

О.В. Шимановський

НАРИСИ СТОСОВНО ПРОБЛЕМ ПОЗАКЛАСНИХ МОСТІВ

**Видання друге,
перероблене та доповнене**

**Київ
Видавництво «Сталь»
2023**

Шимановський О.В.

Ш 61 Нариси стосовно проблем позакласних мостів. Видання друге, перероблене та доповнене. – К.: Вид-во «Сталь», 2023. – 479 с., рис. 413, табл. 36.

Книга присвячена виявленню та вирішенню низки нагальних проблем позакласних мостів, а також дослідженню їх напружено-деформованого стану. Описані параметри мостових споруд та історія їх експлуатації. За результатами виконаних обстежень висвітлено основні дефекти конструктивних елементів мостів, причини їх виникнення та розвинення, а також надано узагальнюючу оцінку їх технічного стану. Викладено пропозиції щодо ремонту чи реконструкції мостів із підвищенням пропускної здатності, а також щодо технології виготовлення і монтажу нових мостових конструкцій. Значна увага приділена дослідженням проблеми забезпечення будівельних конструкцій, зокрема мостових споруд, від можливих терористичних нападів із застосуванням вибухових речовин. Розглянуто властивості вибухових навантаж, типові параметри вибухової хвилі, послідовність розрахунку на вибухові навантаження та способи штучного захисту споруд від вибуху. Розкрито поняття наростаючого руйнування будівель і споруд, описані методи та практичні заходи з ослаблення наростаючого руйнування сталевих конструкцій, викладені етапи алгоритму розв'язання задачі на ослаблення наростаючого руйнування, а також охарактеризовані методи удосконалення та підсилення конструкцій у разі втрати ключового елемента. Особливу увагу приділено опрацюванню методології визначення варіантів припустимого руйнування і методів якнайшвидшого відновлення позакласних мостів за можливих терористичних нападів, предметне застосування якої проілюстровано на прикладі двох київських мостів через р. Дніпро – ім. Є.О. Патона й автодорожньої частини Дарницького залізнично-автомобільного мостового переходу – у вигляді принципів схем руйнування та відновлення конструкцій. Представлено результати досліджень реальних великопрогонових просторових комбінованих висячих систем із урахуванням значних переміщень і деформацій.

Для широкого кола читачів, які цікавляться проблемами мостобудування, зокрема позакласних мостів: науковців, інженерів, викладачів, аспірантів, магістрів і студентів вишів.

Рекомендовано до видання Науково-технічними радами: Міністерства розвитку громад та територій України, Української державної корпорації «Укрмонтажспецбуд», Інституту електрозварювання імені Є.О. Патона Національної академії наук України, ТОВ «Український інститут сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського».

ДО ЧИТАЧА

Наукові та прикладні питання, що стосуються вивчення впливу експлуатаційних процесів і екстремальних ситуацій на будівельні конструкції, а також висвітлення результатів обстежень технічного стану цих конструкцій завжди знаходили відображення в технічній літературі. На теперішній час існує значний обсяг таких видань. Проте, зазвичай в цій літературі довгий час більша увага приділялася оцінюванню роботи конструкцій промислових об'єктів, ніж цивільних. Крім того, все ще недостатньо розглядаються проблеми, пов'язані з експлуатацією будівельних конструкцій в нових умовах при значно збільшених навантагах, змінених (найчастіше в гірший бік) технологічних режимах і процесах, недостатніх чи невчасних зусиллях (внаслідок об'єктивних чи суб'єктивних факторів) у частині підтримання працездатного стану конструкцій тощо. Також практично відсутні публікації, в яких би розглядалися та обґрунтовувалися пропозиції щодо захисту будівельних об'єктів від можливого проведення терористичних актів (зауважимо, що такі випадки, на жаль, вже мали місце як у всьому світі, так і в Україні зокрема) і їх відновлення від наслідків подібних нападів. У цьому сенсі зробимо наголос на тому, що вказане саме по собі є дуже важливим і актуальним, а особливо з урахуванням реалій властивих нині Україні геополітичних викликів.

Не часто зустрічаються й книги, в яких із однакових позицій, послідовно та в єдиному ключі висвітлювалися б усі зазначені вище положення в їхньому взаємозв'язку, а процес ознайомлення читача з їх змістом задля полегшення розуміння проблеми був би побудований із застосуванням прикладів реальних будівельних об'єктів і будівельних конструкцій, що є їх (об'єктів) складовими.

У книзі, що пропонується читачеві, автор робить спробу певною мірою заповнити зазначені вище прогалини. Причому найціннішим в ній є те, що всі ці прогалини розкриваються з використанням прикладів найбільш відповідальних і переважно стратегічних об'єктів – позакласних мостових споруд.

Видання «Нариси стосовно проблем позакласних мостів», як й інші книги О.В.Шимановського, відрізняється чіткістю викладу матеріалу, постановок задач і методів їх вирішення, а також глибоким і всебічним аналізом можливості практичного застосування результатів досліджень, що, безперечно, заслуговує на увагу.

Сподіваємось, що ця книга буде не тільки цікавою, а й корисною як для інженерів-мостобудівників, які безпосередньо займаються проблемами проектування, будівництва і експлуатації мостових споруд та інших фахівців із практичним досвідом, так і для широкого кола читачів.

Члени редакційної колегії:



Академік Національної академії наук України, д-р техн. наук, проф. В. Л. Богданов



Академік Національної академії наук України, д-р техн. наук, проф.
А. Ф. Булат



Академік Національної академії наук України, д-р техн. наук, проф. Л. М. Лобанов



Академік Національної академії наук України, д-р техн. наук, проф.
О. В. Пилипенко

ПЕРЕДМОВА ДО ДРУГОГО ВИДАННЯ

При опрацюванні другого видання книги «Нариси стосовно проблем позакласних мостів» автором було повністю збережено наріжний камінь (іншими словами головну ідею) попереднього видання, що полягає в тому, щоб надати науковцям й інженерам істотні основи знань із питань проведення обстежень, розрахунку, конструювання та проєктування позакласних мостів і їх конструктивних елементів разом із низкою рішень реальних задач, важливих для інженерної практики та проєктування.

До тексту книги було внесено значну кількість змін (іноді достатньо суттєвих) як за рахунок поліпшення його упорядкування в поєднанні з переробленням й уточненням деяких положень, так і шляхом доповнення окремими розділами, а також усунення виявлених (чого, на жаль, уникнути насправді неможливо!) похибок і друкарських помилок, які трапилися в першому виданні. У цьому сенсі варто також наголосити на тому, що включення до другого видання книги «Нариси стосовно проблем позакласних мостів» великого обсягу нової інформації спричинило необхідність повного переформатування її структури. Як наслідок, звичні параграфи замінені доволі насиченими частинами, в кожній з яких розглядається той чи інший тематичний об'єкт або ті чи інші ідентичні за призначенням об'єкти дослідження. Відповідно до цього основні зміни та доповнення зводяться до наступного.

Перша частина книги, яка розкриває особливості технічного стану моста ім. Є.О. Патона, розширена шляхом додавання двох нових глав, а саме глави 5, в якій наведені результати здійсненого в 2020 році чергового планового обстеження моста, та глави 6, яка висвітлює реалії сталевих мостів України, зокрема моста ім. Є.О. Патона. Одночасно у цій главі міститься вельми цікава інформація, яка віддзеркалює велику зацікавленість Національної академії наук України та особисто її Президента академіка Б.Є. Патона до проведення

реставрації з пристосуванням моста ім. Є.О. Патона й ставлення Комунальної корпорації «Київавтодор» до окремих організацій, що брали участь у тендерах, проведення яких було доручено цій корпорації, зокрема, й у тендерах щодо моста ім. Є.О. Патона.

Що ж стосується другої частини книги, то вона включає три великі та за своєю суттю фактично майже незалежні розділи. Причому перший з них, який ототожнюється з главою 1 даної частини, присвячений питанням обстеження, визначення дійсного технічного стану та реконструкції автодорожнього переїзду через гідротехнічні споруди ДніпроГЕС. У ньому послідовно розглянуто результати планових обстежень усієї сукупності споруд автопереїзду по греблі ДніпроГЕС, включаючи міст через аванкамеру, автопроїзд по греблі, який складається з виконаних у 1932 і 1977 роках прогонових будов, естакаду спряження греблі з лівим берегом, земляну вставку та естакаду над шлюзами. Описано сутність термінових протиаварійних заходів на автопроїзді по спорудах греблі ДніпроГЕС, які вживалися з метою ліквідації існуючої аварійної ситуації внаслідок виявлення в конструкціях низки дефектів і пошкоджень. Представлено важливі результати динамічних досліджень земляної вставки щодо визначення характеристик динамічної навантаги від руху автомобільного транспорту і розроблення рекомендацій задля подальшої безпечної експлуатації споруди та підтриманні її дорожнього одягу в належному експлуатаційному стані.

У другому розділі, який складають глави 2 і 3 даної частини, значна увага приділена описуванню проєктних рішень із реконструкції автодорожнього переїзду через гідротехнічні споруди ДніпроГЕС. Викладена низка концептуальних варіантів реконструкції автопроїзду із застосуванням металевих і залізобетонних конструкцій. Зауважено, що після проведеного аналізу всіх концептуальних варіантів затверджено варіант реконструкції мостового автопроїзду по греблі ДніпроГЕС у складі одноярусних естакад над шлюзами та спряження з лівим берегом із металевих прогонових будов на залізобетонних опорах, двоярусної збірно-монолітної залізобетонної прогонової будови по греблі з монолітними опорними частинами та збірними залізобетонними прогоновими конструкціями, металевим мостом через аванкамеру перемінного перерізу, що сполучає двоярусну конструкцію автопроїзду по греблі та дорогу на правому березі. Підкреслено особливості затверджених проєктних рішень із комплексної реконструкції автопроїзду по гідротехнічних спорудах ДніпроГЕС. Виконано аналіз пропозицій стосовно підтримання автодорожнього проїзду через гідротехнічні споруди ДніпроГЕС у робочому стані, який зазнав пошкоджень під час перевезення великотоннажних вантажів внаслідок російської агресії проти нашої країни та відтермінування початку будівельних робіт із реконструкції автопроїзду, запланованого на 2022 рік.

І, нарешті, третій розділ, який збігається з главою 4 даної частини, містить результати досліджень із визначення дійсного напруженого стану ортотропних плит проїзної частини мостових прогонових будов автодорожнього

переїзду через гідротехнічні споруди ДніпроГЕС із урахуванням впливу експлуатаційних дефектів і пошкоджень у складі автопроїзду по греблі ДніпроГЕС, естакади спряження греблі з лівим берегом, естакади через шлюзи та моста через аванкамеру.

Наведено історичні аспекти стосовно тривалого застосування ортотропних плит у мостобудуванні та розвитку і вдосконалення теорії і методів дослідження їх напружено-деформованого стану. Зазначено, що у більш ніж численних статтях і монографіях не приділялося належної уваги вивченню роботи ортотропних плит в умовах довгострокового (десятки років, а особливо, багато десятків років) використання при розвитку й накопиченні різного роду експлуатаційних дефектів і пошкоджень. З огляду на це наголошено, що вивчення дійсного технічного стану мостових споруд із використанням ортотропних плит, експлуатація яких триває досить довго, є важливою і одночасно складною інженерно-технічною проблемою, вирішення якої має не тільки велике практичне значення, а й сприяє своєчасному продовженню експлуатації мостових споруд і забезпеченню руху автотранспорту по них без обмежень.

Описано методику розрахунку ортотропних плит проїзної частини мостових прогонових будов із застосуванням двох підходів, перший з яких це нормативний інженерно-аналітичний метод, заснований на використанні коефіцієнта редукції, а другий – чисельний метод (у даному випадку метод скінченних елементів). Представлено розрахункові схеми ортотропних плит і результати розрахунків їхньої несної спроможності з використанням як інженерно-аналітичного методу з використанням коефіцієнта редукції, так і методу скінченних елементів. Проведено аналізування отриманих результатів, надані відповідні рекомендації та вказані перспективи подальших розробок.

Внесено декілька доповнень до третьої частини книги, в якій розглядається обстеження технічного стану, заходи щодо вирішення аварійних ситуацій, проблеми реконструкції та ремонту низки інших мостових споруд, зокрема всіх позакласних київських мостів через р. Дніпро. Вказані доповнення викладені у трьох главах і стосуються результатів проведених у 2021 році планових обстежень трьох мостових споруд, а саме: Південного моста через р. Дніпро в м. Києві (глава 3), Паркового пішохідного моста через р. Дніпро на Труханів острові у м. Києві після ліквідації наслідків аварійної ситуації (глава 11) й автодорожнього переходу по греблі Канівської ГЕС (глава 12). Поза тим для цих трьох мостових споруд наведено загальну інформацію з історії експлуатації, характеристики застосованих конструктивних рішень і основних технічних параметрів. За результатами виконаних обстежень висвітлено найбільш типові дефекти конструктивних елементів мостів, причини їх виникнення та розвитку й надана узагальнююча оцінка їх технічного стану. Описано пропозиції відносно технологічних й організаційних заходів із підтримання технічного стану мостів на час до проведення ремонтних робіт.

Натомість також потрібно звернути увагу на те, що великий обсяг нового фактичного матеріалу, який увійшов до другого видання книги

«Нариси стосовно проблем позакласних мостів», призвів не лише до значного коригування, а й актуалізації передмови до книги в частині посилань на нові літературні джерела.

А наприкінці цієї передмови доречно буде вказати на один дуже істотний спонукальний момент, який підштовхнув автора до підготовки цього другого видання. Справа полягає в тому, що перше видання книги «Нариси стосовно проблем позакласних мостів» повністю розійшлося серед читацької аудиторії. Ба навіть більше, попит на цю книгу, якщо орієнтуватися на відгуки читачів, в цілому так і не був, на жаль, задоволений. Між іншим, наявність такої великої кількості дописувачів, без сумніву, свідчить про неабиякий інтерес до питань, які розглядаються в книзі. Зазначені ж у зверненнях читачів зауваження та пропозиції як щодо уточнення деяких використаних положень і формулювань, так і у частині розширення книги додатковим фактичним матеріалом, було прийнято автором зі щирою подякою. Це по-перше. А, по-друге, і це, напевно, найголовніше, значна частина їх (зауважень і пропозицій), що логічно найбільше кореспондується зі змістом монографії, – врахована автором при підготовці цього другого видання.

І, нарешті, зовсім остання невелика ремарка. Беручи до уваги досить активне спілкування з читачами після виходу друком першого видання книги «Нариси стосовно проблем позакласних мостів», з великою ймовірністю можна припустити, що й друге її видання не залишить байдужим читацьке середовище. Тому автор заздалегідь висловлює свою вдячність усім читачам, які побажають поділитися своїми судженнями щодо висвітлених чи навіть невисвітлених у книзі проблем обстеження технічного стану, заходів щодо вирішення аварійних ситуацій, проблем реконструкції та ремонту позакласних мостових споруд. А з метою надання цьому процесу максимального спрощення та прискорення автор пропонує усім бажаючим скористатися електронною поштою та надсилати свої відгуки чи міркування на адресу: niipsk@webber.kiev.ua.

м. Київ, серпень 2023 року

О.В. Шимановський

ПЕРЕДМОВА

Як випливає з винесеної на титульний аркуш назви даної книги, вона присвячена висвітленню нагальних проблем позакласних мостів* або, кажучи конкретніше, – встановленню, фіксації, описуванню і вивченню притаманних мостам «хворих місць», а також розробленню всіляких заходів (конструктивних, технологічних, організаційних і таке інше) задля їхнього «лікування».

Під кутом зору хронології, книга «Нариси стосовно проблем позакласних мостів» охоплює доволі тривалий двадцятирічний проміжок часу (починаючи з 2000 року і закінчуючи 2020 роком). У книзі зібрано та систематизовано раніше опубліковані статті автора в журналах й інших періодичних виданнях та уривки з його монографій. Зрозуміло, що до всіх представлених публікацій автор мав більш ніж безпосереднє відношення: частина з них підготовлена ним одноосібно, решта – під його керівництвом провідними науково-технічними співробітниками ТОВ «Український інститут сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського». До того ж всі ці публікації в тій чи іншій мірі відображають результати робіт, виконаних в інституті за даною тематикою. На думку автора, вказана обставина придала книзі безперечну цінність, оскільки для тих мостових споруд, по яких роботи з моніторингу й обстеження проводилися практично постійно (що, передусім, стосується запроєктованих ТОВ «Український інститут сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського» мостів ім. Е.О. Патона, Паркового пішохідного й Вантового через гавань у м. Києві та мостового автодорожнього переходу через гідротехнічну споруду Дніпровської ГЕС філії «Дніпровська ГЕС» у м. Запоріжжі) з подальшою публікацією результатів досліджень у низці відокремлених достатньо тривалими часовими інтервалами статей, книга надає унікальну можливість одно-

* Згідно з визначеннями, які містяться у п. 1.2 [5], до позакласних відносяться мости, які мають хоча б одну з наступних ознак: із прогонами понад 100 м; завдовжки понад 300 м із прогонами понад 60 м; завдовжки понад 500 м із індивідуальними конструкціями прогонових будов та опор; мости зі складними статичними схемами різних систем суміщених мостів із їздою в одному або у різних рівнях; мости з розвідними прогонами.

моментного ознайомлення з послідовними змінами їх (мостових споруд) технічного стану. В той же час згадана обставина спричинила й певне додаткове обтяження, пов'язане з тим, що початкові частини окремих параграфів цієї книги, присвячені одному й тому ж об'єкту, частково дублюються. Останнє, насамперед, властиве описуванню технічних характеристик, які згадуються у кожному конкретному випадку задля кращого розуміння представлених даних щодо результатів його (об'єкта) моніторингу й обстеження.

Ознайомившись з цією книгою, читач зможе переконатися в тому, що тематика відображених у ній матеріалів із одного боку дуже широка, а з іншого – різнопланова: вона містить розгляд практичних ситуацій і розрахункових задач, що віддзеркалюють всілякі часто-густо органічно взаємопов'язані аспекти роботи мостів, і які структурно розташовані в трьох великих і, по суті, тематично майже незалежних розділах. Причому в першому з них описані конструкції позакласних мостів, технічний стан яких є наслідком їх багаторічної експлуатації. У другому викладена методологія убезпечення будівель та інженерних споруд від можливих терористичних нападів. І, нарешті, третій розділ присвячений розгляду закономірностей і особливостей поведінки великопрогонових споруд під різними навантаженнями і впливами. Завершує ж формування цілісного змісту книги, окрім вже згаданих розділів, два властивих будь-якій надрукованій науково-технічній праці обов'язкових атрибута – передмова й загальний для всіх розділів список літератури.

А тепер скажемо всього лише декілька слів про найбільш суттєві моменти, які розкривають основні положення розгорнутого змісту окремих розділів даного видання.

У першому розділі для всіх позакласних київських мостів через р. Дніпро (ім. С.О. Патона, Південного, Дарницького залізнично-автомобільного, Метро, Північного, Паркового пішохідного, Вантового через гавань) й автодорожнього переходу через гідротехнічну споруду Дніпровської ГЕС у стислому вигляді наведено характеристику прийнятих конструктивних рішень і основних технічних даних й приведено загальну інформацію з історії експлуатації. За результатами виконаних обстежень висвітлено найбільш типові дефекти конструктивних елементів мостів, причини їх виникнення та розвитку й надана узагальнююча оцінка їх технічного стану. Описано пропозиції відносно технологічних й організаційних заходів із підтримання технічного стану мостів на час до проведення ремонтних робіт, ремонту чи реконструкції мостів із підвищенням пропускної здатності, а також щодо технології виготовлення і монтажу нових мостових конструкцій.

Завершують розділ дуже цікаві відомості про чудову споруду світової транспортної інфраструктури, яка по праву належить до числа найвідоміших мостових споруд – вантовий міст (а точніше віадук) Мійо, що проходить через долину р. Тарн поблизу розташованого на півдні Франції в департаменті Аверон м. Мійо. Попри те, що ця інформація за формою подання досить суттєво відрізняється від раніше представленої по мостах через р. Дніпро, автор визнав можливим розмістити її в цьому розділі, згадуючи те чудове почуття краси і гармонії, яке окрилює будь-кого, хто бачив його наяву.

Другий розділ висвітлює результати досліджень із вирішення проблеми забезпечення будівельних конструкцій, в тому числі мостових споруд, від можливих терористичних нападів із застосуванням вибухових речовин. Розглянуто типові параметри вибухової хвилі, властивості вибухових навантажень і їхню відмінність від сейсмічних впливів, послідовність розрахунку на вибухові навантаження та способи штучного захисту споруд від вибуху. Визначені впливи, яким повинна протистояти будівельна конструкція, та наведена методика врахування ступеня ризику під час проектування. Встановлені вірогідності навмисного нападу із застосуванням вибухівки й висвітлена принципова стратегія використання геометрії будівлі чи споруди задля послаблення дії вибуху. Розкрито поняття наростаючого руйнування будівель і споруд, вказано на відмінності проектування з урахуванням ослаблення вибуху від проектування опору наростаючому руйнуванню, описані методи і етапи розрахунку на вибухові навантаження та практичні заходи з ослаблення наростаючого руйнування сталевих конструкцій. Викладені етапи алгоритму розв'язання задачі на ослаблення наростаючого руйнування й охарактеризовані методи удосконалення та підсилення конструкцій у разі втрати ключового елемента.

Особлива увага приділена опрацюванню методології визначення варіантів припустимого руйнування і методів якнайшвидшого відновлення позакласних мостів за можливих терористичних нападів, предметне застосування якої проілюстровано на прикладі двох київських мостів через р. Дніпро – ім. Є.О. Патона й автодорожньої частини Дарницького залізнично-автомобільного мостового переходу – у вигляді принципових схем руйнування та відновлення конструкцій.

У третьому розділі містяться результати чисельних досліджень напружено-деформованого стану низки великопрогонових висячих систем переходів продуктопроводів. Описана схема побудови розрахункових і скінченно-елементних моделей переходів, яка враховує не тільки індивідуальність проектно-конструктивних рішень переходів, а й прийняті розрахунком навантаження і впливи. Представлено аналіз закономірностей їх роботи при різних схемах завантаження, а також вказано на виявлені при цьому особливості у частині утворення небезпечних зон у конструкціях, де напруження в елементах близькі або навіть перевищують розрахунковий опір матеріалу. Описані вироблені з урахуванням аналізу результатів проведених досліджень рекомендації із вдосконалення або зміни початково прийнятих проектних рішень, до того ж визначені деякі шляхи вдосконалення конструктивних рішень даних систем.

А зараз надійшла черга більш докладніше розкрити сутність одного технічного моменту, про який, між іншим, вже згадувалося на початку передмови: при формуванні змісту цього видання і відображенні включених до його складу результатів досліджень автором були використані раніше опубліковані журнальні статті й інші публікації [1, 2, 29, 58, 61 – 91, 93 – 97, 123], а, крім того, монографія [92]. Саме через це назви параграфів цієї книги повністю збігаються з назвами розміщених у списку літератури використаних джерел. Останнє, до речі, надає читачеві змогу досить просто встановити дати написання представлених у цій книзі матеріалів шляхом співставлення назви параграфа з назвою відповідної праці зі списку літератури.

Що ж стосується самих публікацій, то вони приведені в авторській редакції (навіть із дотриманням мови оригіналу), і лише їх форматування і мінімальне формальне редагування, що є невід'ємним етапом процесу підготовки книги, дозволили надати їм однакового стилю викладу.

І остання ремарка, яка деякою мірою розкриває історію створення цієї книги і дає відповіді на запитання: а що ж було спонукальним мотивом для автора взятися за її написання? І якої мети при цьому автор планував досягти? Отже, насамперед, за підготовку даного видання автора спонукала взятися одна важлива обставина, яка полягала в тому, що після виходу в світ кожної (спеціально звертаємо увагу на це – кожної!) із вказаних вище публікацій, автор отримував доволі велику кількість нерідко емоційних відгуків читачів. Причому у своїх відгуках читачі не лише активно обговорювали питання експлуатації і утримування позакласних мостів, що розглядалися в статтях, але й висловлювали пропозиції в частині необхідності проведення їх ремонтів або реконструкції. Проте, оскільки ці статті публікувалися в різних журналах із багаторічними проміжками, то думки читачів інколи в якійсь частині не тільки співпадали, а й повторювалися. Останнє, природно, притаманне і відповідям, які надавались автором на ці питання. Навіть більше того, в деяких подальших працях автором розміщувалися відповіді на раніше розглянуті питання читачів, які обговорювалися після друкування відповідних публікацій. Усе це спонукало автора до думки про необхідність видання такої книги, в якій узагальнювалися б результати багаторічних досліджень і обговорення цих результатів щодо позакласних мостів.

А ось що з усього цього вийшло – вирішувати вам.

Автор дуже вдячний членам редакційної колегії академіку Національної академії наук України, доктору технічних наук, професору А.Ф. Булату, академіку Національної академії наук України, доктору технічних наук, професору Л.М. Лобанову й академіку Національної академії наук України, доктору технічних наук, професору В.В. Харченку за уважне ставлення до даної роботи. Неодноразові бесіди з ними з багатьох питань експлуатації та обстеження будівель та інженерних споруд сприяли створенню книги.

Рукопис цієї книги уважно прочитав і надав низку корисних порад у частині структурування представленого матеріалу заслужений діяч науки і техніки України, доктор технічних наук, професор В.М. Гордєєв. Автор глибоко вдячний йому за уважне ставлення і надану допомогу.

ЧАСТИНА 1

**ОБСТЕЖЕННЯ ТЕХНІЧНОГО СТАНУ ТА ЗАХОДИ
ЩОДО ВИРІШЕННЯ АВАРІЙНИХ СИТУАЦІЙ НА
МОСТУ ІМЕНІ ЄВГЕНА ОСКАРОВИЧА ПАТОНА**

Глава 1

Міст ім. Є.О. Патона – минуле, нинішнє, майбутнє

1.1. Вступ. Минулого року* виповнилося 50 років з того дня, коли м. Київ одержав у подарунок від вітчизняних мостобудівників нову транспортну артерію через р. Дніпро – перший у світі суцільнозварний автодорожній міст (рис. 1.1). Ця унікальна інженерна споруда, найбільша на той час у світі, є собою значною історичною цінністю і не тільки ввійшла в аннали світового мостобудування, але й стала гордістю міста, його візитною карткою.



Рис. 1.1. Загальний вигляд моста ім. Є.О. Патона

Будівництво моста, якому згодом присвоять ім'я академіка Є.О. Патона, почалося ще до початку Другої світової війни. Були побудовані фундаменти опор на кесонних основах, частина самих залізобетонних опор, розроблені кресленики основних конструкцій прогонової будови і литих чавунних перильних огорож. Навесні 1941 року почався монтаж першого прогону моста. Однак війна перервала подальші роботи.

* Співзвучна назві розділу стаття була підготовлена і вийшла друком у 2004 році.

Німецько-фашистські війська в період окупації продовжили будівництво моста, однак скористатися плодами своєї роботи їм не вдалося. Мало того, залишаючи м. Київ у 1943 році, окупанти підірвали 17 із 24 проміжних опор. Були також підірвані верхні частини кесонних основ за допомогою закладених у них авіабомб. Після звільнення м. Києва 5 листопада 1943 року радянськими військами за рекордний час, 13 діб, під обстрілами і бомбардуваннями було побудовано низьководний міст завдовжки 1060 метрів, по якому 20 листопада 1943 року пройшов перший потяг з військовим вантажем. Потім, до початку весняного льодоходу, також у рекордні строки, за 88 днів, було побудовано поруч з низьководним мостом висоководний кілометровий міст, який прослужив до 1953 року. Будівництвом цих мостів в умовах воєнного часу займався Мостовідновлювальний загін № 2, командиром якого був І.Ю. Баренбойм, згодом Герой Соціалістичної праці, керівник тресту «Мостобуд № 2».

Слід зазначити, що проєкт моста через р. Дніпро розроблявся в умовах жорсткої дискусії Є.О. Патона з прихильниками «клепаних» технологій, які, посиляючись на досвід попередніх років, доводили, що всі значні сталеві мости повинні бути традиційно клепані. Крім того, вказувалось на відсутність на той час у світі відповідного металу і технологій, які б забезпечили виконання надійних зварних швів. Однак Євген Оскарович стояв на своєму – міст повинен бути цілком на зварюванні. І йому вдалося схилити уряд на свій бік (головним чином розрахунковими даними про економію коштів і часу).

Для моста було створено спеціальну сталь, застосовано унікальне на той час автоматичне зварювання під флюсом (яке згодом почали застосовувати в усьому світі). При проєктуванні прогонових будов моста особливу увагу було приділено зменшенню концентрації напружень у зварних з'єднаннях, технологічності виготовлення і монтажу конструкцій з максимальним застосуванням автоматичного зварювання. Досліджувалась раціональність рішень щодо економії металу, вартості виготовлення, застосування крупноблокового монтажу.

Проєкт моста було розглянуто і затверджено Радою Міністрів УРСР 1 квітня 1949 р. з урахуванням пропозиції Є.О. Патона про виконання усіх монтажних стиків не клепаніми, а зварними, тобто про реалізацію суцільно-зварного моста. Знадобиться не одне десятиріччя, щоб у світі усвідомили революційну суть цієї пропозиції – тільки у 1995 році міст здобув визнання Американської асоціації зварювання як видатна зварна конструкція. На цей час відомий всьому світу міст, що гордо носить ім'я його творця, підтвердив своєю бездоганною роботою, що революційні рішення, закладені в його проєкт у 40-х роках минулого століття, виявилися пророчими і правильними.

Проєкт моста розроблявся з 1944 року під загальним керівництвом Є.О. Патона за участю інженерів В.Труфякова, В.Шеверницького, В.Новікова, Г.Жемчужникова, С.Островської. Розроблення проєкту провадив Український інститут сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського (на той час київське проєктне бюро «Проєктстальконструкція») за участю інженерів О.Шумицького, В.Кирієнка, І.Маракіна. У проєкті повною мірою були використані результати експериментальних і наукових досліджень, виконаних Є.О. Патonom

при створенні під час війни танків, що дало змогу по-новому підійти до вирішення проблеми, розробити конструкції, технологію, склад сталі і апаратуру, яка виключає появу тріщин у зварних з'єднаннях. Крім того, застосування уточнених методів розрахунку дало змогу врахувати просторову роботу прогонової будови, що поряд з повним використанням резервів міцності і застосуванням нових конструктивних рішень дозволило знизити витрати сталі до 250 кг/м².

Усі металоконструкції моста були виготовлені на Дніпропетровському заводі металоконструкцій ім. І.В. Бабушкіна, доставлені залізницею до м. Київ і змонтовані за допомогою зварювання безпосередньо на місці будівництва. При цьому автоматами і напівавтоматами було зварено 97% швів, а під час монтажу було вперше в світі успішно застосовано спосіб зварювання з примусовим формуванням вертикальних монтажних швів.

1.2. Характеристика моста. Міст ім. Є.О. Патона було відкрито 5 листопада 1953 року. Загальна довжина моста становить 1543,0 м. Ширина проїзної частини між бордюрами дорівнює 21,0 м, а тротуарів для пішоходів – 3,0 м (рис. 1.2, а).

Міст був запроектований за нормами 1948 року на пропуск чотирьох колон автотранспорту по 3,375 м кожна (без урахування смуг безпеки) і двох смуг трамваю загальною шириною трамвайного полотна 7,5 м (рис. 1.2, б).

Міст має прогони: у пойменній частині – 58,0 м, у судноплавній частині – 87,0 м і біля берегів – 17,1 м. Прогонові будови моста виконані суцільнозварними, балковими, нерозрізними і складаються з чотирьох головних балок, об'єднаних у поперечних перерізах в'язями з кутиків. Розбиття на нерозрізні прогонові будови прийняте таким: $(4 \times 58) + (4 \times 58) + (58 + 4 \times 87 + 58) + (5 \times 58) + (5 \times 58) = 1508$ м.

Головні балки мають стінку заввишки 3600 мм (на опорах судноплавних прогонів збільшується прямолінійними вутами до 6100 мм) і виконані з вуглецевої сталі М16С, яка за своїми характеристиками відповідає сталі ВСтЗсп. Поперечні і поздовжні в'язі прийнято у вигляді наскрізних ферм з елементів кутикових профілів.

Загальна маса всіх металевих конструкцій моста становила 10,0 тис. тон.

Проїзна частина моста виконана з металевих поперечних балок і прокатних двотаврів, розміщених поповерхово з кроком 2,9 м, на які, в свою чергу, укладена монолітна залізобетонна плита завтовшки 160 мм, з'єднана з балками для забезпечення їхньої сумісної роботи у вигляді сталезалізобетонної конструкції (рис. 1.2, б).

Проїзна частина моста здійснена за принципом балок із перерваними в'язями. Упори, що з'єднують залізобетонну плиту з нерозрізними поперечними балками, приварені в межах ділянок додатніх моментів, що перетворює плиту в своєрідний шпренгель, який розвантажує поперечні балки. Крім того, прийняте поповерхове розміщення поперечних балок максимально зменшує кількість зварних швів. На опорних ділянках плита ізолювана від металу спеціальними бітумними обмазками. Покриття проїзної частини моста виконано двошаровим із асфальтобетону, а перильні огорожі – з художнього литва, чавунні.

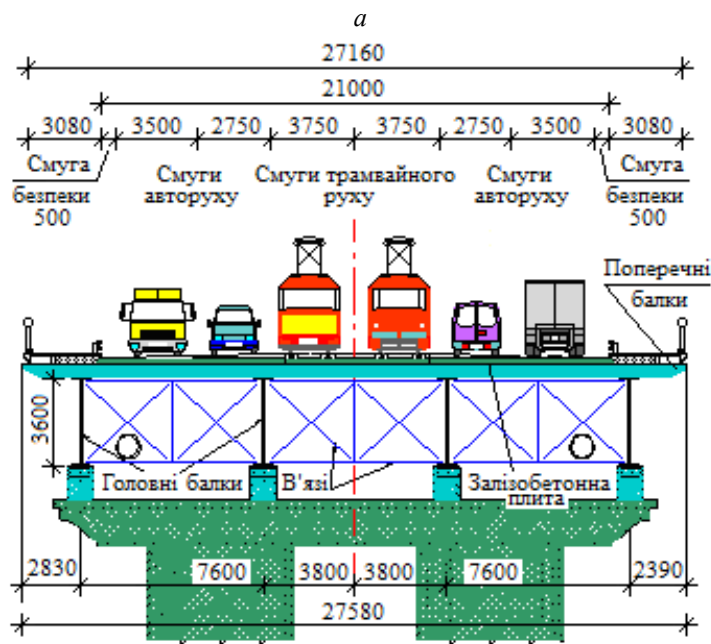
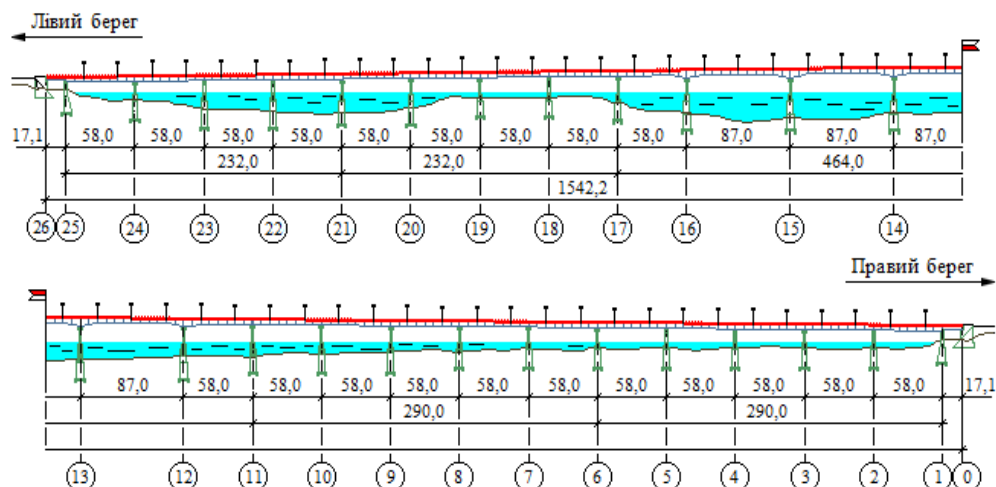


Рис. 1.2. Поздовжній (а) і поперечний (б) розрізи моста ім. Є.О. Патона

Деформаційні шви проїзної частини прийнято сталевими, пружинного типу і виконано на опорах №№ 0, 6, 11, 17, 21 та 25. У межах тротуарних блоків розміщені кабелі комунікаційних мереж і електроживлення. Між головними балками у 1968 році прокладено дві нитки теплотраси діаметром 800 мм. Уздовж моста, по обидва боки його головних балок, виконані по висоті у два яруси оглядові службові проходи.

Опори моста виконані на глибокій кесонній основі. В надводній частині опори складаються з двох залізобетонних колон та ригеля. Опорні частини – із сталевих литва з балансирами і сталевими котками.

Розрахункову інтенсивність руху під час проєктування було прийнято такою, що дорівнює 10 тис. авт. на добу. Фактично, за даними контрольних замірів, інтенсивність руху на мосту становила (тис. авт. на добу): 1963 р. – 38,1; 1974 р. – 61,0; останні роки – 70,0; години «пік» – 80,0 – 85,0. Зазначена ситуація призводить не тільки до різкого зменшення реальної швидкості руху автотранспорту по мосту до 5 – 10 км/год, але також до раптового виникнення багатокілометрових заторів і «корок» при найменшому порушенні рівномірності руху, не кажучи вже про аварії чи поломки автомашин.

1.3. Характеристика теперішнього стану мостових конструкцій, ремонтів і реконструкцій. Враховуючи унікальність конструкції моста ім. Є.О. Патона, Український інститут сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського та Інститут електрозварювання ім. Є.О. Патона починаючи з 1963 року і до нинішнього часу періодично здійснюють моніторинг стану його конструкцій. У міру виявлення дефектів у конструкціях моста розробляються кресленики з їхнього ремонту та підсилення, а також проводяться необхідні ремонтні роботи.

У 1968 році для забезпечення безпечного проїзду по мосту було встановлено захисну бар'єрну огорожу в зоні тротуарів. Однак місця кріплення анкерів стійок бар'єрної огорожі, у яких була зруйнована залізобетонна плита і не була відновлена гідроізоляція, стали зоною проникнення вологи від атмосферних опадів. Останнє стало причиною підвищеної корозії у цих місцях металевих поперечних балок проїзної частини. У 1978 році було виконано заміну всіх деформаційних швів, у тому числі на трамвайному полотні.

З часом, у зв'язку зі збільшенням навантаг від автотранспорту (в першу чергу вантажного), а також від потовщення відновлюваного під час ремонтів асфальтобетонного покриття, прокладення додаткових комунікацій (теплотраси і кабелі комунікаційних мереж) виникли перенапруження в деяких основних несних елементах моста, у тому числі в головних балках. Наявність зазначених факторів, а також результати чергового обстеження конструкцій і перевірки їхньої несної здатності спонукало спеціалістів Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського та Інституту електрозварювання ім. Є.О. Патона до прийняття у 1985 році рішення про обмеження проїзду по мосту і заборони руху вантажного транспорту по двох із чотирьох смуг авторуху. Решта дві вузькі смуги руху по 2,75 м біля трамвайного полотна було відведено тільки для руху легкового транспорту. Це вимушене обмеження проїзду призвело до зменшення пропускної здатності моста.

В результаті міст ім. Є.О. Патона при існуючому габариті 21,0 м виявився не в змозі пропустити потік автотранспорту з реконструйованого бульвару Дружби Народів (наразі бульвар імені Миколи Міхновського) із шириною проїзної частини 31,0 м.

Для забезпечення безпеки руху автотранспорту і трамваю у 1988 році виконано реконструкцію всіх деформаційних швів, а в 1992 році – трамвайного полотна. З тією ж самою метою у 1966 – 1988 роках виконано підсилення більшої частини дефектних балок, а також горизонтальних і вертикальних в'язей, уражених корозією. За даними обстежень, проведених у 1988 році, було виявлено аварійні вузли кріплення ліхтарних щогл контактної мережі, а також кріплень стійок перильних огорож. Дефектами, що впливають на безпечний прохід пішоходів по мосту, є також руйнування залізобетонних плит тротуарів (рис. 1.3, *а*), чавунних перильних огорож (рис. 1.3, *б*), а також залізобетонної плити проїзної частини (рис. 1.3, *в*, *г*).

*а**б**в**г*

Рис. 1.3. Основні дефекти конструктивних елементів моста ім. Є.О. Патона: *а* – обвалення тротуарних плит внаслідок руйнування залізобетонної плити проїзної частини; *б* – руйнування перильної огорожі; *в* – оголювання і корозія арматури низу плити проїзної частини; *г* – руйнування плити проїзної частини

Спеціалісти Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського, які періодично здійснюють моніторинг стану конструкцій моста, відзначають, що протягом останніх 15 років виявлено значну динаміку розвинення корозійних процесів на металевих поперечних балках і частині

в'язей. У 1996 – 1998 роках було виконано часткові роботи з їхнього підсилення. Однак нині процеси корозії та послаблення цих елементів пришвидшуються, що вимагає вжиття не лише термінових, але й кардинальних заходів щодо їхнього капітального ремонту. Необхідно також виконати терміновий ремонт ліхтарних щогл, чавунних перильних огорож, залізобетонних плит тротуарів, частина яких перебуває в аварійному стані і загрожує безпечній експлуатації моста.

Аналіз результатів проведеного у 2001 році обстеження конструкцій моста показав, що технічний стан частини елементів проїзної частини моста (поперечних балок, залізобетонних плит проїзної частини і тротуарів) є не тільки обмежено працездатним, але й аварійним, тобто близьким до руйнування. Було визнано, що деякі елементи моста вимагають повної заміни, їхній ремонт малоефективний, а в деяких випадках навіть неможливий.

1.4. Пропозиції щодо реконструкції моста з підвищенням пропускної здатності. Аналіз результатів багаторічних обстежень несних конструкцій прогонової будови моста ім. Є.О. Патона, перевірних розрахунків, що враховують їхній фактичний технічний стан в умовах зрослих вертикальних рухомих навантаж, свідчить, що єдиним рішенням, що дає змогу забезпечити подальшу безаварійну експлуатацію цієї унікальної споруди, є її реконструкція.

У 2004 році Українським інститутом сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського та Інститутом електрозварювання ім. Є.О. Патона за завданням Комунальної корпорації «Київавтодор» розроблено техніко-економічне обґрунтування реконструкції моста ім. Є.О. Патона, у якому передбачено з урахуванням розширення під'їзду до моста з боку лівого берега розширити проїзну частину моста з 21,0 м до 33,25 м, що дасть змогу забезпечити пропуск по мосту восьми смуг руху автотранспорту. При цьому вирішено замінити аварійні конструкції монолітної залізобетонної плити проїзної частини і поперечних балок на полегшену металеву ортотропну плиту. Останнє дасть змогу за рахунок значного зменшення власної ваги проїзної частини уникнути підсилення головних балок прогонової будови. Запропоноване рішення є найкращим варіантом відновлення функціональних властивостей моста і, згідно з розрахунками, окупить витрати на його реконструкцію за 6 – 8 років. Крім того, реалізація цього рішення дасть змогу:

- вперше виконати комплексну реконструкцію всього транспортного вузла: проспект Возз'єднання (наразі проспект Соборності) – міст ім. Є.О. Патона – проспект Дружби народів (наразі бульвар імені Миколи Міхновського);
- збільшити більш як у два рази пропускну здатність моста і забезпечити по ньому рух автотранспорту підвищеної вантажопідйомності;
- продовжити термін безпечної експлуатації моста на 70 років;
- зберегти існуючий архітектурно-історичний вигляд моста;
- на час реконструкції забезпечити частковий пропуск по мосту автотранспорту завдяки прийнятій технології проведення робіт.

Реконструкція прогонової будови передбачає виконання таких видів робіт:

На проїзній частині, що складається з двох блоків плит, розмістяться: вісім (чотири у кожному напрямку) смуг автомобільного руху по 3,50 м; чотири смуги безпеки по 1,0 м; роздільна смуга по осі моста завширшки 1,25 м з бар'єрною огорожею, два тротуари для проходу пішоходів по 1,2 м, а також дві смуги з бар'єрною огорожею на кожному тротуарі по 0,5 м. Ліхтарні щогли буде встановлено по осях перильної огорожі.

Полегшена ортотропна плита складається з трьох основних конструктивних елементів: листового металевого настилу завтовшки 14 мм; поперечних балок таврового перерізу заввишки 700 мм із товщиною стінки 10 мм і поясу 20 мм, а також поздовжніх ребер трапецієподібного перерізу розміром 320×90×250 мм із товщиною стінки 6 мм, які проходять у вирізах стінок поперечних балок.

Крок поздовжніх ребер поперек моста становить 630 мм, а поперечних балок – 3625 мм. Підкоси з труб діаметром 273×8 мм буде встановлено з кроком 7,25 м у місцях розміщення існуючих поперечних в'язей. Прийняті замкнені поздовжні ребра ортотропної плити мають ряд позитивних властивостей, а саме: більшу жорсткість на згин та кручення, а також незначні деформації від рухомих навантаж. Важливою перевагою використання замкнених ребер є також показник економічності, оскільки вага плити з замкненими ребрами менша порівняно з плитою з відкритими (вертикальними) ребрами.

У цьому плані слід відзначити наявний позитивний досвід тривалої експлуатації полегшених ортотропних плит з замкненими ребрами, реалізованих за проектами Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського. Зазначені плити були успішно застосовані на автодорожньому мосту-переході по греблі ДніпроГЕС у Запоріжжі у 1976 р., а також на автодорожньому мосту через р. Дніпро у Дніпропетровську (нині м. Дніпро) в 1985 р. Усі складальні й монтажні роботи, зварювання і контроль зварних швів були виконані за спеціально розробленою інструкцією Інституту електрозварювання ім. Є.О. Патона. Протягом усього періоду експлуатації ніяких дефектів у конструкціях ортотропної плити з замкненими ребрами виявлено не було.

Всі заводські і монтажні стики елементів ортотропної плити передбачається виконати на зварюванні, що не тільки збереже традиції, закладені при проектуванні і будівництві моста піввіку тому, але й забезпечить мосту статус суцільнозварного і в подальшому. При цьому 100% заводських і 90% монтажних зварних швів передбачається виконати автоматичним і напівавтоматичним зварюванням.

Матеріал конструкцій ортотропної плити, елементів підсилення в'язей та підкосів прийнято з низьколегованої сталі марки 09Г2СД-12 із підвищеною корозійною стійкістю. Для несних елементів службових проходів, кріплень перильної огорожі та ліхтарних щогл, а також бар'єрної огорожі прийнято вуглецеву сталь Ст3сп5.

1.5. Пропозиції щодо технології виготовлення і монтажу конструкцій моста. Досвід будівництва автодорожніх мостів через р. Дніпро у

Запоріжжі та Дніпропетровську (нині м. Дніпро) свідчить, що полегшені ортотропні плити з замкненими ребрами можуть бути успішно виготовлені на заводах металоконструкцій України. Останнє дає можливість уникнути багатьох негативних факторів, зокрема:

- обмежень габаритних розмірів монтажних елементів;
- перевезення монтажних елементів залізницею або автотранспортом, оскільки доставка може виконуватись вплав по Дніпру безпосередньо до місця монтажу;
- виконання значного обсягу робіт зі зварювання монтажних швів, що істотно позначається на скороченні строків виконання будівельно-монтажних робіт.

