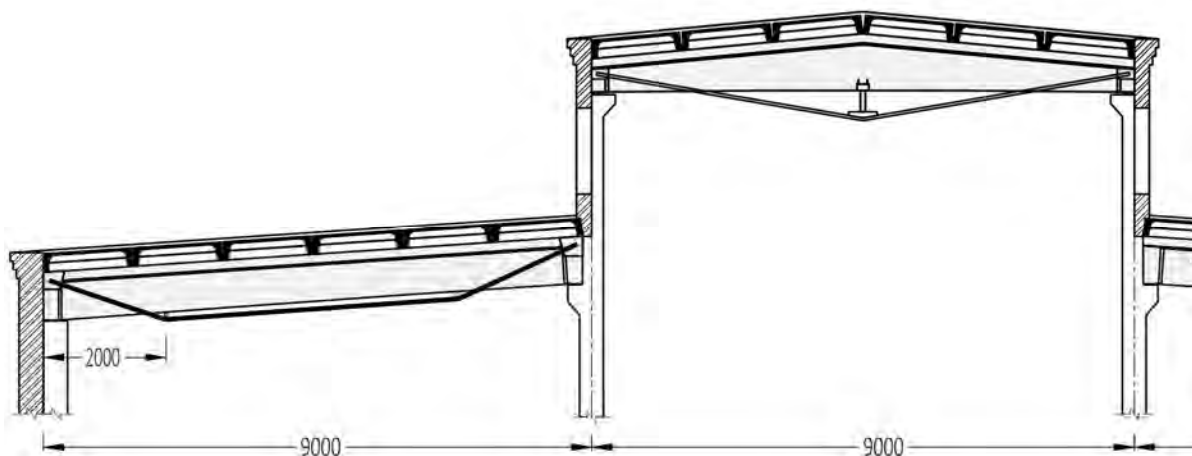


Рис. 3. Схема підсилення односхилих (а) та двосхилих (б) балок

Позитивом цієї конструкції є великий ступінь розвантаження балки і простота влаштування самого шпренгеля з парних рівнобоких кутників $80 \times 80 \times 6$ мм. На опорах трикутний шпренгель підсилення прикріплюють до опорних анкерів, конструкція яких аналогічна, як і під час підсилення шпренгельними затяжками за першим варіантом.

Для підсилення цим способом не потрібно влаштування риштувань уздовж усього прольоту під балкою, що підсилюється. Роботи з влаштування середньої пружної опори-стійки та закріплення до неї шпренгеля, а також з його поперечного напружування домкратом можна виконати з люльки, закріпленої на підвісках до плит покриття через пробиті в них отвори. Встановлення опорних анкерів і кріплення до них кутників шпренгеля можна виконати з покриття суміжних прольотів. Тому цей варіант рекомендований для підсилення балок БД9 середнього прольоту, що має значну висоту.

Перший варіант, що потребує влаштування під балками тимчасових риштувань можна рекомендувати для підсилення балок БО9 у нижчих крайніх прольотах.

Підсумки.

1. Обвалення балки покриття БО9 відбулось внаслідок крихкого розриву стержнів пакета поздовжньої розтягнутої арматури в місці стикування стиковим контактним зварюванням нижнього стержня Ø32 мм.

2. Причиною крихкого розриву пакета стержнів було неякісне виконання стика нижнього стержня пакету і його розрив або під час виготовлення пакета стержнів від залишкових зварних напруг, або в початковий період експлуатації.

3. За результатами перевірочних розрахунків навантажень встановлено, що для покриття будівлі найімовірніше застосовані за несучою здатністю балки марок БО9-1 і БД9-1, що не відповідає як проектним, так і фактичним навантаженням від покрівлі. За проектним навантаженням марка балок за несучою здатністю повинна бути БО9-2, а за фактичним, яке на 40 % більше проектного – БО9-3.

4. У балці, що обвалилась, виявлені відхилення від проекту серії ПК-01-05, вип.1 в армуванні поздовжньою і поперечною арматурою. Проведена заміна поздовжньої арматури (замість 3Ø28 ст. 5 фактично 2Ø20+1Ø32 ст. 5) призвела до того, що загальна кількість арматури за площею поперечного перерізу виявилась меншою проектною на 40,7 %, а враховуючи ті обставини, що нижній стержень пакету Ø32 мм був раніше розірваним, стержнів 2Ø20 мм виявилось недостатньо для запобігання розриву пакета і обвалення балки.

5. Решта балок, що продовжують експлуатуватись у покритті будівлі, за фактичних навантажень від покрівлі є перевантаженими і можуть мати ті самі дефекти виготовлення, що і зруйнована балка. Враховуючи це, а також опубліковані в свій час рекомендації з застосування конструкцій серії ПК-01-05, для забезпечення нормальних умов подальшої експлуатації балки покриття у всіх прольотах мають бути підсилені.

1. Онуфриев П. М. Усиление железобетонных конструкций промышленных зданий / П. М. Онуфриев. – Москва–Ленинград: Стройиздат, 1965. – 342 с. 2. Хило Е. Р. Усиление Железобетонных конструкций с изменением расчетной схемы и напряженного состояния / Е. Р. Хило, Б. С. Попович. – Львів: Вища школа, 1976. – 147 с. 3. Холл В. Хрупкое разрушение сварных конструкций / В. Холл. – М.: Машиностроение, 1974. – 320 с.

References

1. Onufriev P. M. (1965) Strengthening reinforced concrete structures of industrial buildings [Usylenye zhelezobetonnykh konstruktseyi promyshlennykh zdaniy] Moscow, Stroyizdat, 342 p. 2. Hilo E. R. Popovich B. P. (1976) Strengthening Reinforced Concrete Structures with Changing the Design Circuit and Stress Condition Izd. [Usylenye Zhelezobetonnykh konstruktseyi s yzmenenyem raschetnoi skhemy y napriazhennoho sostoianiya] “Higher school” under the LNU, 147 p. 3. Hall B. (1974) Brittle fracture of welded structures [Khrupkoe razrusheniye svarnykh konstruktseyi] Moscow, Mechanical Engineering, 320 p.