Як показує багаторічний досвід експлуатації металевих конструкцій мостів, особливе значення має антикорозійний захист металу, що забезпечує працездатність і довголіття конструкцій. Тому для надійного захисту металоконструкцій моста ім. Є.О. Патона передбачено виконання якісного піскоструминного очищення поверхні металу до ступеня очищення Sa 2,5 (згідно з міжнародним стандартом ISO 8501-01) з подальшим захистом їх лакофарбовими двокомпонентними епоксидними покриттями за технологією фірми «Jotun» загальною товщиною 245 мкм, що забезпечують строк служби (згідно з ISO 12944:1998) до 15 – 20 років.

На закінчення слід зазначити, що затримка з реконструкцією важливого у стратегічному відношенні для м. Києва моста ім. Є.О. Патона посилює і без того напружений стан з рухом автотранспорту в столиці України і може навіть призвести до його колапсу. Тому конче потрібно переглянути підхід до фінансування реконструкції даного об'єкта і залучити для цього не тільки цільові кошти міського бюджету, але й інвестиційний капітал, як вітчизняний, так і зарубіжний.

Реалізація останньої пропозиції дасть змогу ближчим часом втілити в життя проєктні рішення вчених і практиків щодо реконструкції моста ім. Є.О. Патона, і оновлена унікальна споруда ще довгі роки буде радувати жителів і гостей столиці незалежної України*.

* Сподівання автора (нагадаємо, що співзвучна назві розділу стаття була підготовлена і вийшла друком у 2004 р.), на жаль, не виправдались. І тому станом на 2023 рік міст ім. Є.О. Патона залишається не реконструйованим.

Глава 2

Міст ім. Є.О. Патона – нинішній стан та перспективи

2.1. Вступ. Наразі в Україні має місце складна ситуація щодо безпечної експлуатації транспортних споруд (мостів, естакад, шляхопроводів тощо). Останнім часом проблема значно загострилася, що пов'язано з низкою несприятливих факторів, зокрема: недотриманням термінів періодичності обстеження мостів, недостатніми обсягами фінансування, відсутністю чіткого стратегічного плану вдосконалення експлуатації мостів. Проте, у 2017 році на цю проблему нарешті звернули увагу й у м. Києві розпочались комплексні спеціальні обстеження транспортних споруд із метою визначення їх дійсного технічного стану. До переліку мостів, які підлягають повному обстеженню, увійшов і міст ім. Є.О. Патона (рис. 2.1).



Рис. 2.1. Загальний вигляд моста ім. Є.О. Патона

2.2. Характеристика моста. Збудований у 1953 році міст ім. Є.О. Патона є першим у світі суцільнозварним великогабаритним автодорожнім мостом. Це унікальна інженерна споруда, найбільша на той час у світі, яка має значну історичну цінність і не тільки увійшла до анналів світового мостобудування, а й стала гордістю міста, його візитною карткою. Наказом Комітету охорони

та реставрації пам'яток № 10 від 16.05.1994 р. міст ім. Є.О. Патона віднесено до нововиявлених пам'яток архітектури. У 1995 році міст отримав визнання Американської асоціації зварювання як видатна зварна конструкція.

Загальна довжина моста становить 1543 м (рис. 2.2). Ширина проїзної частини між бордюрами дорівнює 21,0 м, а тротуарів для пішоходів – 3,0 м. Міст був запроєктований за нормами 1948 року на пропуск чотирьох колон автотранспорту по 3,375 м кожна (без урахування смуг безпеки) і двох смуг трамваю загальною шириною трамвайного полотна 7,5 м (рис. 2.3).

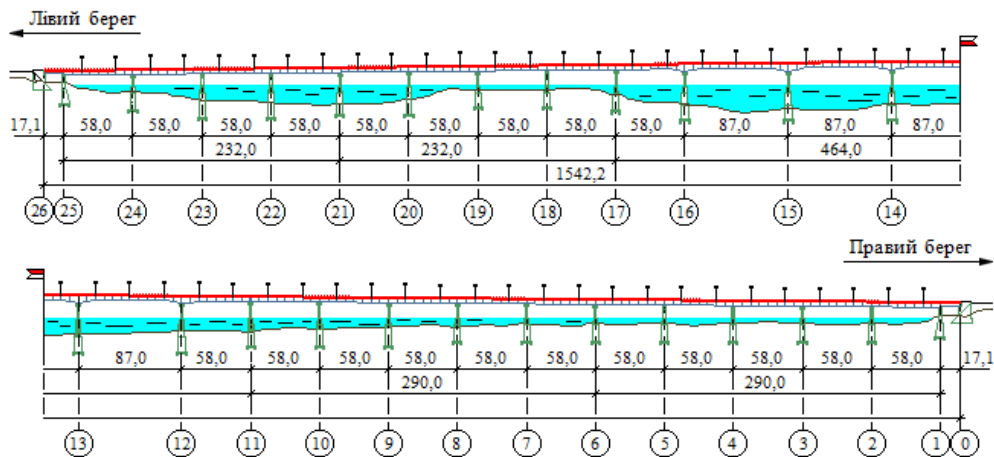


Рис. 2.2. Фасад моста ім. Є.О. Патона

Міст має наступні прогони: у заплавній частині – 58,0 м, у судноплавній – 87,0 м і біля берегів – 17,1 м. Прогонові будови моста виконані суцільнозварними, балковими, нерозрізними і складаються з чотирьох головних балок, об'єднаних у поперечних перерізах в'язями з кутиків. Розбивка на нерозрізні прогонові будови прийнята наступна: $(4 \times 58) + (4 \times 58) + (58 + 4 \times 87 + 58) + (5 \times 58) = 1508$ м.

Головні балки мають стінку заввишки 3600 мм (на опорах судноплавних прогонів збільшується прямолінійними вутами до 6100 мм) і виконані з вуглецевої сталі М16С, яка за своїми характеристиками відповідає сталі ВСт3сп. Поперечні і поздовжні в'язі прийнято у вигляді наскрізних ферм із елементів кутикових профілів.

Загальна маса всіх металевих конструкцій моста становила 10,0 тис. тон.

Проїзна частина моста складається з металевих поперечних балок із прокатних двотаврів, розміщених поповерхово з кроком 2,9 м, на які, в свою чергу, укладена монолітна залізобетонна плита завтовшки 160 мм, об'єднана з балками за допомогою упорів задля забезпечення їхньої сумісної роботи у вигляді сталезалізобетонної конструкції.

Проїзна частина моста здійснена за принципом балок із перерваними в'язями. Упори, що з'єднують залізобетонну плиту з нерозрізними попереч-

ними балками, приварені в межах ділянок додатніх моментів, що перетворює плиту в своєрідний шпренгель, який розвантажує поперечні балки. Крім того, прийняте поповерхове розміщення поперечних балок максимально зменшує кількість зварних швів. На опорних ділянках плита ізолювана від металу спеціальними бітумними обмазками. Покриття проїзної частини моста виконано двошаровим із асфальтобетону, а перильні огорожі – з художнього литва, чавунні.

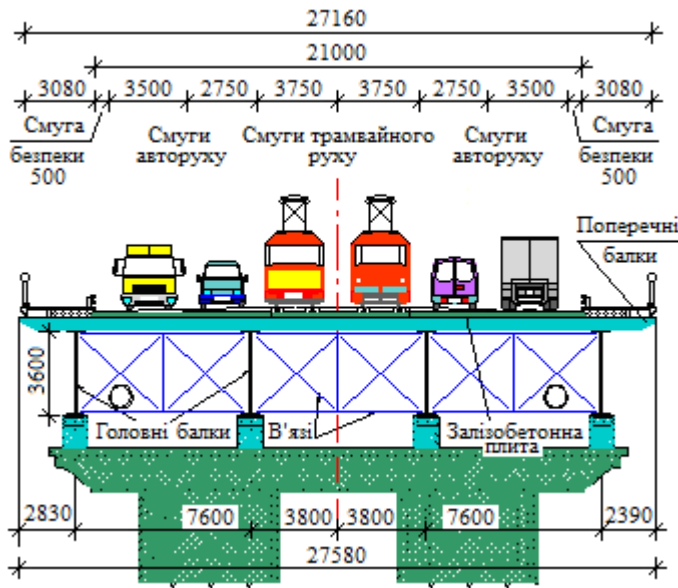


Рис. 2.3. Поперечний розріз моста ім. Є.О. Патона

Деформаційні шви проїзної частини прийняті сталевими, пружинного типу і виконані на опорах №№ 0, 6, 11, 17, 21 та 25. У межах тротуарних блоків розміщені кабелі комунікаційних мереж і електроживлення. Між головними балками у 1968 році прокладено дві нитки теплотраси діаметром 800 мм. А вздовж моста, по обидва боки його головних балок, розташовані за висою у два яруси оглядові службові проходи.

Опори моста виконані на глибокій кесонній основі. Причому в надводній частині опори складаються з двох залізобетонних колон та ригеля. Опорні частини – із сталевих литва з балансирами і сталевими котками.

Розрахункову інтенсивність руху під час проектування було прийнято такою, що дорівнює 10 тис. авт. на добу. Проте, фактично, за даними контрольних замірів, інтенсивність руху на мосту становила (тис. авт. на добу): 1963 р. – 38,1; 1974 р. – 61,0; останні роки – 70,0; години «пік» – 80,0 – 85,0. Наголосимо, що зазначена ситуація призвела не тільки до різкого зменшення реальної швидкості руху автотранспорту по мосту до 5 – 10 км/год, а й до раптового виникнення багатокілометрових заторів при найнезначнішому порушенні рівномірності руху, не кажучи вже про аварії чи поломки автомобілів.

2.3. Історія експлуатації моста. У 1962 році в зв'язку з виходом нових технічних умов на проєктування залізничних, автодорожніх та міських мостів [47] виникла необхідність перевірки конструкції моста на нові рухомі навантаги з автомобілями вагою 30 тс та нормативною навантагою на тротуари 400 кгс/м^2 , що на 100 кгс/м^2 перевищує проєктну. Крім цього, за період експлуатації моста збільшилась постійна навантага за рахунок додаткового прокладання труб тепломережі, комунікацій зв'язку й збільшення товщини асфальтобетонного покриття. За результатами перевірних розрахунків були виконані підсилення поперечних балок біля температурних швів і встановлені додаткові ребра жорсткості в окремих відсіках вертикальних стінок головних балок.

У 1985 р. Український інститут сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського розробив проєкт, який містив результати обстеження всіх конструкцій прогонової будови та проїзної частини моста, а також рекомендації щодо усунення дефектів конструкцій моста. При цьому були виконані перевірні розрахунки згідно з новими на той час будівельними нормами [45] за трьома варіантами розміщення рухомих навантаг на мосту та обрано найбільш оптимальний варіант, при якому пропускна спроможність є найбільшою, а саме: 2 смуги трамваю та 4 смуги автомобільного руху, з яких 2 смуги передбачають рух виключно легкового автотранспорту. Причому зазначену схему руху було запропоновано як тимчасову – до виконання капітального ремонту проїзної частини моста.

За даними обстежень, проведених Українським інститутом сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського» у період із 1986 р. по 1993 р., стан металоконструкцій моста постійно погіршувався у зв'язку з прогресуючою корозією елементів в'язей та деформаційних швів і у 1993 році він (стан) був визнаний незадовільним, що потребувало підсилення окремих конструкцій. З урахуванням наданих рекомендацій у 1994 – 1998 роках були виконані роботи з підсилення металоконструкцій моста: поперечних балок, вертикальних в'язей та оглядових проходів.

У 2001 році Українським інститутом сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського» проведено обстеження з метою оцінки технічного стану та ступеня корозійного ураження металевих несних та допоміжних конструкцій: головних та поперечних балок, в'язей, оглядових проходів, а також залізобетонної плити проїзної частини. Крім цього, виконано огляд деформаційних швів, опорних частин, стовпів освітлення, перильної огорожі та тротуарних плит. Технічний стан металоконструкцій головних балок, в'язей, опорних частин та залізобетонних опор був класифікований як працездатний. Технічний стан поперечних балок, залізобетонних плит проїзної частини та тротуарних балок і плит визначено як обмежено працездатний, а подекуди як аварійний. Вони вимагали заміни, тому що ремонт їх був малоефективним, а інколи навіть неможливим.

У 2004 році було знято трамвайні колії та покладено нове асфальтобетонне покриття. Це дозволило збільшити кількість смуг руху до семи. Така дорожня розмітка існує до цього часу. А у 2012 році за проєктом Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського було виконано

капітальний ремонт тротуарів на мосту, замінено бар'єрну огорожу, відремонтовано деформаційні шви, підсилено стовпи освітлення.

У 2017 році було покладено нове дорожнє покриття на проїзній частині.

Особливо слід зазначити, що у 2004 році Українським інститутом сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського за участю Інституту електрозварювання ім. Є.О. Патона розроблено техніко-економічне обґрунтування комплексної реконструкції моста ім. Є.О. Патона, яким передбачалось із урахуванням розширення під'їзду до моста з боку лівого берега розширення проїзної частини моста з 21,0 м до 33,25 м, що дало б змогу забезпечити пропуск по мосту восьми смуг руху автотранспорту (рис. 2.4). При цьому конструкції монолітної залізобетонної плити проїзної частини та поперечних балок повинні були бути замінені на полегшену металеву ортотропну плиту.

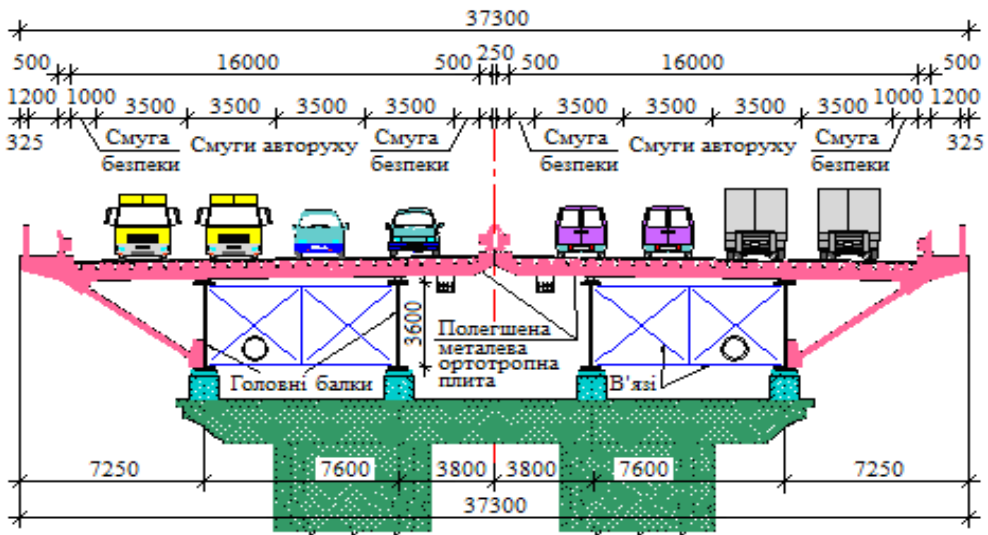


Рис. 2.4. Поперечний розріз моста ім. Є. О.Патона після реконструкції

Як вбачається з рисунка 2.4, на проїзній частині, що складається з двох блоків плит, планувалось розмістити: вісім (чотири у кожному напрямку) смуг автомобільного руху по 3,50 м; чотири смуги безпеки по 1,0 м; роздільну смугу по осі моста завширшки 1,25 м із бар'єрною огорожею, два тротуари для проходу пішоходів по 1,2 м, а також дві смуги з бар'єрною огорожею на кожному тротуарі по 0,5 м. Ліхтарні щогли планувалось встановити по осях перильної огорожі.

Що ж стосується полегшеної ортотропної плити, то вона була запроєктована з трьох основних конструктивних елементів: листового металевго настилу завтовшки 14 мм; поперечних балок таврового перерізу заввишки 700 мм із товщиною стінки 10 мм і пояса 20 мм, а також поздовжніх ребер трапецієподібного перерізу розміром 320×90×250 мм із товщиною стінки 6 мм, які проходять у вирізах стінок поперечних балок.

Крок поздовжніх ребер поперек моста становить 630 мм, а поперечних балок – 3625 мм. Консольні підкоси з труб діаметром 273×8 мм планувалось встановити з кроком 7,25 м у місцях розміщення існуючих поперечних в'язей. Крім того відзначимо, що прийняті замкнені поздовжні ребра ортотропної плити мають низку позитивних властивостей, а саме: більшу жорсткість на згин та кручення, а також незначні деформації від рухомих навантаж. Важливою перевагою використання замкнених ребер є також показник економичності, оскільки вага плити з замкненими ребрами менша порівняно з плитою з відкритими (вертикальними) ребрами.

Однак, на превеликий жаль, через брак коштів, подальші роботи з комплексної реконструкції моста ім. Є.О. Патона призупинилися.

2.4. Нинішній стан конструкцій моста. У 2017 році проведено чергове комплексне спеціальне обстеження моста ім. Є.О. Патона, за результатами якого встановлено, що виявлені основні дефекти конструкцій моста, причини їх виникнення та розвитку є наслідками незадовільного експлуатаційного утримання споруди. Виявлені дефекти негативно впливають на довговічність конструкцій, знижують безпеку та комфортність руху по мосту, а в окремих випадках навіть зменшують несну здатність моста.

Серед виявлених дефектів конструкцій моста в першу чергу привертають увагу такі, що потребують негайного ремонту, в тому числі шляхом заміни конструкцій:

- вивали фрагментів кам'яної кладки опори № 21 (рис. 2.5, а). Дефект знаходиться у зоні коливання рівня води та вимагає невідкладного поновлення кладки;

- часткове руйнування бетону ригеля опори № 11 під підферменником (рис. 2.5, б). Першочерговими заходами для опори № 11 визначено термінове виконання ремонтних робіт із відновлення ригеля опори та підферменників верхових головних балок прогонових будов;

- окремі горизонтальні в'язі у прогоні 16 – 17 розірвані внаслідок 100% корозії та вимагають заміни (рис. 2.5, в);

- корозія та руйнування елементів деформаційних швів та прилеглих поперечних балок. Деформаційні шви застарілого типу не відповідають вимогам безпеки руху та вимагають капітального ремонту – заміни на шви сучасного конструктивного рішення, а також заміни поперечних балок у місцях деформаційних швів (рис. 2.5, з);

- корозія і руйнування вузлів кріплення стовпів освітлення (рис. 2.5, д), що негативно впливає на безпеку руху автомобілів на проїзній частині та перехожих на тротуарах. Стовпи освітлення потребують якнайшвидшого ремонту, рекомендовано замінити на нові;

- руйнування секцій перильної огорожі та їх кріплень (рис. 2.5, е), що загрожує безпеці пішоходів. Оскільки майже всі конструкції перил знаходяться в аварійному стані, то вони вимагають повної заміни.



Рис. 2.5. Дефекти конструкцій моста ім. Є.О. Патона, які вимагають негайного усунення: *a* – вивали фрагментів кам'яної кладки опори № 21; *б* – часткове руйнування бетону ригеля опори № 11 під підферменником; *в* – корозійне руйнування горизонтальних в'язей у прогоні 16 – 17; *г* – корозія та руйнування елементів деформаційних швів та прилеглих поперечних балок; *д* – корозія та руйнування вузлів кріплення стовпів освітлення; *е* – руйнування секцій перильної огорожі та їх кріплень

В цьому сенсі варто підкреслити, що якщо невідкладно не виконати ремонт проміжних опор № 21 та № 11, а також ремонт деформаційних швів із

заміною прилеглих поперечних балок та в'язей прогонових будов у прогоні 16 – 17, то через це найближчим часом міст перейде до експлуатаційного стану 5 (непрацездатний), так як зазначені елементи моста є одними з основних. В той же час невиконання невідкладних робіт із капітального ремонту (заміни) перил та стовпів освітлення загрожує безпеці руху автотранспорту та пішоходів та може призвести до непоправних наслідків.

Крім наведених вище дефектів, виявлені також наступні:

- корозійне пошкодження головних балок прогонових будов, особливо в місцях протікання води крізь деформаційні шви (рис. 2.6, а);
- корозія значної кількості елементів в'язей, в окремих місцях до 15 – 20% поперечного перерізу;
- поверхнева корозія та бруд на опорних частинах, нестача частини їхніх захисних кожухів (рис. 2.6, б);
- корозія поперечних балок сталезалізобетонної плити, особливо в місцях деформаційних швів (рис. 2.6, в);
- корозія бетону залізобетонної плити проїзної частини (внаслідок порушення гідроізоляції), руйнування захисного шару бетону, руйнування плити в місцях розташування деформаційних швів внаслідок незадовільного стану останніх (рис. 2.6, г);
- порушення гідроізоляції тротуарних блоків;
- низка дефектів проміжних опор: протікання води на опори крізь деформаційні шви з супутнім вилуговуванням бетону, руйнування бетону зливної призми опор, корозія металу та відсутність в окремих місцях перильної огорожі по периметру ригелів, часткове руйнування гранітного облицювання цоколів опор, а також сколи бетону, тріщини, оголення та корозія арматури підферменників, ригелів та колон опор (рис. 2.6, д);
- дефекти стоянів: тріщини в декоративному камені на бокових масивах опор, локальне вилуговування розчину кладки й бетону шафної стінки, сколи декоративних каменів та відсутність деяких облицювальних елементів;
- тріщини в асфальтобетонному покритті окремих ділянок тротуарів на стиках тротуарних блоків та плит, поблизу деформаційних швів;
- значні дефекти службових оглядових проходів: корозія металу несних елементів проходів, повна відсутність настилів ($\approx 5\%$ від загальної кількості), руйнування перильної огорожі проходів, відсутність проходів у берегових прогонах (рис. 2.6, е);
- пошкодження розчину швів кладки гранітних тумб та парпетів на підходах моста.

Аналіз результатів виконаних розрахунків вантажопідйомності моста відносно рухомої навантаги Н-30 свідчить, що максимальна вага автомобіля у колоні становить 12 тс, що не відповідає чинним нормам [8]. У зв'язку з цим перед мостом необхідно встановити попереджувальні знаки, що обмежують в'їзд на нього важковагового транспорту, а саме – тиск на одиночну вісь автомобіля не має перевищувати 7 тс. При цьому, максимальна вага окремих одиничних транспортних засобів становить 17 тс.

*а**б**в**г**д**е*

Рис. 2.6. Дефекти конструкцій моста ім. Є.О. Патона: *а* – корозійне пошкодження головних балок прогонових будов; *б* – дефекти опорних частин; *в* – корозія поперечних балок; *г* – руйнування захисного шару бетону залізобетонної плити проїзної частини; *д* – сколи бетону, оголення та корозія арматури елементів опор; *е* – відсутність настилу оглядового проходу

Обмеження швидкості руху автотранспорту по мосту не вводилось і становить 60 км/год, як і загалом в межах міста.

Проїзна частина моста має розмітку на 7 смуг (завширшки 3,0 м кожна) без смуг безпеки та розділової смуги. Останнє абсолютно не відповідає чинним нормам, так як згідно з [12] ширина смуг руху повинна становити 3,75 м, при цьому необхідно передбачати смуги безпеки завширшки 2,0 та 1,0 м, а також розділову смугу.

Аналіз результатів обстеження конструкцій моста, а також результатів розрахунків вантажопідйомності, визначення остаточного ресурсу моста та експертної оцінки технічного стану споруди дозволив виконати оцінку та прогнозування технічного стану моста відповідно до вимог [19]. Результати цієї оцінки полягають у наступному: проїзна частина – стан 4 (обмежено працездатний); прогонова будова – стан 4 (обмежено працездатний); опори та опорні частини – стан 4 (обмежено працездатний); фундаменти – стан 3 (працездатний); підходи – стан 3 (працездатний). Тому за рейтингом основних конструктивних елементів міст знаходиться у стані 4 – обмежено працездатний. Експлуатаційний стан моста в цілому, за найнижчим із показників експлуатаційного стану основних конструкцій, теж кваліфіковано як 4 – обмежено працездатний.

Після виконання усіх ремонтних робіт, в першу чергу невідкладних, міст перейде з 4-го у 3-й експлуатаційний стан – працездатний. Враховуючи складність та обсяги ремонтних робіт, пов'язаних із приведенням несних конструкцій проїзної частини (зокрема – поперечних балок) до належного технічного стану, рекомендовано розглянути можливість реконструкції моста з повною заміною зазначених конструкцій.

2.5. Висновки. Виходячи з вище викладеного, можна дійти таких висновків:

- наразі міст ім. Є.О. Патона знаходиться у незадовільному технічному стані та вимагає негайного проведення ремонтних робіт, в першу чергу – невідкладних. Зволікання призведе до подальшої деградації конструкцій і міст перейде до непрацездатного експлуатаційного стану, що унеможливить його безпечну експлуатацію;

- враховуючи технічний стан конструкцій моста, зокрема несних конструкцій проїзної частини, а також складність і низьку ефективність їх відокремленого ремонту доцільно провести комплексну реконструкцію моста ім. Є.О. Патона, спираючись при цьому на розроблене у 2004 році Українським інститутом сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського техніко-економічне обґрунтування, з розширенням його проїзної частини до 33,25 м (шляхом заміни монолітної залізобетонної плити проїзної частини на полегшену металеву ортотропну плиту і встановлення консольних підкосів) й організації восьми смуг руху автотранспорту;

- результати обстеження вкотре підтвердили, що недотримання правил експлуатації транспортних споруд та несвоєчасне проведення необхідних ремонтних заходів призводить до зниження довговічності конструкцій та негативно впливає на безпеку експлуатації споруд.

Глава 3

Аварійна ситуація на мосту ім. Є.О. Патона та заходи щодо її вирішення

3.1. Вступ. Загальновідомо, що мости, шляхопроводи, естакади, віадукі є надважливою ланкою автомобільних магістралей, міських та сільських доріг і вулиць, завдяки яким скорочується час транспортних вантажних та пасажирських перевезень. Питання будівництва, реконструкції та ремонту таких споруд не можна недооцінювати, і не тільки з економічної точки зору. Відтак технічний стан мостів та шляхопроводів в Україні викликає занепокоєння і тому вимагає безпристрасного критичного аналізу. З цього приводу додатково вкажемо на те, що внаслідок низки об'єктивних і суб'єктивних причин наразі багато мостових споруд знаходяться у плачевному стані. На жаль, це стосується не лише маленьких мостів у невеличких містечках та сільській місцевості, а й великих позакласних мостів, які мають стратегічно важливе значення в масштабах країни.

Яскравим прикладом щойно згаданому є міст ім. Є.О. Патона через р. Дніпро в м. Києві (рис. 3.1, 3.2). Принагідно можна звернути увагу на те, що зазначений міст, збудований і прийнятий в експлуатацію у 1953 році, є першим у світі суцільнозварним автодорожнім мостом. Це унікальна інженерна споруда, найбільша на той час у світі, яка має значну історичну цінність і не тільки увійшла в аннали світового мостобудування, а й давно стала гордістю міста, його візитною карткою. Наказом Комітету охорони та реставрації пам'яток № 10 від 16.05.1994 р. міст ім. Є.О. Патона віднесено до нововиявлених пам'яток архітектури. А у 1995 році міст було визнано Американською асоціацією зварювання видатною зварною конструкцією XX століття.

Однак під час останнього спеціального технічного обстеження конструкцій моста ім. Є.О. Патона, яке було проведено у 2017 р., встановлено, що внаслідок неналежного експлуатаційного утримання міст перебуває у вкрай незадовільному технічному стані. При цьому було виявлено низку дефектів, зокрема таких, що потребували невідкладного ремонту, в тому числі шляхом заміни конструкцій: вивали фрагментів кам'яної кладки опори № 21; часткове руйнування бетону ригеля опори № 11 під підферменником; корозія та руйнування елементів деформаційних швів та прилеглих поперечних балок; корозія і руйнування вузлів кріплення стовпів освітлення; руйнування секцій перильної огорожі та ін. Тому у технічному звіті, виданому за результатами обстеження, насамперед наголошувалось на необхідності виконання негайних ремонтних робіт із усунення перелічених дефектів.

3.2. Аварійна ситуація на мосту. На превеликий жаль, вчасно не вжиті ремонтні заходи, зокрема із заміни деформаційних швів та прилеглих поперечних балок, призвели до виникнення доволі серйозної аварійної ситуації на

мосту, яка сталася вже влітку 2018 року. А саме: над опорою № 1 було виявлено «просідання» залізобетонної плити проїзної частини зумовлене повним руйнуванням внаслідок значних корозійних пошкоджень однієї з прилеглих до деформаційного шва поперечних балок на ділянці завдовжки близько 1,5 м з боку верхової сторони моста (рис. 3.3). Що ж стосується іншої поздовжньої частини цієї балки, то вона мала численні ознаки часткового руйнування також через значні корозійні ураження та пошкодження. До речі, подібна ситуація з прилеглими до деформаційного шва поперечними балками має місце й над опорою № 25 (рис. 3.4).



Рис. 3.1. Загальний вигляд моста ім. Є.О. Патона

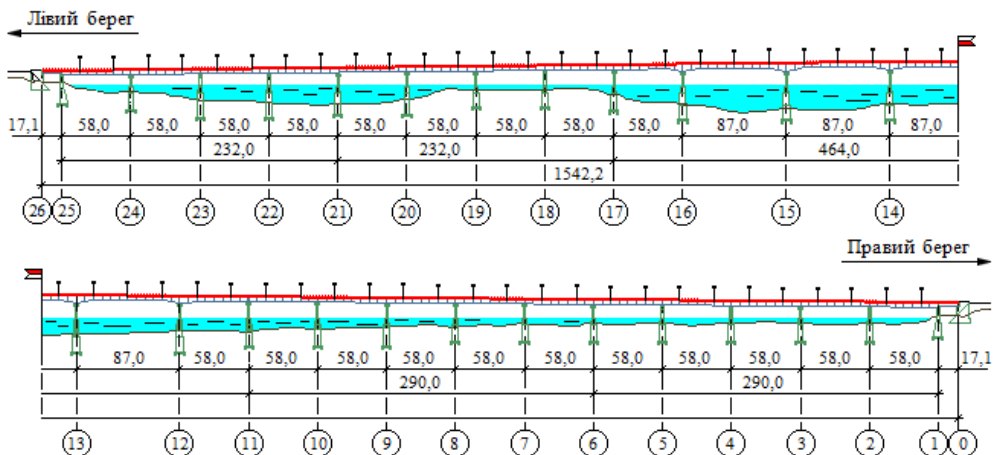


Рис. 3.2. Фасад моста ім. Є.О. Патона



Рис. 3.3. Руйнування поперечної балки на опорі № 1



Рис. 3.4. Руйнування поперечної балки на опорі № 25

У цьому сенсі варто зазначити, що експлуатуюча організація моста ім. Є.О. Патона, Комунальне підприємство «Київавтошляхміст», вельми оперативно відреагувала на вказану аварійну ситуацію в екстреному порядку прийнявши запобіжні заходи: у зоні руйнування поперечної балки з метою сприйняття навантаг від залізобетонної плити проїзної частини та відновлення її працеспроможності були встановлені додаткові тимчасові металеві балки, які спиралися на колони підвищеної навантаги (рис. 3.5). В зв'язку з цим наголосимо, що саме завдяки такому оперативному втручання вдалося відмовитися від повної зупинки руху автотранспорту по мосту, а тільки його дещо обмежити – рух був тимчасово закритий виключно по крайній смузі з боку верхової сторони моста над опорою № 1.



а



б

Рис. 3.5. Тимчасові додаткові металеві балки, обперті на колони підвищеної навантаги: *а* – загальний вигляд; *б* – вузол обпирання

Зрозуміло, що описані вище значні корозійні дефекти, виявлені на прилеглих до деформаційних швів поперечних балках над опорами № 1 і № 25, унеможливили будь-яке їх підсилення. З огляду на це, після розгляду та порівняння декількох варіантів термінових протиаварійних заходів, залишився один-єдиний варіант, який виявився найбільш економічно, технічно й технологічно прийнятним для проведення поточних ремонтних робіт і ліквідації наслідків аварійної ситуації.

3.3. Заходи щодо усунення аварійної ситуації. Сутність узгодженого варіанта полягає в наступному. Поряд із існуючими зруйнованими поперечними балками над опорою № 1 без їх видалення вирішено встановити дві нові балки із прокатних спарених двотаврів, а саме перша балка з двох двотаврів 36М – з боку прогону 58,0 м та друга балка з двох двотаврів 24М – з боку прогону 17,1 м (рис. 3.6). Їх монтаж передбачено виконати шляхом заведення збоку від прогонової будови (рис. 3.7) трьох окремих монтажних елементів із подальшим їх об'єднанням в суцільну балку в місцях монтажних стиків (рис. 3.6, а). Після цього, задля включення балок у роботу, буде виконано їх піддомкращування з наступним встановленням під ними пакету підкладок.

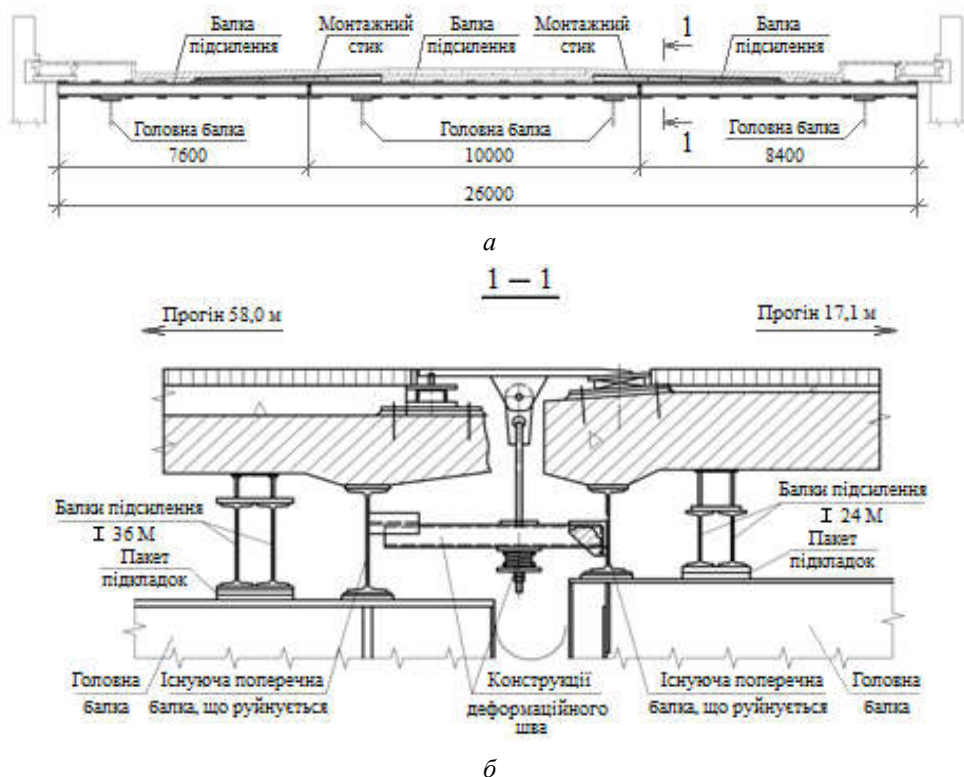


Рис. 3.6. Конструкція підсилення поперечних балок на опорах № 1 і № 25:
а – поперечний переріз моста; б – переріз 1 – 1



Рис. 3.7. Схема монтажу нової поперечної балки

Зауважимо також, що крайні поперечні балки на опорах №№ 6, 17, 21 наразі не потребують негайних протиаварійних заходів, але підлягають заміні (бажано найближчим часом) разом із конструкціями прилеглих деформаційних швів. Що ж стосується опор №№ 0, 11, 26, то для розташованих над ними поперечних балок необхідне першочергове місцеве підсилення.

Таким чином, спираючись на попередні міркування, можна зазначити, що головною перевагою проведення термінових протиаварійних заходів на мосту ім. Є.О. Патона є усунення наслідків розглянутої аварійної ситуації з відповідною реалізацією можливості експлуатації моста найближчим часом у звичайному режимі. Проте, вони (ці заходи) мають швидкоплинний ефект (акцентуємо увагу на цьому особливо!) і не зможуть гарантувати безпечного використання споруди протягом тривалого часу. І саме тому вже в найближчій перспективі належить неодмінно виконати заміну всіх деформаційних швів та прилеглих до них поперечних балок моста, в тому числі й на опорах № 1 та № 25, де наразі передбачено вжиття протиаварійних заходів. А особливо слід зазначити, що у подальшому міст ім. Є.О. Патона вимагає повної реконструкції або капітального ремонту із частковою заміною його конструктивних елементів.

3.4. Висновки. Виходячи з вище викладеного, можна дійти наступних висновків:

- наразі в Україні склалася критична ситуація з технічним станом мостових споруд, у тому числі це стосується і великих позакласних мостів. Ігнорування вирішення цього питання надалі може призвести до непоправних наслідків;
- виконання негайних протиаварійних заходів тільки на окремих несних елементах у той час, коли майже всі інші елементи конструкції моста також руйнуються є економічно недоцільним, оскільки в цьому випадку виникають суттєві витрати на ці заходи, які за розміром зіставні з фінансовими ресурсами на капітальний ремонт всієї конструкції. Більше того, виконання будь-яких протиаварійних заходів вирішує тільки поточну, а не загальну проблему і саме через це в найближчій перспективі все одно необхідно проводити ремонт конструкції з відповідними фінансовими затратами.

Глава 4

Щодо технічного стану моста ім. Є.О. Патона

4.1. Вступ. Міст імені Є. О. Патона – металевий суцільнозварний міст через р. Дніпро у м. Києві, що сполучає бульвар Дружби Народів (наразі бульвар імені Миколи Міхновського) із Русанівським та Березняківським житловими масивами (рис. 4.1). Міст, збудований у 1953 р., є першим у світі суцільнозварним мостом, в якому реалізовано ідеї і розробки академіка Є.О. Патона. Проект моста провадився під загальним керівництвом Є.О. Патона за участю інженерів В. Труфякова, В. Шеверницького, В. Новікова, Г. Жемчужникова, С. Островської. Розроблення проекту виконало ТОВ «Укрінсталькон імені В.М. Шимановського» (на той час київське проектне бюро «Проектстальконструкція») за участю інженерів О. Шумицького, В. Кирієнка, І. Маракіна.

Усі металоконструкції моста були виготовлені на Дніпропетровському заводі металоконструкцій ім. І. В. Бабушкіна, доставлені залізницею в м. Київ і змонтовані за допомогою зварювання безпосередньо на місці будівництва. При цьому автоматами і напівавтоматами було зварено 97% швів, а під час монтажу було вперше в світі успішно застосовано спосіб зварювання з примусовим формуванням вертикальних монтажних швів.

4.2. Характеристика моста. Загальна довжина моста становить 1543,0 м (рис. 4.2, а). Ширина проїзної частини між бордюрами складає 21,0 м, а тротуарів для пішоходів – 3,0 м. Міст був запроєктований за нормами 1948 року на пропуск чотирьох колон автотранспорту по 3,375 м кожна (без урахування смуг безпеки) і двох смуг трамваю (наразі трамвайні колії демонтовані) загальною шириною трамвайного полотна 7,5 м (рис. 4.2, б).

Міст має прогони: у пойменній частині – 58,0 м, у судноплавній частині – 87,0 м і біля берегів – 17,1 м. Прогонові будови моста виконані суцільнозварними, балковими, нерозрізними і складаються з чотирьох головних балок, об'єднаних у поперечних перерізах в'язями з кутиків. Розбивка на нерозрізні прогонові будови прийнята наступна: $(4 \times 58) + (4 \times 58) + (58 + 4 \times 87 + 58) + (5 \times 58) + (5 \times 58) = 1508$ м.

Головні балки мають стінку заввишки 3600 мм (яка на опорах судноплавних прогонів збільшується прямолінійними вутами до 6100 мм) і виконані з вуглецевої сталі М16С, що за своїми характеристиками відповідає сталі ВСт3сп. Поперечні й поздовжні в'язі прийнято у вигляді наскрізних ферм із елементів кутикових профілів.

Загальна маса всіх металевих конструкцій моста становила 10,0 тис. тон.

4.3. Нинішній стан конструкцій моста. На жаль, останнім часом технічний стан моста ім. Є.О. Патона став стрімко погіршуватись, яскравим свідченням чого стало руйнування його поперечних балок над опорами № 1 і

№ 25 влітку – восени 2018 р. [73]. У зв'язку з цим наприкінці цього ж року було проведено нове спеціальне обстеження моста.

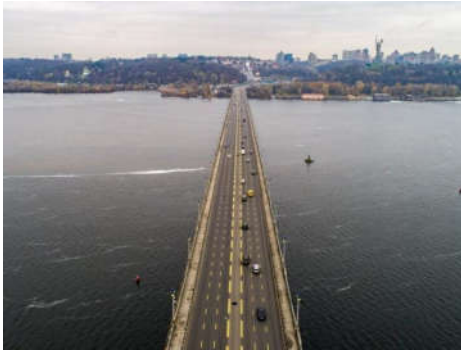
*а**б**в*

Рис. 4.1. Панорамний (а) і загальні (б, в) вигляди моста ім. Є.О. Патона

За результатами обстеження встановлено, що з часу обстеження у 2017 р. до червня 2018 р. ніяких ремонтних робіт із ліквідації виявлених під час зазначеного обстеження дефектів проведено не було, хоча про гостру необхідність цього зазначалось у відповідному технічному звіті № 7-53, виданому у 2017 році. З огляду на це, за результатами проведеного восени 2018 р. обстеження, передбачувано підтверджено погіршення технічного стану мостових конструкцій. І в першу чергу це стосується поперечних балок, особливо біля деформаційних швів на опорах № 1 і № 25, дві з яких частково зруйнувалися.

Загалом, слід зазначити, що виявлені під час обстеження у 2018 р. основні дефекти конструкцій моста, чинники їх виникнення та розвинення є наслідками недотримання нормативних термінів проведення необхідних ремонтних робіт (що може бути пов'язано як із недостатністю, так і з відсутністю належного їх фінансування) та постійного зростання інтенсивності руху автотранспорту, яке супроводжується значним збільшенням автомобільних навантаж. Виявлені дефекти негативно впливають на довговічність конструкцій, знижують безпеку та комфортність руху по мосту, а в окремих випадках навіть призводять до зменшення його несної здатності.

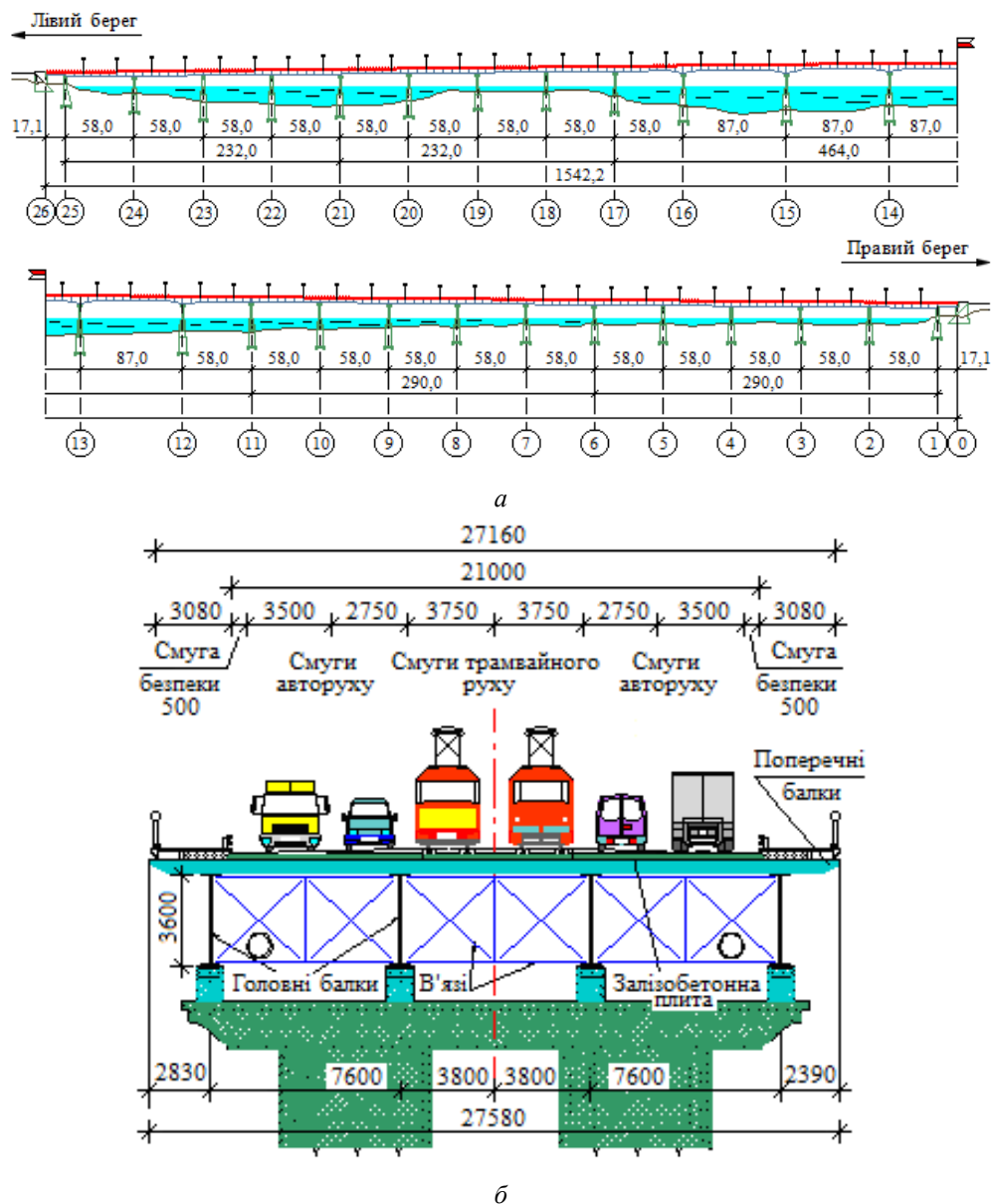


Рис. 4.2. Поздовжній (а) і поперечний (б) розрізи моста ім. Є.О. Патона

До переліку конструкцій моста, які мають дефекти, що потребують усунення, відносяться:

- поперечні балки на опорах № 1 і № 25 (рис. 4.3, 4.4): у зв'язку з руйнуванням зазначених балок необхідно терміново завершити протиаварійні заходи, передбачені проєктом ТОВ «Укрінсталькон імені В. М. Шимановського», розробленим влітку 2018 р.;

- підводна та надводна частини опори № 21 (вверх за течією), яка має вивали фрагментів кам'яної кладки. Цей дефект знаходиться у зоні коливання рівня води та вимагає невідкладного поновлення кладки;

- надводна частина опори № 11, яка має часткове руйнування бетону ригеля опори під підферменником (рис. 4.5); з метою уникнення погіршення технічного стану споруди в цілому і недопущення можливого виникнення в подальшому аварійної ситуації, першочерговими заходами для опори № 11 є термінове виконання ремонтних робіт із відновлення ригеля опори та підферменників верхових головних балок прогонових будов;

- надводна частина опори № 6, яка має руйнування бетону ригеля, що супроводжується оголенням і корозією арматури;

- надводна частина опори № 17, яка має руйнування бетону ригеля, сколи з оголенням та корозією арматури, вилугування бетону, руйнування гранітного оздоблення колони опори;

- окремі в'язі в прогонах 1 – 2, 2 – 3, 3 – 4, 4 – 5, 14 – 15, 16 – 17, 17 – 18, 18 – 19, 19 – 20, а також на опорах № 6, № 9, № 20, № 22, № 25 розірвані внаслідок 100% корозії та потребують відновлення (рис. 4.6);

- оглядові проходи непридатні для пересування технічного персоналу і потребують термінового капітального ремонту відповідно до окремо розробленого проєкту (рис. 4.7);

- деформаційні шви ковзаючого типу не відповідають вимогам безпеки руху та вимагають капітального ремонту шляхом заміни на нові шви, а також заміни поперечних балок у місцях деформаційних швів;

- залізобетонна плита проїзної частини має окремі місця з глибиною карбонізації бетону до 20 мм та з корозійними пошкодженнями арматури від 6 до 32% площі перерізу (рис. 4.8), що потребує невідкладного виконання капітального ремонту або реконструкції плити;

- корозія і руйнування вузлів кріплення стовпів освітлення негативно впливають на безпеку руху автомобілів на проїзній частині та перехожих на тротуарах, а також проходженню суден під мостом (рис. 4.9); стовпи освітлення необхідно якнайшвидше відремонтувати або замінити на нові;

- руйнування секцій перильної огорожі та їх кріплень загрожують безпеці руху пішоходів і проходженню суден під мостом (рис. 4.10); оскільки майже всі конструкції перил знаходяться в аварійному стані, то вони потребують повної заміни.

Варто підкреслити, що невідкладно потрібно виконати наступні роботи:

- завершити протиаварійні заходи щодо поперечних балок на опорі № 25 (наразі виконані відповідні заходи лише на опорі № 1);

- провести ремонт проміжних опор № 6, № 11, № 17 і № 21;

- виконати ремонт деформаційних швів із заміною прилеглих поперечних балок та в'язей прогонових будов.



Рис. 4.3. Руйнування поперечної балки на опорі № 1



Рис. 4.4. Руйнування поперечної балки на опорі № 25



Рис. 4.5. Сколи бетону, оголення та корозія арматури підферменників опори № 11



Рис. 4.6. Розрив в'язі в прогоні 16 – 17 внаслідок дії корозії



Рис. 4.7. Корозія металу несних елементів оглядових проходів



Рис. 4.8. Руйнування захисного шару бетону плити проїзної частини



Рис. 4.9. Корозійне руйнування балкової клітки стовпа освітлення № 18



Рис. 4.10. Руйнування секції перильної огорожі та її кріплення, відрив декоративних елементів

Невиконання вищезазначених робіт призведе до того, що конструкції моста, які знаходяться в стані 5 (непрацездатний), можуть повністю зруйнуватися та призвести до аварії. Що ж стосується перильної огорожі та стовпів освітлення, то невиконання невідкладних робіт із їхньої повної заміни відповідно до чинних норм загрожує безпеці руху як автотранспорту й пішоходів, так і судноплавства й може стати причиною припинення функціонування об'єкта.

За результатами розрахунків вантажопідйомності головних балок прогонових будов відносно рухомої навантаги Н-30, максимальна вага автомобіля у колоні становить 12 т, що не відповідає чинним нормам [8]. Виходячи з цього, з урахуванням аварійного стану поперечних балок на опорах № 1 і № 25, а також технічного стану інших конструкцій моста в цілому, необхідно передбачити два види обмежень руху автотранспорту: перше з них стосується обмеження навантаг на вісь автотранспорту – необхідно обмежити в'їзд на міст будь-якого транспорту, навантага на вісь якого перевищує 6 т, а друге стосується обмеження ваги транспортних засобів – максимальна вага одиничних транспортних засобів на мосту не повинна перевищувати 10 т, максимальна вага автотранспортних засобів у колоні на мосту не повинна перевищувати 6 т. Що ж стосується обмежень на швидкість руху автотранспорту по мосту, то вони раніше не вводились і наразі вказана швидкість становить 50 км/год, як і всюди в межах міста.

А тепер привернемо увагу до існуючої розмітки проїзної частини моста, яка нині поділяється на 7 смуг по 3,0 м завширшки кожна (виходячи з ширини проїзної частини між бордюрами, що дорівнює 21,0 м) без смуги безпеки та розділової смуги, що абсолютно не відповідає вимогам чинних норм [12]. У цьому сенсі довідково нагадаємо, що згідно з вказаними нормами габарити споруди як для магістральної вулиці загальноміського значення безперервного руху повинні становити: при 6 смугах руху $1,0 + 6 \times 3,75 + 2,0 +$

$+ 4,0 = 29,5 \text{ м} > 21,0 \text{ м}$, а при 4 смугах руху $1,0 + 4 \times 3,75 + 2,0 + 4,0 = 22,5 \text{ м} > 21,0 \text{ м}$. Як вбачається з наведених даних, наявна ширина проїзної частини моста є меншою навіть за ширину 4 смуг згідно з вимогами чинних норм.

Отримані за результатами обстеження дані та результати розрахунків вантажопідйомності, визначення остаточного ресурсу моста та експертної оцінки технічного стану споруди дозволили виконати оцінку та прогнозування технічного стану моста відповідно до вимог [19]. Основні елементи моста віднесено до таких експлуатаційних станів: проїзна частина – стан 5 (непрацездатний); прогонова будова – стан 4 (обмежено працездатний); опори та опорні частини – стан 5 (непрацездатний); фундаменти – стан 3 (працездатний); підходи – стан 3 (працездатний). А за рейтингом основних конструктивних елементів міст знаходиться у стані 5 – непрацездатний. З огляду на вказане, експлуатація моста можлива лише за умови постійного моніторингу технічного стану його конструкцій.

Експлуатаційний стан моста в цілому за найнижчим з показників експлуатаційного стану основних конструкцій кваліфікується як 5 – непрацездатний. Експлуатаційні заходи відповідно до вимог [12] наступні: вести постійний нагляд та контроль за дотриманням обмежень руху із залученням спеціалізованої організації. При цьому необхідно терміново вирішувати питання щодо реконструкції споруди, а також вживати тимчасових заходів щодо запобігання аварії.

Враховуючи складність та обсяги ремонтних робіт, пов'язаних із приведенням несних конструкцій проїзної частини, в першу чергу – поперечних балок, – до належного технічного стану, рекомендується розпочати роботи з реконструкції моста з повної заміни зазначених конструктивних елементів і доведенням споруди до вимог чинних нормативних документів.

У випадку реконструкції моста необхідно:

- виконати додаткове обстеження головних балок моста з використанням неруйнівних методів контролю з метою перевірки дійсного технічного стану зварних з'єднань та металу головних балок, уточнення їх залишкового ресурсу та надання рекомендації щодо проведення реконструкції моста;
- провести моніторинг руху автотранспорту на мосту з метою визначення фактичної інтенсивності руху та дійсних автомобільних навантаж на міст;
- з урахуванням отриманих об'єктивних даних визначитися з величинами автомобільних навантаж на міст, кількістю та шириною смуг руху автотранспорту на мосту після реконструкції, узгодивши їх із усіма зацікавленими сторонами і розробивши відповідні технічні умови.

Наголосимо, що без виконання робіт із усунення всіх дефектів та робіт із реконструкції моста, що будуть направлені на підвищення експлуатаційних характеристик і подовження терміну служби споруди, буде зростати деградація моста, яка неминуче призведе до незворотних процесів, а саме – до неконтрольованих руйнувань із непередбачуваними наслідками.

4.4. Висновки. Виходячи з вище викладеного, можна дійти таких висновків:

- наразі міст ім. Є.О. Патона перебуває у критичному стані. Роботи, які проводяться на мосту в рамках протиаварійних заходів, є необхідними, проте локальними і тимчасовими заходами та не вирішують проблеми технічного стану моста в цілому;
- задля можливості експлуатації моста в подальшому необхідно терміново вирішити питання щодо його реконструкції. Це дозволить не тільки продовжити строк експлуатації моста, а й підвищити пропускну спроможність останнього, що є дуже важливим із огляду на стрімке зростання кількості автотранспорту на вулицях м. Києва.

Глава 5

Деякі питання технічного стану моста ім. Є.О. Патона

5.1. Вступ. Загальновідомою є історична подія, що 5 листопада 1953 року в м. Києві урочисто відкрили унікальну інженерну споруду – міст імені Євгена Патона через р. Дніпро (рис. 5.1), який не тільки став найбільшим на той час у світі суцільнозварним мостом, а й одночасно та цілком закономірно зайняв першу сходинку відповідного світового рейтингу. До речі, з назвою цієї мостової споруди пов'язана одна, мабуть вже давно забута, але напрочуд цікава обставина, яка полягала в тому, що у проектній документації моста, розробленій київським проектним бюро «Проектстальконструкція» (нині ТОВ «Український інститут сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського»), міст називався достатньо буденно – Київський міський міст. Свою ж сучасну назву на честь видатного українського вченого у галузі мостобудування й зварювальних процесів, автора новітньої на той час технології автоматичного зварювання під флюсом, Героя Соціалістичної праці, лауреата Державної премії СРСР, заслуженого діяча науки України, академіка НАН України і першого керівника Інституту електрозварювання України Євгена Оскаровича Патона він отримав 18 серпня 1953 року, коли була прийнята відповідна Постанова Бюро ЦК КП України.

Проект моста почав розроблятися наприкінці 1944 року ТОВ «Український інститут сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського» (на той час київське проектне бюро «Проектстальконструкція») під загальним керівництвом Є.О. Патона. Причому в проекті повною мірою були застосовані результати експериментальних і наукових досліджень, виконаних Є.О. Патоном при розробленні передових зварювальних технологій. А застосування уточнених методів розрахунку дозволило врахувати просторову роботу прогонової будови, що сукупно зі всебічним використанням резервів міцності й застосуванням нових конструктивних рішень дозволило знизити витрати сталі до 250 кг/м².

Розгляд і затвердження проекту моста Радою Міністрів УРСР пройшло вельми швидко і відбулося 1 квітня 1949 р., а його урочисте відкриття, про що вже було згадано вище – 5 листопада 1953 року. На жаль, Євген Оскарович Патон не дожив до цього величного моменту усього лише три місяці – його життя обірвалося на світанку 12 серпня 1953 року.

Далі слушно зазначити, що міст ім. Є.О. Патона – перший автодорожній міст у м. Києві через р. Дніпро, який ввели в експлуатацію у післявоєнний період, тому що міст Метро звели у 1965 році, Північний міст (до 2018 року – Московський міст) – у 1976 році, Південний міст – у 1990 році, а останній, Дарницький міст – у 2010 році.

З наведеного вище випливає, що міст ім. Є.О. Патона експлуатується вже майже 68 років (на дату написання співзвучної назві розділу статті, яка вийшла друком у 2021 році) і, на превеликий жаль, нині перебуває у непраце-

здатному стані, що було встановлено за результатами раніше проведених планових обстежень у 2017 та 2018 роках [74, 76]. Через це, а також відповідно до вимог чинних нормативних документів [10, 19] у 2020 році відбулося чергове планове обстеження моста, яке крім зазвичай виконуваних робіт із обстеження додатково передбачало низку інструментально-вишукувальних робіт по головних балках (серед них ультразвуковий та магнітно-порошковий контроль зварних з'єднань) і динамічні випробування моста.



а



б

Рис. 5.1. Міст ім. С.О. Патона: а – урочиста мить відкриття моста 5.11.1953 р.;
б – загальний вигляд моста в наш час

5.2. Нинішній стан конструкцій моста. За результатами останнього обстеження встановлено, що основні зафіксовані дефекти конструкцій моста, причини їх виникнення та розвинення є наслідками недотримання міжремонтних термінів, тобто відсутності планових капітальних ремонтів. Виявлені дефекти негативно впливають на довговічність конструкцій, знижують безпеку та комфортність руху по мосту, і в деяких випадках не тільки призводять до зменшення несної здатності моста, а навіть до виникнення неодноразових, особливо останніми роками, аварійних ситуацій [73].

У цьому сенсі неодмінно необхідно згадати про те, що ліквідації наслідків цих аварійних ситуацій приділяв пильну повсякденну увагу президент Національної академії наук України академік Б.Є. Патон, не тільки тримаючи під своїм контролем хід відповідних ремонтних робіт, а й обговорюючи їх проведення з керівництвом міста Києва й керівниками наукових і проектних організацій, які були залучені до їх реалізації (рис. 5.2).

Що ж безпосередньо стосується результатів чергового планового обстеження моста ім. Є.О. Патона, яке було здійснено в 2020 році, то до переліку конструкцій моста, які мають дефекти, що потребують термінового усунення, відносяться:

- підводна та надводна частини опори № 21, на обох із яких відмічені вивали фрагментів кам'яної кладки (рис. 5.3). Оскільки цей дефект знаходиться у зоні коливання рівня води, то він вимагає невідкладного поновлення кладки;
- надводна частина опори № 11, на якій зафіксоване часткове руйнування бетону ригеля опори під підферменником (рис. 5.4). З метою уникнення погіршення технічного стану споруди в цілому, і недопущення можливого виникнення в подальшому аварійних ситуацій, першочерговими заходами для опори № 11 є термінове виконання ремонтних робіт із відновлення ригеля опори та підферменників верхових головних балок прогонових будов;
- горизонтальні та вертикальні в'язи за всією довжиною моста потребують невідкладного ремонту внаслідок значної корозійної деградації в межах від 50% і більше, а деякі з них навіть зруйновані повністю (рис. 5.5);
- оглядові проходи внаслідок корозії та руйнації багатьох їх несних елементів (рис. 5.6) непридатні для пересування технічного персоналу, а тому вимагають термінового капітального ремонту відповідно до проекту, розробленого ТОВ «Укрінсталькон імені В.М. Шимановського» у 2020 році;
- деформаційні шви ковзаючого типу не відповідають вимогам безпеки руху (рис. 5.7) та вимагають капітального ремонту шляхом влаштування нових швів, а також заміни поперечних балок у місцях деформаційних швів. Відповідна проектно-кошторисна документація була розроблена ТОВ «Укрінсталькон імені В.М. Шимановського» у 2016 році;
- залізобетонна плита проїзної частини має окремі місця з глибиною карбонізації бетону до 20 мм й з корозійними пошкодженнями арматури від 6 до 58,4% площі поперечного перерізу (рис. 5.8), що тягне за собою необхідність проведення капітального ремонту або повної реконструкції плити;

- корозія і руйнування вузлів кріплення стовпів освітлення (рис. 5.9) негативно впливають на безпеку руху автомобілів на проїзній частині та перехожих на тротуарах. Стовпи освітлення необхідно якнайшвидше відремонтувати, рекомендується замінити на нові;
- руйнування секцій перильної огорожі та їх кріплень (рис. 5.10) загрожує не тільки безпеці руху пішоходів, а й пропливаючим під мостом плавзасобам. Оскільки майже всі конструкції перил знаходяться в аварійному стані, то вони потребують повної заміни.



Рис. 5.2. Засідання в Президії Національної академії наук України представників Національної академії наук України, Київської міської ради, Київської міської державної адміністрації, Інституту електрозварювання ім. Є.О. Патона і ТОВ «Український інститут сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського», присвячене розгляду стану справ із ліквідації наслідків аварійних ситуацій на мосту ім. Є.О. Патона та проведення відповідних ремонтних робіт. м. Київ, 12 липня 2018 року.

На фото в центрі: президент Національної академії наук України академік Б.Є. Патон, ліворуч – Київський міський голова, голова Київської міської державної адміністрації В.В.Кличко, праворуч – генеральний директор ТОВ «Український інститут сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського» член-кореспондент О.В. Шимановський



Рис. 5.3. Вивали фрагментів кам'яної кладки опори № 21



Рис. 5.4. Сколи бетону, оголення та корозія арматури підферменників опори № 11



Рис. 5.5. Корозія горизонтальної в'язі більше 50% перерізу



Рис. 5.6. Руйнування та деформація металоконструкцій оглядових проходів



Рис. 5.7. Пружини та упори деформацийного шва, зруйновані корозією



Рис. 5.8. Руйнування захисного шару бетону плити проїзної частини



Рис. 5.9. Корозійне руйнування балкової клітки бази ліхтарної щогли



Рис. 5.10. Руйнування перильної огорожі

З вище викладеного випливає, що **НЕВІДКЛАДНО** (терміново, негайно, екстрено) потрібно здійснити наступні роботи:

- ремонт або повну заміну поперечних балок за всією довжиною моста;
- ремонт або повну заміну вертикальних та горизонтальних в'язей прогонових будов;
- ремонт проміжних опор № 21 та № 11;
- заміну деформаційних швів із прилеглими поперечними балками;
- ремонт стовпів освітлення та перил.

Вкажемо на те, що невиконання вищезазначених робіт у найкоротший час призведе до того, що конструкції моста, які наразі перебувають у стані 5 (непрацездатний), можуть повністю зруйнуватися та призвести до численних аварій. Також варто окремо підкреслити, що невиконання невідкладних робіт із капітального ремонту (заміни) перил та стовпів освітлення загрожує безпеці руху автотранспорту і пішоходів та може призвести до непоправних наслідків.

Отримані в результаті обстеження дані та результати розрахунків вантажопідйомності, визначення остаточного ресурсу моста та експертної оцінки технічного стану споруди дозволили виконати оцінку та прогнозування технічного стану моста відповідно до вимог норм [10, 19], про що зазначено у журнальній статті [76]. У такий спосіб основні елементи моста віднесено до таких експлуатаційних станів: мостове полотно – стан 5 (непрацездатний); сталезалізобетонна проїзна частина – стан 5 (непрацездатний); прогонова будова – стан 4 (обмежено працездатний); опори та опорні частини – стан 5 (непрацездатний); фундаменти – стан 3 (працездатний); підходи – стан 3 (працездатний).

З урахуванням аварійного стану поперечних балок, а також технічного стану інших конструкцій моста в цілому, задля можливості забезпечення його подальшої експлуатації були вимушено рекомендовані наступні обмеження по навантагам від автотранспорту: заборонити в'їзд на міст будь-якого транспорту, навантага на вісь якого перевищує 7 т; обмежити максимальну вагу окремих одиничних транспортних засобів на мосту, яка не повинна перевищувати 17 т; обмежити максимальну вагу автотранспортних засобів у колоні на мосту, яка не повинна перевищувати 12 т. Більше того, було вка-

зано також на те, що подальша експлуатація моста можлива виключно за умови постійного моніторингу технічного стану конструкцій моста.

Враховуючи складність та обсяги ремонтних робіт, пов'язаних із приведенням несних конструкцій проїзної частини, і в першу чергу – поперечних балок, до належного технічного стану, рекомендовано провести реконструкцію (реставрацію) моста з повною заміною зазначених конструкцій.

Додатково звернемо увагу на те, що за результатами лабораторних досліджень, виконаних у жовтні 2020 р. НТК «Інститут електрозварювання ім. Є.О. Патона», хімічний склад, механічні властивості (границя плинності, границя міцності, відносне подовження, ударна в'язкість) та структура металу головних балок у цілому відповідають вимогам сталі М16С за [4] та її сучасному аналогу – сталі 16Д за [5, 21]. Також за результатами неруйнівного контролю головних балок моста ім. Є.О. Патона через р. Дніпро у м. Києві встановлено, що наразі суцільнозварні металеві головні балки після майже 68-річної експлуатації загалом не втратили своїх експлуатаційних властивостей, але з метою відновлення початкової несної здатності потребують місцевого підсилення перерізів, яке може бути здійснене шляхом відновлення товщини металу наплавленням та приварюванням додаткових вертикальних ребер жорсткості [31].

Існуючий нинішній технічний стан головних балок моста, за умови виконання робіт, спрямованих на відновлення їх початкової несної здатності, за висновками фахівців НТК «Інститут електрозварювання ім. Є.О. Патона», головні балки можуть бути використані при реконструкції (реставрації) моста. А збільшення несної здатності головних балок може бути реалізоване за рахунок приварювання додаткових підсилювальних елементів зокрема підсилювальних листів до поясів балок.

У випадку реконструкції (реставрації) моста рекомендовано наступне: провести моніторинг руху автотранспорту на мосту з метою визначення фактичної інтенсивності руху та дійсних автомобільних навантаж на міст; визначитися з величинами автомобільних навантаж на міст, а також із кількістю та шириною смуг руху автотранспорту на мосту після реконструкції (реставрації), узгодивши їх з усіма зацікавленими сторонами. За необхідності розробити відповідні технічні умови; за можливості демонтувати труби теплотраси, що збільшують навантаги на міст та у разі виникнення на них аварійних ситуацій шкодять несним конструкціям моста.

5.3. Висновок. У випадку неусунення у найближчій перспективі виявлених у рамках останнього обстеження дефектів та невиконання робіт із реконструкції (реставрації) моста, деградація його конструкцій буде не тільки продовжуватися, але й пришвидшуватиметься, що може стати причиною повного руйнування окремих конструкцій (в тому числі – несних) та, як наслідок, не тільки можливих людських жертв, а й колапсу всієї транспортної інфраструктури м. Києва. Виходячи з цього, наразі необхідно невідкладно приступити до робіт із ремонту та реконструкції (реставрації) моста.

Глава 6

Реалії сталевих мостів України

6.1. Вступ. Добре відомо, що мости складають велику частку національного здобутку України. До того ж мости по своїй значущості для суспільства є найбільш відповідальними і капіталоемними інженерними спорудами, які потребують до себе постійної уваги з боку органів державної влади з огляду на те, що вони, по-перше, слугують однією з найважливіших ланок транспортної інфраструктури так і, що є по-друге, осередками можливого виникнення потенційних джерел економічної і соціальної небезпеки та, по-третє, на більшості мостів розташовані різноманітні інженерні комунікації (колектори теплопостачання, водопостачання та каналізації, електрокабелі, лінії зв'язку тощо). І тому стає цілком зрозумілим, що сьогодні закриття руху через незадовільний технічний стан будь-якого моста (а, особливо, позакласного [12]), його аварію або реконструкцію чи капітальний ремонт, що, на жаль, підтверджується численними подібними випадками (навіть у м. Києві), призводить до значних економічних втрат і паралізації функціонування відносно великої частини транспортної мережі не тільки в прилеглих районах, а й у цілому регіоні.

Водночас технічний стан автодорожніх мостів і організація їх експлуатації постійно погіршується, догляд за ними поступово послаблюється (особливо показово вказане вбачається для мостів на підпорядкованих органам місцевого самоврядування дорогах), що створює реальні загрози для безаварійного функціонування мостових споруд і дорожньої мережі в цілому. Тому утримання побудованих мостів у належному стані є важливим завданням для місцевих виконавчих органів, державних адміністрацій та організацій, що експлуатують мости.

Усвідомлюючи наведене, вкажемо ще й на те, що положення, яке склалося, пояснюється низкою як об'єктивних загальноекономічних, так і суб'єктивних організаційних причин. Не розглядаючи тут причини загальноекономічного характеру (які зазвичай зводяться до відсутності чи недостатності фінансування) і, тим більше, не проводячи їх аналіз, зауважимо лише, що суб'єктивні організаційні причини, на думку автора, часто-густо полягають не стільки навіть у непрофесіоналізмі, скільки у невігластві та недолугості дій багатьох нинішніх керівників комунальних й інших організацій, які мають підтримувати мостові споруди у належному технічному стані. Однак ані суспільство, ані владні структури України поки що не вбачають у незадовільному стані транспортних споруд і відсутності системи їх експлуатації соціальної та економічної небезпеки для держави, наслідком чого є відсутність із їхнього боку необхідного рівня уваги до належного вирішення цих галузевих проблем. Всупереч цьому, означені проблеми на таке до них ставлення не зважають (якщо тільки в даному випадку можливе вживання такого звороту), оскільки самі по собі є нагальними, що раніше чи пізніше (звичайно для всіх було б краще, що б це трапилось раніше) все ж таки призведе до їхнього розв'язання.

6.2. Загальні відомості. Як відслідковується з опрацьованих даних статистичних джерел [48 – 57] і монографії [30] наразі* на шляхах сполучення України обліковується 28397 мостів і шляхопроводів завдовжки 818,2 км і 42 тунелі завдовжки 17,6 км, які підпорядковані трьом відомствам:

- на автомобільних дорогах загального користування – Українській Державній корпорації по ремонту та утриманню автомобільних доріг «Укравтодор»;
- на дорогах населених пунктів (комунальні мости) – органам самоврядування міст і населених пунктів, які підпорядковані Мінрегіону України;
- на шляхах залізничного сполучення – Державній адміністрації залізничного транспорту України «Укрзалізниця».

Розподіл мостів між юридичними власниками та їх загальна характеристика відображені в табл. 6.1.

Таблиця 6.1

Розподіл мостів між юридичними власниками

Найменування мостів	Одиниці виміру	Всього мостів	Зокрема за власниками		
			Укрзалізниця	Укравтодор	Органи самоврядування
Залізничні	шт.	7647	7647	—	—
	пог. км	218,2	218,2	—	—
Автодорожні	шт.	19304	132	16059	3113
	пог. км	517	8	361,7	147,3
Пішохідні	шт.	1446	287	—	1159
	пог. км	83	30,6	—	52,4
Зокрема за матеріалом					
Залізобетонні	шт.	26586	7041	15439	4106
Металеві	шт.	1605	1009	471	125
Дерев'яні	шт.	204	14	149	41
Кам'яні	шт.	2	2	—	—
Всього	шт.	28397	8066	16059	4272
	пог. км	818,2	256,8	361,7	199,7

Водночас відомості про вікову структуру прогонових споруд мостів наведені в табл. 6.2, із якої зокрема вбачається, що тільки 2,5% мостів є порівняно новими, 80% – мають вік від 30 до 50 років, тобто перебувають на межі вичерпання терміну експлуатації, а 17,5% – взагалі є застарілими.

* Співзвучна назві розділу стаття була підготовлена і вийшла друком у лютому 2022 року, тобто якраз перед розв'язаною московією збройною агресією проти України.

Таблиця 6.2

Розподіл прогонових споруд мостів за віковою структурою

Розподілення прогонових споруд мостів за віком							
Вік мостів, роки	0 – 30	30 – 40	40 – 50	50 – 60	60 – 70	70 – 80	> 80
Вага прогонових споруд мостів, тис. тон	16	251	273	8	75	22	9

Так само заради справедливості необхідно зазначити, що стан мостів на залізницях України, де впроваджена чітка система експлуатації з постійним наглядом, обстеженням та випробовуванням, у співставленні зі станом інших автодорожніх мостів, загалом можна вважати відносно задовільним, хоча 12% прогонових будов мостів мають технічні дефекти, а 18% загальної кількості потребують заміни з огляду на експлуатаційні дефекти.

Втім набагато гіршим є технічний стан автодорожніх мостів України, дані про який містяться в табл. 6.3 і який характеризується наступними показниками:

- 63% мостів на дорогах загального користування не задовольняють вимоги чинних норм;
- 13% мостів на дорогах загального користування потребують негайного капітального ремонту та реконструкції;
- 72% комунальних мостів не задовольняють вимоги безпеки руху, а 13% потребують капітального ремонту або реконструкції.

Що ж стосується дійсного стану справ, то фактично становище комунальних мостів ймовірно виглядає навіть гірше, оскільки більшість із них майже не обстежувалась останні 30 років, а тому вірогідні дані щодо їхнього технічного стану попросту відсутні.

Таблиця 6.3

Розподіл автодорожніх мостів за технічним станом

Власник мостів	Всього мостів, шт.	Зокрема (шт. / %)		
		Не задовольняють вимоги норм	Потребують капітального ремонту	Задовольняють вимоги норм
Укрзалізниця	8066	968 / 12	145 / 1,8	6953 / 86,2
Укравтодор	16059	10117 / 63	321 / 2	5621 / 35
Органи самоврядування	4272	2514 / 59	562 / 13	1196 / 28

Одначе важливим у цьому сенсі є також та обставина, що значна кількість мостів була побудована за застарілими на даний час технічними нормами (термін дії яких сплив у 1962 році), через що вони нині не відповідають умовам руху автотранспорту як за вантажопідйомністю, так і за габаритами проїзної частини.

А з приводу доріг державного значення наголосимо на тому факті, що на них експлуатуються близько 1500 мостів, які мають габарити проїзної частини менші за 8 м із огляду на те, що на цих мостах повністю відсутні смуги безпеки. Однак навіть ті мости, габарит яких дорівнює 9 м, здебільшого не відповідають вимогам чинних норм і потребують розширення.

Натомість на автодорогах місцевої мережі стан мостів вбачається дещо кращим. Причому вказане можна пояснити доволі просто, а саме тим, що ця мережа формувалася значно пізніше, ніж магістральні дороги, через що габарити й вантажопідйомність мостів переважно відповідають сучасним вимогам. Окрім того, дороги місцевої мережі переважно не зазнавали бурхливого зростання інтенсивності руху автомобільного транспорту і не підлягали частим реконструкціям внаслідок підвищення категорійності. Проте слід зауважити, що служба експлуатації на дорогах місцевого значення в основному налагоджена гірше, ніж на магістральних шляхах, тому деякі характерні дефекти конструкцій мостів, зокрема: стан мостового полотна, сполучення з підходами, організація водовідводу та інші, викликають занепокоєння.

Ще одна властива мостам важлива особливість полягає в тому, що багаторазова зміна норм проєктування та несвоєчасна реконструкція призвели до того, що наразі автодорожні мости суттєво різняться за своєю вантажопідйомністю. Серед капітальних мостів існує певна кількість застарілих (з погляду на час їх введення в експлуатацію) споруд, які були розраховані на рух тогочасних маловантажних автомобілів. А 46,4% мостів, що мають обмежений габарит, взагалі не задовольняють умови руху сучасних транспортних засобів (табл. 6.4).

Таблиця 6.4

Розподіл автодорожніх мостів за вантажопідйомністю

Розташування	Найменування показника	Прийнятий тип навантаг	
		За нормами 1986 р.	Нижче норм 1986 р.
Дороги загального користування	Кількість мостів, шт.	14103	1956
	Протяжність мостів, км	215,45	41,35
	У відсотках до загальної кількості, %	88	12
Комунальні дороги	Кількість мостів, шт.	1989	562
	Протяжність мостів, км	114,9	32,4
	У відсотках до загальної кількості, %	78	22

6.3. Експлуатаційний стан мостів населених пунктів України. Сьогодні в комунальній власності знаходиться 4605 транспортних споруд, із них мостів – 4272 загальною протяжністю 199,7 км і 333 підземних пішохідних переходи. Тип мостів та їхня технічна характеристика наведені в табл. 6.5.

Таблиця 6.5

Розподіл мостів комунальної власності за технічною характеристикою та експлуатаційним станом

Тип мостів	Кількість, шт.	Протяжність, км	Потребують капітального ремонту чи реконструкції, %	Не відповідають вимогам норм, %
Всього	4272	199,7	13,2	59,0
Автомобільні	2163	97,2	18,7	67,0
Шляхопроводи	388	50,1	3,3	64,0
Пішохідні	1159	52,4	Дані відсутні	Дані відсутні

Як зазначалось у вступній частині даної глави, технологічна особливість більшості міських мостів та шляхопроводів полягає в їх подвійному призначенні – крім безпосередньо пропуску автотранспорту вони одночасно використовуються задля розташування інженерних комунікацій (теплотраси, водоводи, електрокабелі високої та низької напруги, лінії зв'язку тощо), що з одного боку підвищує важливість цих об'єктів для інфраструктури міста, а з іншого – призводить до ускладнення їх експлуатації. Не зважаючи на це з табл. 6.5 вбачається, що 72,2% мостів не задовольняють вимоги безпеки руху, а 13,2% потребують капітального ремонту чи реконструкції. Причин же незадовільного технічного стану мостів можна назвати декілька: насамперед це часове відставання (здебільшого помітне) врахування у нормативних документах змін рухомих навантаж (головним чином у більшу сторону) в залежності від нових параметрів автомобільного транспорту (передусім від великотоннажних автомобілів), по-друге, це відсутність догляду та адекватної експлуатації мостів і, нарешті, по-третє, напевно найголовніше, – це відсутність нормативно-правової бази системи експлуатації мостів. І одразу ще раз підкреслимо, що остання з названих причин є самою важливою, тому що системи експлуатації мостів як не було раніше, так її немає і дотепер – у результаті мости в містах зазвичай не тільки не мають належного кваліфікованого догляду, а й вчасного поточного ремонту. Окрім того, як це не видається дивним, відсутні нормативні документи, якими регулюються виробничі відносини між власниками комунальних об'єктів і державою, та документи, які б на рівні держави регламентували експлуатаційні заходи, необхідні для підтримання мостових споруд у надійному стані протягом проектного строку служби.

Узагальнюючи стан мостів в містах і населених пунктах України в цілому слід наголосити, що їх фізичний стан та організація експлуатації є незадовільними, загрозливими для безаварійного функціонування споруд та дорожньої мережі (що підтверджується останніми даними про аварії мостів). Тому наразі існує нагальна потреба створення такої державної системи, яка могла б забезпечити експлуатаційну надійність та довговічність транспортних споруд – ключових елементів дорожньої мережі.

6.4. Експлуатаційний стан київських мостів. Цілком зрозуміло, що наведена вище загальна інформація поширюється не тільки на мости України в цілому, а й на київські мости зокрема. Проте останні мають і свої характерні особливості, на висвітленні яких зупинимось детальніше.

Добре відомо, що в м. Києві розташовано п'ять позакласних автодорожніх мостів через р. Дніпро. Це міст ім. Є.О. Патона – перший у м. Києві та перший у світі суцільнозварний міст, урочисто відкритий у 1953 році, міст Метро, який звели у 1965 році, Північний міст (до 2018 року – Московський міст), будівництво якого було завершено у 1976 році, Південний міст – у 1990 році, а останній найновіший, Дарницький міст – у 2010 році. Притому, не зважаючи на те, що рух по останньому мосту був започаткований ще у 2010 році, його до цього часу офіційно не введено в експлуатацію.

Як вбачається мости м. Києва мають різний вік – від майже 69 років у найбільш віковому мосту ім. Є.О. Патона, до 12 років у Дарницькому мосту. І цей вік суттєво позначився на їх технічному стані. Приміром, якщо за результатами проведених останнім часом планових і спеціальних комплексних обстежень технічний стан Дарницького моста визначений як працездатний (стан 3), Північного й Південного мостів – як обмежено працездатний (стан 4), то для мостів ім. Є.О. Патона та Метро цей стан визначений як непрацездатний або аварійний (стан 5) [58, 59, 72, 74 – 76, 78, 81]. Також було встановлено, що залишковий ресурс мостів до ремонту оцінюється так: Південний міст – 7 років, Північний міст – 3 роки, мости ім. Є.О. Патона та Метро – 0 років. Тобто в перекладі на звичайну мову це означає, що кожного дня з двома останніми мостами може статися яка завгодно подія. На превеликий жаль, це негативне передбачення знайшло своє підтвердження у випадку з мостом ім. Є.О. Патона. Тому докладно проаналізуємо ситуацію, яка склалася на всесвітньо відомому і стратегічному для всієї транспортної інфраструктури м. Києва мосту.

Як вже було сказано в попередньому абзаці, за результатами проведених останнім часом (а точніше кажучи, у 2018 і 2020 роках) спеціальних комплексних обстежень технічний стан моста ім. Є.О. Патона було визнано непрацездатним або аварійним [76, 78]. А особливо найстрашнішим на цьому тлі вбачається те, що одночасно з постійним погіршенням технічного стану моста відбувається зростання навантаг від автотранспорту. Найбільш яскраво цей процес характеризується показниками розрахункової інтенсивності руху, які, за даними контрольних замірів, орієнтовно становлять у тис. авт. на добу: 1963 р. – 38, 1974 р. – 61, останні роки – 80 – 85, а в години «пік» сягають значення 100 – 120, а подекуди і 130. Відмічене обтяжується ще й тим, що з 1953 року відбулось значне (в декілька разів) збільшення вертикальних рухомих навантаг від автотранспорту (передусім від великотоннажних автомобілів). І все це відбувалося і відбувається при тому, що під час проектування згідно з чинними на той час нормами показник інтенсивності руху був прийнятий у 10 тис. авт. на добу.

Загальне уявлення про технічний стан його конструкцій можна отримати з рис. 6.1 – 6.8.

Більш того, за результатами обстеження [76, 78] було спеціально зазначено, що невиконання у найкоротший час ремонтних робіт може призвести або до повного руйнування моста, або до численних непередбачуваних подій з його конструкціями.

Втім, оскільки ремонтні заходи вчасно проведені не були, то передбачення щодо виникнення аварійних інцидентів із конструктивними елементами моста ім. Є.О. Патона підтвердилося дуже швидко – вже влітку 2018 року [73]. А саме: над опорою № 1 було виявлено «просідання» залізобетонної плити проїзної частини зумовлене повним руйнуванням внаслідок значних корозійних пошкоджень однієї з прилеглих до деформаційного шва поперечних балок (рис. 6.9). Власне кажучи, процес руйнації моста на цьому першому епізоді не спинився, затим що і надалі подібні випадки, на жаль, продовжили свою появу, зокрема, руйнування прилеглих до деформаційного шва поперечних балок трапилося восени 2018 року й над опорою № 25 (рис. 6.10), а вивалення частини самої залізобетонної плити проїзної частини поблизу її низової сторони між опорами № 3 і № 4 – навесні 2020 року.



Рис. 6.1. Вивали фрагментів кам'яної кладки опори № 21



Рис. 6.2. Сколи бетону, оголення та корозія арматури підферменників опори № 11



Рис. 6.3. Корозія горизонтальної в'язі більше 50% поперечного перерізу



Рис. 6.4. Руйнування та деформація металоконструкцій оглядових проходів



Рис. 6.5. Пружини та упори деформаційного шва зруйновані корозією



Рис. 6.6. Руйнування захисного шару бетону плити проїзної частини



Рис. 6.7. Корозійне руйнування балкової клітки бази ліхтарної щогли



Рис. 6.8 Руйнування перильної огорожі



Рис. 6.9. Руйнування поперечної балки на опорі № 1



Рис. 6.10. Руйнування поперечної балки на опорі № 25

У розвинення сказаного необхідно згадати ще й про те, що ліквідації наслідків цих аварійних ситуацій приділяла пильну повсякденну увагу Національна академія наук України, не тільки тримаючи під своїм контролем хід відповідних ремонтних робіт, а й обговорюючи їх проведення з керівництвом м. Києва й керівниками наукових і проектних організацій, які були залучені до їх реалізації (рис. 6.11).



Рис. 6.11. Засідання в Президії Національної академії наук України представників Національної академії наук України, Київської міської ради, Київської міської державної адміністрації, Інституту електрозварювання ім. Є.О. Патона і ТОВ «Український інститут сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського», присвячене розгляду стану справ із ліквідації наслідків аварійних ситуацій на мосту ім. Є.О. Патона та проведення відповідних ремонтних робіт. м. Київ, 12 липня 2018 року.

На фото в центрі: президент Національної академії наук України академік Б.Є. Патон, ліворуч – Київський міський голова, голова Київської міської державної адміністрації В.В.Кличко, праворуч – генеральний директор ТОВ «Український інститут сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського» член-кореспондент О.В. Шимановський

Зокрема після проведення наради 12 липня 2018 року в Президії Національної академії наук України представників Національної академії наук України, Київської міської ради, Київської міської державної адміністрації, Інституту електрозварювання ім. Є.О. Патона і ТОВ «Український інститут сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського» за вказівкою Київського міського голови, голови Київської міської державної адміністрації В.В.Кличка розпочалося розроблення технічної та тендерної документації з метою проведення реставрації моста. Причому до цього процесу на допомогу Київській міській раді було залучено два всесвітньо відомих інститути – Інститут електрозварювання ім. Є.О. Патона й Український інститут сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського, перший з яких є автором технології автоматичного зварювання металевих конструкцій моста ім. Є.О. Патона, а другий – автором проєкту самого моста.

Одночасно зі зазначеною вище організаційно-підготовчою роботою продовжилось проведення подальших обстежень моста ім. Є.О. Патона. Зокрема у 2020 році при обстеженні його конструкцій фахівцями Інституту електрозварювання ім. Є.О. Патона руйнівними та неруйнівними методами була виконана оцінка технічного стану металевих конструкцій головних балок моста, результати якої свідчать про наступне [31]. З використанням руйнівних методів контролю встановлено, що хімічний склад, механічні властивості (границя плинності, границя міцності, відносне подовження і ударна в'язкість) і структура металу в цілому відповідають вимогам до сталі М16С за [4] та її сучасному аналогу – сталі 16Д згідно з [5, 21]. А з вибіркового неруйнівного контролю (ультразвукового та магнітопорошкового) монтажних і заводських зварних з'єднань головних поздовжніх балок впливає, що в процесі тривалої експлуатації, по-перше, недопустимі дефекти та тріщини втоми в них не утворилися і, по-друге, шаруватих розтріскувань у металі, з якого виготовлені елементи поздовжніх балок, також не спостерігається.

Натомість вибіркова товщинометрія елементів головних балок показала, що відбулася значна локальна корозійна втрата товщини металу нижніх полиць, нижніх горизонтальних ребер і примикаючих до полиць і ребер частин стінок головних балок № 1 і № 4. Ба більше, місцями була виявлена повна втрата товщини полиці у зоні з'єднання зі стінкою балки завдовжки більше 500 мм внаслідок наявності сміття на нижніх полицях і нижніх горизонтальних ребрах балок № 1 й № 4. Також були зафіксовані великі втрати металу від корозії у всіх чотирьох головних балках під деформаційними швами. Наголосимо, що вказані корозійні пошкодження металу викликані переважно протіканням крізь деформаційні шви та несучільності у тротуарному покритті дощових опадів (влітку) і розчинів агресивних протиможедних соляних сумішей (у зимовий період) на металеві конструкції головних балок. Через це була привернута увага до необхідності проведення у стислі строки робіт із прибирання сміття з головних балок № 1 та № 4 і відновлення лотків для стікання води під деформаційними швами.

Підготовча робота зайняла достатньо часу, оскільки водночас із вирішенням багатьох технічних проблем довелося узгоджувати низку питань, пов'язаних із статусом моста ім. Є.О. Патона як нововиявленої пам'ятки архітектури. Саме з цієї причини з метою полегшення роботоспроможності конструкцій моста в 2020 році згідно з рекомендаціями Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського, з урахуванням непрацездатного (аварійного) технічного стану моста ім. Є.О. Патона та з метою запобігання непередбачуваних наслідків за схемою, розробленою КП «Центр організації дорожнього руху», погодженою Управлінням патрульної поліції м. Києва, введена заборона проїзду автотранспорту крайніми правими смугами руху в обох напрямках шляхом огороження проїзної частини легкими пластиковими блоками та, по-друге, було обмежено в'їзд на міст будь-якого транспорту (вантажного й великого комунального пасажирського), навантага на вісь якого перевищує 6,0 т.

Врешті-решт вся підготовча робота була успішно проведена і голова Київської міської ради, голова Київської міської державної адміністрації В.В.Кличко 15 вересня 2020 року підписав Розпорядження № 1431 щодо здійснення реставрації з пристосуванням моста ім. Є.О. Патона (рис. 6.12).

І одразу після підписання цього Розпорядження почало здаватися, що відкриваються всі можливості задля того, щоби багатостраждальний міст ім. Є.О. Патона в достатньо стислі терміни нарешті отримав не тільки сучасні проектні рішення, які відображали би вимоги чинних нормативних документів і новітні (ба навіть із їх випередженням) тенденції розвитку світової транспортної інфраструктури, а після проведення відповідних будівельних робіт – новий зовнішній вигляд ще як мінімум на сімдесят – вісімдесят років.

Утім, як це всім добре відомо, життя постійно вносить свої корективи у будь-які розроблені плани – «не все так сталося, як гадалося». І в даному випадку ця народна приказка вкотре знайшла своє підтвердження в тому, що починаючи з кінця 2020 року Комунальна корпорація «Київавтодор» (КК «Київавтодор») тричі поспіль оголошувала тендер на закупівлю робіт із розроблення проектно-кошторисної документації з реставрації з пристосуванням моста ім. Є.О. Патона, а потім тричі під різними приводами його відміняла через те, що Постійно діюча адміністративна колегія Антимонопольного комітету України кожного разу зобов'язувала КК «Київавтодор» скасовувати свої рішення про визнання переможцем тендеру визначеної фірми, виходячи з невідповідності цієї фірми кваліфікаційним критеріям тендерної документації [33 – 37].

Вказане призвело до того, що КК «Київавтодор», напевно не бажаючи розглядати реальних учасників тендера на предмет їхньої спроможності щодо виконання робіт із реставрації з пристосуванням моста ім. Є.О. Патона, в січні 2022 року взагалі відмінила процедуру закупівлі посилаючись на «... відсутність подальшої потреби в закупівлі товарів, робіт і послуг» [42], що викликало очікувану реакцію Постійно діючої адміністративної колегії Антимонопольного комітету України, яка своїм рішенням зобов'язала КК «Київавтодор» скасувати рішення про відміну тендера та продовжити процедуру закупівлі [38].



ВИКОНАВЧИЙ ОРГАН КИЇВСЬКОЇ МІСЬКОЇ РАДИ
(КИЇВСЬКА МІСЬКА ДЕРЖАВНА АДМІНІСТРАЦІЯ)

РОЗПОРЯДЖЕННЯ

15.09.2020

№ 1431

Про реставрацію з пристосуванням
мосту ім. Є. О. Патона
через р. Дніпро

Відповідно до законів України «Про місцеве самоврядування в Україні», «Про регулювання містобудівної діяльності», «Про охорону культурної спадщини», статті 19 Закону України «Про автомобільні дороги», статей 6, 22, 23 Закону України «Про дорожній рух», з метою збільшення пропускної спроможності, створення належних умов організації руху автомобільного транспорту та пішоходів:

1. Здійснити до 31 грудня 2025 року реставрацію з пристосуванням мосту ім. Є. О. Патона через р. Дніпро.

2. Визначити комунальну корпорацію «Київавтодор» (ідентифікаційний код 03359026) замовником робіт, зазначених у пункті 1 цього розпорядження.

3. Комунальній корпорації «Київавтодор» у встановленому порядку:

3.1. Отримати вихідні дані для проєктування.

3.2. Визначити генеральну проєктну та генеральну підрядну будівельну організації для виконання робіт, зазначених у пункті 1 цього розпорядження.

3.3. Забезпечити розроблення проєктної документації, проведення її експертизи та затвердження.

3.4. Забезпечити дотримання вимог законодавства щодо порядку

Рис. 6.12. Розпорядження Київської міської ради
від 15 вересня 2020 року № 1431 (фрагмент)

Підсумовуючи викладене, слід відзначити, що затримка майже на два роки дорожого часу з проведення тендерів по мосту ім. Є.О. Патона призвела не тільки до подальшого погіршення його технічного стану, а й підвищила ймовірність виникнення на ньому різноманітних аварійних подій.

6.5. Висновки. Розглянуто технічний стан сучасних сталевих мостів України. Представлено інформацію щодо належності мостів українським відомствам і розподілу між юридичними власникам, а також статистичні дані щодо їх класифікації за віковою структурою прогонових споруд, технічного стану й відповідності чинним нормативним документам, а також необхідності у проведенні капітального ремонту. Визначена низка причин незадовільного технічного стану мостів, які пов'язані, по-перше, з відставанням у розробленні нових нормативних документів, які б враховували зміни рухомих навантаж у залежності від нових параметрів автомобільного транспорту (передусім від великотоннажних автомобілів) і новітні тенденції розвинення світової транспортної інфраструктури, по-друге, з відсутністю догляду та адекватної експлуатації мостів, по-третє, з відсутністю нормативно-правової бази системи експлуатації мостів, по-четверте, з відсутністю нормативних документів із регулювання виробничих відносин між власниками комунальних об'єктів і державою та документів, які б на рівні держави регламентували експлуатаційні заходи, необхідні для підтримання мостових споруд у надійному стані протягом проектного строку служби.

Особлива увага приділена розгляду технічного стану київських позакласних мостів, зокрема мосту ім. Є.О. Патона. Висвітлена характеристика його технічного стану й аварійних ситуацій, які трапилися на цьому мосту останнім часом, з приводу чого зазначено, що невиконання у найкоротший час необхідних ремонтних робіт може призвести або до повного руйнування моста, або до численних непередбачуваних подій з його конструкціями. Проте також вказано на й те, що надія на позитивне вирішення низки проблем із реставрації моста ім. Є.О. Патона все ще існує і при позитивному розвиненні подій можна очікувати, що цей визначний і всесвітньовідомий міст дочекається її проведення.

ЧАСТИНА 2

**ОБСТЕЖЕННЯ, ВИЗНАЧЕННЯ ДІЙСНОГО ТЕХНІЧНОГО
СТАНУ ТА РЕКОНСТРУКЦІЯ АВТОДОРОЖНЬОГО ПЕРЕЇЗДУ
(АВТОПРОЇЗДУ) ЧЕРЕЗ ГІДРОТЕХНІЧНІ СПОРУДИ
ДНІПРОВСЬКОЇ ГІДРОЕЛЕКТРОСТАНЦІЇ (ДНІПРОГЕС)**

Глава 1

Обстеження автодорожнього переїзду через гідротехнічні споруди Дніпровської ГЕС

1.1. Проблеми експлуатації моста через аванкамеру автодорожнього переїзду філії «Дніпровська ГЕС»

1.1.1. Вступ. Однією з найвизначніших і найзнаніших інженерних споруд, зведених на теренах України, є гребля ДніпроГЕС у м. Запоріжжі, яка була введена в експлуатацію у вже далекому на даний час 1932 р. Особливість цієї греблі – одночасне виконання свого безпосереднього гідротехнічного призначення та забезпечення транспортного сполучення у місті між правим та лівим берегами р. Дніпро завдяки влаштуванню за всією її довжиною автодорожнього переїзду (рис. 1.1), який складається з низки споруд: естакад над шлюзами завдовжки 352,00 м і спряження греблі з лівим берегом завдовжки 111,50 м, автопроїзду через греблю завдовжки 666,00 м, мосту через аванкамеру завдовжки 319,76 м й земляної вставки завдовжки 136,57 м. Таким чином, загальна довжина переїзду дорівнює 1585,82 м.

Вказана сучасна конфігурація мостового автопереїзду остаточно склалася у 1977 р. після його реконструкції, однією з головних цілей якої було розширення проїзної частини і влаштування чотирьох смуг руху автотранспорту в обох напрямках замість двох існуючих на той час.



Рис. 1.1. Загальний вигляд автодорожнього переїзду
через споруди греблі ДніпроГЕС

1.1.2. Конструкція моста через аванкамеру. При будівництві моста у 1977 р. було використано п'ять опор існуючого в той час «старого» моста, частина з яких розташована в зонах із глибинами води від 25 до 30 м, із зміщенням осі нового моста у плані задля збільшення його кривини до мінімально допустимої за нормами – 125 м (рис. 1.2 – 1.4). Зазначимо, що саме таке рішення обумовило прийняте в проєкті розбивання на прогони та ексцентричне обпирання прогонової будови на опорі № 4 (рис. 1.4, б).

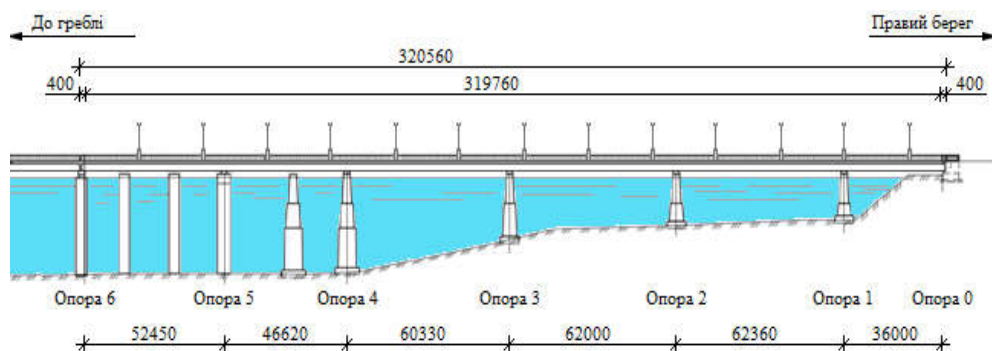


Рис. 1.2. Загальний вигляд моста через аванкамеру

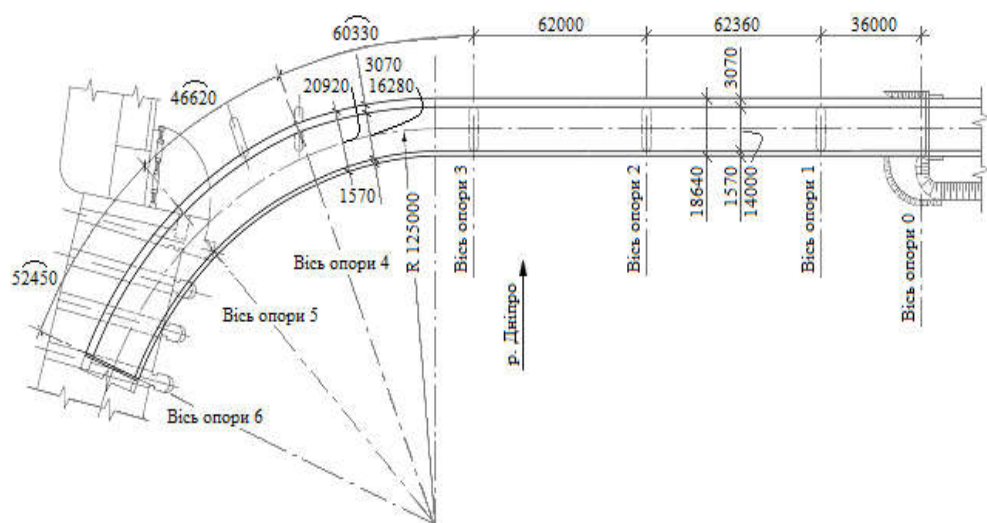


Рис. 1.3. План моста через аванкамеру

Габарит проїзду на мосту призначено виходячи з умови пропуску чотирьох смуг руху автотранспорту зі швидкістю 60 км/год. Смуги безпеки прийняті завширшки по 0,5 м кожна. Повна ширина проїзду між огорожами безпеки складає $4 \times 3,5 + 2 \times 0,5 = 15,0$ м, а виключно проїзду – 14,0 м (рис. 1.4, а).

Що ж стосується криволінійної ділянки моста, то на ній передбачено додаткове розширення габариту проїзду, яке має дві складові: по-перше, нор-

мативне по 0,45 м на кожну смугу руху (зادля можливості пропуску автопоїздів із причепами завдовжки до 11,0 м) і, по-друге, конструктивне – 0,2 м (задля врахування обмеження габариту проїзду прямолінійними блоками прогонової будови, вписаними до кривої по хордах). Отже повна ширина проїзду між бар'єрами безпеки на криволінійній ділянці моста становить $15,0 + 4 \times 0,45 + 0,2 = 17,0$ м, а виключно проїзду – 16,28 м (рис. 1.4, б). Тротуари прийняті несиметричними: з низової сторони для пішохідного руху 2,25 м, а з верхової – службовий прохід завширшки 0,75 м.

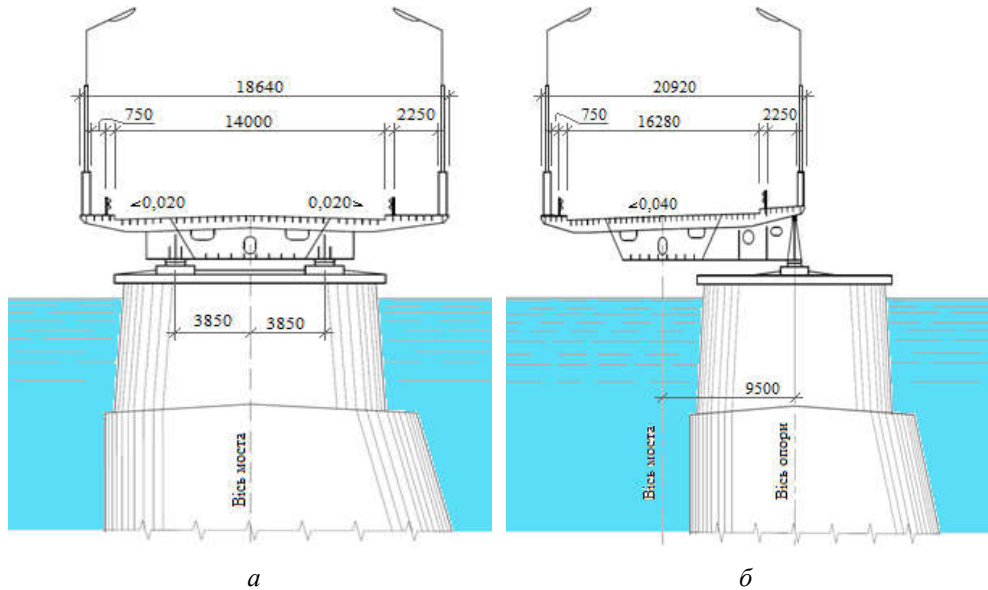


Рис. 1.4. Поперечний переріз моста через аванкамеру на прямій ділянці (а) та біля опори № 4 (б)

Підвищення низу прогонової будови над розрахунковим горизонтом води верхнього б'єфу прийнято 1,0 м, що більше мінімального, який встановлюється нормами для несудохідних та несплавних прогонів – 0,75 м. Цей збільшений підмостовий габарит прийнято з метою покращення умов огляду нижнього поясу прогонової будови та догляду за спорудою протягом часу її експлуатації.

Проект моста розроблено згідно з чинними на той час вимогами та конструктивними вказівками технічних умов на проектування автодорожніх та міських мостів [46, 47]. При цьому враховувались наступні тимчасові навантаги – автомобільна навантага Н-30 і спеціальні навантаги НК-80 і НГ-60.

Прогонова будова.

Прогонову будову моста виконано металевою суцільнозварною балковою нерозрізною за схемою $36,0 + 62,36 + 62,0 + 60,33 + 46,62 + 52,45 = 319,76$ (по осі моста). Поперечний переріз прогонової будови складається з

однієї несної головної балки трапецеїдального коробчастого перерізу та металевої проїзної частини в вигляді ортотропної плити, яка одночасно слугує верхнім поясом головної балки. На ділянці трьох останніх прогонів прогонова будова криволінійна в плані з радіусом кривини 125 м. Для цієї ділянки прогонової будови застосовано нове конструктивне рішення, яке дозволило використати опору № 4, яка на початку проектування залишалася осторонь при зміщенні траси. В результаті прогонова будова опирається на неї з ексцентриситетом 9,5 м. Всі опори моста бетонні та залізобетонні.

Матеріал конструкцій прогонової будови – низьколегована сталь марки 09Г2С [7]. Всі конструкції суцільнозварні зі зварними монтажними з'єднаннями.

Головна балка та ортотропна плита.

Головну балку прогонової будови запроєктовано коробчастою, трапецеїдального перерізу, заввишки по осі 2500 мм із змінною висотою бокових стінок. Ширина балки по низу дорівнює 6000 мм. Поперечний ухил проїзної частини створений за рахунок різної висоти бокових стінок, кут нахилу яких однаковий та становить близько 60°.

Криволінійна частина моста в плані створена за рахунок вписування монтажних блоків, що мають довжину до 12 м, хордами зі стикуванням на монтажі під кутом.

Ортотропна плита проїзної частини складається зі сталевго настилу з листа завтовшки 12 мм, поздовжніх ребер із листа 200×12 мм кроком 400 мм в межах проїзної частини та 500 мм в межах тротуарів, й поперечних балок кроком 2000 мм. Перетин поздовжніх ребер із поперечними балками виконано без приварювання їх до стінок балки, з пропуском у вирізи стінок. Таке рішення дозволило не тільки знизити концентрацію напружень та покращити умови роботи плити на циклічну тимчасову навантагу, а й забезпечити можливість застосування автоматичного зварювання при виготовленні плити на заводі.

Зміну поперечного ухилу проїзної частини на ділянках віражів створено за рахунок трапецеїдального скосу бокових стінок головних балок та примусового натягування на укрупнювальній збірці виготовлених за звичайною технологією плоских карт ортотропної плити. При цьому поздовжні ребра можуть легко повертатися у вирізах стінок поперечних балок, а карта плити, без особливих додаткових напружень, закручується, створюючи необхідний відгін віражу в межах монтажного блока. Слід зазначити, що при використанні загальноприйнятого на той час рішення вузлів перетину поздовжніх ребер та поперечних балок із одностороннім приварюванням ребер до стінок, здійснення відгону віражу створило би конструктивні та технологічні труднощі.

Поперечні балки ортотропної плити на ділянках відгону віражів мають скоси вертикальних стінок біля монтажних стиків із різними кутами відповідно до куту повороту проїзної частини.

Монтажні стики ортотропної плити проїзної частини прийняті відповідно до конструктивного рішення, захищеного авторським свідоцтвом [25], в якому ребра не доводяться до стика та замінюються стовщенням настилу до 20 мм.

При цьому на монтажі зістиковуються автоматичною зваркою тільки листи настилу. Зазначимо, що з урахуванням кривини прогонової будови в плані та зварюванням із блоків, розташованих по хордам, таке рішення виявилось достатньо ефективним.

Мостове полотно.

В якості покриття проїзної частини прийнято потоншений (завтовшки 70 мм) шар асфальтобетону з добавкою епоксидної смоли, який одночасно виконує функцію ізоляції плити проїзної частини. Бар'єрна огорожа складається з сталевих брусів із гнутих профілів, які опираються на металеві стовпи, розташовані з кроком 4 м. Перила прийняті полегшеними зі сталевих смуг та профільованої сталі. Перила закріплені приварюванням на монтажі до ортотропної плити. Ліхтарні щогли виготовлені з труб та розраховані на підвішування до них контактної мережі тролейбуса.

Водовідведення на мості передбачено поперечним стоком води до водовідвідних отворів в бордюрах (привернемо увагу до того факту, що наразі таке рішення згідно з вимогами чинних норм не допускається).

1.1.3. Проблеми експлуатації моста. Згідно з результатами часткового обстеження, проведеного у серпні 2019 року ТОВ «Український інститут сталевих конструкцій імені В.М.Шимановського», зафіксована низка дефектів поперечної балки моста через аванкамеру біля деформаційного шва № 11, а саме: наскрізна корозія стінки поперечної балки над опornoю діафрагмою головної балки (рис. 1.5, *а*) і стінки поперечної балки на консолях (рис. 1.5, *б*), а також корозія металу, руйнування антикорозійного покриття на всій площині поверхні поперечної балки.

*а**б*

Рис. 1.5. Наскрізна корозія стінки поперечної балки над опornoю діафрагмою головної балки (*а*) та стінки поперечної балки на консолі (*б*)

Також було з'ясовано, що головним чинником зазначених дефектів є незадовільний технічний стан розташованого вище деформаційного шва, внаслідок чого конструкції, що знаходяться нижче (поперечні балки), протягом тривалого часу піддавались негативному впливу насиченої агресивними протиожеледними соляними сумішами води, яка стікала з проїзної частини. Тому задля запобігання в подальшому такому zalиванню наразі виконуються роботи з заміни конструкцій морально та фізично застарілого деформаційного шва з ковзним листом на деформаційний шов нового типу D160 виробництва фірми «MAURER».

Що ж стосується заходів із перешкоджання розвиненню ймовірних аварійних ситуацій під час експлуатації моста внаслідок корозійних руйнувань стінки поперечної балки, то терміново було розроблено проєкт її ремонту. Причому особливістю цього проєкту було те, що з огляду на об'єктивну неможливість заміни поперечної балки на нову через відсутність змоги закриття руху по автопереїзду, прийнято рішення щодо її підсилення зі застосуванням приварювання сталевих листів завтовшки 14 мм та заввишки 300 мм із обох сторін стінки балки за всією її довжиною (рис. 1.6, виділені темним кольором).

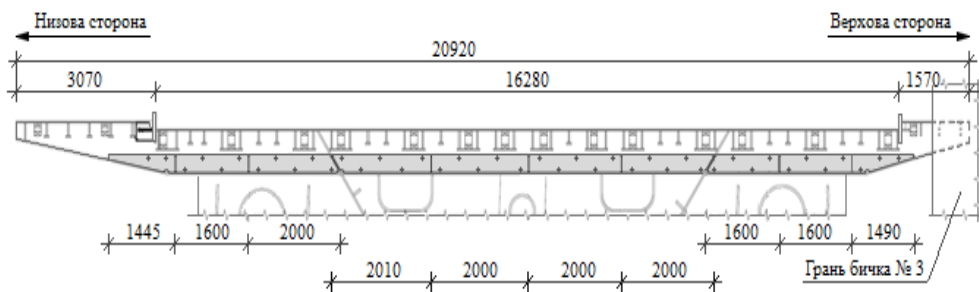


Рис. 1.6. Схема підсилення поперечної балки моста через аванкамеру біля деформаційного шва № 11

А виконання ремонтних робіт передбачалось проводити в такому порядку:

- очистити поверхні поперечної балки від бруду та сміття;
- очистити металоконструкції, що підсилюються, від окислів, іржі, окалини та жирових плям відповідно до вимог [6];
- абразивно-струменево очистити всі металеві поверхні конструкцій до ступеня не менше Sa 2,5 у відповідності до вимог [114];
- встановити листи підсилення стінки поперечної балки у проєктне положення, при цьому елементи підсилення із задалегідь висвердленими отворами повинні встановлюватися із внутрішньої сторони коробки моста;
- закріпити листи підсилення у проєктному положенні за допомогою струбцин;
- висвердлити наскрізні отвори у стінці балки та листах підсилення зовнішньої сторони коробки моста по існуючим отворах внутрішніх листів підсилення;

- встановити болти діаметром М16 (рис. 1.6, позначені знаком «+») у висвердлені отвори та стягувати за їх допомогою листи підсилення й стінки балки задля досягнення щільного прилягання між собою з метою забезпечення вертикальності стінки поперечної балки та листів підсилення;
- зварити листи підсилення між собою з обох сторін поперечної балки;
- приварити листи підсилення до стінки й полки існуючої поперечної балки зварними швами, які повинні виконуватись переривчастими у спосіб 100 мм через 300 мм у декілька заходів, щоб вресіті-решт отримати суцільні зварні шви;
- виконати антикорозійний захист металоконструкцій.

1.1.4. Висновки. Виходячи з вище викладеного, можна зробити наступні висновки:

- висвітлені проблеми щодо стану поперечної балки моста через аванкамеру вкотре підтверджують, що застаріла конструкція деформаційних швів із ковзним листом є недосконалою та вимагає заміни на сучасні конструкції, які добре себе зарекомендували у світовій практиці мостобудування;
- зволікання із заміною старих деформаційних швів на нові може стати причиною початку руйнування нижче розташованих конструкцій моста і, в першу чергу, – прогонових будов.

1.2. Обстеження конструкцій автопроїзду по виконаних у 1977 р. прогонових будовах греблі ДніпроГЕС

1.2.1. Вступ. Однією з найвизначніших інженерних гідротехнічних споруд, будь-коли зведених на теренах України, завжди вважалася введена в експлуатацію у 1932 р. гребля ДніпроГЕС у м. Запоріжжі. Крім безпосередньо виробництва електроенергії її особливістю є те, що вона одночасно слугує важливою ланкою транспортного сполучення між правим та лівим берегами р. Дніпро завдяки влаштуванню за всією її довжиною автодорожнього переїзду (рис. 1.7). Зазначений переїзд містить низку споруд (зліва направо): міст через аванкамеру завдовжки 319,76 м (ділянка I – II); автопроїзд по спорудах греблі завдовжки 666,00 м, який складається з виконаних у 1932 і 1977 роках прогонових будов (ділянка II – III, рис. 1.8.); естакаду спряження греблі з лівим берегом завдовжки 111,50 м (ділянка III – IV); земляну вставку завдовжки 136,57 м (ділянка IV – V) та естакаду над шлюзами завдовжки 352,00 м (ділянка V – VI). Отже, загальна довжина переїзду дорівнює 1585,82 м.

1.2.2. Стислий опис виконаних у 1977 р. конструкцій автопроїзду. Розташований на бичках греблі автомобільний проїзд із радіусом кривини близько 600 м до реконструкції 1977 р. мав ширину 7,5 м. Його несними конструкціями були розрізні прогонові будови, які перекривали прогони між бичками греблі й склалися з чотирьох сталевих клепаних суцільних балок і

розміщених на них залізобетонних плит проїзної частини. Ці прогонові будови були використані при реконструкції автопроїзду, в результаті чого ширина останнього збільшилась до 15,9 м (рис. 1.9). Водночас було влаштовано тротуар завширшки 2,25 м із низової сторони греблі та службовий прохід завширшки 0,75 м із верхової сторони.



Рис. 1.7. Загальний вигляд автодорожнього переїзду по спорудах греблі ДніпроГЕС

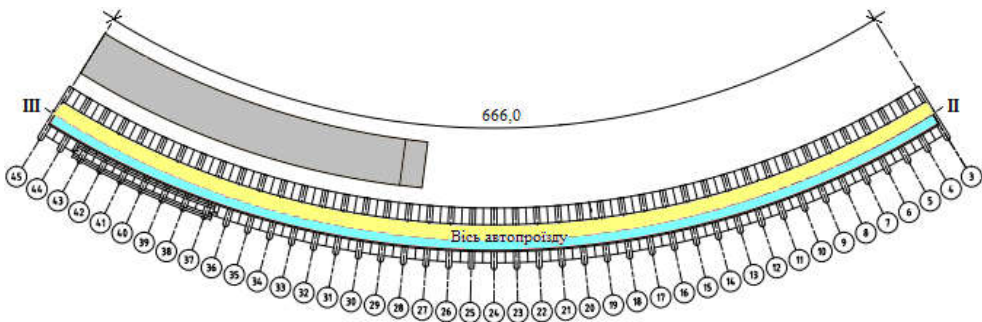


Рис. 1.8.. План автодорожнього переїзду по спорудах греблі ДніпроГЕС:
блакитний колір – прогонові будови 1932 р.; жовтий колір – прогонові будови 1977 р.;
сірий колір – будівля ГЕС - 2; II – початок автопроїзду; III – кінець автопроїзду

У процесі реконструкції під існуючі прогонові будови були заведені сталеві консольні ригелі, що потім встановлювалися на бичках греблі та прикріплювалися до неї за допомогою анкерних тяжів із тросів $\varnothing 68$ мм пропущених у завчасно пробурених у бичках свердловинах, які, після попереднього натягу тяжів, ін'єктувалися цементним розчином. Сталеві ригелі прийняті коробчастого перерізу без монтажних стиків, а сталеві прогонові будови

розширюваної частини – розрізними з прогонами $\approx 15,5$ м конструктивно виконаними з двох головних балок заввишки 1000 мм, поперечних балок із кроком 2000 мм й поздовжніх ребер із кроком 400 – 575 мм. Причому цікавим тут є те, що поперечні балки та поздовжні ребра водночас слугують конструктивними елементами сталеві ортотропної плити проїзної частини.

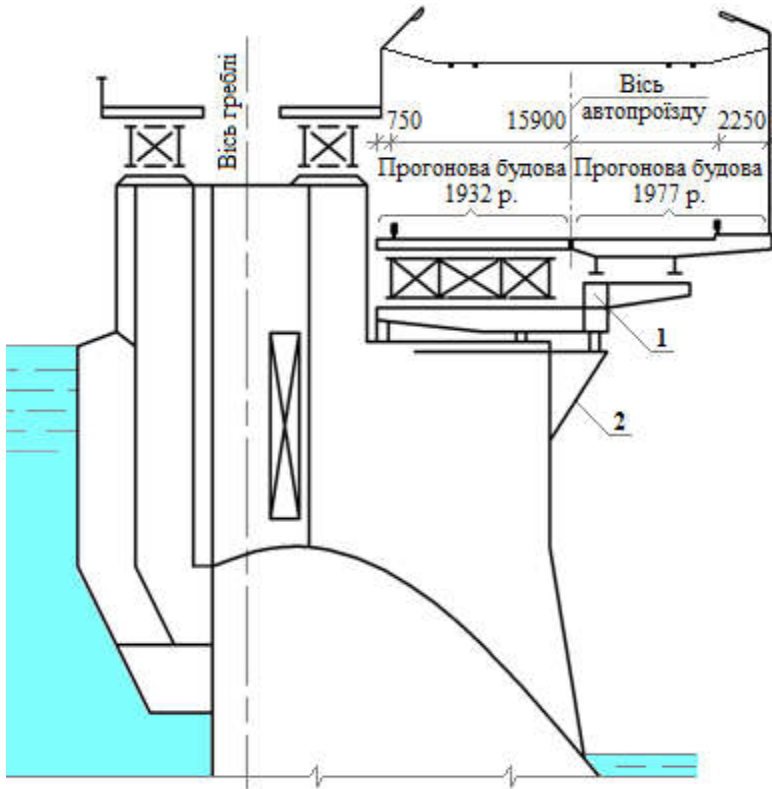


Рис. 1.9. Поперечний переріз греблі після реконструкції автопроїзду в 1977 р.:
1 – ригель; 2 – підкіс

Задля зменшення кількості деформаційних швів верхні листи ортотропної плити були зварені на монтажі, створивши у такий спосіб безперервну площину проїзної частини з кроком деформаційних швів близько 100 м. Всі опорні частини нових прогонових будов прийняті згідно з проектом інституту «Союздорпроект» гумовими, шаруватими. До того ж цим проектом визначено, що навантаги від гальмування автомобілів одночасно сприймаються всіма опорними частинами шестипрогонового укрупненого блока. Так само було взято до уваги, що прогонові будови 1932 і 1977 років мають значну різницю у жорсткостях. Оскільки вказана різниця могла б створити умови для негативного впливу однієї прогонової будови на іншу, то з метою уникнення такого впливу передбачено влаштування суцільного поздовжнього деформа-

ційного шва між цими двома конструктивами (рис. 1.9), який додатково виконує функцію розподільної смуги між авторухом двох напрямків. Причому поздовжній деформаційний шов, а також поперечні шви між укрупненими блоками прийняті пружинного типу.

У 90-ті роки минулого століття виникла необхідність проведення ремонту сталевих ригелів, яка була викликана трьома важливими чинниками. Перший з них – це значне (в декілька разів) збільшення вертикальних рухів навантаг від автотранспорту (особливо від великотоннажних автомобілів). Другий був пов'язаний з корозійними пошкодженнями самих ригелів, що призвело до часткової втрати їхнього поперечного перерізу. А третій, напевно найголовніший, полягав у прогресуючій динаміці розвинення наскрізних тріщин у бетонних бичках греблі. Тому після розроблення декількох варіантів ремонтних робіт було прийнято рішення щодо виконання підсилення ригелів шляхом підведення під їхні консолі жорстких підкосів (рис. 1.10).

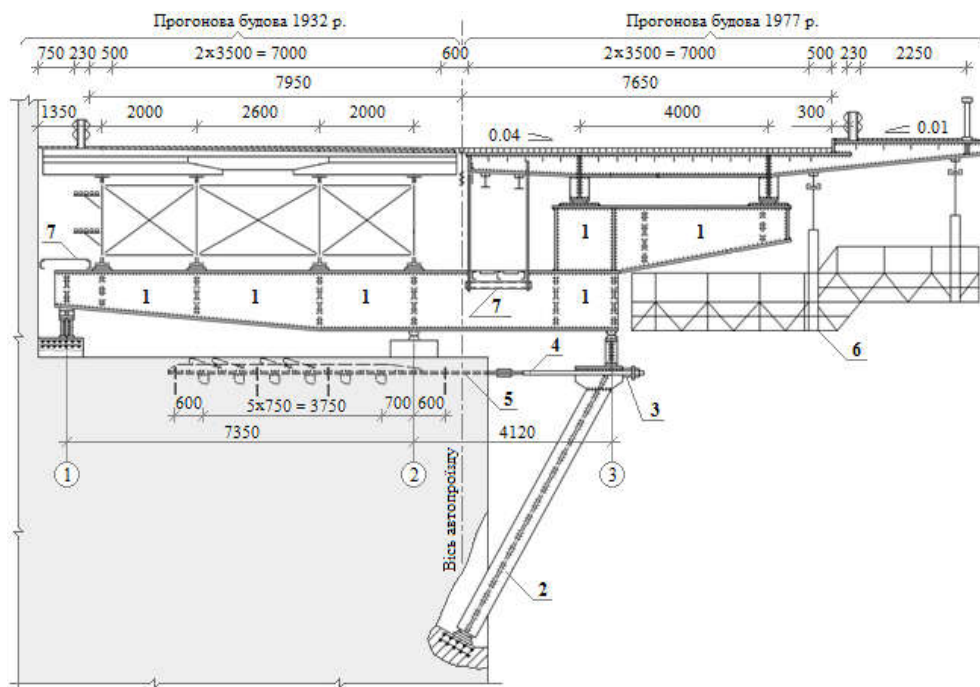


Рис. 1.10. Поперечний переріз прогонових будов після реконструкції автопроїзду у 1977 р.: 1 – ригель; 2 – підкіс; 3 – траверса; 4 – тяж; 5 – затяжка; 6 – пересувний оглядовий візок; 7 – оглядовий прохід; ①, ②, ③ – осі обпирання ригеля

1.2.3. Результати обстеження виконаних у 1977 р. конструкцій автопроїзду. За результатами проведеного у січні – лютому 2020 р. обстеження конструкцій автопроїзду була виявлена низка дефектів їх конструктивних елементів, які полягають у наступному.

Прогонові будови. Загальними дефектами властивими всім прогоновим будовам є значне пошкодження антикорозійного покриття (тріщини, міхури, злущення) та, як наслідок цього, – корозія металу з незначним ослабленням поперечних перерізів (рис. 1.11). У місцях приварки конструкцій деформаційних швів та в місцях отворів у плиті для перетину зварних швів наявні плями поверхневої корозії з ослабленням перерізу до 5%, спучуванням та відшаруванням антикорозійного захисту з виникненням корозійних виразок. Також присутня корозія металу ортотропної плити в місцях пропалення металу, яке було вчинено під час демонтажу – монтажу поздовжнього деформаційного шва у 2010 році (рис. 1.12).



Рис. 1.11. Корозія конструкцій прогонової будови



Рис. 1.12. Корозія металу ортотропної плити в місцях пропалення металу

Опорні ригелі. Необхідно зазначити, що корозія насамперед вразила конструкції опорних ригелів під деформаційними швами внаслідок замочування та тривалого застою води в елементах з'єднань стінок і поясів ригелів, оскільки перевлаштування деформаційних швів не було проведено вчасно. Особливої уваги привертає технічний стан ригелів на бичках № 3 і № 45 через накопичення значної кількості непотребу: бруду, сміття, ворохів непотрібних кабелів, а також іржавих кронштейнів і місць їх кріплення до ригелів (рис. 1.13) – всі ці фактори, на превеликий жаль, пришвидшують розвинення корозійних процесів опорних ригелів. А от найнебезпечнішими з виявлених дефектів виявилися тріщини та корозійні розшарування нижнього поясу ригеля на бичку № 3, що призвело не тільки до утворення наскрізних дір, а й значного (до 50%) ослаблення поперечного перерізу його нижнього поясу (рис. 1.14, 1.15).

Опорні частини. При обстеженні опорних частин виявлені наступні дефекти: поверхнева корозія опорних частин ригелів; часткова відсутність захисних кожухів опорних частин ригелів (рис. 1.16); поздовжні тріщини в гумових опорних частинах прогонових будов, поверхнева корозія опорних ребер, металевих листів та болтів опорних частин (на бичку № 3); засміченість ригелів та опорних частин прогонових будов (бички № 3 та № 45).



Рис. 1.13. Бруд, сміття на поверхні ригелів, купа непотрібних кабелів, іржаві кронштейни та місця їх кріплення до ригеля на бичку № 3



Рис. 1.14. Корозійна тріщина завдовжки ~ 650 мм у нижньому поясі ригеля на бичку № 3 зі сторони аванкамери



Рис. 1.15. Корозійна тріщина завдовжки ~ 450 мм у нижньому поясі ригеля на бичку № 3 зі сторони греблі



Рис. 1.16. Поверхнева корозія опорних частин ригелів. Відсутні захисні кожухи

Проїзна частина та тротуари. Дефекти перильної огорожі зводяться до тріщин і деформацій в окремих конструктивних елементах, відриві та корозії елементів заповнення, а у бар'єрній огорожі наявні деформації й тріщини окремих елементів та корозія стоек.

Покриття проїзної частини знаходиться у задовільному стані та суттєвих дефектів наразі не має. Що ж стосується тротуарного покриття, то воно має тріщини поверхні, руйнування біля перил й стійок бар'єрної огорожі та засміченість тротуару.

На жаль, ще одну проблему для технічного стану переїзду створюють небезпечні дефекти ліхтарних щогл, а саме: зрізана ліхтарна щогла над бичком № 45 (рис. 1.17) і корозія металу щогл із незначною втратою перерізу.

В частині ж дефектів деформаційних швів, які безпосередньо впливають на безпечний рух автотранспорту, привернемо увагу до того, що вони зводяться до пошкодження (розривів) неопренового компенсатора над бичком № 21, відсутності з'єднання неопренових компенсаторів поздовжнього деформаційного шва з поперечними над бичками №№ 9, 15, 45 (рис. 1.18) і засміченості всіх швів. В результаті маємо те, що відсутність з'єднання неопренових компенсаторів є причиною постійного просочування води крізь них, що призводить до пришвидшення корозійних руйнувань нижче розташованих металоконструкцій.



Рис. 1.17. Зрізана ліхтарна щогла



Рис. 1.18. Відсутність з'єднання поперечного та поздовжнього неопренових компенсаторів

Що ж стосується дефектів допоміжних конструкцій, які використовуються задля забезпечення належної експлуатації автопроїзду по спорудах греблі, зазначимо, що вони практично тотожні тим дефектам, які вже були описані вище для його несних конструкцій. Наприклад, оглядові пристосування мають корозію елементів оглядових площадок (рис. 1.18), деформацію заповнення перил і відсутність значної кількості їх стійок, що спричиняє певну небезпеку при виконанні обстежень конструкцій автопроїзду. А пересувні візки взагалі знаходяться у неробочому стані, що викликаний наступними

дефектами (рис. 1.19): механізми пересування (редуктори, котки) вкриті продуктами корозії, з огляду на що їх рухомість неможлива; несні металоконструкції візків та кріплення дощатого настилу практично повністю зруйновані корозією; монорейки, по яких рухаються візки, мають значні корозійні пошкодження (подекуди наскрізні) і деформації в місцях деформаційних швів.



Рис. 1.18. Корозія елементів оглядових площадок



Рис. 1.19. Корозія несних елементів візка; частково відсутній дощатий настил і елементи огорожі; механізми пересування візка заблоковані в результаті дії корозії

За результатами обстеження та виконаних розрахунків відповідно до [19] основні елементи моста віднесено до наступних експлуатаційних станів: прогонові будови – стан 3 (працездатний); металеві опорні ригелі – стан 5 (непрацездатний); перильна огорожа – стан 4 (обмежено працездатний); бар’єрна огорожа – стан 3 (працездатний); стовпи освітлення – стан 3 (працездатний); мостове полотно – стан 3 (працездатний); деформаційні шви – стан 3 (працездатний); система водовідведення – стан 4 (обмежено працездатний); оглядові пристосування – стан 4 (обмежено працездатний); пересувні візки – стан 5 (непрацездатний). Таким чином, за рейтингом основних конструктивних елементів автопроїзд у цілому перебуває у стані 5 – непрацездатний.

Виходячи з вище викладеного, задля створення умов для подальшої безпечної експлуатації автопроїзду та недопущення аварій, насамперед, необхідно невідкладно виконати ремонт опорного ригеля на бичку № 3 за окремо розробленим проектом. Причому до завершення будівельних робіт із підсилення ригеля на бичку № 3 експлуатація автопроїзду можлива лише виключно в обмеженому режимі та за умови постійного моніторингу технічного стану конструкцій автопроїзду. До того ж необхідно обмежити навантагу від автотранспорту на крайній правій смузі на прогонових будовах 1977 р. та мосту через аванкамеру при русі транспорту з правого берега р. Дніпро на лівий. Зокрема, обмежитись на цій смузі руху лише пропуском легкових автомобілів вагою до 3 т. А для лівої смуги руху автотранспорту по прогонових будовах 1977 р. та мосту через аванкамеру ввести наступні обмеження:

для автомобільної навантаги в колонії – 12 тс; для окремих транспортних засобів – 17 тс при допустимій навантазі на вісь автомобіля – 7 тс.

Всі ж інші дефекти хоча і не є такими аварійно-небезпечними у порівнянні з дефектами ригеля на бичку № 3, проте, теж вимагають усунення в найближчому майбутньому. В протилежному випадку, вони з часом теж можуть призвести до аварійно-небезпечної ситуації.

Резюмуючи викладене, ще раз привернемо увагу до того незаперечного факту, що довготривала відсутність належного експлуатаційного утримання мостових споруд у кінцевому результаті призводить до важких наслідків та є причиною появи аварійно-небезпечних ситуацій, які, як правило, вимагають значних коштів для усунення їх наслідків.

1.3. Термінові протиаварійні заходи на автопроїзді по спорудах греблі ДніпроГЕС

1.3.1. Вступ. З попереднього параграфа цієї глави випливає, що при виконанні робіт із обстеження та паспортизації автодорожнього переходу через гідротехнічні споруди ДніпроГЕС (рис. 1.20) було зафіксовано низку дефектів конструкцій автопроїзду по спорудах греблі, серед яких найбільш небезпечними виявилися корозійні пошкодження ригеля над бичком № 3 греблі. Внаслідок цих корозійних пошкоджень нижній пояс ригеля дістав значну втрату поперечного перерізу (до 50%), що призвело до утворення у ньому тріщин та корозійних розшарувань (рис. 1.21, 1.22). Що ж стосується головного чинника такого стану ригеля, то він полягає у тривалому впливі вологи та розчинів агресивних протиожеледних соляних сумішей внаслідок незадовільного технічного стану та негерметичності розташованого вище деформаційного шва. Слід зазначити, що даний ригель слугує опорою одразу для трьох мостових споруд (виконаних у 1932 і 1977 роках автопроїздів по спорудах греблі й моста через аванкамеру) тим самим фактично відіграючи роль їх «ключового» конструктивного елемента з усіма потенційними негативними наслідками, які можуть бути спричинені його можливим руйнуванням.

В опорному ригелі на протилежній стороні греблі (тобто над бичком № 45) так само були виявлені подібні корозійні пошкодження, однак із тією суттєвою різницею, що поки що вони не призвели до виникнення тріщин в елементах ригеля. Проте, наявні умови експлуатації ригеля та характер пошкоджень беззаперечно свідчать, що в недалекому майбутньому його стан може стати подібним нинішньому стану ригеля над бичком № 3.

1.3.2. Заходи з ліквідації аварійної ситуації. З метою ліквідації існуючої аварійної ситуації та підсилення конструкції ригеля над бичком № 3 ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського» терміново було розроблено проєкт необхідних протиаварійних ремонтних заходів, здійснення яких передбачено провести невідкладно у чотири послідовних етапи. Стосовно ж підсилення ригеля над бичком № 45 зауважимо, що його планується провести в аналогічний спосіб за винятком нижнього поясу, оскільки у ньому відсутні наскрізні корозійні тріщини.



Рис. 1.20. Автопроїзд по спорудах греблі ДніпроГЕС:

1 – автопроїзд, який виконано у 1977 році; 2 – автопроїзд, який виконано у 1932 році;
3 – міст через аванкамеру; 4 – місце розташування опорного ригеля над бичком № 3;
5 – місце розташування опорного ригеля над бичком № 45



Рис. 1.21. Корозійна тріщина завдовжки ~ 650 мм у нижньому поясі ригеля на бичку № 3 зі сторони аванкамери



Рис. 1.22. Корозійна тріщина завдовжки ~ 450 мм у нижньому поясі ригеля на бичку № 3 зі сторони греблі

Отже, на першому етапі робіт підсилюється нижній пояс ригеля ззовні (рис. 1.23). Задля цього спочатку виготовляються металоконструкції підсилення (сталеві ребра) з супутньою перевіркою їх геометрії за шаблоном. Одночасно поверхня ригеля з метою очищення піддається піскоструминній обробці до чистого металу в місцях примикання елементів підсилення та накладання зварних швів. А далі провадиться монтаж елементів підсилення нижнього поясу.

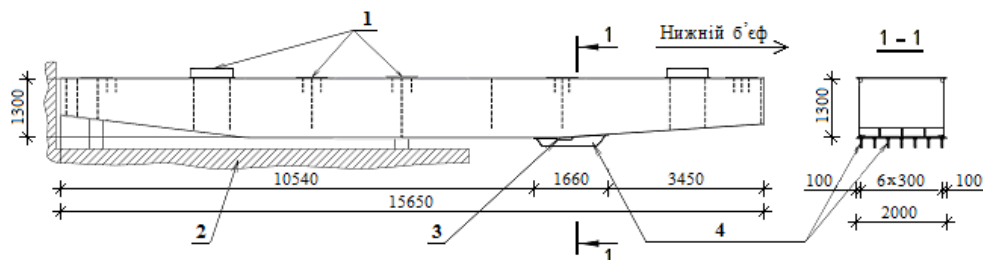


Рис. 1.23. Перший етап підсилення ригеля:

1 – місця обпирання прогонових будов; 2 – бичок; 3 – місце розташування тріщин у нижньому поясі; 4 – елементи підсилення (сталеві ребра)

До речі, при виконанні піскоструминної обробки і накладанні зварних швів під час монтажу елементів підсилення (як і при проведенні всіх наступних етапів робіт) необхідно в обов'язковому порядку дотримуватися двох умов, які стосуються відсутності, по-перше, вібрації (коливань) конструкції і, по-друге, тимчасової навантаги на вище розташованих прогонових будовах.

Другий етап робіт передбачає влаштування оглядового (технологічного) отвору в стінці ригеля з попереднім підсиленням стінки в місці над розташуванням тріщин нижнього пояса (рис. 1.24). Для цього спочатку виконується монтаж листів підсилення стінки з попередньо вирізаним отвором. Потім вирізається оглядовий отвір в існуючій стінці ригеля використовуючи накладку (листи підсилення стінки ригеля) як кондуктор після їх приварювання. А наприкінці отвір окантовується обичайкою з труби 630×8 на зварюванні.

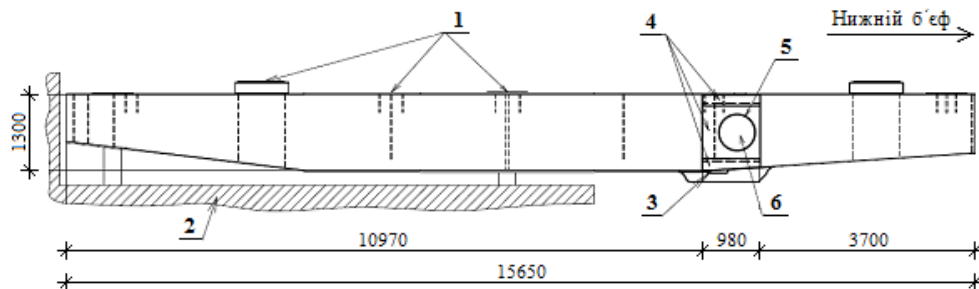


Рис. 1.24. Другий етап підсилення ригеля:

1 – місця обпирання прогонових будов; 2 – бичок; 3 – місце розташування тріщин у нижньому поясі; 4 – листи підсилення стінки ригеля; 5 – обичайка; 6 – оглядовий отвір

На третьому етапі проводиться підсилення нижнього поясу ригеля зсередини, використовуючи для цього оглядовий отвір, влаштований на попередньому етапі ремонтних робіт (рис. 1.25). Спершу відбувається підготовка внутрішньої поверхні нижнього поясу, а саме – зачищення місць значних корозійних руйнувань нижнього поясу та ребер від залишків скородованого металу і зварних швів; потім на кінцях тріщин із розкриттям менш 1 мм засвердлю-

ються отвори $\varnothing 8$ мм, а самі тріщини обробляються. Місця значних корозійних руйнувань зачищаються до плавних контурів. Після завершення підготовчих робіт монтуються листи підсилення поясу ригеля. При цьому, тріщини заварюються, а місця значних корозійних пошкоджень обварюються по контуру.

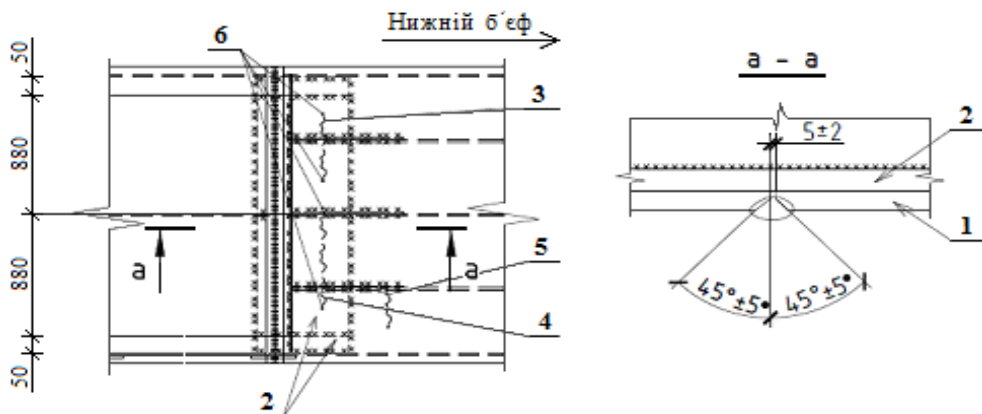


Рис. 1.25. Третій етап підсилення ригеля:

1 – пояс ригеля; 2 – листи підсилення поясу ригеля; 3 – тріщина завдовжки 450 мм; 4 – тріщина завдовжки 650 мм; 5 – два отвори $\varnothing 8$ мм; 6 – чотири отвори $\varnothing 8$ мм

Четвертий етап включає в себе підсилення стінок із обох сторін ригеля, влаштування оглядових отворів в одній стінці ригеля, а також влаштування оглядових та вентиляційних отворів в його діафрагмах. Схема розташування вказаних отворів наведена на рис. 1.26.

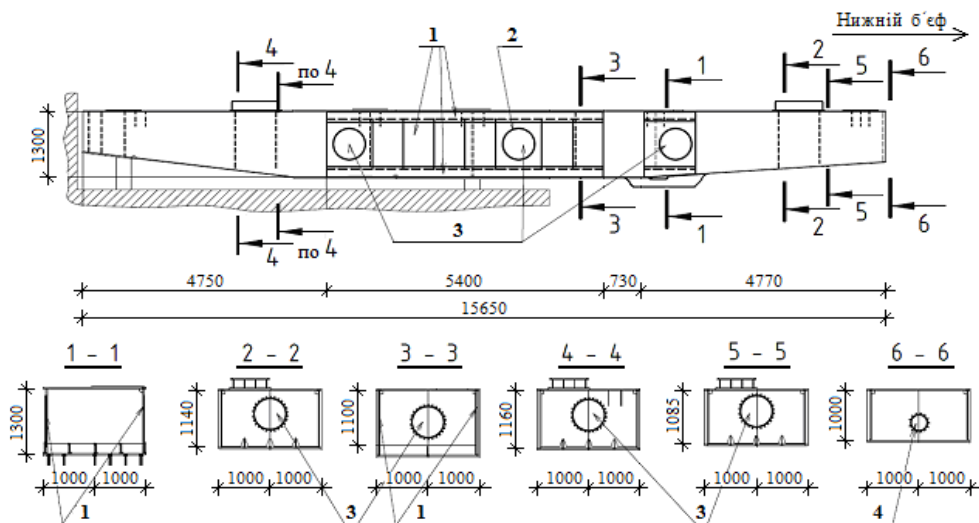


Рис. 1.26. Четвертий етап підсилення ригеля: 1 – листи підсилення стінки ригеля; 2 – обичайка; 3 – оглядовий отвір; 4 – вентиляційний отвір

Таким чином, після завершення всіх вище перелічених робіт ригель не тільки відновить проєктну несну здатність, але й завдяки влаштованим технологічним отворах значно спростить свою подальшу експлуатацію та матиме всі необхідні конструктивні умови задля унеможливлення повторювання подібних аварійних ситуацій в майбутньому.

1.3.3. Висновки. Виходячи з вище викладеного, можна дійти наступних висновків:

- недотримання правил експлуатації транспортних споруд та несвоєчасне проведення необхідних ремонтних заходів призводить до зниження довговічності конструкцій та негативно впливає на безпеку експлуатації споруд, а в окремих випадках призводить до виникнення аварійних ситуацій;
- при проєктуванні мостових споруд треба уникати замкнутих коробчастих несних конструкцій, оскільки у випадку потрапляння всередину конструкції вологи, вона там буде накопичуватися та сприяти корозії металу. Відсутність вентиляції та доступу всередину конструкції унеможливають контроль стану антикорозійного захисту всередині конструкції та можливість усунення її наслідків. Виходячи з цього, рекомендується в несних мостових конструкціях коробчастого перерізу завжди передбачати оглядові та вентиляційні отвори.

1.4. Щодо технічного стану автопроїзду по виконаних у 1932 р. прогонових будовах греблі ДніпроГЕС

1.4.1. Вступ. Транспортне сполучення між правим та лівим берегами ріки Дніпро у місті Запоріжжі відбувається головним чином по автодорожньому переходу, що проходить по гідротехнічних спорудах Дніпровської ГЕС (рис. 1.27). До складу зазначеного переходу входять наступні споруди: естакада над шлюзами завдовжки 352,00 м; естакада спряження греблі з лівим берегом завдовжки 111,50 м; автопроїзд на греблі завдовжки 666,00 м (складається з прогонових будов, виконаних у 1977 р. та 1932 р.); міст через аванкамеру завдовжки 319,76 м і земляна вставка завдовжки 136,57 м.

1.4.2. Стислий опис початкового стану виконаних у 1932 р. конструкцій автопроїзду та його посилень під час експлуатації. Автомобільний проїзд, розташований на бичках греблі, на кривій радіусом близько 600 м до реконструкції у 1977 р. мав ширину 7,5 м. Його несними конструкціями були розрізні прогонові будови, які перекривали прогони між бичками греблі (≈ 16 м) й складалися з чотирьох сталевих клепаних суцільних балок та покладених на них залізобетонних плит проїзної частини. Ці прогонові будови були використані при реконструкції автопроїзду, завдяки якій ширина розташованого на бичках греблі автопроїзду збільшилась до 15,9 м (рис. 1.28). Також при цьому було влаштовано тротуар завширшки 2,25 м із низової сторони греблі та службовий прохід завширшки 0,75 м із верхової сторони.



Рис. 1.27. Автодорожній перехід по спорудах греблі ДніпроГЕС

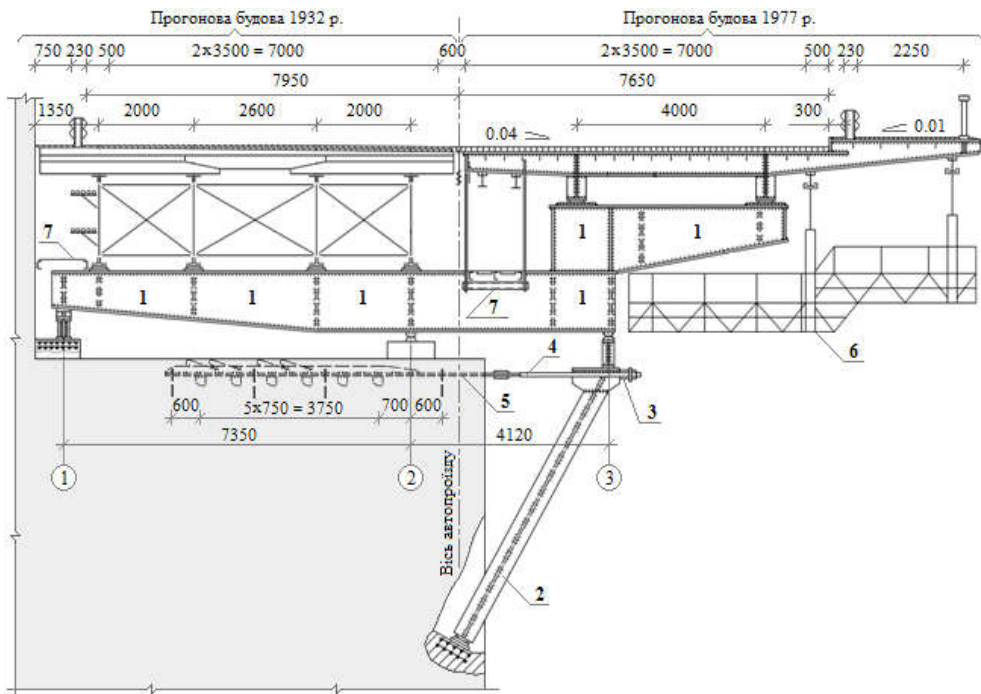


Рис. 1.28. Поперечний переріз прогонових будов після реконструкції автопроїзду у 1977 р.: 1 – ригель; 2 – підкіс; 3 – траверса; 4 – тяж; 5 – затяжка; 6 – пересувний оглядовий візок; 7 – оглядовий прохід; ①, ②, ③ – осі обпирання ригеля

Під час реконструкції під існуючі прогонові будови були заведені сталеві консольні ригелі коробчастого перерізу без монтажних стиків, які встановлювались на бички греблі та прикріплювались до неї анкерними тяжами. При цьому тяжі з тросів $\varnothing$ 68 мм, згідно з вказаною на рис. 1.28 схемою, пропускались у завчасно пробурені у бичках свердловини, які після попереднього натягування тяжів ін'єктувались цементним розчином.

Додатково звернемо увагу ще на одну особливість проведеної у 1977 р. реконструкції, яка полягає в тому, що прогонові будови 1932 і 1977 років через застосування принципово різних конструктивних рішень мають значну різницю у жорсткостях. Враховуючи вказане, а також маючи на меті уникнення негативного впливу однієї прогонової будови на іншу, було передбачено влаштування суцільного поздовжнього деформаційного шва між цими конструкціями, який одночасно слугує розподільною смугою між авторухом двох напрямків. Причому поздовжній деформаційний шов, а також поперечні шви між укрупненими блоками були прийняті пружинного типу.

Вкажемо також на те, що за результатами проведених ІЕЗ ім. Є.О.Патона останнім часом випробувань зразків металу, взятих із балок прогонових будов 1932 р., встановлено, що хімічний склад і механічні властивості сталі, з якої виконані балки, відповідають хімічному складу та механічним властивостям сталі марок Ст1кп, Ст2кп, Ст3кп за [20]. А в частині залізобетонних та бетонних конструкцій зазначимо, що проектна марка бетону за міцністю на стиск становить М300, за морозостійкістю – F200 і за водонепроникністю – W6.

У 90-ті роки минулого століття виникла необхідність підсилення сталевих ригелів, яка була пов'язана зі збільшенням вертикальних рухомих навантаж, корозійними пошкодженнями ригелів й прогресуючою динамікою наскрізних тріщин у бетонних бичках греблі. Після пророблення кількох варіантів було прийнято рішення щодо виконання підсилення шляхом підведення жорстких підкосів під консолі ригелів (рис. 1.28).

1.4.3. Результати обстеження виконаних у 1932 р. конструкцій автопроїзду. За результатами проведеного у березні – квітні 2020 р. обстеження конструкцій автопроїзду була виявлена низка дефектів їх конструктивних елементів, які полягають у наступному.

Головні балки. Загальним дефектом металоконструкцій головних балок є корозія металу внаслідок довготривалого впливу вологи, яка постійно просочується крізь негерметичні деформаційні шви розташованої вище залізобетонної плити проїзної частини, та відсутність належного антикорозійного покриття (пузирі, лущення, плями та потьoki іржі на всій поверхні металу). Також виявлено роздуття частини елементів головних балок внаслідок корозії в щілинах клепаних з'єднань (рис. 1.29); значна корозія опорних ділянок крайніх балок зі сторони верхнього б'єфу з ослабленням перерізу стінки до 50% (рис. 1.30); виразкова корозія ділянок стінок балок із руйнуванням ребер жорсткості та ослабленням площі перерізу поясів до 50% (рис. 1.31), через що крайні балки в трьох прогонах зі сторони верхнього б'єфу вимагають невідкладного підсилення.

З огляду на вище зазначені дефекти можна стверджувати, що головні балки прогонових будов 1932 року загалом перебувають у вкрай незадовільному стані.



Рис. 1.29. Роздуття та щілинна корозія верхнього поясу головної балки



Рис. 1.30. Корозія опорної ділянки головної балки з ослабленням перерізу стінки

В'язі. За результатами обстеження в'язей прогонових будов встановлено, що їх технічний стан подібний стану головних балок. А з переліку виявлених дефектів тут варто відзначити наступні: відрив деяких в'язей в вузлах кріплення до головних балок; щілинна корозія (рис. 1.32); деформації та відсутність окремих в'язей; подекуди – нестача заклепок.



Рис. 1.31. Виразкова корозія стінки та поясу головної балки



Рис. 1.32. Щілинна корозія горизонтальної в'язі

Опорні частини знаходяться у задовільному стані, а до числа їх дефектів можна віднести тільки бруд та поверхневу корозію.

Залізобетонні плити проїзної частини перебувають у незадовільному технічному стані та мають низку суттєвих дефектів: тріщини та ослаблення перерізу залізобетонних плит (рис. 1.33); відсутність необхідних зазорів у поперечних деформаційних швах між плитами, внаслідок чого утворилися тріщини; карбонізація, вилугування та висоли бетону плит; зі сторони кон-

солей плит верхнього б'єфу виявлено значне руйнування поверхні плит та оголення арматури до 15% перерізу (рис. 1.34).



Рис. 1.33. Зменшення перерізу, тріщини, ніздрюватість, сколювання захисного шару бетону залізобетонної плити проїзної частини



Рис. 1.34. Відшарування захисного шару бетону, сколювання, оголення та корозія арматури залізобетонної плити проїзної частини

Мостове полотно. Дефекти перильної огорожі полягають у корозії з ослабленням перерізів елементів перил (за всією довжиною автопроїзду), наскрізної корозії поручня в окремих місцях й тріщин та непроварів зварних швів.

Що стосується дефектів бар'єрної огорожі, можна відзначити деформації та тріщини її окремих елементів, а також корозію деяких стояків і амортизаторів (рис. 1.35); водовідведення – забруднені водовідвідні отвори, а деформаційних швів – забрудненість та напливи асфальтобетонного покриття на їх металоконструкції.

Оглядові пристосування. Основні дефекти оглядових пристосувань стосуються корозії елементів оглядових площадок, нестачі окремих елементів заповнення перильної огорожі, розривів і тріщин зварних швів кріплення конструкцій, дір і вм'ятини у настилі та деформацій площадок (рис. 1.36).



Рис. 1.35. Корозія стояків бар'єрної огорожі



Рис. 1.36. Корозія, відсутні стійки та заповнення перильної огорожі

За результатами обстеження та виконаних розрахунків відповідно до [19] основні елементи моста віднесено до наступних експлуатаційних станів: прогонові будови – стан 5 (непрацездатний); опорні частини – стан 3 (працездатний); перильна огорожа – стан 4 (обмежено працездатний); бар'єрна огорожа – стан 3 (працездатний); мостове полотно – стан 3 (працездатний); крайні деформаційні шви автопроїзду – стан 3 (працездатний); оглядові пристосування – стан 5 (непрацездатний); система водовідведення – стан 4 (обмежено працездатний); залізобетонна плита проїзної частини – стан 5 (непрацездатний); деформаційні шви між залізобетонними плитами – стан 4 (обмежено працездатний). Таким чином, за рейтингом основних конструктивних елементів автопроїзду у цілому знаходиться у стані 5 – непрацездатний.

Беручи до уваги негативну дію на конструкції автопроїзду по прогонних будовах 1932 р. підвищеної навантаги від автомобільного трафіку, агресивний вплив навколишнього середовища, незадовільний технічний стан залізобетонних плит проїзної частини, несвоєчасне та неповне усунення виявлених під час експлуатації дефектів конструкцій, а також те, що окремі перерізи головних балок, які ослаблені дією корозії, не задовольняють умов міцності, а марка сталі прогонових будов не відповідає вимогам чинних нормативних документів, дійдено висновку щодо необхідності реконструкції автопроїзду по спорудах греблі з повною заміною прогонових будов, які виконані у 1932 р.

Проте наразі можливість реконструкції зазначеного автопроїзду є ускладненою, оскільки це призведе до повної зупинки руху автотранспорту, так як автопроїзд є ланкою основного автотранспортного сполучення між лівим і правим берегами р. Дніпро в м. Запоріжжі. Проведення реконструкції стане можливим лише після введення в експлуатацію в місті нових мостів, що сполучають лівий і правий береги р. Дніпро. Виходячи з цього, з урахуванням аналізу результатів обстеження та виконаних розрахунків, допущена можливість подальшої експлуатації автопроїзду по виконаних у 1932 р. спорудах греблі в обмеженому режимі за умови постійного моніторингу технічного стану конструкцій автопроїзду та виконання низки рекомендацій.

Насамперед необхідно виконати підсилення трьох крайніх балок зі сторони верхнього б'єфу за окремо розробленим проєктом. Причому до завершення будівельних робіт із підсилення цих балок експлуатація автопроїзду можлива виключно в обмеженому режимі. Зокрема, необхідно обмежитись на крайній правій смузі руху пропуском лише легкових автомобілів вагою до 3 тс. А на лівій смузі обмеження навантаги повинно бути таке: для автомобільної навантаги в колоні – 12 тс; для окремих транспортних засобів – 17 тс, а допустима навантага на вісь автомобіля – 7 тс. Після виконання будівельних робіт із підсилення вище зазначених балок допустима навантага на вісь автомобіля складе 7 тс на обох смугах руху. Також терміново необхідно виконати ремонт та підсилення залізобетонних плит проїзної частини за окремо розробленим проєктом.

Що стосується інших конструкцій, тут варто зазначити наступне. Для усіх металоконструкцій прогонових будов рекомендовано виконати роботи з

антикорозійного захисту. Відсутні елементи в'язей відновити, а відірвані – закріпити. Оглядові пристосування підлягають капітальному ремонту, рекомендовано виконати їх повну заміну. Крім цього, необхідно провести ремонтні роботи з усунення усіх інших вище описаних дефектів.

Одночасно потрібно підкреслити, що усі рекомендовані ремонтні заходи є тимчасовими і лише дадуть можливість продовжити експлуатацію автопроїзду до моменту реконструкції мостового переходу загалом. Задля можливості експлуатації мостового переходу належним чином, необхідна його реконструкція з повною заміною прогонових будов 1932 року.

1.5. Щодо обстеження естакади через шлюзи автодорожнього переходу через гідротехнічні споруди Дніпровської ГЕС

1.5.1. Вступ. У даний час основною транспортною артерією, що забезпечує зв'язок між правим та лівим берегами ріки Дніпро у місті Запоріжжі, є автодорожній перехід, який проходить через гідротехнічні споруди Дніпровської ГЕС (рис. 1.37). До складу зазначеного переходу загальною довжиною 1585,82 м входять наступні споруди: естакада над шлюзами завдовжки 352,00 м, естакада спряження греблі з лівим берегом завдовжки 111,50 м, автопроїзд на греблі завдовжки 666,00 м (складається з прогонових будов, виконаних у 1977 р. і 1932 р.), міст через аванкамеру завдовжки 319,76 м і земляна вставка завдовжки 136,57 м.



Рис. 1.37. Автодорожній перехід по спорудах греблі ДніпроГЕС

1.5.2. Стислий опис існуючих конструкцій естакади через шлюзи.

Естакада являє собою криволінійну в плані, просторово працюючу, нерозрізну шестипрогонуву раму за подовжньою схемою: $2 \times 56 + 2 \times 64 + 2 \times 56 = 352$ м із гнучкими проміжними стійками опор і масивними береговими стоянами (рис. 1.38 – 1.40). Ригель рами складається з криволінійної у плані головної балки замкненого коробчастого трапецеїдального перерізу та сталеві ортотропної плити проїзної частини. Причому кривина прогонової будови в плані створена за рахунок вписування монтажних блоків, що мають довжину 12,0 – 12,5 м, по хордах зі стиком на монтажі під кутом. Проміжні стійки опор металеві, жорстко защемлені в головній балці та фундаментах. Всі металоконструкції естакади виконані суцільнозварними. Матеріал конструкцій прогонової будови та стійок проміжних опор – низьколегована сталь марки 09Г2С [3].

Крайні опори – масивні залізобетонні стояни. Прогонова будова вирішена в плані як горизонтальна двошарнірна арка, яка шарнірно закріплена до стоянів і підтримується по вертикалі гнучкими проміжними стійками. При цьому, всі горизонтальні зусилля та крутні моменти, які виникають при ексцентричному розташуванні тимчасової навантаги, а також викликані кривиною споруди в плані, передаються на стояни та сприймаються шарнірно закріпленими кінцями прогонової будови та широко рознесеними опорними частинами.

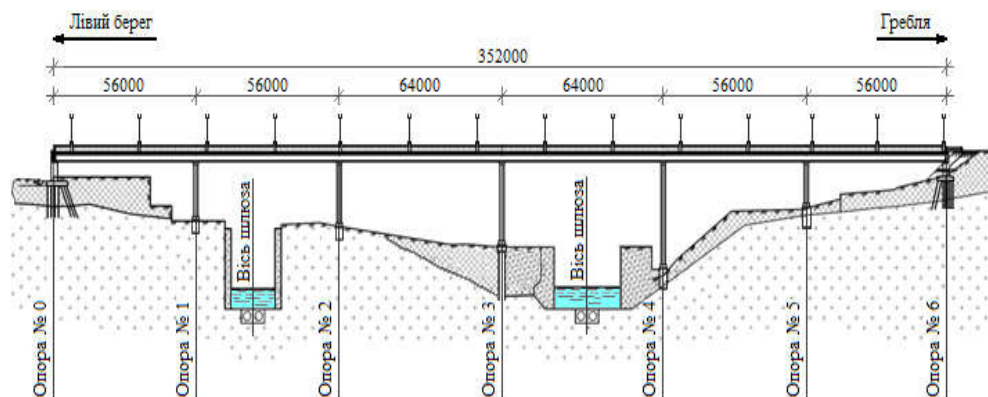


Рис. 1.38. Фасад естакади через шлюзи

Траса естакади, прокладена по кривій радіусом 200 м, перетинає низку автодоріг та шлюзи. Габарит проїзду прийнято виходячи з умови пропуску чотирьох смуг автомобільного руху зі швидкістю 60 км/год і з урахуванням розширення на кривій й тунельного ефекту, що створюється двома смугами бар'єрної огорожі, а його величина складає $B = 14 + 4 \times 0,35 + 2 \times 0,50 = 16,4$ м; при цьому ширина проїзду дорівнює 15,4 м. Ширина тротуарів визначена з умови пропуску трьох смуг пішохідного руху – $3 \times 0,75 = 2,25$ м. Підмостові габарити прийняті виходячи з умови мінімального піднесення низу прогонової будови над перетинаєними автодорогами не менш ніж 4,5 м та над горизонтом високого судноплавства перетинаємих шлюзів – не менше 13,0 м.

Проект естакади розроблено у відповідності з чинними на той час вимогами та конструктивними вказівками технічних умов на проектування автодорожніх та міських мостів [46, 47]. При цьому враховувались наступні тимчасові навантаження – автомобільна Н-30 та спеціальні НК-80 і НГ-60.

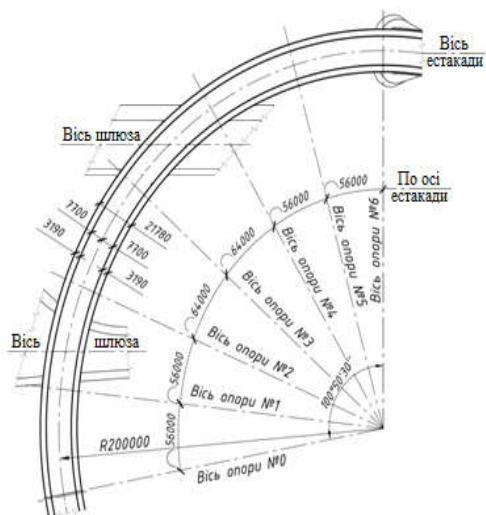


Рис. 1.39. План естакади через шлюзи

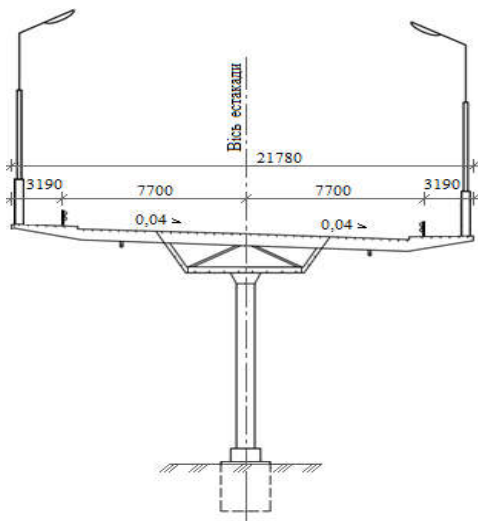


Рис. 1.40. Поперечний переріз естакади через шлюзи

Ортотропна плита проїзної частини складається зі сталевго настилу завтовшки 12 мм, поздовжніх ребер 200×12 мм із кроком 400 мм у межах проїзної частини й 500 мм у межах тротуарів та поперечних балок із кроком 2000 мм. Причому в ортотропній плиті перетин поздовжніх балок із поперечними здійснено без приварювання їх до стінок балок, із пропуском у вирізи стінок. Зазначимо, що застосоване рішення дозволило не тільки знизити концентрацію напружень та покращити умови роботи плити на циклічну тимчасову навантагу, а й створило можливість застосувати автоматичне зварювання при виготовленні плити на заводі.

Також привернемо увагу до того, що монтажні стики ортотропної плити проїзної частини були прийняті згідно з авторським свідоцтвом № 431279 за заявкою ДП Укрпроектстальконструкція (нині ТОВ «Укрінсталькон імені В.М. Шимановського») [25]. В цьому свідоцтві було запропоновано не доводити ребра до стика плити, а замінити їх стовщенням листа настилу до 20 мм із метою компенсації перерізу, що дозволило на монтажі стикувати автоматичною зваркою тільки листи настилу. В результаті монтаж конструкції був не тільки значно спрощений сам по собі, а особливо з урахуванням кривини прогонової будови в плані та зварювання її з блоків, розташованих по хордах.

Головні балки та ортотропна плита склались на монтажі з плоских однотипних елементів, причому поперечна жорсткість прогонової будови та

незмінність поперечного перерізу головної балки забезпечувались в'язями всередині коробки та суцільними діафрагмами в місцях спряження з колонами проміжних опор і в кінцях прогонової будови.

Проміжні опори являють собою одиночні металеві колони прямокутного перерізу 800×2000 мм. Бази колон забезпечують защемлення останніх за допомогою анкерних болтів та цементної підливки. Поблизу спряження з головною балкою колони мають розтрубне уширення у вигляді пілястр 2000×2000 мм для сприйняття зусиль защемлення у вузлі примикання до прогонової будови.

Покриття проїзної частини завтовшки 35 мм було прийнято у вигляді асфальтобетону зменшеної товщини з додаванням епоксидної смоли, причому воно також одночасно слугувало ізоляцією плити проїзної частини. Бар'єрна огорожа складена сталевими балками з гнутих профілів, які опираються на металеві стійки з кроком 4,0 м. Перила прийняті полегшеного типу із заповненням зі сталевих смуг та тятивою з гнутих профілів. Перила кріпились на монтажі до ортотропної плити. Водовідведення з естакади передбачено поперечним стоком води до зливоприймальних отворів у бордюрах.

Задля огляду прогонової будови та опор під час експлуатації та пофарбування були передбачені два оглядових візка праворуч та ліворуч від поздовжньої осі естакади, які переміщуються по монорейках, закріплених до поперечних балок.

1.5.3. Результати обстеження конструкцій естакади через шлюзи.

За результатами проведеного у серпні – вересні 2020 р. обстеження споруди були виявлені наступні дефекти.

Прогонова будова. До основних дефектів коробки головної балки можна віднести наступне: загальна нерівномірна корозія металу кромки ортотропної плити низової сторони близько 50% перерізу (рис. 1.41), корозійні руйнування стінок окремих поперечних балок (рис. 1.42), поверхова корозія стінки та ребер коробки головної балки біля крайніх опор естакади (рис. 1.43) і засміченість у коробці біля крайніх опор № 0 та № 6 (рис. 1.44).



Рис. 1.41. Корозія металу кромки ортотропної плити



Рис. 1.42. Корозійні руйнування стінок окремих поперечних балок



Рис. 1.43. Поверхова корозія стінки та ребер коробки головної балки біля крайніх опор естакади



Рис. 1.44. Засміченість у коробці головної балки

Серед дефектів *металевих колон проміжних опор* варто виділити такі, як поверхнева корозія верхівок всіх колон (рис. 1.45) та ймовірна виразкова корозія стінок колон за результатами вибіркової товщинометрії, яка в окремих місцях досягає більше 50% їх товщини.

Основними дефектами *опорних частин* є руйнування окремих анкерних болтів та еластичного ущільнювача опорних частин на опорі № 0 (рис. 1.46), поверхнева корозія елементів окремих опорних частин (в першу чергу на опорі № 0) через відсутність антикорозійного захисту, відсутність або пошкодження захисних кожухів всіх опорних частин.



Рис. 1.45. Поверхова корозія верхівки колони. Антикорозійний захист зруйновано



Рис. 1.46. Руйнування анкерних болтів, захисного кожуха та еластичного ущільнювача. Корозія елементів опорної частини

При обстеженні *мостового полотна* встановлено наступне:

- перильна огорожа має ушкодження лакофарбового покриття, а також нестачу окремих елементів заповнення та деформовані поручні;

- на бар'єрній огорожі подекуди виявлено деформації та тріщини консолей-амортизаторів, деформації окремих стояків огорожі (рис. 1.47);
- тротуарне покриття вздовж усіх перил неякісне або взагалі відсутнє, засміченість тротуару, технологічні вирізи в тротуарі закриті просічно-втяжним настилом, що призводить до протікання води на нижче розташовані металоконструкції естакади і, як наслідок, сприяє корозії несних елементів прогонової будови;
- ліхтарні щогли подекуди мають нахил у бік тротуару та проїзної частини, а через відсутність антикорозійного захисту біля тротуарного покриття в окремих місцях розпочалися корозійні процеси металу щогли (рис. 1.48);
- деформаційні шви місцями потребують очищення від сміття.



Рис. 1.47. Деформація стояка бар'єрної огорожі



Рис. 1.48. Корозія ліхтарної щогли

Кріплення комунікацій теж мають дефекти – поблизу опори № 0 короб комунікацій зруйнований, наявні бруд та сміття всередині короба (рис. 1.49); подекуди труба газопроводу не спирається на опорні конструкції.

Опора № 0 має наступні дефекти: внаслідок руйнування відсутнє облицювання залізобетонної поверхні опори № 0; наявні вивали плит облицювання, що ускладнює доступ для підйому на проїзну частину, а також деформовані перила оглядового майданчика, засміченість стояна (рис. 1.50).

Оглядові пристосування. За результатами обстеження виявлено, що оглядові пересувні візки знаходяться в задовільному стані. Монорельси мають незначну поверхневу корозію. Виявлено нестачу двох ланцюгів приводу пересувного механізму на візку з низової сторони естакади.

В цілому, за результатами обстеження та виконаних розрахунків відповідно до [19] основні елементи моста віднесено до наступних експлуатаційних станів: прогонова будова – стан 4 (обмежено працездатний); металеві колони проміжних опор – стан 5 (непрацездатний); опорні частини – стан 5 (непрацездатний); опора № 0 – стан 4 (обмежено працездатний); перильна огорожа – стан 3 (працездатний); бар'єрна огорожа – стан 3 (працездатний); стовпи освітлення – стан 3 (працездатний); асфальтобетонне покриття проїзної частини –

стан 2 (обмежено справний); асфальтобетонне покриття тротуарів – стан 4 (обмежено працездатний); система водовідведення – стан 4 (обмежено працездатний); деформаційні шви – стан 2 (обмежено справний); пересувні візки – стан 3 (працездатний). Таким чином, за рейтингом основних конструктивних елементів автопроїзд у цілому перебуває у стані 5 – непрацездатний.



Рис. 1.49. Короб комунікацій зруйнований. Бруд та сміття всередині короба



Рис. 1.50. Обвал облицювання на оглядову частину стояна, що призвів до деформації перил й ускладнив доступ до драбини

А додатково наголосимо на тому, що найбільш загрозливим з вище перелічених дефектів наразі є ослаблення перерізів металевих колон проміжних опор. З огляду на те, що зазначені колони є несними конструкціями естакади, даний дефект вкрай негативно впливає на несну здатність та безпеку експлуатації споруди в цілому.

Виходячи з викладеного вище та задля подальшої безпечної експлуатації естакади і недопущення аварій, необхідно невідкладно провести відповідні відновлювальні заходи. І в першу чергу слід достеменно встановити характер (виразкова корозія, розшарування металу або інше) та причини ослаблення перерізів колон шляхом влаштування доступу всередину колон (наразі доступ відсутній) та огляду конструкцій всередині колон із виконанням їх детальної товщинометрії. На другому ж етапі з урахуванням отриманих даних необхідно виконати підсилення колон. Причому до завершення ремонтних робіт із підсилення колон, потрібно зменшити навантагу від автотранспорту, обмежившись пропуском легкових автомобілів вагою до 3 т, а громадський транспорт (автобуси, тролейбуси) максимальною вагою до 17 т слід пропускати одиночними екіпажами лише по двох середніх смугах руху.

І, нарешті, третій етап (після вирішення проблем із проміжними колонами) передбачає виконання наступних ремонтних робіт: підсилення кромки ортотропної плити, ослаблених стінок поперечних балок та опорної діафрагми на опорі № 0; заміну опорної частини на опорі № 0, тротуарного покриття та зруйнованих корозією коробів комунікацій біля опорі № 0; відновлення зруйнованого облицювання опорі № 0.

Усі ж інші виявлені дефекти, хоча поки що є не такими аварійно-небезпечними, проте вони також потребують усунення в найближчому майбутньому, бо з часом теж можуть призвести до аварійно-небезпечної ситуації.

А наприкінці вкажемо на те, що результати виконаного обстеження в котрий раз підтвердили давно відому істину, що довготривала відсутність належного експлуатаційного утримання мостових споруд у кінцевому результаті призводить до важких наслідків та є причиною появи аварійно-небезпечних ситуацій, ліквідація яких потребує значних фінансових витрат.

1.6. Технічний стан конструкцій та елементів земляної вставки автодорожнього проїзду спорудами Дніпровської ГЕС

1.6.1. Вступ. Порядком [32] встановлено механізм проведення обстеження прийнятих в експлуатацію згідно з вимогами чинного законодавства України об'єктів будівництва з метою оцінювання їх відповідності основним вимогам до будівель і споруд, визначеними відповідними технічними регламентами, та вжиття обґрунтованих заходів із забезпечення надійності та безпеки під час експлуатації об'єктів упродовж усього періоду їх існування. Зазвичай, обстеження об'єкта включає комплекс заходів, спрямованих на визначення і проведення оцінювання фактичних значень параметрів технічного стану будівельних конструкцій, характеристик основ і фундаментів, інженерних мереж і систем (крім технологічного устаткування), що характеризують експлуатаційну надійність об'єкта (зокрема і щодо забезпечення доступу осіб із інвалідністю та інших маломобільних груп населення до реконструйованих або збудованих об'єктів).

В даному розділі наведені результати візуального та інструментального обстеження елементів та конструкцій земляної вставки у складі автодорожнього проїзду спорудами Дніпровської ГЕС у м. Запоріжжі, визначення фактичного експлуатаційного стану та реальної вантажопідйомності несних конструкцій та елементів споруди з урахуванням виявлених дефектів і пошкоджень, набутих за період експлуатації. Експертна оцінка технічного стану конструкцій та елементів земляної вставки включає визначення відповідності конструктивних елементів споруди в цілому вимогам подальшої безпечної експлуатації автодорожнього проїзду по земляній вставці Дніпровської ГЕС та можливості ремонту та відновлення її основних несних конструкцій та елементів.

1.6.2. Об'єкт, задачі та обсяги обстеження. Як впливає з винесеного у назву цього розділу визначення, об'єктом обстеження є будівельні конструкції та елементи земляної вставки автодорожнього проїзду спорудами Дніпровської ГЕС у м. Запоріжжі.

Обстеження елементів та конструкцій земляної вставки проведено з метою визначення фактичного експлуатаційного стану елементів та несних конструкцій підпірних стін земляної вставки і мостового полотна автодорож-

нього проїзду з урахуванням виявлених дефектів і пошкоджень, набутих за період експлуатації, експертної оцінки технічного стану конструкцій та елементів земляної вставки, а також визначення відповідності конструктивних елементів споруди в цілому вимогам подальшої безпечної експлуатації, можливості її ремонту та відновлення, надання вихідних даних для розробки проектною документації на ремонт споруди, складання паспорту споруди.

Програмою обстеження передбачено: вивчення наявної проектною, виконавчої та технічної документації; візуальне обстеження елементів та конструкцій земляної вставки; інструментальні дослідження міцності бетону, корозії арматури та карбонізації бетону; визначення технічного стану елементів мостового полотна (покриття проїзної частини, тротуарів, деформаційних швів, системи водовідведення, бар'єрної та перильної огорож), несних конструкцій підпірної стінки земляної вставки та стійкості земляного полотна; встановлення залишкового ресурсу елементів споруди; оцінювання технічного стану конструкцій та елементів споруди.

1.6.3. Загальна характеристика греблі Дніпровської ГЕС. Добре відомо, що ДніпроГЕС введена в експлуатацію у 1932 р. Під час Другої світової війни гребля ДніпроГЕС двічі підривалася, причому перший підрив був вчинений працівниками НКВС 18.08.1941 р. під час відступу військ колишнього СРСР (рис. 1.51), а другий – 14.10.1943 р. при відході німецьких військ.



Рис. 1.51. Підірвана в серпні 1941 року гребля ДніпроГЕС

У 1950 р. після повної відбудови, тобто після введення в роботу останнього дев'ятого гідроагрегату (у 1947 р. до ладу став перший, а в 1949 р. – шостий гідроагрегат) Дніпровської ГЕС, гідроелектростанція повторно була введена в експлуатацію. При цьому при її відновленні два лівобережні прогони водозливної греблі були наглухо закриті бетонними стінками. У період з 1972 до 1981 року включно проводилось будівництво другої черги Дніпровської ГЕС (ДніпроГЕС-2), під час якого в 1974 р. введено в експлуатацію перший гідроагрегат і друга нитка судноплавного шлюзу. Причому під час будівництва шістнадцять прогонів водозливної греблі були використані для пристрою водоприймачів ДніпроГЕС-2. У 1974 р. розпочато реконструкцію автодорожнього переходу через греблю, аванкамеру і шлюзи, яка була закінчена в 1977 р., що призвело до створення комплексу споруд по греблі у складі: естакади через шлюзи завдовжки 352,00 м, естакади спряження греблі з лівим берегом завдовжки 111,50 м, розширеного автопроїзду на греблі завдовжки 666,00 м, мосту через аванкамеру завдовжки 319,76 м і земляної вставки завдовжки 136,57 м. Отже загальна довжина переходу склала 1585,82 м.

1.6.4. Основні відомості про попередні обстеження споруд та автопроїзду по греблі Дніпровської ГЕС. За період експлуатації було проведено декілька обстежень споруд та автопроїзду по греблі ДніпроГЕС, зокрема: у 1986 – 1987 роках детальне обстеження металевих прогонових споруд автопроїзду, ригелів, опорних частин й опор; у 1992 р. – повторне обстеження конструкцій металевих прогонових споруд автопроїзду, ригелів, опорних частин і опор; у 2013 р. – обстеження всіх споруд автодорожнього переходу ДніпроГЕС, за виключенням земляної вставки. З наведеного випливає, що обстеження елементів та конструкцій земляної вставки жодного разу не проводилося.

1.6.5. Загальна характеристика земляної вставки автопроїзду по греблі Дніпровської ГЕС. Існуючий до 1977 р. автомобільний проїзд розташований на бичках греблі, на кривій радіусом близько 600 м, мав ширину 7,50 м. Реконструкцією 1977 р. було передбачено розширення автопроїзду по всіх спорудах ДніпроГЕС для чотирьохсмугового автомобільного руху.

Земляна вставка є продовженням автопроїзду по греблі. В плані земляна вставка розміщена на криволінійній ділянці (дві горизонтальні криві з радіусом кривини 125 м) та межує з опорою № 6 естакади через шлюзи (далі – Опора № 6) та опорою № 0 естакади спряження греблі з лівим берегом (далі – Опора № 0). В тілі земляної вставки розміщені два яруси технологічних споруд ДніпроГЕС-2, системи дощової каналізації та інженерні мережі.

Земляне полотно зі сторони верхнього б'єфу має відкисну частину насипу, яка на рівні проїзду на територію ДніпроГЕС-2 утримується підпірною стінкою № 8, а з боку нижнього б'єфу – збірно-монолітною підпірною стінкою № 6. Всі укоси насипу засіяні травою. Температурно-усадковими швами підпірна стінка розбита на десять секцій за геометричною схемою: 8,99 + 11,99 + 8,29 + 12,29 + 14,69 + 8,29 + 11,99 + 2×20,30 + 15,28 м. А загальна довжина земляної вставки дорівнює 136,57 м.

Габарит проїзної частини земляної вставки (ширина проїзду між бар'єрами огорожі) включає чотири смуги руху завширшки 3,5 м кожна, розширення на кривих, дві смуги безпеки по 0,50 м і складає від 15,40 м зі сторони естакади через шлюзи до 17,00 м зі сторони естакади спряження греблі з лівим берегом. Для пішоходів влаштовано два тротуарні проходи: правосторонній завширшки 2,21 м (у просвіті – 1,76 м) і лівосторонній завширшки 2,36 м (у просвіті – 1,67 м) із асфальтобетонним покриттям завтовшки 30 мм. Фрагмент підпірної стінки № 6 земляної вставки наведено на рис. 1.52



Рис. 1.52. Фрагмент підпірної стінки № 6 земляної вставки в межах секцій С 5 – С 4

1.6.6. Методологія візуального обстеження земляної вставки автопроїзду по греблі ДніпроГЕС. Під час проведення візуального обстеження конструкцій споруди було виконано наступні процедури:

- вимірювання геометричних розмірів конструкцій, елементів і перерізів (для 10% однотипних конструкцій);
- огляд конструкцій з метою перевірки відповідності фактичної та проектної конструктивних схем;
- обстеження елементів мостового полотна;
- огляд зовнішньої поверхні залізобетонних конструкцій на наявність пошкоджень та руйнувань, тріщин, ділянок оголення і корозії арматурних стрижнів, закладних деталей тощо;
- визначення ділянок із пошкодженнями і дефектами;
- визначення стану вузлів сполучення елементів і конструкцій;
- вибір місць і кількості інструментальних випробувань елементів і конструкцій неруйнівними методами контролю.

У процесі виконання візуального обстеження фіксувались геометричні розміри та положення основних несних конструкцій у плані та по висоті елементів споруди, причому заміри виконувались на конструкціях, не закритих декоративним оздобленням.

1.6.7. Результати візуального обстеження земляної вставки автопроїзду по греблі ДніпроГЕС. Під час проведення обстеження було встановлено, що фактичні розміри і розміщення елементів та конструкцій підпірної стінки № 6, монолітних конструкцій Опор №№ 0 і 6, підпірної стінки № 8 та мостового полотна в цілому відповідають проєктним рішенням наявних робочих креслеників. Виявлені в процесі обстеження основні дефекти та пошкодження елементів та конструкцій земляної вставки наведені в табл. 1.1.

Таблиця 1.1

Основні дефекти та пошкодження
конструктивних елементів земляної вставки

Ч/ч	Елемент споруди	Дефекти та пошкодження
1.	Дефекти, характерні для всіх залізобетонних конструкцій	Руйнування захисного шару бетону, оголення і корозія арматури. Каверни, локальні механічні пошкодження, сколювання бетону конструкцій на окремих ділянках. Шарувата корозія металевих закладних деталей та елементів кріплення огорожі, відшарування пластин іржі. Руйнування заповнення швів між блоками, руйнування монолітного бетону стиків. Сліди регулярного замокання, висоли на поверхні бетону, ураження конструкцій пліснявою. Накопичення будівельного та побутового сміття, проростання рослин
2.	Підпірна стінка № 6	Вертикальні та похилі тріщини шириною розкриття до 2,0 мм на окремих ділянках вертикальних конструкцій та консолей. Вертикальні та похилі тріщини (розломи) шириною розкриття до 25 мм в блоках Секцій 6 і 7. Розкриття швів стиків між блоками консолей Секцій 6 і 7 до 25 мм
3.	Підпірна стінка № 8	Зафіксовані дефекти, характерні для всіх залізобетонних конструкцій (див. поз. 1)
4.	Опори № 0 і 6	Вертикальні та похилі тріщини шириною розкриття до 2,0 мм шафової стінки Опори №6. Вертикальна тріщина шириною розкриття до 15 мм насадки Опори №0. Руйнування захисного шару бетону, оголення і корозія арматури на ділянці сполучення консолей Опори №6 та прогонової будови 5 – 6
5.	Арковий прохід галереї до шлюзів	Вертикальні та похилі тріщини шириною розкриття до 5,0 мм зосереджені в зоні контакту стін з арковим склепінням. Руйнування захисного шару бетону, оголення і корозія арматури на окремих ділянках стін та аркового склепіння. Локальні руйнування бетону в місцях кріплення перильної огорожі

Продовження таблиці 1.1.

Ч/ч	Елемент споруди	Дефекти та пошкодження
6.	Проїзна частина та тротуари	Перелом поздовжнього профілю проїзної частини, тротуарного проходу та перильної огорожі з просадкою асфальтобетонного покриття проїзної частини лівостороннього проїзду земляної вставки на Опорі № 0
6.1.	Покриття проїзної частини	Перебуває у нормальному стані. Мають місце ділянки напливу асфальтобетонного покриття на бортовий камінь вздовж огорожі безпеки
6.2.	Деформаційні шви	Фізичний знос ущільнювача компенсатора шва тротуару на Опорі № 0. Засмічення деформаційного шва проїзної частини на Опорі № 6
6.3.	Перильна огорожа	Наскрізна корозія нижнього поясу перильної огорожі. Пошкодження (фізичний знос) лакофарбового покриття. Порушення цілісності (неперервності) нижнього поясу перильної огорожі. Відсутність заповнення перильної огорожі в зоні розміщення щогл освітлення
6.4.	Бар'єрна огорожа	Деформація стійок та консоли-амортизатора бар'єрної огорожі. Відсутність стійок бар'єрної огорожі. Відсутність елементів кріплення стрічки бар'єрної огорожі. Понаднормований крок розміщення стійок бар'єрної огорожі безпеки. Відсутність кінцевої ділянки огорожі безпеки
6.5.	Тротуари	Перевищення рівня кришок комунікаційних люків над рівнем проходжої частини тротуару. Звуження ширини тротуарних проходів за рахунок виступаючих частин щогл освітлення
6.6.	Тротуарне покриття	Поперечні тріщини в асфальтобетонному покритті вздовж температурних швів. Нерівності асфальтобетонного покриття. Засмічення та рослинність вздовж бар'єрної огорожі.
6.7.	Ліхтарні щогли	Суцільна корозія металевих елементів кріплення щогл освітлення. Відсутність кришок розподільчих коробок на щоглах
6.8.	Система водовідведення	Локальні руйнування (фізичний знос) чавунних решіток. Використання нестандартизованої решітки.

Характерні дефекти та пошкодження несних конструкцій земляної вставки представлені на рис. 1.53 – 1.55.

1.6.8. Результати інструментальних досліджень елементів земляної вставки автопроїзду по греблі ДніпроГЕС. Визначення фактичної міцності й однорідності бетону на ділянках залізобетонних конструктивних елементів земляної вставки (підпірної стінки № 6, тротуарної консоли підпірної стінки № 6, внутрішньої стіни аркового проїзду до шлюзів ДніпроГЕС) та шафових стін Опор №№ 0 і 6 виконувалось двома методами неруйнівного контролю: ультразвуковим [17] і відривом із сколюванням [15].



а



б



в



г

Рис. 1.53. Характерні дефекти залізобетонних конструкцій підпірної стінки № 6:
 а – похилі тріщини, висоли на поверхні бетону; б – руйнування бетону омонолічування стиків, оголення та корозія арматури, закладних деталей; в – сліди регулярного замощення, руйнування захисного шару та висоли на поверхні бетону;
 г – корозія закладних деталей кріплення огорожі



а



б

Рис. 1.54. Похилі тріщини шириною розкриття до 22 мм (а); розкриття швів до 25 мм між блоками підпірної стінки № 6 (б); руйнування бетону омонолічування стиків консолі

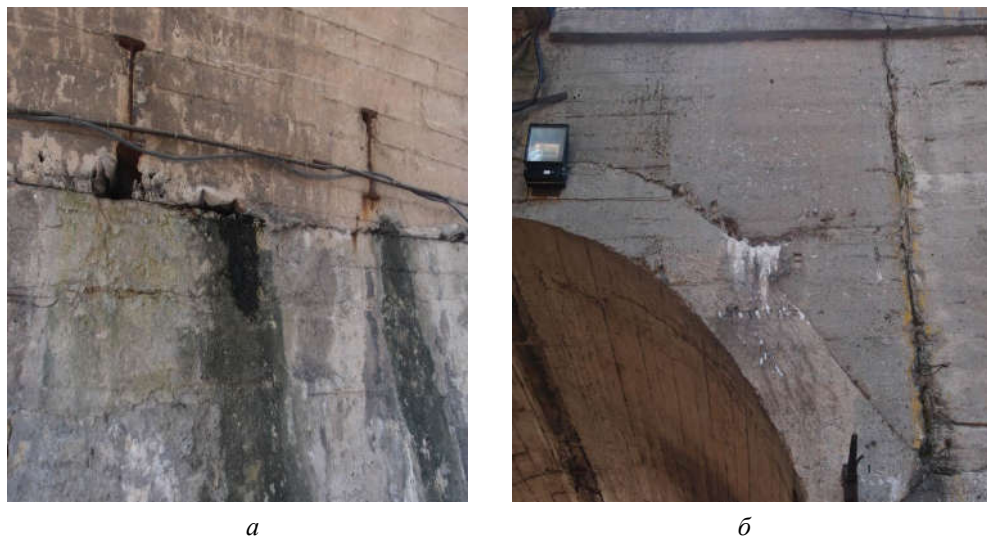


Рис. 1.55. Характерні дефекти залізобетонних конструкцій аркового проходу галереї: *а* – сліди регулярного замокання та висоли на поверхні стін, руйнування захисного шару бетону, оголення та корозія арматури, закладних деталей; *б* – розкриття шва між елементами склепіння та стіни аркового проходу, каверни та локальні сколювання бетону, сліди регулярного замокання та висоли на поверхні

Ультразвукові випробування виконувались приладом УК-14ПМ із пристроєм для поверхневого прозвучування УПП із базою прозвучування 120 мм і абсолютною похибкою розповсюдження ультразвуку не більше $\pm (0,01T + 0,1)$ мкс, де T – час. Що ж стосується механічних випробувань методом відриву зі сколюванням, то вони проводились за допомогою приладу ГПНВ-5 із відносною похибкою вимірювання зусилля не більше $\pm 3,5\%$. А відносна похибка визначення міцності бетону на стиск застосованими методами не перевищувала $\pm 12\%$.

Задля оцінювання міцності бетону залізобетонних конструкцій згідно з [16] виконувалась статистична обробка результатів випробувань, під час якої окремо для кожного виду конструктивних елементів розраховувались середні значення міцності f_{cm} , середньоквадратичні відхилення S_m і коефіцієнти варіації міцності бетону V . А для конструкцій, де фактичний коефіцієнт варіації знаходився в межах нормативного значення, відповідний клас міцності бетону приймався за середньою міцністю f_{cm} згідно з табл. 3.1 [14]. Результати оцінювання міцності бетону в обстежених конструкціях наведені у табл. 1.2.

Зазначимо, що згідно з даними табл. 1.2 коефіцієнти варіації міцності бетону шафових стінок Опор №№ 0 і 6 і в тротуарній консолі знаходяться у межах нормованого показника ($V_{\text{норм.}} = 0,135$), а в підпірній стінці № 6 і внутрішній стіні аркового проходу фактичні коефіцієнти варіації перевищують цей показник.

Таблиця 1.2

**Результати оцінювання міцності бетону
в елементах земляної вставки**

Ч/ч	Назва конструктивного елемента	Середня міцність бетону, f_{cm} , МПа	Коефіцієнт варіації міцності бетону, V	Відповідний клас міцності бетону
1.	Шафова стінка Опори № 6	45,4	< 0,06	C30/35
2.	Підпірна стінка № 6	44,6	0,16	C25/30
3.	Шафова стінка Опори № 0 ^{*)}	26,5	0,10	C16/20
		47,7	не визначався	C30/35
4.	Тротуарна консоль підпірної стінки № 6	53,4	0,06	C32/40
5.	Внутрішня стіна аркового проходу галереї до шлязів	34,2	0,15	C20/25
*) Примітка. Результати наведені для двох різних ділянок стінки Опори № 0				

1.6.9. Визначення глибини карбонізації бетону. Дослідження з визначення корозійного пошкодження бетону проведено за методикою [43]. Ділянки для випробувань були прийняті на зовнішній поверхні шафової стінки Опори № 6 та підпірної стінки № 6 земляної вставки. Глибина карбонізації визначалась в отворах вибурених кернів, а також на ділянках механічних випробувань міцності бетону методом відриву зі сколюванням.

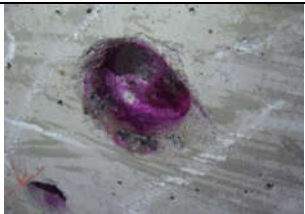
Глибина вибурювання кернів Ø40 мм знаходилась у межах 100 мм. Після вилучення керну, його поверхню та місце вибурювання ретельно очищали від утвореного пилу нагнітаючим повітрям. Потім на поверхню отвору з вибуреним керном і на місце сколювання бетону наносився розчин фенолфталеїну, а через декілька секунд після цього оцінювалась глибина карбонізації бетону (за малиновим забарвленням розчину фенолфталеїну при його взаємодії з лужним середовищем бетону). В місцях, де реакція не відбувалась, фенолфталеїн не змінював свій колір на малиновий, що й свідчило про карбонізацію бетону. Глибина карбонізації вимірювалась штангенциркулем із точністю до 1,0 мм. Приклади визначення глибини карбонізації бетону наведено в табл. 1.3.

1.6.10. Визначення ступеня корозії арматури. Визначення ступеня корозії арматури здійснювалось за методикою [43] на частинах несних конструкцій із характерними пошкодженнями (відсутністю) захисного шару бетону, оголенням і корозією арматури. За результатами візуального обстеження такі ділянки були виявлені на підпірній стінці № 6 й консолях тротуарних плит, причому на них захисний шар бетону був або відсутній повністю (зруйнований), або відшарований (пустоти при простукуванні), а також спостерігались сколи й тріщини, що помітно погіршило захист і збереження арматури в пасивному стані.

Перед проведенням обстеження оголення арматурних стрижнів від бетону виконувалось за допомогою перфоратора, після чого стрижень зачищався від продуктів корозії металевою щіткою, а вимірювання його діаметра виконувалось за допомогою штангенциркуля з точністю до 0,1 мм.

Таблиця 1.3

Результати визначення глибини карбонізації бетону
(на прикладі підпірної стінки № 6)

Ч/ч	Позначення ділянки	Глибина карбонізації бетону, мм	Фотофіксація	Примітка
1.	K2	17 – 20		Ділянка механічних випробувань
2.	K7	7 – 8		Ділянка біля тріщини з висолами

Під час обстеження було виявлено, що робоча поздовжня арматура Ø16 та 22 мм (армування конструкції підпірної стінки № 6 та збірних плит тротуарної консолі виконано арматурою класу А-I діаметром 8 і 10 мм і класу А-III діаметром 12, 16, 22, 25 мм) має зношеність по площі поперечного перерізу стрижня за рахунок корозії металу на максимальну величину від 5,94 до 8,44% відповідно. Результати фотофіксації арматури періодичного профілю з номінальними діаметром 12, 16, 22 мм і гладкої арматури Ø10 мм при визначенні ступеня корозії наведено на рис. 1.56.



а



б

Рис. 1.56. Загальний вигляд арматурних стрижнів конструкцій підпірної стінки № 6 із зафіксованим зменшенням площі поперечного перерізу:
а – до 28,35 мм² (8,44%); б – перерізу в межах допустимих відхилень

1.6.11. Оцінювання технічного стану конструктивних елементів земляної вставки. Оцінювання технічного стану конструктивних елементів земляної вставки проведено на підставі аналізу результатів оцінювання несної здатності підпірної стінки № 6 із урахуванням виявлених дефектів і динаміки їх розвинення, показників міцності бетону досліджуваних конструкцій та ступеня корозії арматури, придатності або непридатності конструкцій та елементів земляної вставки для подальшої експлуатації, а також результатів вібродинамічних випробувань згідно з вимогами норм [19].

У результаті проведеного обстеження конструктивних елементів земляної вставки та аналізу отриманих результатів встановлено, що виявлені дефекти й пошкодження несних конструкцій та елементів впливають на безпеку руху автотранспорту та пересування пішоходів, а також на експлуатаційну надійність споруди в цілому. Крім того, виявлені під час обстеження земляної вставки дефекти та пошкодження не відповідають вимогам міцності та стійкості, безпеки життя і здоров'я людини та безпеки експлуатації споруди згідно з вимогами [24]. І саме через це оцінювання технічного стану об'єкта проведено на відповідність основним вимогам [24], а також забезпечення доступу до об'єкта осіб із інвалідністю та інших маломобільних груп населення. Результати виконаного оцінювання представлено в табл. 1.4.

Таблиця 1.4

Результати оцінки технічного стану елементів і конструкцій земляної вставки

Ч/ч	Елемент споруди	Аналіз відповідності будівельних конструкцій та елементів земляної вставки згідно з нормами [19]			
		за експлуатаційним станом	за вимогою забезпечення безпеки експлуатації	за доступом до об'єкта осіб із інвалідністю та інших маломобільних груп населення	за вимогою забезпечення безпеки життя і здоров'я людини та захисту довкілля
1.	Підпирна стінка №6	4	—	4	—
2.	Підпирна стінка №8	3	—	3	—
3.	Опора № 0	4	—	4	—
4.	Опора № 6	3	—	3	—
5.	Арковий прохід галереї до шлюзів	4	—	4	—
6.	Проїзна частина та тротуари				
6.1	Покриття проїзної частини	3	—	3	—
6.2	Деформаційні шви	3	3	3	—
6.3	Перильна огорожа	5	—	5	5
6.4	Бар'єрна огорожа	5	—	5	5
6.5	Тротуари	5	—	5	5
6.6	Ліхтарні щогли	3	—	3	—
6.7	Система водовідведення	4	4	4	—

Що ж стосується загального технічного стану земляної вставки, то за рейтингом основних конструктивних елементів він оцінюється як *обмежено працездатний* (експлуатаційний стан 4).

1.6.12. Прогнозування залишкового ресурсу конструктивних елементів земляної вставки. Відомо, що залишковий ресурс конструктивних елементів мостових споруд визначається шляхом розв'язання рівняння їхньої деградації [19]:

$$P_i = 1 - 0,008333(\lambda t)^5 e^{-\lambda t},$$

де P_i – надійність елемента в i -му експлуатаційному стані; λ – параметр інтенсивності відмов; $e = 2,718$ – основа натурального логарифма; t – час.

В свою чергу, параметр інтенсивності відмов елемента у стані i для часу $t = j$ визначається за формулою

$$\lambda_{i,j} = \lambda_{i,1} / t,$$

в якій застосовані наступні позначення: $\lambda_{i,j}$ – значення параметра інтенсивності відмов елемента у стані i для часу j ; $\lambda_{i,1}$ – значення параметра інтенсивності відмов елемента у стані i за таблицею Г.1 [19] із перерахунком для $t = 1$; t – час (роки), що пройшов від початку експлуатації.

І саме за допомогою рівняння деградації елементів споруди визначається час ($T5$), що проходить від початку експлуатації елемента до його переходу в стан 5. З урахуванням зазначеного в табл. 1.5 викладені результати розрахунків залишкового ресурсу конструктивних елементів земляної вставки.

Таблиця 1.5

Визначення залишкового ресурсу елементів споруди

Група конструктивних елементів	Номер експлуатаційного стану	P_{i6}	$\lambda_{i,j}$	t	Ресурс ($T5$), років	Залишковий ресурс, років $T = T5 - t$
Мостове полотно	5	0,9584	0,04725	43	43	0
Підпірна стінка № 6	4	0,9798	0,0375	43	57	10
Підпірна стінка № 8	3	0,9925	0,02835	43	71	28
Опора № 0	4	0,9798	0,0375	43	57	10
Опора № 6	3	0,9925	0,02835	43	71	28
Галерея	4	0,9998	0,0375	43	57	10

Як засвідчують наведені у табл. 1.5 дані, залишковий ресурс підпірної стінки № 6, Опори № 0 та галереї дорівнює 10 років, підпірної стінки № 8 і Опори № 6 – 28 років, а для мостового полотна залишковий ресурс повністю вичерпано.

1.6.13. Висновки. Аналіз результатів робіт із обстеження будівельних конструкцій з метою своєчасного виявлення та оцінювання дефектів і пошкоджень земляної вставки автодорожнього проїзду спорудами Дніпровської ГЕС в м. Запоріжжі дозволяє дійти наступних висновків:

1. Виявлені у результаті візуального обстеження дефекти і пошкодження елементів і конструкцій земляної вставки впливають на безпеку руху, вантажопідйомність, довговічність та надійність безпечної подальшої експлуатації споруди. Згідно з [19] до експлуатаційного «стану 3 – працездатний» віднесені: Опора № 6, підпірна стінка № 8, стовпи освітлення, покриття проїзної частини, деформаційні шви; до експлуатаційного «стану 4 – обмежено працездатний» – Опора № 0, підпірна стінка № 6, арковий прохід та стіна галереї, система водовідведення; до експлуатаційного «стану 5 – непрацездатний» – перильна огорожа, огорожа безпеки проїзної частини, тротуари. В цілому, експлуатаційний стан земляної вставки класифікується як стан 4 (обмежено працездатний).

2. Основні руйнування бетону несних конструкцій підпірної стінки № 6 пов'язані з просочуванням вологи крізь конструкцію дорожнього одягу та шви між збірними плитами в захисний шар бетону та зволоженням консолі та стінки по висоті. Більше того, під час обстеження виявлено вертикальні тріщини шириною розкриття до 15 мм у бетоні секцій підпірної стінки № 6 з відповідним маркуванням.

3. Недоліки виконання будівельних робіт і порушення технологічних режимів спорудження збірно-монолітної підпірної стінки № 6 за період експлуатації проявилися у вигляді низької міцності поверхневого шару бетону підпірної стінки.

4. За результатами інструментальних досліджень залізобетонних конструкцій земляної вставки неруйнівними методами встановлені класи бетону за міцністю конструкцій з урахуванням фактичних коефіцієнтів варіації, а саме: Опора № 0 (крім ділянки бетону з гофрованою опалубкою), Опора № 6 та тротуарна консоль підпірної стінки №6 відповідають класу міцності бетону C30/35; ділянка опори з гофрованою опалубкою на Опорі № 0 – C16/C20, що нижче нормативних значень згідно з [11]; підпірна стінка № 6 – C25/30; внутрішні стіни аркового проходу галереї – C20/25.

5. За результатами визначення корозійного пошкодження бетону та арматури конструкцій підпірної стінки № 6 встановлено наступне: на неушкоджених ділянках карбонізація бетону складає до 1 мм, або відсутня; максимальна глибина карбонізації бетону лицьової поверхні підпірної стінки № 6 становить 24 мм; корозійний стан арматурних стрижнів у цілому є задовільним – спостерігаються поодинокі осередки поверхневої корозії на ділянках недоуцільнення бетонної суміші під час формування конструкцій. Ступінь корозії арматурних стрижнів робочої арматури Ø16 мм сягає 5,94%, а арматурних стрижнів Ø22 мм – у межах до 8,44%.

Підсумовуючи викладене вкажемо на те, що, по-перше, виявлені під час обстеження земляної вставки дефекти та пошкодження не відповідають вимогам міцності та стійкості, безпеки життя та здоров'я людини й експлуатації споруди згідно з вимогами [24], а елементи мостового полотна не відповідають вимогам щодо забезпечення доступу до об'єкта особам із інвалідністю та іншим маломобільним групам населення. Що ж стосується підготовлених рекомендацій щодо відновлення експлуатаційної придатності конструкцій та

елементів земляної вставки та підсилення пошкоджених несних конструкцій, то їх невідкладна реалізація – і це є по-друге – дозволить не тільки поліпшити умови утримання земляної вставки, а й забезпечити сумісність роботи існуючих фундаментів, опор та підпірних стінок.

1.7. Динамічні дослідження земляної вставки у складі автодорожнього проїзду спорудами Дніпровської ГЕС

1.7.1. Вступ. Однією з найвизначніших інженерних гідротехнічних споруд є гребля Дніпровської гідроелектростанції (далі – Дніпровська ГЕС або ДніпроГЕС) у м. Запоріжжі, яка введена в експлуатацію у 1932 р. та реконструйована у 1977 році. Її особливістю є те, що у місті вона одночасно слугує важливою ланкою транспортного сполучення між правим та лівим берегами р. Дніпро завдяки влаштуванню за всією її довжиною автодорожнього переїзду завдовжки 1585,82 м (рис. 1.57), який складається з комплексу унікальних і технічно складних із високим ступенем відповідальності споруд: естакади над шлюзами завдовжки 352,00 м, естакади спряження греблі з лівим берегом завдовжки 111,50 м, автопроїзду по греблі завдовжки 666,00 м (складається з прогонових будов, виконаних у 1932 і 1977 роках), моста через аванкамеру завдовжки 319,76 м і земляної вставки завдовжки 136,57 м (рис. 1.57, передній план).



Рис. 1.57. Загальний вигляд автодорожнього проїзду спорудами греблі ДніпроГЕС

Належність Дніпровської ГЕС до об'єктів критичної інфраструктури обумовлює вирішення в процесі проектування, будівництва та експлуатації її

будівель і споруд низки складних завдань стосовно забезпечення їхньої безпеки й надійності, зниження негативного впливу на існуючу забудову та навколишнє середовище, мінімізації екологічних ризиків та гарантування безперервності транспортного сполучення упродовж усього проєктного строку експлуатації. Цілком зрозуміло, що позитивне розв'язання всіх перелічених задач неможливе без чіткого уявлення про дійсний технічний стан мостових споруд, експлуатація яких триває досить довго, що є важливою і одночасно складною інженерно-технічною проблемою.

В якості прикладу вирішення окресленої задачі розглянемо існуючий автодорожній переїзд по земляній вставці греблі ДніпроГЕС, яка є однією з складових комплексу споруд автодорожнього переїзду по гідротехнічних спорудах зазначеної ГЕС, в частині проведення вібродинамічних випробувань і дослідження вібродинамічних впливів і набутих дефектів на надійність і безпеку її подальшої експлуатації та планування ремонтно-відновлювальних робіт.

1.7.2. Загальна характеристика конструкцій земляної вставки автопроїзду по греблі Дніпровської ГЕС. Як вбачається з рис. 1.57, земляна вставка розташована на криволінійній ділянці (дві горизонтальні криві з радіусом кривини 125 м) і межує з опорою № 6 естакади через шлюзи (далі – Опора № 6) та опорою № 0 естакади спряження греблі з лівим берегом (далі – Опора № 0), сполучення з якими виконано з використанням перехідних плит завдовжки 8,0 м. Крім того, в тілі земляної вставки знаходяться два яруси технологічних споруд ГЕС-2, системи дощової каналізації та інженерні мережі.

Земляне полотно зі сторони верхнього б'єфу має відкїсну частину насипу, яка на рівні проїзду на територію ГЕС-2 утримується підпірною стінкою № 8, а зі сторони нижнього б'єфу – збірно-монолітною підпірною стінкою № 6. Температурно-усадковими швами підпірна стінка розбита на десять секцій за геометричною схемою: $8,99 + 11,99 + 8,29 + 12,29 + 14,69 + 8,29 + 11,99 + 2 \times 20,30 + 15,28 = 136,57$ м.

Габарит проїзної частини земляної вставки (ширина проїзду між бар'єрами огорожі) включає чотири смуги руху автомобілів завширшки 3,5 м кожна, розширення на кривих, дві смуги безпеки по 0,50 м і дорівнює від 15,40 м зі сторони естакади через шлюзи до 17,00 м зі сторони естакади сполучення греблі з лівим берегом. Для пішоходів влаштовано два тротуарні проходи: правосторонній завширшки 2,21 м (у просвіті – 1,76 м) і лівосторонній завширшки 2,36 м (у просвіті – 1,67 м) з асфальтобетонним покриттям завтовшки 30 мм.

Проєктні нормативні тимчасові вертикальні навантаги на конструкції земляної вставки являють собою автомобільну навантагу Н-30 від чотирьох колон автомобілів вагою 30 тс кожен, колїсну навантагу НК-80 від одного чотиривїсного автомобілю вагою 80 тс, розрахункову рівномірно розподїлену навантагу на тротуари 400 кгс/м^2 і на дорожнє покриття – нормативну статичну навантагу на вісь 115 кН.

Що ж стосується конструкції дорожнього одягу земляної вставки, то проєктом прийнято два його типи для її різних ділянок. А саме: над технологічними спорудами застосоване двошарове асфальтобетонне покриття завтовшки 100 мм поверху плит перекриття технологічних споруд ГЕС-2, а на ґрунтовій основі воно виконане з шарів крупнозернистого асфальтобетону завтовшки 50 мм, чорного щебеню завтовшки 60 мм, щебеню гранітного завтовшки 200 мм, щебеню доменного завтовшки 250 мм та ущільненого ґрунту основи. Додатково ж зазначимо, що восени 2019 року виконані роботи із заміни покриття проїзної частини та деформаційних швів: влаштовано нове двошарове асфальтобетонне покриття проїзної частини завтовшки 100 мм із дрібнозернистого асфальтобетону та змонтовані деформаційні шви ДШ-2 і ДШ-3 типу «Maurer D80» на спряженні з Опорою № 6 та Опорою № 0 відповідно. А на плитах перекриття технологічних споруд ГЕС-2 улаштована нова гідроізоляція наплавленого типу.

Також вкажемо на те, що на момент виконання досліджень рух авто-транспортного по автодорожньому проїзду спорудами Дніпровської ГЕС здійснювався двома смугами в обох напрямках, був достатньо інтенсивним і представлений, насамперед, легковим транспортом, мало- та середньовантажними автомобілями, міжміськими та міськими автобусами. Рух автопоїздів великої вантажності на момент обстеження не здійснювався. Стан дорожнього покриття – нормальний, без тріщин, вибоїн, колійності та ямковості.

1.7.3. Методика динамічних досліджень земляної вставки та її окремих конструкцій. Насамперед зазначимо, що мета досліджень полягала, по-перше, у визначенні характеристик динамічної навантаги від руху автомобільного транспорту і, по-друге, у розробленні з урахуванням результатів аналізу отриманих даних рекомендацій щодо подальшої безпечної експлуатації споруди та підтриманні конструкції дорожнього одягу земляної вставки в належному експлуатаційному стані. А задля досягнення цієї мети було передбачено проведення записів коливань і встановлення переважаючих частот динамічного впливу й максимальних амплітуд вібропришвидшень у вертикальному та горизонтальному напрямках за різної інтенсивності руху авто-транспортного на характерних ділянках земляної вставки.

Що ж стосується методики динамічних досліджень, то її сутність була визначена з урахуванням вимог норм [18] і передбачала проведення чотирьох етапів робіт, а саме: реєстрацію вібросигналів фактичних коливань дорожнього покриття та конструкцій підпірної стінки № 6 земляної вставки у вертикальному та горизонтальних напрямках під час руху автотранспорту; обробку вібросигналів із метою отримання часових сигналів коливань для різних режимів динамічного впливу; побудову амплітудних вузькополосних спектрів коливань визначення переважаючих періодів динамічного впливу та визначення рівня та параметрів динамічної навантаги на дорожнє покриття та конструкції підпірної стінки № 6 земляної вставки в місцях проведення досліджень. У розвиток наведеного вкажемо також на те, що реєстрація віб-

росигналів виконувалась із застосуванням автономної багатоканальної вібровимірювальної апаратури у складі трьох модулів вимірювання низькочастотної вібрації з датчиками вібрації, ноутбука з програмним комплексом «Сейсмоніторинг» [44] для запису в режимі реального часу та обробки вібросигналів і з'єднувальних кабелів, загальний вигляд якої представлено на рис. 1.58. Діапазон частот при записі коливань був прийнятий у межах 0,3 – 100 Гц, що забезпечило якісну реєстрацію частот і амплітуд вимушених коливань конструкції при впливах автотранспорту.



Рис. 1.58. Загальний вигляд автономної багатоканальної вібровимірювальної апаратури під час проведення динамічного обстеження конструкцій земляної вставки

1.7.4. Умови та схеми проведення динамічних досліджень. З огляду на те, що динамічні дослідження проводились без жодних обмежень або закриття руху автотранспорту по автодорожньому проїзду на земляній вставці, задля уникнення утворення можливих заторів вони виконувались виключно у ранковий час – з четвертої до сьомої години, коли автомобільний рух був не досить насиченим. Останнє надало змогу при проведенні досліджень використати три види джерел вібраційного впливу: мікросейсмічні впливи (вітер, віброактивне устаткування, яке працювало на прилеглих майданчиках тощо); динамічний вплив від автотранспорту, що рухався проїзною частиною автопроїзду в обох напрямках (фоновий режим); динамічний вплив від завантаженої вантажівки «МАЗ-5550» загальною вагою близько 17 т, що рухалася

відокремленою крайньою смугою з різною швидкістю, зокрема через штучно влаштовані перешкоди (дерев'яні бруски завтовшки 4 см). Ба більше, визначення динамічного впливу було проведено при різних режимах руху автотранспорту з фіксацією часу початку записів (кожен із яких тривав 3 хв.) й джерела та моменту динамічного впливу (вантажівка «МАЗ-5550», рейсові автобуси, легковий транспорт тощо).

Треба також вказати на те, що в рамках розробленої методики загалом було реалізовано дев'ять схем розміщення датчиків вібрації, завдяки чому в повному обсязі виконано записи вібросигналів коливань дорожнього покриття та конструкцій підпірної стінки № 6 земляної вставки у вертикальному та горизонтальному напрямках на різних ділянках та у різних режимах руху автотранспорту. Ілюструють сказане рис. 1.59 і 1.60, на яких показані деякі зі схем розміщення вібродатчиків на проїзній частині, тротуарному проході та на конструкціях підпірної стінки № 6 земляної вставки.

Вимірювання коливань проводились при фоновому русі автотранспорту на швидкостях 5, 10, 20 км/год і при проїзді вантажівки зі швидкістю 50 км/год. А штучні перешкоди на шляху руху вантажівки влаштовувалися (як вже було вказано вище) завдяки укладанню на проїзну частину дерев'яних брусків завтовшки 4 см за двома варіантами: або один брусок, або два бруски на відстані 3,4 м один від одного, що відповідає відстані між осями коліс вантажівки.



Рис. 1.59. Розміщення датчиків вібрації відповідно до схеми 2 у 2,5 м від деформаційного шва ДШ-3 на Опорі № 0



Рис. 1.60. Розміщення датчиків вібрації відповідно до схеми 5 у процесі проведення досліджень при переїзді вантажівки через штучно влаштовані перешкоди

А зараз привернемо увагу до однієї важливої обставини динамічних досліджень, яка була виявлена при обстеженні технічного стану дорожнього одягу земляної вставки і чинила певний вплив на їх результати. Мова йде про те, що при вже згаданому обстеженні було виявлено перелом поздовжнього профілю зі зміщенням й просадкою асфальтобетонного покриття земляної вставки в межах Опори № 0 зі сторони нижнього б'єфу, який стався внаслідок виконання ремонтно-відновлювальних робіт із підсилення ростверку Опори № 0. Через це, на жаль, дорожнє покриття автодорожнього проїзду на ділянці біля Опори № 0 виявилось розташованим нижче дорожнього покриття естакади спряження греблі з лівим берегом, що призводило до створення додаткової імпульсної навантаги при проїзді автотранспорту через деформаційний шов ДШ-3 і яке треба було враховувати при проведенні досліджень задля отримання достовірних результатів.

1.7.5. Результати динамічних досліджень. Як відомо, основною найбільш виразною формою відтворення результатів будь-яких динамічних досліджень прийнято вважати графіки горизонтальних й вертикальних вібропришвидшень і їх амплітудних спектрів, побудованих за записами відповід-

них часових сигналів. Тому при проведенні динамічних досліджень, які наразі розглядаються, були виконані записи зареєстрованих значень амплітуд вібропришвидшень дорожнього покриття та конструкцій земляної вставки, а також діапазонів переважаючих частот в амплітудних спектрах коливань і побудовані відповідні графіки. Деякі приклади часових сигналів горизонтальних і вертикальних вібропришвидшень, а також середньоквадратичні значення (СКЗ) амплітудних спектрів вібропришвидшень дорожнього покриття та конструкцій земляної вставки, отримані в різних точках вимірювання при різних режимах руху автотранспорту, наведені на рис. 1.61 – 1.63.

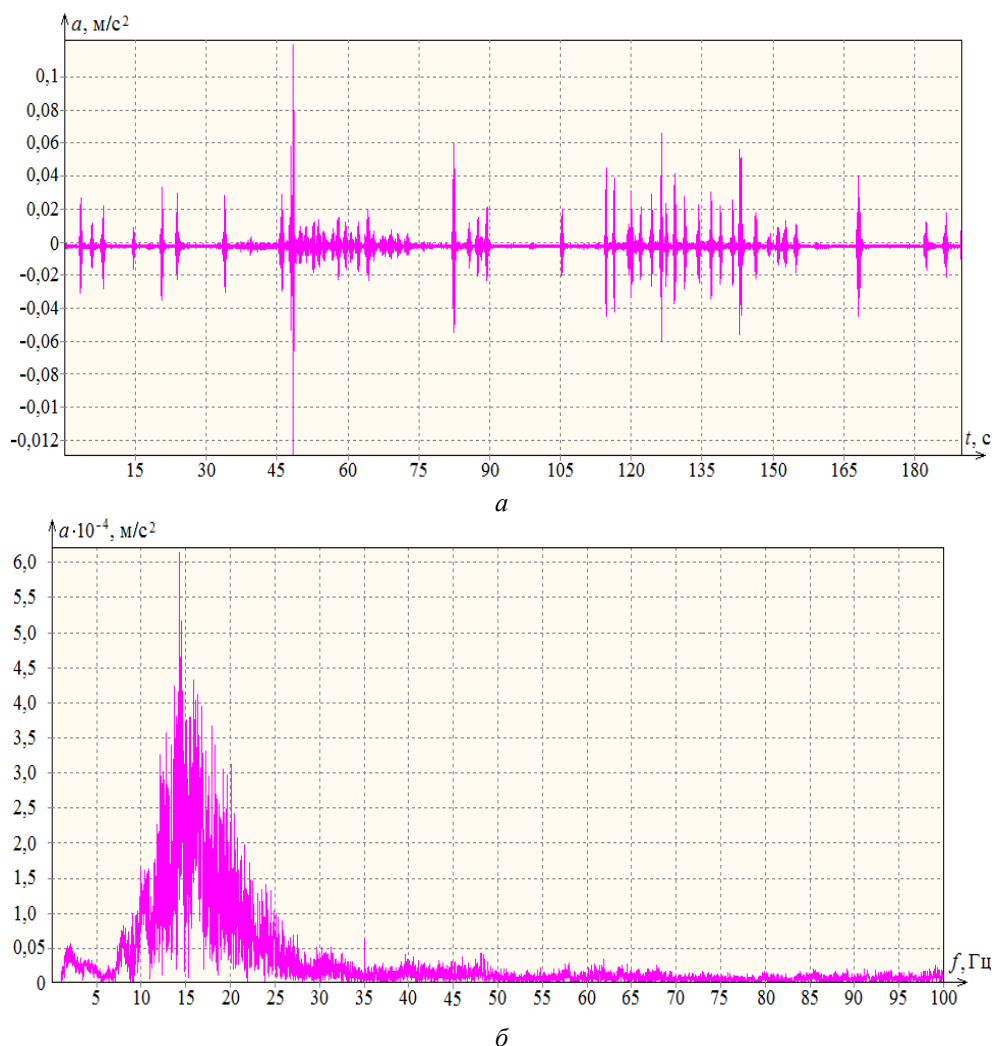


Рис. 1.61. Графіки сигналу (а) та СКЗ амплітудного спектра (б) вертикальних коливань дорожнього покриття земляної вставки в межах Опори № 0 при фоновому русі автотранспорту

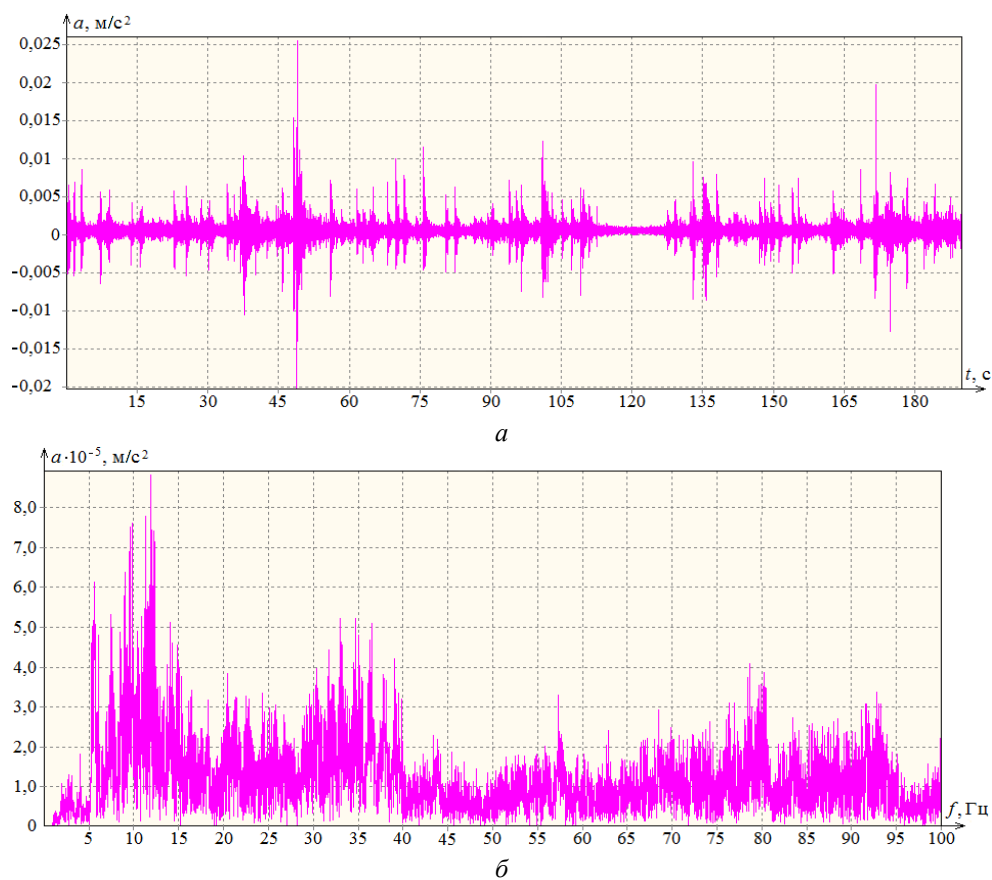
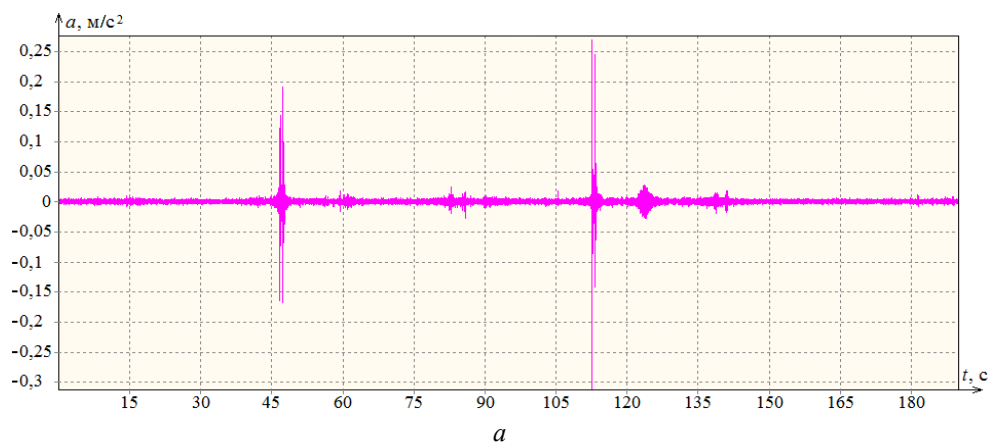


Рис. 1.62. Графіки сигналу (а) та СКЗ амплітудного спектра (б) горизонтальних коливань консолі підпірної стінки на ділянці опори № 0 при фоновому русі автотранспорту



Продовження рисунка на наступній сторінці

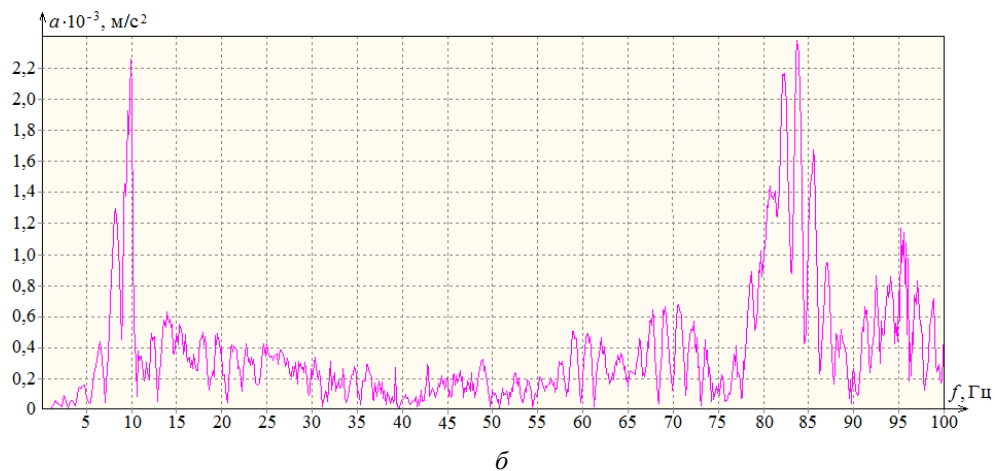


Рис. 1.63. Графіки сигналу (а) та СКЗ амплітудного спектра (б) вертикальних коливань дорожнього покриття та підпірної стінки № 6 при проїзді вантажівки «МАЗ-5550» через штучну перешкоду

А на рис. 1.64 наведено графіки логарифмічних декрементів коливань проїзної частини земляної вставки (зокрема ґрунтової основи підпірної стінки № 6), зафіксовані при проїзді вантажівки «МАЗ-5550» через штучні перешкоди. Як вбачається з цього рисунка, позитивне значення декременту коливань складає $0,7743 \text{ м/с}^2$, а від'ємне дорівнює $-0,5819 \text{ м/с}^2$.

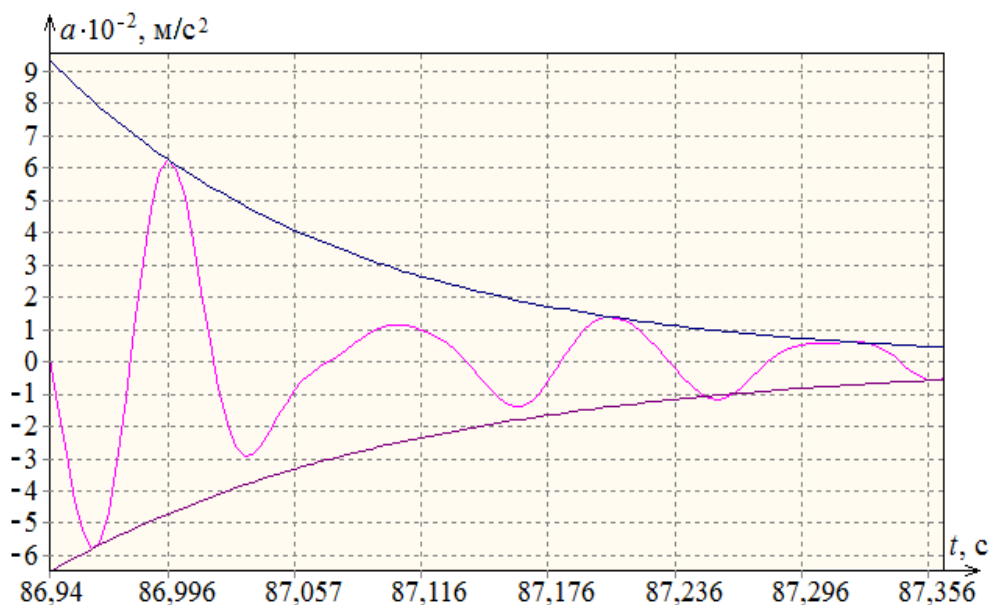


Рис. 1.64. Графік логарифмічного декременту коливань проїзної частини земляної вставки (зокрема ґрунтової основи підпірної стінки № 6)

З аналізу отриманих результатів динамічних досліджень впливають декілька вельми цікавих обставин. Перша з них пов'язана з тим, що автомобільний транспорт, який рухається автодорожнім проїздом земляної вставки, створює складний вимушений вплив на її основу та будівельні конструкції, який складається з низько- та високочастотних компонентів у діапазоні від 2,0 до 80,0 Гц. Друга обставина полягає в тому, що максимальні значення вібропришвидшень земляної вставки у вертикальному, горизонтальних вздовж і поперек проїзду напрямках при фоновому русі автотранспорту дорівнюють: проїзна частина – $0,126 \text{ м/с}^2$, $0,026 \text{ м/с}^2$ і $0,021 \text{ м/с}^2$; підпірна стінка № 6 – $0,046 \text{ м/с}^2$, $0,02 \text{ м/с}^2$ і $0,02 \text{ м/с}^2$; тротуарна консоль підпірної стінки № 6 – $0,122 \text{ м/с}^2$, $0,024 \text{ м/с}^2$ і $0,015 \text{ м/с}^2$, а при проїзді вантажівки «МАЗ-5550» загальною вагою близько 17 т через штучно влаштовані перешкоди становлять: дорожнє покриття та підпірна стінка № 6 – $0,32 \text{ м/с}^2$, $0,108 \text{ м/с}^2$ і $0,119 \text{ м/с}^2$; тротуарна консоль підпірної стінки № 6 – $0,028 \text{ м/с}^2$, $0,025 \text{ м/с}^2$ і $0,006 \text{ м/с}^2$. Третя обставина стосується значень, по-перше, переважаючих частот коливань дорожнього покриття та конструкцій підпірної стінки № 6, які зареєстровані в діапазоні 8 – 12 Гц у вертикальному та 5 – 25 Гц у горизонтальних вздовж і поперек проїзду напрямках, і, по-друге, логарифмічних декрементів коливань, які складають 0,5 – 0,8 для проїзної частини земляної вставки і ґрунтової основи підпірної стінки № 6, а також 0,25 – 0,4 для тротуарної консолі підпірної стінки № 6. І, нарешті, четверта обставина зводиться до розкриття особливостей визначення максимальних величин вібропришвидшень конструкцій Опор №№ 0 і 6, що виникають під час проїзду автотранспорту через деформаційні шви, а саме: розташування дорожнього покриття земляної вставки на ділянці в межах Опори № 0 нижче дорожнього покриття прогонової споруди естакади спряження греблі з лівим берегом (внаслідок виконання ремонтно-відновлювальних робіт із підсилення ростверку Опори № 0) призводить до додаткових імпульсних навантаж при проїзді через деформаційний шов звичайного автотранспорту, зокрема максимальні значення вертикальних вібропришвидшень опор зафіксовано при проїзді міжміських автобусів.

1.7.6. Висновки. В даному параграфі розглянута методика динамічних досліджень дорожнього покриття автодорожнього проїзду і основних будівельних конструкцій земляної вставки у складі автодорожнього проїзду спорудами Дніпровської ГЕС в м. Запоріжжі. Наведено й проаналізовано результати динамічних досліджень у вигляді графіків горизонтальних й вертикальних вібропришвидшень і їх амплітудних спектрів, побудованих за записами відповідних часових сигналів. За результатами виконаних досліджень сформульовано вихідні дані для розроблення проєктної документації на капітальний ремонт та підготовлені рекомендації щодо подальшої безпечної експлуатації земляної вставки, які полягають в наступному.

1. Задля унеможливлення осідання основ та фундаментів при динамічних впливах допустиме вібропришвидження ґрунту в горизонтальних та вертикальному напрямках не повинно бути більше $0,15 \text{ м/с}^2$, тому що у протилежному випадку (у разі перевищення даного значення) та наявності водонасичених ґрунтів осідання основ будівель і споруд може досягати $5,0 \text{ мм/рік}$ [28]. Більше того, враховуючи результати геодезичних досліджень планово-вертикального положення конструкцій та характер виявлених пошкоджень підпірної стінки № 6 та Опори № 0, дорожнє покриття автодорожнього проїзду земляної вставки та деформаційні шви ДШ-2 і ДШ-3 необхідно підтримувати у належному експлуатаційному стані задля зменшення імпульсних навантаж, що виникають при проїзді автотранспорту через напливи, тріщини, вибоїни, колійність тощо.

2. При розрахунках конструкцій земляної вставки необхідно враховувати потенційну динамічну навантагу, що складає не менше 10% від статичних навантаж, а демпфування приймати рівним у межах 7 – 10% для ґрунтової основи та 5% – для залізобетонних конструкцій підпірної стінки № 6.

3. При розробленні проектної документації на проведення капітального ремонту, виконання ремонтно-відновлювальних робіт із метою підтримання на належному рівні безпеки експлуатації елементів та конструкцій земляної вставки отримані дані слід використовувати як вихідні для діагностики та експертної оцінки технічного стану конструкцій.

Глава 2

Реконструкція автодорожнього переїзду через гідротехнічні споруди Дніпровської ГЕС

2.1. Питання реконструкції автопроїзду по спорудах греблі ДніпроГЕС

2.1.1. Вступ. Загальні дані. В історичному аспекті однією з найвидатніших і найзнаніших інженерних споруд, будь-коли зведених на теренах України, вважається введена в експлуатацію у 1932 р. гребля ДніпроГЕС у м. Запоріжжі. Причому технологічна особливість цієї споруди полягає в її подвійному призначенні – крім безпосередньо виробництва електроенергії вона одночасно слугує важливою ланкою транспортного сполучення між правим і лівим берегами р. Дніпро завдяки влаштуванню за всією її довжиною автодорожнього проїзду (рис. 2.1). Зазначений проїзд загальною довжиною 1585,82 м містить низку споруд (зліва направо): міст через аванкамеру завдовжки 319,76 м (ділянка I – II); автопроїзд по спорудах греблі завдовжки 666,00 м, який складається з виконаних у 1932 і 1977 роках прогонових будов (ділянка II – III, рис. 2.2); естакаду спряження греблі з лівим берегом завдовжки 111,50 м (ділянка III – IV); земляну вставку завдовжки 136,57 м (ділянка IV – V) й естакаду над шлюзами завдовжки 352,00 м (ділянка V – VI).

2.1.2. Стислий опис конструкцій автопроїзду та його підсилень під час експлуатації. Розташований на бичках греблі автомобільний проїзд із радіусом кривини близько 600 м до реконструкції 1977 р. був завширшки лише 7,5 м. Його несими конструкціями слугували розрізні прогонові будови, які перекривали прогони між бичками греблі й складалися з чотирьох сталевих клепаних суцільних балок і розміщених на них залізобетонних плит проїзної частини. Вказані прогонові будови надалі були використані при реконструкції автопроїзду, в результаті чого ширина останнього збільшилась до 15,9 м (рис. 2.3). Водночас було влаштовано тротуар для пішоходів завширшки 2,25 м із низової сторони греблі та службовий прохід для обслуговуючого персоналу завширшки 0,75 м із її верхової сторони.

У ході реконструкції під існуючі прогонові будови були заведені сталеві консольні ригелі, що потім встановлювалися на бичках греблі та прикріплювалися до неї за допомогою анкерних тяжів із тросів Ø68 мм, пропущених у завчасно пробурених у бичках свердловинах за зображеною на рис. 2.4 принциповою схемою, які (свердловини), після попереднього натягу тяжів, ін'єктувалися цементним розчином. Сталеві ригелі прийняті коробчастого перерізу без монтажних стиків, а сталеві прогонові будови розширюваної частини – розрізними з прогонами $\approx 15,5$ м конструктивно виконаними з двох

головних балок заввишки 1000 мм, поперечних балок із кроком 2000 мм й поздовжніх ребер із кроком 400 – 575 мм. А цікавим тут є те, що поперечні балки та поздовжні ребра водночас слугують конструктивними елементами сталеві ортотропної плити проїзної частини.



Рис. 2.1. Загальний вигляд автодорожнього проїзду по спорудах греблі ДніпроГЕС

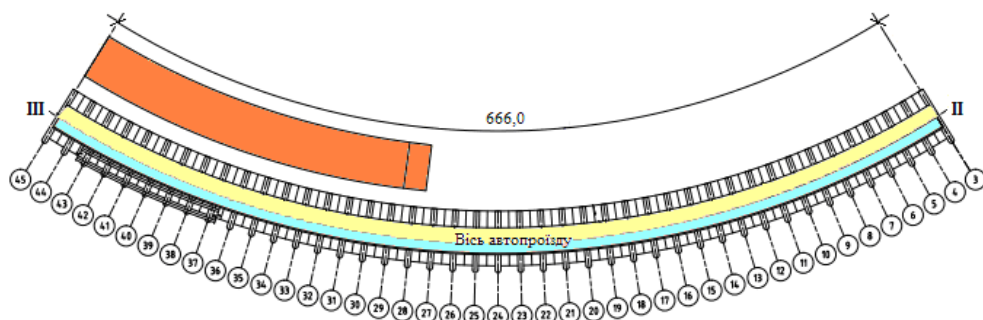


Рис. 2.2. План автодорожнього проїзду по спорудах греблі ДніпроГЕС: блакитний колір – прогонові будови 1932 р.; жовтий колір – прогонові будови 1977 р.; помаранчевий колір – будівля ГЕС-2; II – початок автопроїзду; III – кінець автопроїзду

Задля зменшення кількості деформаційних швів верхні листи ортотропної плити були зварені на монтажі, створивши у такий спосіб безперервну площину проїзної частини з кроком деформаційних швів близько 100 м. Всі опорні частини нових прогонових будов прийняті згідно з проектом інституту «Союздорпроект» гумовими, шаруватими. До того ж цим проектом визначено, що навантаги від гальмування автомобілів одночасно сприймаються всіма опорними частинами шестипрогонового укрупненого блока. Так само

було взято до уваги, що прогонові будови 1932 і 1977 років мають значну різницю у жорсткостях. Оскільки вказана різниця могла б створити умови для негативного впливу однієї прогонової будови на іншу, то з метою уникнення такого впливу передбачено влаштування суцільного поздовжнього деформаційного шва між цими двома конструктивами (рис. 2.3), який додатково виконує функцію розподільної смуги між авторухом двох напрямків. Причому поздовжній деформаційний шов, а також поперечні шви між укрупненими блоками прийняті пружинного типу.

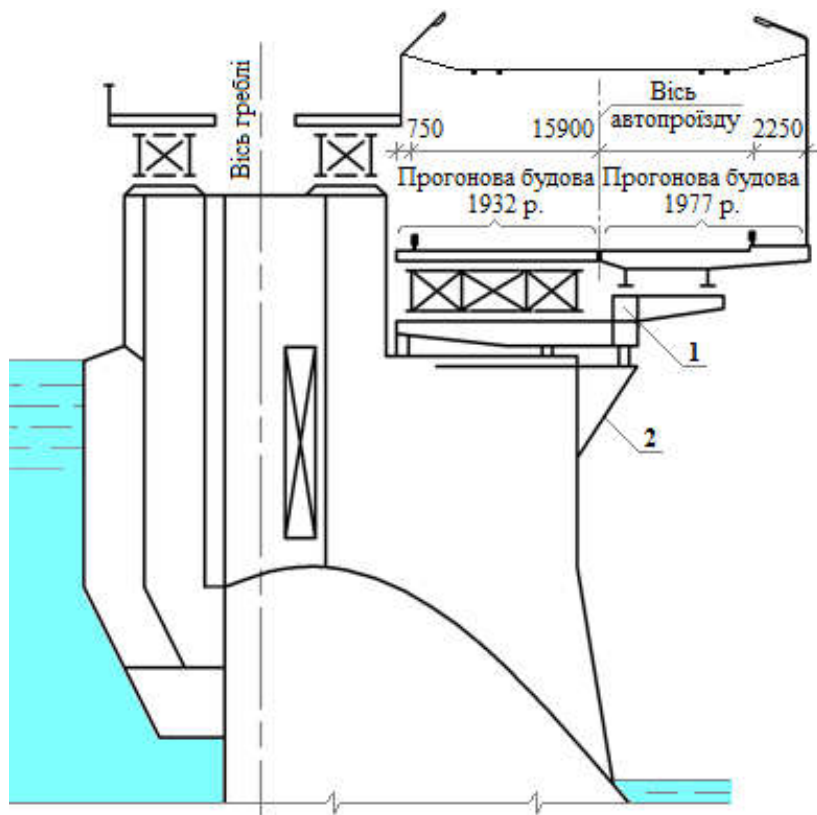


Рис. 2.3. Поперечний переріз греблі після реконструкції автопроїзду в 1977 р.:
1 – ригель; 2 – підкіс

Вкажемо також на те, що за результатами проведених Інститутом електрозварювання ім. Є.О.Патона останнім часом випробувань зразків металу, взятих із балок прогонових будов 1932 р., встановлено, що хімічний склад і механічні властивості сталі, з якої виконані балки, відповідають хімічному складу та механічним властивостям сталі марок Ст1кп, Ст2кп, Ст3кп згідно з нормами [20]. А в частині залізобетонних і бетонних конструкцій зазначимо, що проектна марка бетону за міцністю на стиск становить М300, за морозостійкістю – F200 і за водонепроникністю – W6.

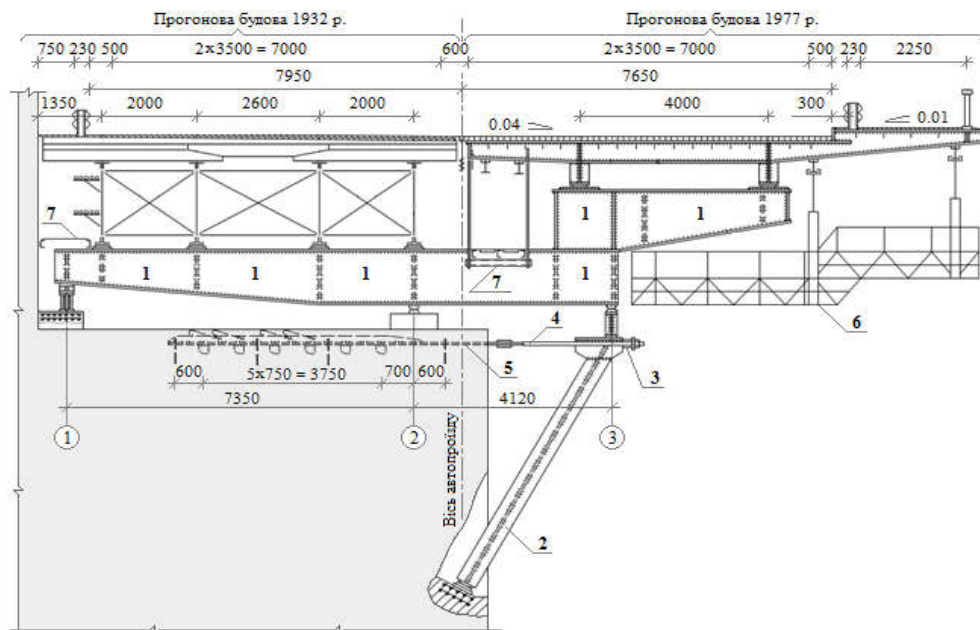


Рис. 2.4. Поперечний переріз прогонових будов після реконструкції автопроїзду у 1977 р.: 1 – ригель; 2 – підкіс; 3 – траверса; 4 – тяж; 5 – затяжка; 6 – пересувний оглядовий візок; 7 – оглядовий прохід; ①, ②, ③ – осі обпирання ригеля

У 1990-ті роки минулого сторіччя виникла необхідність проведення ремонту сталевих ригелів, яка, крім їхньої значної гнучкості, була викликана трьома важливими чинниками. Перший з них – це суттєві коливання метало-конструкцій автопроїзду по спорудах греблі внаслідок вібраційного впливу від працюючих гідроагрегатів Дніпровської ГЕС і значного (в декілька разів) збільшення вертикальних рухомих навантаж від автотранспорту (передусім від великотоннажних автомобілів). Другий був пов'язаний з корозійними пошкодженнями самих ригелів, що призвело до часткової втрати їхнього поперечного перерізу. А третій, напевно найголовніший, – полягав у прогресуючій динаміці розвинення поверхневих вертикальних, горизонтальних, похилих і криволінійних, а також наскрізних зі значним розкриттям тріщин у бетонних бичках греблі. Тому після розроблення декількох варіантів ремонтних робіт було прийнято рішення щодо виконання підсилення ригелів шляхом підведення під їхні консолі жорстких підкосів у зображений на рис. 2.4 спосіб. Поза тим доречно також зауважити, що на цьому та на всіх подальших рисунках світло-сірим кольором показані існуючі бетонні бички греблі.

2.1.3. Результати обстеження конструкцій автопроїзду. За результатами здійсненого у 2020 р. обстеження та проведених розрахунків відповідно до норм [19] його основні конструктивні елементи віднесено до наступних експлуатаційних станів:

1. Виконані у 1932 році конструкції автопроїзду [89]: прогонові будови – стан 5 (непрацездатний); опорні частини – стан 3 (працездатний); перильна огорожа – стан 4 (обмежено працездатний); бар’єрна огорожа – стан 3 (працездатний); мостове полотно – стан 3 (працездатний); крайні деформаційні шви автопроїзду – стан 3 (працездатний); оглядові пристосування – стан 5 (непрацездатний); система водовідведення – стан 4 (обмежено працездатний); залізобетонна плита проїзної частини – стан 5 (непрацездатний); деформаційні шви між залізобетонними плитами – стан 4 (обмежено працездатний). А узагальнення всіх цих станів за рейтингом основних конструктивних елементів дозволило дійти до висновку, що автопроїзд 1932 року загалом перебуває у стані 5 – непрацездатний.

2. Виконані у 1977 році конструкції автопроїзду [82]: прогонові будови – стан 3 (працездатний); металеві опорні ригелі – стан 5 (непрацездатний); перильна огорожа – стан 4 (обмежено працездатний); бар’єрна огорожа – стан 3 (працездатний); стовпи освітлення – стан 3 (працездатний); мостове полотно – стан 3 (працездатний); деформаційні шви – стан 3 (працездатний); система водовідведення – стан 4 (обмежено працездатний); оглядові пристосування – стан 4 (обмежено працездатний); пересувні візки – стан 5 (непрацездатний). А узагальнення всіх цих станів за рейтингом основних конструктивних елементів дозволило дійти до висновку, що автопроїзд 1977 року загалом перебуває у стані 5 – непрацездатний.

Спираючись на наведені вище висновки, задля створення умов для подальшої безпечної експлуатації автопроїзду та унеможливлення аварійно-небезпечних ситуацій, науково-технічною радою ПрАТ «Укргідроенерго» [39] було прийнято рішення про проведення комплексної реконструкції автопроїзду по спорудах греблі ДніпроГЕС при дотриманні її архітектурного історично утвореного зовнішнього вигляду, під час якої планувалось окрім повної заміни старих конструкцій автопроїзду, ще й відпрацювання заходів із оптимізації схем передачі навантаг на бетонні несні конструкції греблі (іншими словами, бички та їх оголовки) з метою підвищення надійності й полегшення їхньої подальшої експлуатації, забезпечення сприятливих умов руху транспортних засобів і пішоходів тощо. Водночас було вирішено розглянути два принципово відмінних один від одного підходи до цієї реконструкції, перший з яких передбачав застосування металевих конструкцій автопроїзду, а другий – залізобетонних. Більше того, у кожному з цих підходів було намічено для опрацювання декілька концептуальних варіантів реконструкції з різними конструктивними параметрами, а саме: геометрією, ярусністю, кількістю смуг авторуху тощо. Саме тому, а також із огляду на непересічність окресленої історично назрілої проблеми, ПрАТ «Укргідроенерго» залучило до її розв’язання низку провідних інститутів України, які володіють значним інженерно-технічним і науковим потенціалом із найкваліфікованіших фахівців, що працюють у галузі десятки років, зокрема члени-

кореспонденти Національної академії наук України, дійсні члени й члени-кореспонденти низки українських і міжнародних галузевих академій, лауреати Державних і Національних премій України, заслужені будівельники, енергетики та діячі науки і техніки України, професори, доктори та кандидати технічних наук, а саме: ПрАТ «Укргідропроект» – головний проєктний інститут у галузі гідроенергетичного та водогосподарського будівництва, ТОВ «Український інститут сталевих конструкцій імені В.М.Шимановського» – базовий науково-дослідний та проєктний інститут сталевих конструкцій Мінрегіону України, що спеціалізується на дослідженні та проєктуванні будівельних металоконструкцій, та ТОВ «Містпроект» – головний проєктний інститут у галузі проєктування залізобетонних мостових конструкцій. Відтак зосередимося на послідовному характеризуванні всіх запропонованих варіантів комплексної реконструкції автопроїзду. І одразу вкажемо на те, що всі досліджені варіанти конструкції нових прогонових будов, які пропонується впровадити при реконструкції на заміну існуючим, відповідають вимогам чинних норм [13] при рухомих вертикальних навантагах – автомобільній Н-30 і колісній НК-80 [47], а тимчасові навантаги прийняті згідно з вимогами п. 3 табл. 8.1 норм [12] зважаючи на те, що цим вимогам повністю відповідають запроєктовані під вищезазначені навантаги та побудовані в 1977 році мостові споруди автодорожнього проїзду через греблю ДніпроГЕС. Що ж стосується габаритів смуг руху та безпеки, і це є друга заувага, то вони прийняті керуючись певною низкою міркувань, перше з яких полягає в тому, що вказані габарити є тотожними тим, що наразі мають місце на інших мостових спорудах, які дотичні до проїзду по греблі ДніпроГЕС; друге торкається габаритів моста, що підлягає реконструкції, які призначені згідно з вимогами п. 8.2 норм [12] і, нарешті, третє пов'язане з реалізацією однієї з наперед сформульованих цілей реконструкції – зменшення виносу консолей опорних ригелів і зусиль від них, які передаються на бички греблі та чинять на них негативний вплив.

2.1.4. Стислий опис концептуальних варіантів реконструкції автопроїзду з застосуванням металевих конструкцій.

Перший концептуальний варіант реконструкції полягає у повному демонтажі прогонових будов 1932 та 1977 років будівництва й влаштуванні затим нової сталевої прогонової будови для чотирисмугового автомобільного руху по автодорожньому проїзду (рис. 2.5 – 2.8). Для розглянутого нового чотирисмугового проїзду повна ширина між зовнішніми бар'єрними огорожами дорівнює 16,95 м із урахуванням чотирьох смуг авторуху завширшки по 3,5 м і безпеки завширшки по 0,5 м, а саме: $B = 0,50 + 2 \times 3,50 + 0,50 + 0,95 + 0,50 + 2 \times 3,50 + 0,50 = 16,95$ м. Для пересування пішоходів передбачено тротуар із низової сторони завширшки 1,50 м, а для руху обслуговуючого персоналу – службовий прохід завширшки 0,75 м із верхової сторони (рис. 2.5).

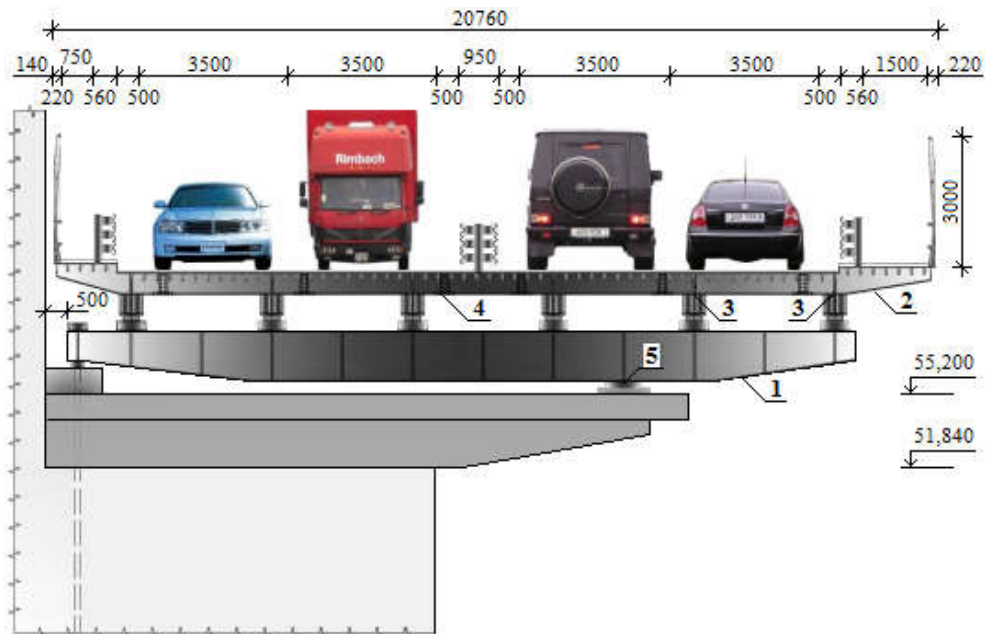


Рис. 2.5. Поперечний переріз прогонових будов чотирисмугового автодорожнього проїзду за першим концептуальним варіантом реконструкції з застосуванням металевих конструкцій: 1 – ригель; 2 – прогонова будова; 3 – головні балки; 4 – поперечна балка; 5 – циліндрична опорна частина



Рис. 2.6. Загальний вигляд нового чотирисмугового автодорожнього проїзду за першим концептуальним варіантом реконструкції з застосуванням металевих конструкцій (вид із боку естакади спряження греблі з лівим берегом р. Дніпро)



Рис. 2.7. Загальний вигляд нового чотирисмугового автодорожнього проїзду за першим концептуальним варіантом реконструкції з застосуванням металевих конструкцій (вид із правого берега р. Дніпро з боку нижнього б'єфу)



Рис. 2.8. Загальний вигляд нового чотирисмугового автодорожнього проїзду за першим концептуальним варіантом реконструкції з застосуванням металевих конструкцій (вид із правого берега р. Дніпро з боку нижнього б'єфу)

Ще одне важливе питання, яке було вирішено під час проєктування, має відношення до дотримання новими конструкціями проїзду наявних висотних позначок прогонових будов. Досягти ж запланованого вдалося досить простим прийомом – розмістивши на існуючих бетонних бичках греблі додаткові залізобетонні опорні конструкції заввишки близько 1,7 м, поверх яких передбачені консольні опорні сталеві ригелі задля передачі опорних реакцій від прогонової будови (рис. 2.5). Звертаємо увагу, що на цьому та всіх подальших рисунках додаткові залізобетонні опорні конструкції виділені темно-сірим кольором.

Самі ж опорні ригелі заввишки 1,2 м і завдовжки 18,5 м складаються з двох сталевих двотаврових балок, поєднаних між собою опорними листами та підсилені ребрами жорсткості. А передача засиль від ригелів на залізобетонну опору відбувається через дві циліндричні опорні частини, можливий відрив яких сприймається тяжами з тросів, пропущених у заздалегідь пробурені в бичках свердловини, які, після попереднього натягу тяжів, ін'єктуються цементним розчином.

Прогонова будова прийнята сталевою, розрізною, з прогонами завдовжки 15,85 м і складається з шести головних балок заввишки 1000 мм із кроком 3,30 м. Сталева ортотропна плита проїзної частини утворена поперечними балками заввишки 500 мм із кроком 2000 мм, поздовжніми ребрами 180×12 мм із кроком 300 мм і листом завтовшки 14 мм. Матеріал головних балок й опорних ригелів – сталь марки 15ХСНД-2 за [5].

Всі опорні частини прогонових будов прийняті пружними, виробництва фірми «MAURER», по осях обпирання яких запроєктовані суцільностінчасті діафрагми з місцями установки домкратів задля монтажу прогонових будов і ремонту опорних частин. Прогонові будови об'єднані по верху проїзної частини в єдиний блок, утворений шістьма прогонами за допомогою зварювання їх верхніх листів у безперервну площину з кроком деформаційних швів близько 100 м. Самі ж деформаційні шви передбачені модульними, виробництва фірми «MAURER».

А насамкінець розгляду першого концептуального варіанта реконструкції скажемо всього лише декілька слів щодо передавання максимальних зосереджених розрахункових вертикальних навантаж на залізобетонні опорні конструкції пропонованої нової сталеві прогонової будови для чотирисмугового автомобільного руху по автодорожньому проїзду по греблі ДніпроГЕС та оцінювання напруженого стану бичків греблі. Якщо максимальні зосереджені розрахункові вертикальні навантаження від транспортних засобів та власної ваги нової сталеві прогонової будови позначити символом R і поза тим нагадати, що напрямом їх дії проходить уздовж вертикальної осі циліндричних опорних частин опорних ригелів нової сталеві прогонової будови, то схему передачі цих навантаж можна представити у відображеному на рис. 2.9 вигляді. Що ж стосується величин навантаж, то вони мають наступні значення: $R_A = 80$ т і $R_B = 390$ т.

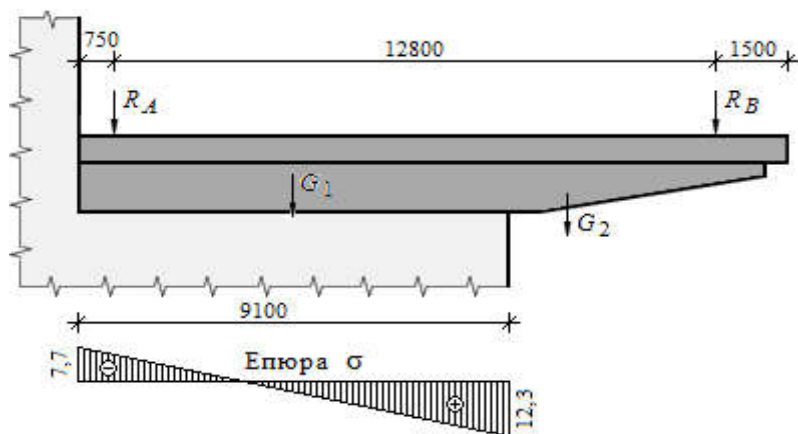


Рис. 2.9. Схема передачі розрахункових зосереджених навантаж на залізобетонні опорні конструкції і епюра розподілення нормальних напружень у бетоні бичка за першим концептуальним варіантом реконструкції з застосуванням металевих конструкцій

Одночасно на цьому ж рисунку символом G із нижніми індексами «1» (суцільно примикаюча до верхньої площини бичка частина завдовжки 9,1 м) і «2» (консольна частина) позначені максимальні зосереджені розрахункові вертикальні навантаги від власної ваги залізобетонних опорних конструкцій, які прикладені в центрах рівноваги відповідних частин опорних конструкцій і мають наступні значення: $G_1 = 160$ т і $G_2 = 70$ т.

Додатково на рис. 2.9 наведена епюра нормальних напружень σ (кг/см²) у бетоні бичка від результуючої дії всіх згаданих вище навантаж. Як вбачається з цієї епюри, напруження в бетоні бичка мають доволі нерівномірний характер розподілення, що засвідчується напруженнями розтягування з боку нижнього б'єфу та стискання з боку тіла греблі. Більше того, їхні значення відрізняються одне від одного досить суттєво – майже в 1,6 раза. Тому, беручи до уваги всі представлені обставини, можна впевнено стверджувати, що бетон бичка за цих умов перебуває (особливо в довготривалій перспективі!) в достатньо складному напруженому стані, який, до речі, буде все більш ускладнюватись під впливом виявленої при проведенні обстежень прогресуючої динаміки розвинення наскрізних тріщин.

Другий концептуальний варіант реконструкції полягає у повному демонтажі прогонових будов 1932 та 1977 років будівництва і влаштуванні потім нової сталевий прогону для двосмугового автомобільного руху по автодорожньому проїзду (рис. 2.10, 2.11). Зважаючи на зазначене, повна ширина проїзду між бар'єрними огорожами становить 9,0 м із урахуванням двох смуг авторуху завширшки по 3,5 м і безпеки завширшки по 1,0 м, а саме: $B = 1,0 + 2 \times 3,5 + 1,0 = 9,0$ м. Поза тим для пересування пішоходів передбачено тротуар із низової сторони завширшки 1,50 м, а для руху обслуговуючого персоналу – службовий прохід завширшки 0,75 м із верхової сторони (рис. 2.10).

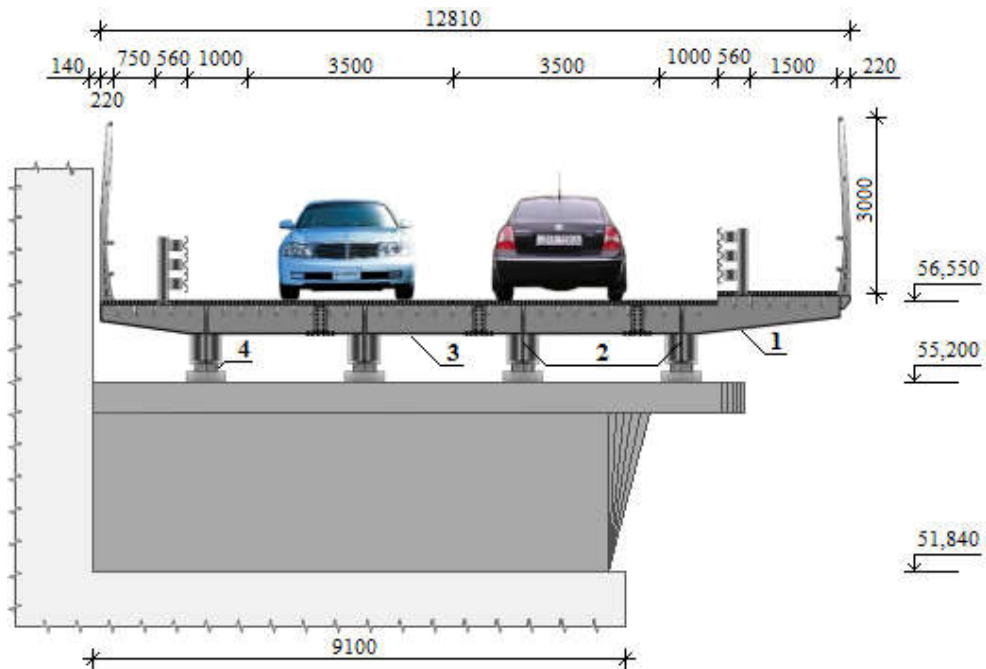


Рис. 2.10. Поперечний переріз прогонових будов двосмугового автодорожнього проїзду за другим концептуальним варіантом реконструкції з застосуванням металевих конструкцій: 1 – прогонова будова; 2 – головні балки; 3 – поперечна балка; 4 – пружні опорні частини



Рис. 2.11. Загальний вигляд нового двосмугового автодорожнього проїзду за другим концептуальним варіантом реконструкції з застосуванням металевих конструкцій (вид із правого берега р. Дніпро з боку верхнього б'єфу)

Оскільки нові конструкції сталеві прогонової будови мають незначну висоту – всього 1,35 м, то задля виходу на проєктні висотні позначки проїзду на бичках греблі передбачається спорудити додаткові залізобетонні опорні конструкції заввишки близько 3,3 м (рис. 2.10). Причому з наміром забезпечення спільної роботи цих конструкцій з існуючими бетонними бичками передбачено забурювання в тіло бичка металевих анкерів із їх подальшим об'єднанням із армуванням нових залізобетонних опорних конструкцій. Крім того, поверху цих додаткових залізобетонних опорних конструкцій планується влаштувати підферменники з метою обпирання нових прогонових будов.

А тепер перейдемо до розгляду конструктивного вирішення нової сталеві прогонової будови автодорожнього проїзду. Ця будова прийнята розрізною з прогонами біля 15,9 м і налічує чотири головні балки заввишки 1000 мм розміщених із кроком 2,7 м (рис. 2.10). По осях обпирання прогонової будови встановлені суцільностінчасті діафрагми, в яких передбачені місця установки домкратів задля монтажу прогонової будови та ремонту опорних частин. Прогонові будови об'єднані по верху проїзної частини в єдиний блок, утворений шістьма прогонами шляхом зварювання їх верхніх листів у безперервну площину з кроком деформаційних швів близько 100 м. Самі ж деформаційні шви передбачені модульними, виробництва фірми «MAURER». Усі опорні частини прогонової будови запроектовані пружними, виробництва фірми «MAURER».

Сталева ортотропна плита складається з поперечних балок заввишки 500 мм із кроком 2000 мм, поздовжніх ребер із листа 180×12 мм із кроком 300 мм і сталевго настилу проїзної частини з листа завтовшки 14 мм. Матеріал головних балок й опорних ригелів – сталь марки 15ХСНД-2 за [5].

В частині передавання максимальних зосереджених розрахункових вертикальних навантаж на залізобетонні опорні конструкції пропонуваної нової сталеві прогонової будови для двосмугового автомобільного руху по автодорожньому проїзду по греблі ДніпроГЕС та оцінювання напруженого стану бичків греблі зазначимо наступне.

Позначимо, як і раніше, максимальні зосереджені розрахункові вертикальні навантаги від транспортних засобів та власної ваги нової сталеві прогонової будови символом R . Також звернемо увагу на те, що в даному випадку напрямок дії цих навантаж проходить уздовж вертикальних осей головних балок прогонової будови та пружні опорні частини, на які вони спираються. Тоді схему передачі цих навантаж можна представити у відтвореному на рис. 2.12 вигляді. Що ж стосується величин навантаж, то вони мають наступні значення: $R_A = 50$ т, $R_B = 75$ т, $R_C = 85$ т і $R_D = 125$ т.

Одночасно на цьому ж рисунку символом G із нижніми індексами «1» (нижня частина) і «2» (верхня частина) позначені максимальні зосереджені розрахункові вертикальні навантаги від власної ваги двох частин додаткових залізобетонних опорних конструкцій, які прикладені в центрах рівноваги цих частин і мають наступні значення: $G_1 = 170$ т і $G_2 = 60$ т.

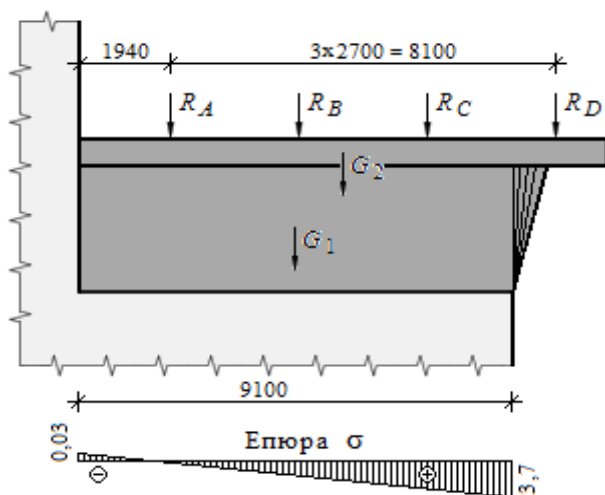


Рис. 2.12. Схема передачі розрахункових зосереджених навантаж на залізобетонні опорні конструкції і епюра розподілення нормальних напружень у бетоні бичка за другим концептуальним варіантом реконструкції з застосуванням металевих конструкцій

На рис. 2.12 також представлена епюра нормальних напружень σ (кг/см²) у бетоні бичка від результуючої дії всіх наведених вище навантаж. Як вбачається з цієї епюри, напруження в бетоні бичка мають незначні значення та достатньо однорідний характер розподілення. Останнє є свідченням того, що бетон бичка за цих умов знаходиться у доволі напруженому стані.

Третій концептуальний варіант реконструкції полягає у повному демонтажі прогонових будов 1932 та 1977 років будівництва і влаштуванні нової (принципово відмінної як від існуючої, так і від усіх вже розглянутих вище конструктивних рішень автодорожнього проїзду) двоярусної прогонової будови – сталеві нерозрізної решітчастої конструкції з прогонами завдовжки приблизно 16 м із обпиранням на бичках греблі (рис. 2.13 – 2.17). У цьому випадку повна ширина проїзду між бар'єрними огорожами на кожному ярусі становить 9,0 м із урахуванням двох смуг авторуху завширшки по 3,5 м і безпеки завширшки по 1,0 м, а саме: $B = 1,0 + 2 \times 3,5 + 1,0 = 9,0$ м. Крім того, на обох ярусах передбачено: тротуар із низової сторони завширшки 1,50 м для пересування пішоходів і службовий прохід завширшки 0,75 м із верхової сторони – для руху обслуговуючого персоналу (рис. 2.13).

Важливим аспектом пропонованого варіанта є те, що конфігурація решітчастої схеми прогонових будов у вигляді ферменних конструкцій з великою будівельною висотою прийнята виходячи з умов забезпечення габариту по висоті проїзду на першому ярусі, а також виходу на існуючі висотні позначки проїзду. Для цього, а також з метою розміщення опорних конструкцій нових прогонових будов, бички греблі потребують добудови додаткових залізобетонних ригелів із консолями на низовій стороні у висвітлений на рис. 2.13 спосіб. А передача зусиль на ці ригелі відбувається через пружні опорні частини виробництва фірми «MAURER».

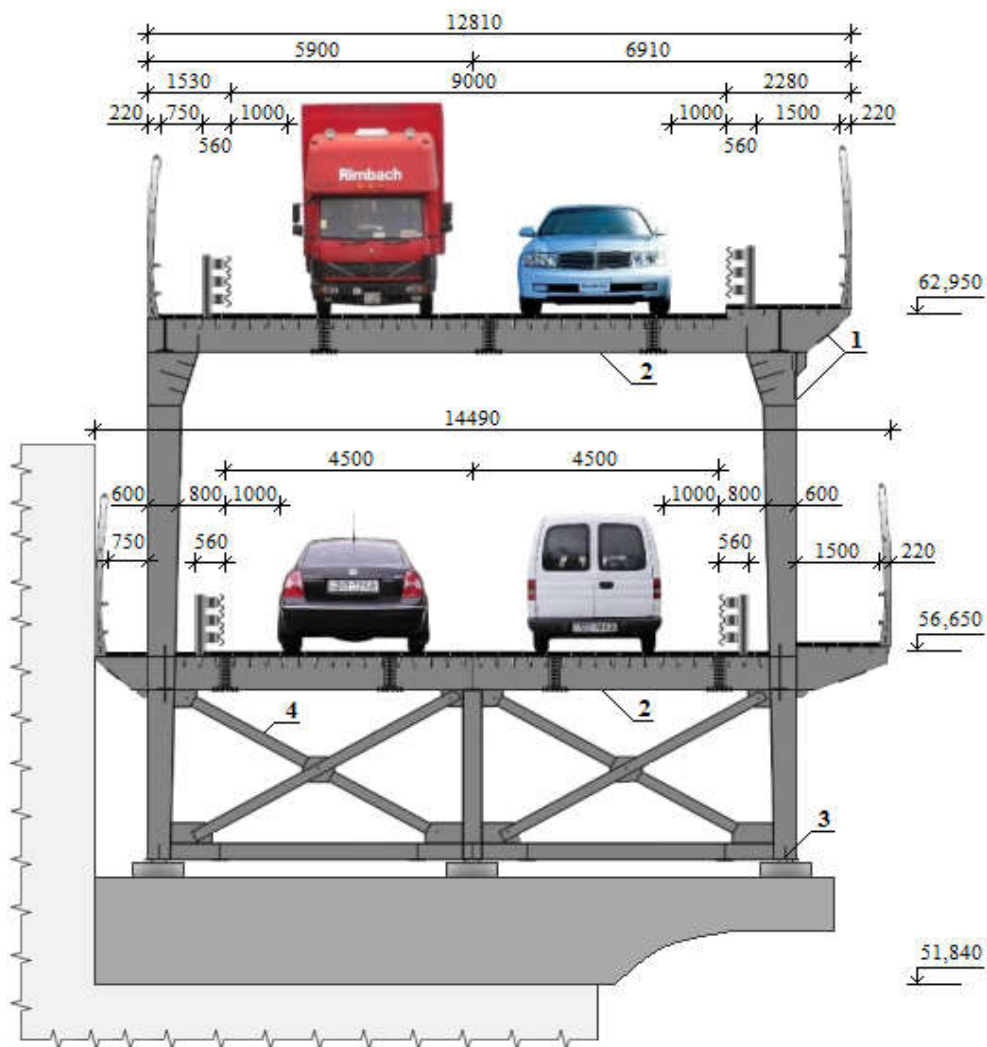


Рис. 2.13. Поперечний переріз прогонових будов двоярусного автодорожнього проїзду за третім концептуальним варіантом реконструкції з застосуванням металевих конструкцій: 1 – прогонова будова; 2 – поперечна балка; 3 – пружні опорні частини; 4 – вертикальні в'язі

Ще одне важливе питання, ефективно вирішене під час проектування, полягало в забезпеченні належної жорсткості прогонових будов, яка у поперечному напрямку була досягнута за рахунок застосування рамної конструкції ярусів, а у поздовжньому – вертикальних в'язей з трикутної решітки ферм із зварних двотаврів й горизонтальних в'язей по поясах ферм із сталевих ортотропних плит проїздів, утворених поперечними балками заввишки 500 мм із кроком 2000 мм, поздовжніми ребрами перерізом 180×12 мм із кроком 300 мм і листом проїзної частини завтовшки 14 мм. До того ж за осями обпирання

двох ярусів прогонових будов на бичках задля сприйняття горизонтальних зусиль (вітер, бокові удари) передбачені жорсткі конструкції типу порталних рам, а також місця установки домкратів для монтажу та ремонту.



Рис. 2.14. Загальний вигляд нового двоярусного автодорожнього проїзду за третім концептуальним варіантом реконструкції з застосуванням металевих конструкцій (вид із лівого берега р. Дніпро з боку нижнього б'єфу)



Рис. 2.15. Загальний вигляд нового двоярусного автодорожнього проїзду за третім концептуальним варіантом реконструкції з застосуванням металевих конструкцій (вид із правого берега р. Дніпро з боку верхнього б'єфу на аванкамерну ділянку)



Рис. 2.16. Загальний вигляд нового двоярусного автодорожного проїзду за третім концептуальним варіантом реконструкції з застосуванням металевих конструкцій (вид з боку естакади спряження греблі з лівим берегом р. Дніпро)



Рис. 2.17. Загальний вигляд нового двоярусного автодорожного проїзду за третім концептуальним варіантом реконструкції з застосуванням металевих конструкцій (вид з правого берега р. Дніпро з боку верхнього б'єфу)

Прогонові будови об'єднані по верху проїзної частини в єдиний блок, утворений шістьма прогонами за допомогою зварювання їх верхніх листів у безперервну площину з кроком деформаційних швів близько 100 м. Самі ж

деформаційні шви передбачені модульними, виробництва фірми «MAURER». Матеріал головних балок й опорних ригелів – сталь марки 15ХСНД-2 за [5].

Тепер варто звернути увагу на ще одну важливу обставину, яка властива виключно обговорюваному третьому варіанту реконструкції, на відміну від її першого та другого варіантів, і яка зводиться до необхідності створення зручного сполучення автотранспортних потоків, які будуть рухатися у напрямку запроєктованого двоярусного автодорожнього проїзду з протилежних берегів р. Дніпро по земляній вставці та мосту через аванкамеру (рис. 2.1).

Тому, з метою облаштування цього сполучення, рекомендується наступне. Існуючу естакаду спряження греблі з лівим берегом пропонується демонтувати, а на вивільненому місці побудувати дві нові окремі естакади, які будуть поєднувати земляну вставку з верхнім і нижнім ярусами автопроїзду по греблі, забезпечуючи у такий спосіб комфортний з'їзд і заїзд автотранспорту. В частині організування з'їзду автотранспортного потоку з верхнього ярусу автопроїзду по греблі на існуючий міст через аванкамеру вкажемо на те, що з огляду на повну відсутність можливості його конструктивного втілення пропонується зазначений міст демонтувати, а натомість спорудити новий двоярусний міст, який фактично буде продовженням нового автопроїзду по греблі й дозволить автотранспортним засобам як заїжджати на нього, так і з'їжджати на правий берег р. Дніпро через додатково зведену розв'язку. Втім, дана пропозиція, крім значної кількості різнобічних переваг, все ж таки містить певну обтяжувальну деталь: одна з теперішніх проміжних опор моста через аванкамеру (а саме, опора № 4) розташована з ексцентриситетом у 9,5 м від осі моста [84], що не тільки унеможливорює її використання для нового двоярусного моста, а й призводить до необхідності будівництва замість неї нової додаткової опори.

А наразі, згідно з усталеною послідовністю викладу складових пропонувань проєктних рішень варіантів реконструкції, необхідно приділити увагу питанню передавання максимальних зосереджених розрахункових вертикальних навантаж на залізобетонні опорні конструкції нової сталевий прогонової будови для двоярусного автомобільного руху по автодорожньому проїзду по греблі ДніпроГЕС та оцінювання напруженого стану бичків греблі.

Як завжди позначимо максимальні зосереджені розрахункові вертикальні навантаги від транспортних засобів та власної ваги нової сталевий прогонової будови символом R . Також звернемо увагу на те, що напрямок дії цих навантаж проходить уздовж вертикальних осей пружних опорних частин. Тоді схему передачі цих навантаж можна представити у наведеному на рис. 2.18 вигляді. Щодо величин навантаж, то вони мають наступні значення: $R_A = 215$ т, $R_B = 125$ т і $R_C = 120$ т.

Одночасно на цьому ж рисунку символом G із нижніми індексами «1» (суцільно примикаюча до верхньої площини бичка частина завдовжки 9,1 м) і «2» (консольна частина завдовжки 3,6 м) позначені максимальні зосереджені розрахункові вертикальні навантаги від власної ваги двох частин додаткових залізобетонних опорних конструкцій, які прикладені в центрах рівноваги цих частин і мають наступні значення: $G_1 = 20$ т і $G_2 = 30$ т.

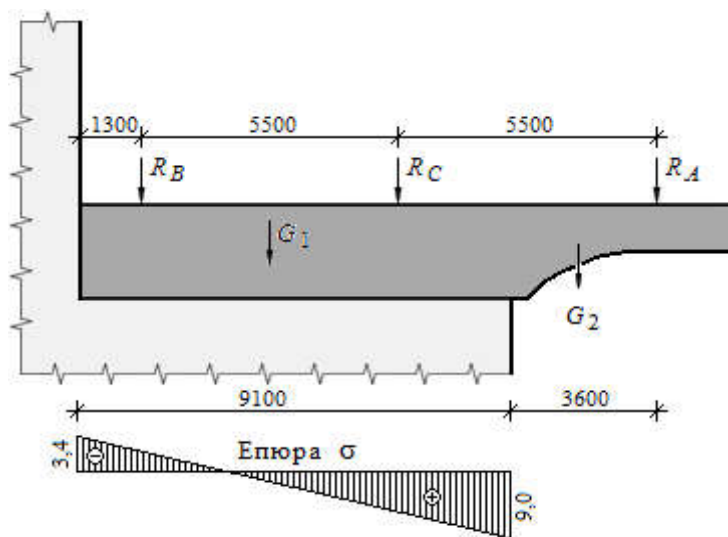


Рис. 2.18. Схема передачі розрахункових зосереджених навантаж на залізобетонні опорні конструкції і епюра розподілення нормальних напружень у бетоні бичка за третім концептуальним варіантом реконструкції з застосуванням металевих конструкцій

На рис. 2.18 також показана епюра нормальних напружень σ (кг/см²) у бетоні бичка від результуючої дії всіх наведених вище навантаж. Як вбачається з цієї епюри, напруження в бетоні бичка мають доволі нерівномірний характер розподілення, що засвідчується напруженнями розтягування з боку нижнього б'єфу та стискання з боку тіла греблі; значення ж напружень відрізняються одне від одного приблизно в 2,6 раза. Зважаючи на останнє, можна стверджувати, що бетон бичка за цих умов перебуває (як і в розглянутому вище першому варіанті реконструкції) в достатньо складному напруженому стані, який, до речі, буде все більш ускладнюватись під впливом виявленої при проведенні обстежень прогресуючої динаміки розвинення наскрізних тріщин.

2.1.5. Стислий опис концептуальних варіантів реконструкції автопроїзду з застосуванням залізобетонних конструкцій.

Перший концептуальний варіант реконструкції полягає у повному демонтажі прогонових будов 1932 та 1977 років будівництва й влаштуванні зати́м нової монолітної залізобетонної прогонової будови для чотирисмугового автомобільного руху по автодорожньому проїзду (рис. 2.19 – 2.23). У цьому разі повна ширина проїзду між зовнішніми бар'єрними огорожами майже за всією його довжиною (без першого та останнього бичків № 3 і № 45) дорівнює 15,9 м із урахуванням чотирьох смуг авторуху завширшки по 3,5 м і двох смуг безпеки завширшки 0,5 м і 0,8 м, а саме: $B = 0,50 + 2 \times 3,50 + 0,60 + 2 \times 3,50 + 0,80 = 15,9$ м (рис. 2.19, 2.20). А на бичках № 3 і № 45 із огляду на деякі конструктивні особливості облаштування заїздів на автопроїзд ця ширина збільшена до 17,06 м (рис. 2.21).

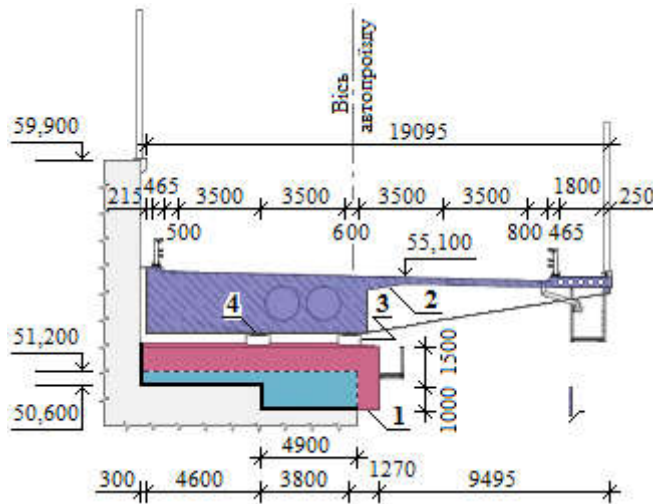


Рис. 2.19. Поперечний переріз прогонових будов за першим концептуальним варіантом реконструкції з застосуванням залізобетонних конструкцій на бичках № 5 – № 43: 1 – монолітний залізобетонний оголовок бичка; 2 – монолітна залізобетонна прогонова будова; 3 – підферменник; 4 – сферична опорна частина

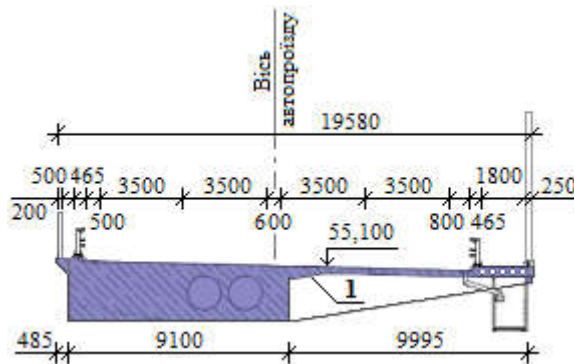


Рис. 2.20. Поперечний переріз прогонових будов за першим концептуальним варіантом реконструкції з застосуванням залізобетонних конструкцій у прогонах між бичками № 5 – № 43: 1 – монолітна залізобетонна прогонова будова

Що ж стосується пересування пішоходів, то з цією метою по всьому автопроїзду з його низової сторони передбачено тротуар завширшки 1,80 м. Рух же обслуговуючого персоналу планується здійснювати у відображений на рис. 2.19 – 2.21 спосіб: на бичках із застосуванням розміщених під монолітною залізобетонною прогоною будовою двох оглядових пристроїв, а у прогонах між бичками з використанням оглядового пристрою під монолітною залізобетонною прогоною будовою та службового проходу завширшки 0,5 м із верхової сторони автопроїзду.

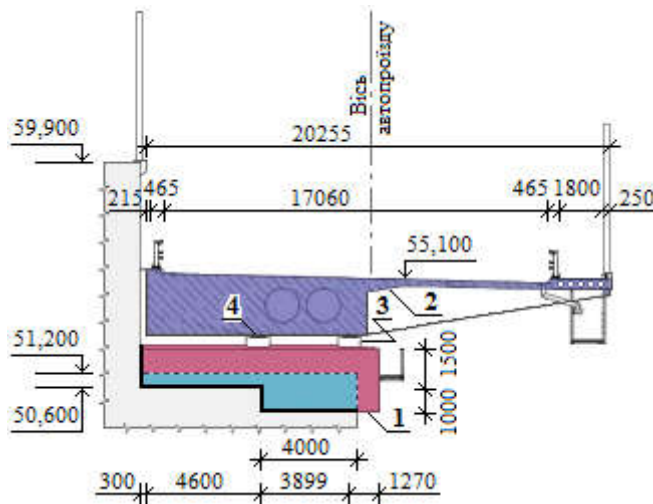


Рис. 2.21. Поперечний переріз прогонових будов за першим концептуальним варіантом реконструкції з застосуванням залізобетонних конструкцій на бичках № 3 і № 45: 1 – монолітний залізобетонний оголовок бичка; 2 – монолітна залізобетонна прогонова будова; 3 – підферменник; 4 – сферична опорна частина



Рис. 2.22. Загальний вигляд нового чотирисмугового автодорожнього проїзду за першим концептуальним варіантом реконструкції з застосуванням монолітних залізобетонних конструкцій
(вид зверху з боку естакади спряження греблі з лівим берегом р. Дніпро)



Рис. 2.23. Загальний вигляд нового чотирисмугового автодорожнього проїзду за першим концептуальним варіантом реконструкції з застосуванням монолітних залізобетонних конструкцій (вид з нижнього б'єфу з боку лівого берега р. Дніпро)

З приводу конструктивного вирішення згаданої вище прогонової будови автодорожнього проїзду зауважимо наступне. Прогонова будова за схемою своєї статичної роботи прийнята балковою нерозрізною у межах трьох прогонів із монолітного бетону, армованого звичайною арматурою, з односторонньою ребристою консоллю. У поздовжньому напрямку вона поділена на 14 секцій завдовжки 46,428 м кожна (по осі автодорожнього проїзду), які відділяються одна від одної деформаційними швами. Основна несна частина прогонової будови, як вбачається з рис. 2.19 – 2.21, має поперечний переріз подібний до прямокутного. Зважаючи на достатньо великі розміри і площу цього перерізу, що зумовлює значну власну вагу всієї конструкції, з наміром зменшення останньої в прогоновій будові влаштовуються поздовжні порожнини завдяки розміщенню полімерних труб, які залишаються в масиві бетону будови після бетонування. З низової сторони будови розташована довга консоль плити проїзної частини та тротуару, що підкріплена поперечними ребрами. Заввишки прогонова будова має 2,7 м, товщина плити консолі дорівнює 0,26 м, а крок ребер, що її підтримують, варіюється від 2,15 до 2,575 м.

Задля передачі навантаж від прогонової будови на бички греблі передбачені спеціальні сферичні лінійно-рухомі й нерухомі опорні частини. А саме: в поздовжньому напрямку для кожної секції прогонової будови на одному з оголовків бичка встановлюються дві нерухомі опорні частини, а на іншому – лінійно-рухомі. Стосовно ж розташування опорних частин поперек прогоно-

вої будови вкажемо на те, що для цього був застосований спеціальний спосіб, який дозволив забезпечити максимально рівномірний (що є надзвичайно важливим!) розподіл опорних реакцій.

Наступна обставина, яка була розглянута при розробленні першого концептуального варіанта реконструкції автопроїзду, стосується обрання способу обпирання нової прогонової будови на бички греблі. Заради цього та зважаючи на наявність різноманітних тріщин у бичках, запропоновано верхні частини бичків частково розібрати та влаштувати замість них нові залізобетонні монолітні оголовки, що поєднуються з бетоном бичків ефективною технологією клесштирьового сполучення за окресленою на рис. 2.19, 2.21 схемою, на якій пунктирна тонка лінія показує контур існуючого бичка, а суцільна товста – межу його розбирання. Причому вказане «злиття» (якщо тільки в даному випадку можливе вживання такого виразу) виконується у наступному порядку: в межах розібраної ділянки на горизонтальних та вертикальних поверхнях заздалегідь із певним кроком підготовляються вибурюванням отвори, в які за допомогою спеціального епоксидного складу вклеюються арматурні стрижні. Зауважимо, що пропонуване втручання у внутрішню структуру бичків дозволяє досягти одночасного розв'язання одразу трьох нагальних проблем: по-перше, зміцнити їх зовнішню розтріскану поверхню, по-друге, створити оптимальні умови для обпирання нової прогонової будови і, по-третє, реалізувати в утвореній по суті новій єдиній монолітній конструкції бичків рівномірне розподілення компонентів напруженого стану з незначними значеннями напруг, що дає змогу забезпечити більшу надійність автодорожнього проїзду після реконструкції.

Другий концептуальний варіант реконструкції полягає у повному демонтажі прогонових будов 1932 та 1977 років будівництва і влаштуванні нової (принципово відмінної як від існуючого, так і від попередньо розглянутого першого концептуального варіанта реконструкції конструктивного рішення автодорожнього проїзду з застосуванням залізобетонних конструкцій) двоярусної збірно-монолітної залізобетонної прогонової будови для чотирисмугового (по дві смуги на кожному ярусі) автомобільного руху по автодорожньому проїзду (рис. 2.24 – 2.30). Повна ширина проїзду між зовнішніми бар'єрними огорожами для обох ярусів дорівнює 7,9 м із урахуванням двох смуг авторуху завширшки по 3,45 м і двох смуг безпеки завширшки по 0,5 м, а саме: $B = 0,50 + 2 \times 3,450 + 0,50 = 7,9$ м.

Пересування пішоходів і обслуговуючого персоналу намічено здійснювати у наступний спосіб: пішоходи рухаються по розташованому за всією довжиною другого ярусу автопроїзду з його низової сторони тротуару завширшки 1,80 м, а для обслуговуючого персоналу передбачено дві можливості переміщення – на бичках по службовому проході завширшки 0,5 м, що знаходиться на першому ярусі автопроїзду із верхової сторони, а в прогонах ще й з використанням оглядового пристрою, який розміщений під прогоною будовою із низової сторони першого ярусу автопроїзду (рис. 2.24, 2.25).

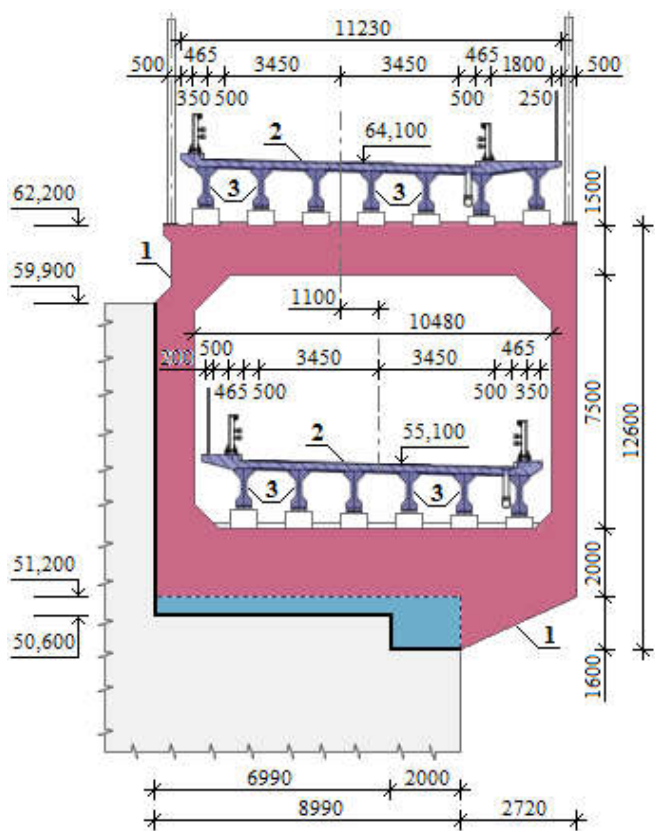


Рис. 2.24. Поперечний переріз прогонових будов на бичках за другим концептуальним варіантом реконструкції з застосуванням залізобетонних конструкцій: 1 – монолітна залізобетонна рамна опора; 2 – монолітна залізобетонна прогонова будова; 3 – збірні залізобетонні балки індивідуальної конструкції

Тепер безпосередньо перейдемо до розгляду особливостей конструктивного рішення пропонованої прогонової будови. І одразу вкажемо на те, що у поздовжньому напрямку вона поділена на 14 секцій завдовжки 46,428 м кожна (по осі автодорожнього проїзду), які відділяються одна від одної деформаційними швами. До того ж, і це є друге, прогонові будови першого та другого ярусів автопроїзду за схемою своєї статичної роботи являють собою температурно-нерозрізні у межах трьох прогонів залізобетонні збірно-монолітні балкові прогонові будови, які конструктивно утворені з основних несних елементів (іншими словами, ребер жорсткості) – залізобетонних армованих попередньо напруженою арматурою І-подібних балок, що на рівні верхніх полиць об'єднані між собою в єдине ціле монолітною плитою проїзної частини та тротуарів завтовшки не менше 0,2 м.

Зазначимо, що з огляду на достатньо складну геометричну форму цих балок, вони повинні виготовлятися на спеціалізованому заводі залізо-

бетонних виробів за індивідуальними креслениками. А з метою обпирання цих балок на монолітну залізобетонну рамну опору передбачено застосування гумових армованих опорних частин для мостових споруд.

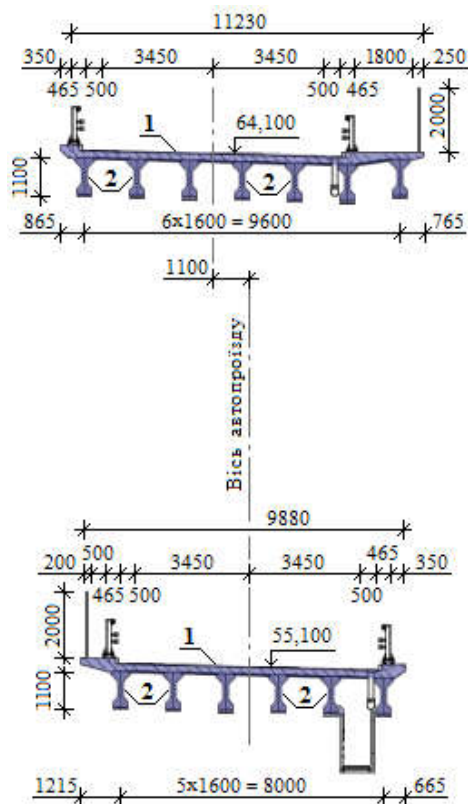


Рис. 2.25. Поперечний переріз прогонових будов в прогонах за другим концептуальним варіантом реконструкції з застосуванням залізобетонних конструкцій: 1 – монолітна залізобетонна прогонова будова; 2 – збірні залізобетонні балки індивідуальної конструкції

Сама ж монолітна залізобетонна рамна опора має стандартне конструктивне рішення, схематичне зображення якого викладене на рис. 2.24, тому наразі на його характеризуванні зупинятися не будемо. Що ж стосується механізму приєднання цієї опори до бичків греблі, то воно провадиться у такий же спосіб, який вже був роз'яснений при обговоренні першого концептуального варіанта реконструкції, а саме шляхом клеєштирьового з'єднання з частинами бичків, які залишились після видалення їхніх верхніх фрагментів. Для цього в межах розібраної ділянки на горизонтальних і вертикальних поверхнях бичків й поверхні сполучення верхових стійок рамних опор із бичками заздалегідь із певним кроком підготовляються вибуруваннями отвори, в які за допомогою спеціального епоксидного складу вклеюються арматурні стрижні.



Рис. 2.26. Загальний вигляд нового чотирисмугового автодорожнього проїзду за другим концептуальним варіантом реконструкції з застосуванням збірно-монолітних залізобетонних конструкцій (вид з нижнього б'єфа)



Рис. 2.27. Загальний вигляд нового чотирисмугового автодорожнього проїзду за другим концептуальним варіантом реконструкції з застосуванням збірно-монолітних залізобетонних конструкцій (вид з нижнього б'єфа з правого берега р. Дніпро)



Рис. 2.28. Загальний вигляд нового чотирисмугового автодорожнього проїзду за другим концептуальним варіантом реконструкції з застосуванням збірно-монолітних залізобетонних конструкцій (вид з нижнього б'єфа з лівого берега р. Дніпро)



Рис. 2.29. Внутрішній вигляд нового чотирисмугового автодорожнього проїзду за другим концептуальним варіантом реконструкції з застосуванням монолітних залізобетонних конструкцій



Рис. 2.30. Загальний вигляд фрагмента фасаду нового чотирисмугового автодорожнього проїзду за другим концептуальним варіантом реконструкції з застосуванням збірно-монолітних залізобетонних конструкцій

Також звернемо увагу на те, що запропоноване проєктне рішення дозволяє створити оптимальні умови для обпирання рамної опори, що в підсумку призводить не тільки до найменших величин й ексцентриситетів постійних і тимчасових навантаж на бички греблі, наслідком чого є реалізація в утвореній по суті новій єдиній монолітній конструкції бичків рівномірного розподілення компонентів напруженого стану з незначними значеннями напруг, що дає змогу забезпечити більшу надійність автодорожнього проїзду після реконструкції.

2.1.6. Висновки. Висвітлені у даній статті концептуальні варіанти реконструкції автопроїзду по греблі ДніпроГЕС були розглянуті науково-технічною радою ПрАТ «Укргідроенерго», на якій після їхнього всебічного обговорення було прийнято наступне рішення [40]: затвердити варіант реконструкції мостового автопроїзду по греблі Дніпровської ГЕС у складі одноярусних естакад над шлюзами та спряження з лівим берегом із металевих прогонових будов на залізобетонних опорах, двоярусної збірно-монолітної залізобетонної прогонової будови по греблі з монолітними опорними частинами та збірними залізобетонними прогоновими конструкціями, металевим мостом через аванкамеру перемінного перерізу, що сполучає двоярусну конструкцію автопроїзду по греблі та дорогу на правому березі. Одночасно провести укріплення всіх опор моста через аванкамеру залізобетонним бандажем і бичків греблі відповідно до розрахункових вимог й виконати реконструкцію поверхонь бичків і водозливних поверхонь греблі.

2.2. Реконструкція автодорожнього переїзду через гідротехнічні споруди Дніпровської ГЕС

2.2.1. Вступ. Загальні дані. Однією з найвидатніших і найзнаніших гідротехнічних споруд, будь-коли зведених на теренах України, вважається введена в експлуатацію у 1932 р. гребля ДніпроГЕС у м. Запоріжжі. Важливою також є технологічна особливість цієї споруди, яка полягає в її подвійному призначенні – крім безпосередньо виробництва електроенергії вона одночасно слугує ключовою ланкою транспортного сполучення між правим і лівим берегами р. Дніпро завдяки влаштуванню за всією її довжиною автодорожнього проїзду (рис. 2.31). Зазначений проїзд загальною довжиною 1585,82 м містить низку споруд (зліва направо): міст через аванкамеру завдовжки 319,76 м (ділянка I – II); автопроїзд по спорудах греблі завдовжки 666,00 м, який складається з виконаних у 1932 і 1977 роках прогонових будов (ділянка II – III, рис. 2.32); естакаду спряження греблі з лівим берегом завдовжки 111,50 м (ділянка III – IV); земляну вставку завдовжки 136,57 м (ділянка IV – V) й естакаду над шлюзами завдовжки 352,00 м (ділянка V – VI).



Рис. 2.31. Загальний вигляд автодорожнього проїзду по спорудах греблі ДніпроГЕС

2.2.2. Результати обстеження конструкцій автопроїзду. За результатами здійсненого протягом 2019 і 2020 років обстеження та проведених розрахунків відповідно до норм [19] основні конструктивні елементи вказаних споруд автопроїзду віднесено до наступних експлуатаційних станів:

1. Конструкції автопроїзду, які виконані у 1932 році [89]: прогонові будови – стан 5 (непрацездатний); опорні частини – стан 3 (працездатний); перильна огорожа – стан 4 (обмежено працездатний); бар’єрна огорожа – стан 3 (працездатний); мостове полотно – стан 3 (працездатний); крайні деформа-

ційні шви автопроїзду – стан 3 (працездатний); оглядові пристосування – стан 5 (непрацездатний); система водовідведення – стан 4 (обмежено працездатний); залізобетонна плита проїзної частини – стан 5 (непрацездатний); деформаційні шви між залізобетонними плитами – стан 4 (обмежено працездатний).

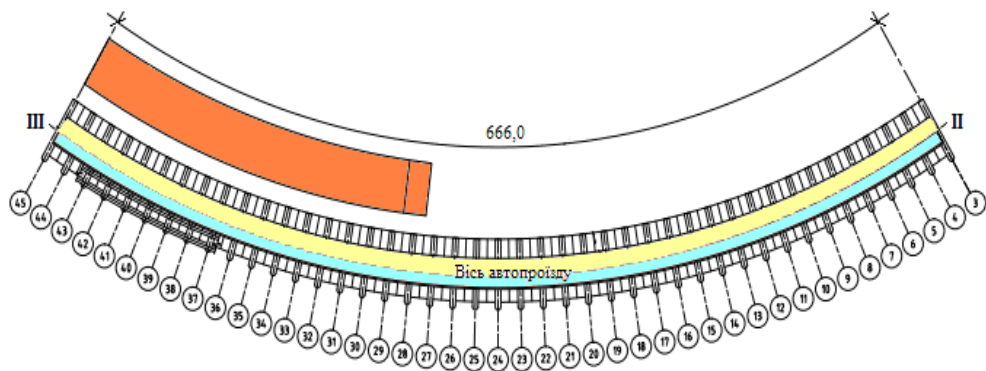


Рис. 2.32. План автодорожнього проїзду по спорудах греблі ДніпроГЕС: блакитний колір – прогонові будови 1932 р.; жовтий колір – прогонові будови 1977 р.; помаранчевий колір – будівля ГЕС-2; II – початок автопроїзду; III – кінець автопроїзду

2. Конструкції автопроїзду, які виконані у 1977 році [82]: прогонові будови – стан 3 (працездатний); металеві опорні ригелі – стан 5 (непрацездатний); перильна огорожа – стан 4 (обмежено працездатний); бар’єрна огорожа – стан 3 (працездатний); стовпи освітлення – стан 3 (працездатний); мостове полотно – стан 3 (працездатний); деформаційні шви – стан 3 (працездатний); система водовідведення – стан 4 (обмежено працездатний); оглядові пристосування – стан 4 (обмежено працездатний); пересувні візки – стан 5 (непрацездатний).

3. Конструкції автопроїзду по естакаді через шлюзи [88]: прогонова будова – стан 4 (обмежено працездатний); металеві колони проміжних опор – стан 5 (непрацездатний); опорні частини – стан 5 (непрацездатний); опора № 0 – стан 4 (обмежено працездатний); перильна огорожа – стан 3 (працездатний); бар’єрна огорожа – стан 3 (працездатний); стовпи освітлення – стан 3 (працездатний); асфальтобетонне покриття проїзної частини – стан 2 (обмежено справний); асфальтобетонне покриття тротуарів – стан 4 (обмежено працездатний); система водовідведення – стан 4 (обмежено працездатний); деформаційні шви – стан 2 (обмежено справний); пересувні візки – стан 3 (працездатний).

4. Конструкції автопроїзду по мосту через аванкамеру [84]: прогонові будови – стан 5 (непрацездатний); опорні частини – стан 4 (обмежено працездатний); опори (надводна частина) – стан 4 (обмежено працездатний); перильна огорожа – стан 4 (обмежено працездатний); бар’єрна огорожа – стан 3 (працездатний); стовпи освітлення – стан 3 (працездатний); асфальтобетонне покриття проїзної частини – стан 2 (обмежено справний); асфальтобетонне покриття тротуарів – стан 3 (працездатний); водовідведення – стан 4 (обмежено працездатний); деформаційні шви – стан 2 (обмежено справний).

5. Конструкції автопроїзду по естакаді спряження з лівим берегом [94]: прогонові будови – стан 4 (обмежено працездатний); опорні частини – стан 5 (непрацездатний); перильна огорожа – стан 4 (обмежено працездатний); бар’єрна огорожа – стан 5 (непрацездатний); стовпи освітлення – стан 3 (працездатний); асфальтобетонне покриття автопроїзду – стан 1 (справний); деформаційні шви – стан 2 (обмежено справний); пересувні візки – стан 5 (непрацездатний).

6. Конструкції автопроїзду по земляній вставці [2]: опора № 6, підпірна стінка № 8, стовпи освітлення, покриття проїзної частини, деформаційні шви – стан 3 (працездатний); опора № 0, підпірна стінка № 6, арковий прохід та стіна галереї, система водовідведення – стан 4 (обмежено працездатний); перильна огорожа, огорожа безпеки проїзної частини, тротуари – стан 5 (непрацездатний).

А узагальнення всіх цих станів за рейтингом основних конструктивних елементів для кожної споруди автопроїзду дозволило дійти висновку, що всі вони знаходяться у стані 5 – непрацездатний, окрім проїзду по земляній вставці, загальний стан якого класифікований як 4 – обмежено непрацездатний.

Спираючись на наведені вище висновки, задля створення умов для подальшої безпечної експлуатації автопроїзду по всіх гідротехнічних спорудах ДніпроГЕС й унеможливлення аварійно-небезпечних ситуацій, науково-технічною радою ПрАТ «Укргідроенерго» [39] було прийнято рішення про проведення їх комплексної реконструкції при дотриманні архітектурного історично утвореного зовнішнього вигляду, під час якої планувалось окрім повного демонтажу старих конструкцій автопроїзду, ще й відпрацювання заходів із оптимізації схем передачі навантаг на бетонні несні конструкції греблі (іншими словами, бички та їх оголовки) з метою підвищення надійності й полегшення їхньої подальшої експлуатації, забезпечення сприятливих умов руху транспортних засобів і пішоходів тощо.

Одночасно для найголовнішої та найважливішої ділянки автопроїзду – по греблі ДніпроГЕС – було вирішено проробити п’ять концептуальних варіантів реконструкції, з яких три були орієнтовані на застосування металевих конструкцій нової сталеві прогонової будови для одноярусних дво- і чотирисмугового автомобільного руху і двоярусного (по дві смуги на кожному ярусі) автомобільного руху, а два – на застосування залізобетонних конструкцій нової залізобетонної прогонової будови для одноярусного чотирисмугового автомобільного руху і двоярусного (по дві смуги на кожному ярусі) автомобільного руху [79].

2.2.3. Затверджений варіант реконструкції автопроїзду. Запропоновані концептуальні варіанти реконструкції автопроїзду по всіх гідротехнічних спорудах ДніпроГЕС були розглянуті науково-технічною радою ПрАТ «Укргідроенерго», на якій після їхнього всебічного обговорення було прийнято наступне рішення [40]: затвердити варіант реконструкції автопроїзду по гідротехнічних спорудах ДніпроГЕС у складі одноярусних естакад над шлюзами та спряження з лівим берегом із металевих прогонових будов на залізобетон-

них опорах, двоярусної збірно-монолітної залізобетонної прогонової будови по греблі з монолітними опорами та збірними залізобетонними прогоновими конструкціями, металевим мостом через аванкамеру перемінного перерізу, що сполучає двоярусну конструкцію автопроїзду по греблі та дорогу на правому березі, з укріпленням всіх опор моста через аванкамеру залізобетонним бандажем і бичків греблі відповідно до розрахункових вимог й виконати реконструкцію поверхонь бичків і водозливних поверхонь греблі.

А тепер звернемо увагу на те, що оскільки до провадження робіт на стадії ескізного проектування комплексної реконструкції автопроїзду по всіх гідротехнічних спорудах ДніпроГЕС ПрАТ «Укргідроенерго» залучило низку провідних інститутів України, що володіють значним інженерно-технічним і науковим потенціалом із найкваліфікованіших фахівців, що працюють у галузі десятки років, а саме: ПрАТ «Укргідропроєкт» – головний проектний інститут у галузі гідроенергетичного та водогосподарського будівництва, ТОВ «Український інститут сталевих конструкцій імені В.М.Шимановського» – базовий науково-дослідний та проектний інститут сталевих конструкцій Мін-регіону України, що спеціалізується на дослідженні та проектуванні будівельних металоконструкцій, та ТОВ «Містпроєкт» – головний проектний інститут у галузі проектування залізобетонних мостових конструкцій, які успішно у стислі терміни розв’язали поставлену перед ними задачу (нагадаємо, що розроблені інженерні рішення для ескізної стадії проектування представлені у параграфі 2.1 цієї глави), то, що цілком зрозуміло, саме цим інститутам ПрАТ «Укргідроенерго» доручило виконання подальших робіт із розроблення стадії «Проект» комплексної реконструкції автопроїзду по всіх гідротехнічних спорудах ДніпроГЕС. Відтак зосередимось на послідовному характеризуванні розроблених проектних рішень із комплексної реконструкції автопроїзду по гідротехнічних спорудах ДніпроГЕС.

2.2.4. Особливості загальних проектних рішень із комплексної реконструкції автопроїзду по гідротехнічних спорудах ДніпроГЕС. Панорамний вигляд автопроїзду по гідротехнічних спорудах ДніпроГЕС після реконструкції наведено на рис. 2.33.

А в частині розкриття особливостей конструктивного рішення окремих ділянок автопроїзду по гідротехнічних спорудах ДніпроГЕС вкажемо на наступне. По-перше, конструкція автопроїзду безпосередньо по греблі ДніпроГЕС становить собою двоярусну залізобетонну збірно-монолітну конструкцію з наступними напрямками руху автотранспорту: з правого берега на лівий по верхньому ярусу та з лівого на правий – по нижньому ярусу. Водночас на верхньому ярусі міститься велосипедна доріжка, а на нижньому – пішохідна доріжка, які забезпечують рух в обидва напрямки. Також на обох ярусах присутні службові проходи. По-друге, в межах аванкамери конструкція моста складається з двох окремих металевих прогонових будов, одна з яких забезпечує поступовий спуск транспортного потоку з верхнього ярусу автопроїзду по греблі на одну позначку з нижнім ярусом, що дає змогу зістикувати

з правим берегом в одному рівні не тільки обидві частини автопроїзду, а й велосипедну доріжку верхнього ярусу та пішохідну доріжку нижнього ярусу. По-третє, в місці розташування існуючої естакади спряження греблі з лівим берегом і земляної вставки заплановано будівництво двох нових металевих естакад, які сполучають верхній та нижній яруси автопроїзду по греблі ДніпроГЕС із земляною вставкою, що в результаті створює можливість для обох естакад підійти до земляної вставки в одному рівні. І, нарешті, по-четверте, в затвердженому варіанті комплексної реконструкції автопроїзду запланована повна заміна існуючої естакади через шлюзи на нову естакаду, яка складатиметься з двох розташованих в одному рівні окремих прогонових будов, кожна з яких забезпечуватиме рух автотранспорту в окремо взятому напрямку: по внутрішній естакаді – з лівого берега на правий, а по зовнішній – з правого берега на лівий. Окрім цього, по внутрішній естакаді проходитиме пішохідна доріжка, а по зовнішній – велосипедна доріжка з рухом в обидві сторони.

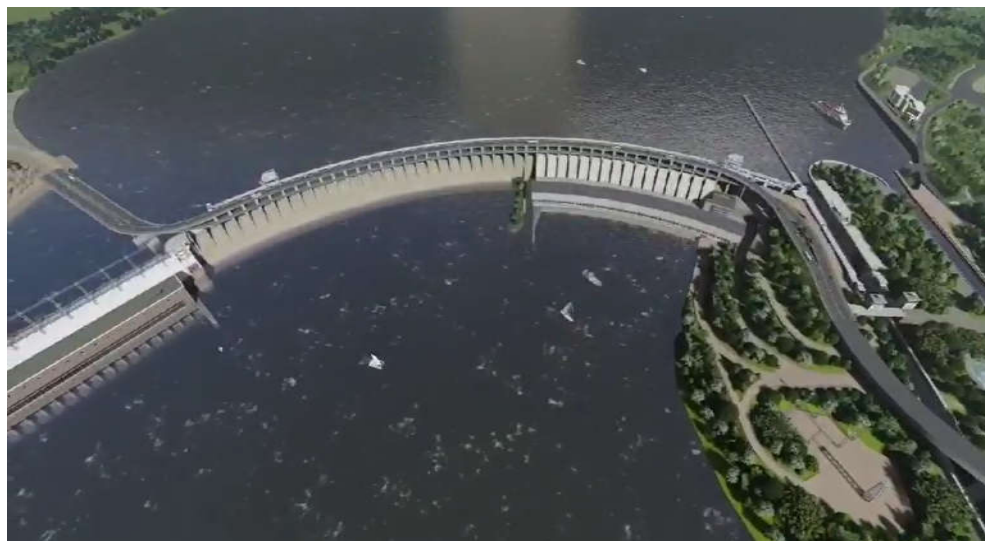


Рис. 2.33. Панорамний вигляд автопроїзду по гідротехнічних спорудах ДніпроГЕС після реконструкції

2.2.5. Проектні рішення з реконструкції моста через аванкамеру.

В попередньому підрозділі цього параграфу було відмічено, що затверджений варіант реконструкції моста через аванкамеру має дві окремі металеві прогонові будови, кожна з яких складається з двох головних балок коробчастого перерізу заввишки 2,2 м, об'єднаних по верхній площині ортотропною плитою (рис. 2.34, 2.35). Вказані прогонові будови слугують продовженням двоярусного залізобетонного автопроїзду на бичках греблі ДніпроГЕС і на рис. 2.36 позначені у такий спосіб: темно-сірий колір – прогонова будова нижнього ярусу моста, по якому рух автотранспорту буде відбуватися в напрямку з лівого берега на правий; світло-сірий колір – прогонова будова верхнього

ярусу моста, по якому рух автотранспорту буде відбуватися в протилежному напрямку – з правого берега на лівий. Обидві прогонові будови прийняті шестипрогоновими нерозрізними за схемою по осі моста: нижній ярус – $36,0 + 62,41 + 61,95 + 63,27 + 42,34 + 51,13 = 317,10$ м; верхній ярус – $36,0 + 62,41 + 61,95 + 63,53 + 52,69 + 50,24 = 326,82$ м. Три крайні прогони в осях 3 – 6 обох ярусів розташовані на кривій в плані з радіусом кривини $R = 100,0$ м. Всі прогони моста перекриті двома нерозрізними коробчастими металевими балками трапецеїдального перерізу. Поза тим, проєктом передбачено використання п'яти опор існуючого моста, які підсилюються залізобетонними обоймами та масивними ригелями (рис. 2.35, 2.36). Водночас на опорі № 6 (бичок № 3 греблі ДніпроГЕС) прогонові будови опираються одна над одною на залізобетонну раму бичка № 3, яка одночасно є опорою для залізобетонних прогонових будов автопроїзду на греблі. В напрямку опори № 5 й далі прогонові будови поступово розходяться, допоки відстань між ними в плані не досягне 1,0 м, а спуск другого ярусу моста до позначки нижнього ярусу здійснюється в межах аванкамерного моста, завдяки чому на правий берег обидві прогонові будови виходять на стоян № 0 вже в одному рівні на позначці 55,92. Що ж стосується опор № 2 – 4, то на них поступове зниження висотного розташування верхнього ярусу досягається влаштуванням залізобетонних стовпчастих конструкцій відповідної висоти (рис. 2.37), а на опорі № 5 – з використанням металевої опорної рами (рис. 2.38). На обох останніх рисунках існуюча опора позначена помаранчевим кольором, а її підсилення – жовтим.



Рис. 2.34. Вид зверху моста через аванкамеру



Рис. 2.35. Вид із проїзної частини моста через аванкамеру

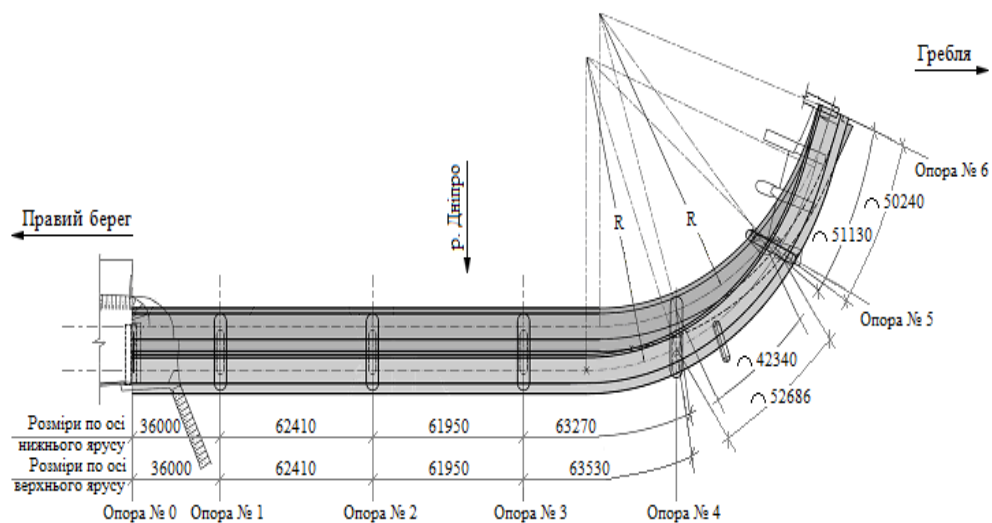


Рис. 2.36. План моста через аванкамеру

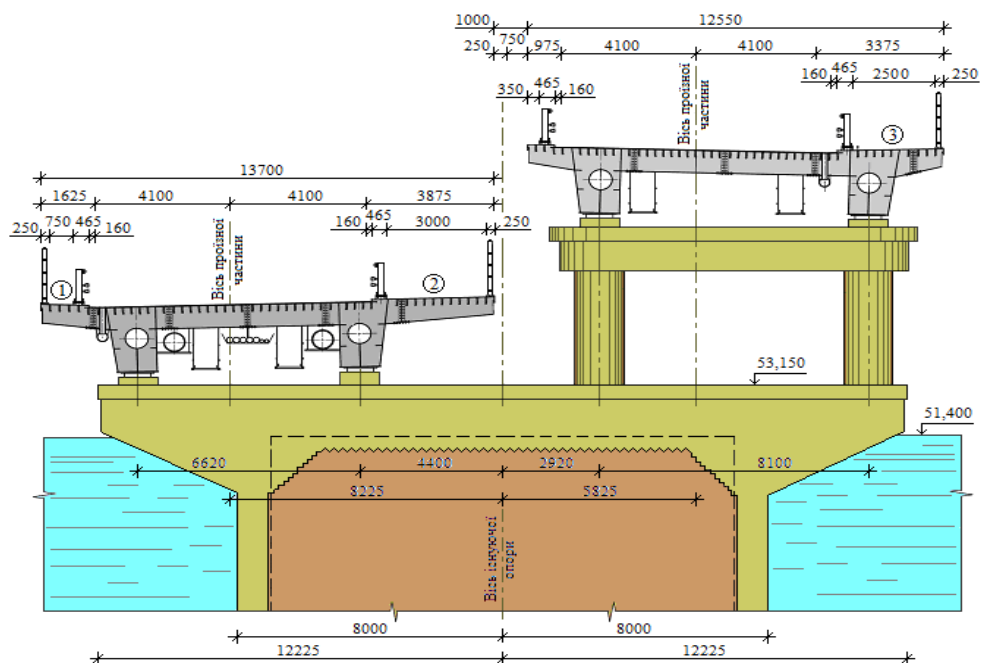


Рис. 2.37. Поперечний переріз моста через аванкамеру на опорах №№ 2 – 4: 1 – службовий прохід; 2 – пішохідна доріжка; 3 – велосипедна доріжка з рухом в обидві сторони

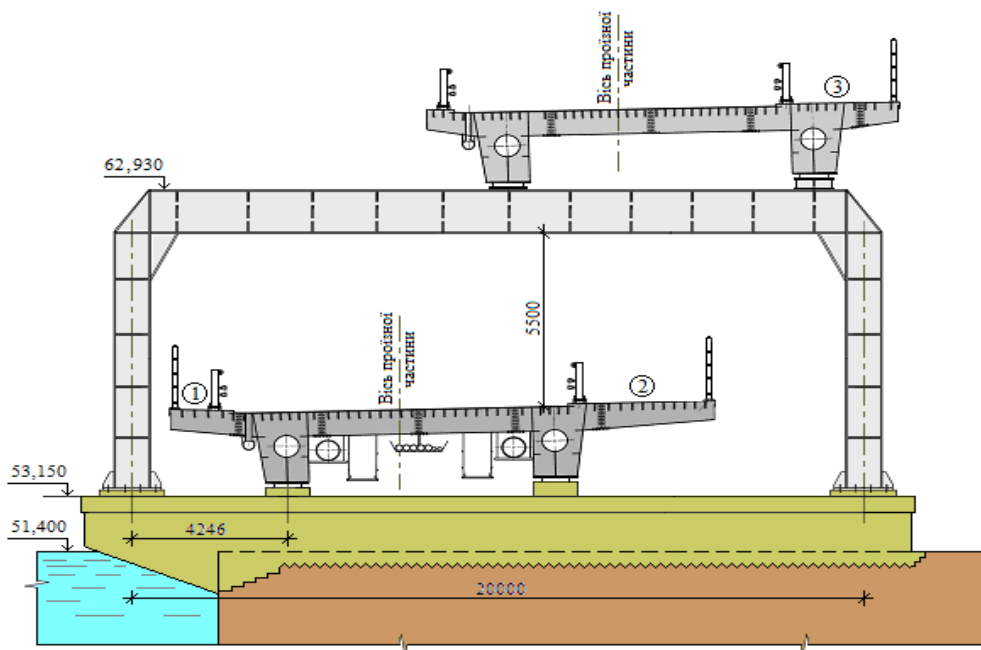


Рис. 2.38. Поперечний переріз моста через аванкамеру на опорі №5: 1 – службовий прохід; 2 – пішохідна доріжка; 3 – велосипедна доріжка з рухом в обидві сторони

З приводу взятих до уваги технічних умов і навантажень на міст через аванкамеру вкажемо на те, що визначення основних параметрів поперечного перерізу проїзної частини та плану проїзду проведено згідно з вимогами норм проєктування автомобільних і міських доріг [9, 12]. У відповідності з цим на прямих ділянках проїзду ширина смуг авторуху дорівнює 3,5 м, а на кривих ділянках всі смуги додатково розширюються на 0,6 м. До того ж, як випливає з рисунків 2.37 і 2.38, на нижньому ярусі моста розташовані пішохідна доріжка завширшки 3,0 м (із низової сторони) і службовий прохід завширшки 0,75 м (із верхової сторони), а на верхньому ярусі – велосипедна доріжка завширшки 2,5 м (із низової сторони). Отже, у кінцевому підсумку, ширина прогонової будови нижнього ярусу складає $0,25 + 0,75 + 0,465 + 0,16 + 2 \times (3,5 + 0,6) + 0,16 + 0,465 + 3,0 + 0,25 = 13,7$ м, а ширина прогонової будови верхнього ярусу дорівнює $0,35 + 0,465 + 0,16 + 2 \times (3,5 + 0,6) + 0,16 + 0,465 + 2,5 + 0,25 = 12,55$ м.

Щодо визначення основних конструктивних рішень моста через аванкамеру, то вони полягають у наступному. Прогонові будови моста прийняті однотипними для кожного з двох ярусів – металевими з низьколегованої сталі марки 10ХСНД-2 за [5] суцільнозварними балковими нерозрізними з двома несними балками з металевою проїзною частиною у вигляді ортотропної плити, яка одночасно слугує верхнім поясом цих балок. Самі ж головні балки запроєктовані коробчастими, трапецеїдального перерізу заввишки 2200 мм і завширшки по низу балок 1200 мм. Ортотропна плита проїзної частини складається із сталевго настилу з листа завтовшки 16 мм і поздовжніх ребер із листа 200×14 мм, встановлених із кроком 250 мм, та поперечних балок із кроком 2500 мм. Монтажні вузли прогонових будов вирішені на високоміцних болтах М22 і накладках $t = 10 - 14$ мм і застосовуються тільки при стикуванні поперечних балок ортотропних плит, поздовжніх ребер і стінок коробок, а всі інші з'єднання виконуються за допомогою зварювання. У розвинення наведеного наголосимо на тому, що запропоноване конструктивне рішення моста дало змогу одночасно спростити провадження монтажних робіт внаслідок того, що найбільший монтажний елемент прогонових будов має довжину 15,83 м і ширину 3,23 м, а його вага дорівнює 32,2 т.

Далі звернемо увагу на те, що для опорних частин прогонових будов, через які передаються на опору навантаги від прогонової будови і які забезпечують її необхідні переміщення, та для влаштування заповнення деформаційних швів між їх стиками в проєкті використані розроблені фірмою «MAURER» відповідні високоефективні конструктивні елементи. А саме: на опорі № 3 встановлені сферичні нерухомі опорні частини типу KF, на інших – сферичні лінійно рухомі опорні частини типу KGE. Характерною рисою означеного рішення є те, що якщо на прямій ділянці моста (опори №№ 0, 1, 2) опорні частини KGE сприймають поздовжні лінійні та кутові переміщення у вертикальній площині, то на криволінійній ділянці (опори №№ 4, 5, 6) опорні частини *KGE налаштовані на додаткове сприйняття кутових переміщень у горизонтальній площині. Те ж саме стосується і деформаційних швів: на опорі № 0 встановлений звичайний деформаційний шов D160, який розрахований

на сприймання лише поздовжніх переміщень, а на опорі № 6, що знаходиться на кривій $R = 100$ м, деформаційний шов *D160 сприймає вже як поздовжні, так і поперечні (до 50 мм) переміщення.

Стосовно конструкцій опор, на які обпираються прогонові будови нижнього та верхнього ярусів моста через аванкамеру (нагадуємо, що номери опор представлені на рис. 2.36), зауважимо таке. Нижній ярус прогонової будови через опорні частини обпирається на опори №№ 1, 2, 3, 4 і 5, які добудовуються до позначок, вказаних на поперечних перерізах, стоян № 0 розширюється до необхідного розміру, а за ним вкладаються збірно-монолітні перехідні плити завдовжки 8 м; верхній ярус прогонової будови на опорі № 6 (бичок № 3) обпирається на залізобетонну раму, на опорі № 5 – на металеву раму, а на опорах №№ 2, 3, 4 – на залізобетонні стовпчасті конструкції заввишки від 1,6 до 8,77 м. При цьому реконструкція всіх залізобетонних конструкцій виконується з бетону класу В30, F200, W6 і арматури класу А300С.

А тепер зупинимося на деяких важливих деталях облаштування прогонових будов моста через аванкамеру. По-перше, на проїзній частині прогонових будов планується встановлення мостової металевої бар'єрної огорожі типу PASS+CO H4b-W1 зі стримувальною здатністю 720 кДж, яка відповідає вимогам норм [11, 23] і конструкторської документації німецької фірми «Pass + co Barrier Systems GmbH». Перильна огорожа пішохідної та велосипедної доріжок виконана з нержавіючої сталі марки AISI 304 та ударостійкого скла, а ліхтарні щогли, огорожі службового проходу на проїзній частині, оглядові проходи вздовж обох прогонових будов між коробками головних балок і кріплення для підвіски комунікацій на нижньому ярусі моста через аванкамеру – з оцинкованої сталі.

По-друге, водовідведення провадиться шляхом забору різноманітних рідин (літом – дощова вода, зимою – розчини агресивних протижелезних соляних сумішей) з проїзної частини й доріжок у зоні бордюру у водоприймальні трубки з подальшим скиданням їх у закриті лотки з труб і відведенням до р. Дніпро після очистки системами «Standartpark». З поверхні проїзної частини рідини збираються у сталеві оцинковані водовідвідні трубки $\varnothing 168 \times 12$ завдовжки 400 мм, розташовані з кроком 4 м. Зазначені сталеві водовідвідні трубки за допомогою спеціальних кріплень з'єднані з чавунними трубками $\varnothing 160 \times 4$ виробництва фірми «Düker GmbH», які в свою чергу сполучаються з магістральними трубами водовідведення – чавунними трубами $\varnothing 326 \times 6$ теж виробництва фірми «Düker GmbH». Магістральними трубами водовідведення стічні рідини потрапляють до сепараторів, встановлених на опорах №№ 0, 2, 3, 4 та 6, у яких за допомогою системи очистки «Standartpark» очищуються та відводяться через лотки у р. Дніпро. Всього на споруду передбачено вісім сепараторів Standartpark OLPS-700-5.

2.2.6. Проектне рішення з реконструкції естакади через шлюзи. Естакада через шлюзи налічує дві окремі металеві криволінійні в плані прогонові будови (рис. 2.39, 2.40), кожна з яких, за аналогією з мостом через аванкамеру,

складеться з двох головних балок коробчастого перерізу заввишки 2,2 м, об'єднаних по верху ортотропною плитою. Прогонові будови розміщені на відстані 1,0 м одна від одної та сполучають лівий берег р. Дніпро й земляну вставку, яка знаходиться в напрямку греблі ДніпроГЕС. У плані радіус кривини осі проїзної частини внутрішньої прогонової будови дорівнює $R = 194,525$ м, а зовнішньої – $R = 205,475$ м. Проміжні опори прогонових будов і стояни прийняті залізобетонними.



Рис. 2.39. Вид зверху естакади через шлюзи



Рис. 2.40. Вид із проїзної частини естакади через шлюзи

Прогонові будови на рис. 2.41 зображені у такий спосіб: темно-сірий колір – внутрішня прогонова будова, по якій рух автотранспорту буде відбуватися в напрямку з лівого берега на правий; світло-сірий колір – зовнішня прогонова будова, по якій рух автотранспорту буде відбуватися в протилежному напрямку – з правого берега на лівий. Обидві прогонові будови прийняті шестипрогоновими нерозрізними за схемою по осі проїзної частини: внутрішня – $54,45 + 60,7 + 65,2 + 65,2 + 36,0 + 60,8 = 342,35$ м; зовнішня – $57,5 + 57,5 + 65,8 + 65,8 + 50,8 + 64,25 = 361,65$ м. Разом з тим на рис. 2.41 застосовані наступні позначення: номери спільних для прогонових будов опор наведені без додаткових індексів; номери опор внутрішньої прогонової будови наведені з індексом «в», а номери опор зовнішньої прогонової будови – з індексом «з». Одночасно червоним кольором позначено осі шлюзів, над якими власне і проходить естакада. Всі прогони моста перекриті двома нерозрізними коробчастими металевими балками трапецеїдального перерізу.

Як і у випадку з мостом через аванкамеру, при визначенні основних параметрів поперечного перерізу проїзної частини та плану проїзду брались до уваги вказівки норм [9, 12]. Відповідно до цих норм ширина смуг автомобільного руху встановлена як $3,5 + 0,5 = 4,0$ м, де півметра є розширенням на кривій на кожную смугу, а характеристичне рухоме навантаження прийнято НК-30 та НК-80. До того ж на внутрішній прогоновій будові розташована пішохідна доріжка завширшки 3,0 м, а на зовнішній прогоновій будові – велосипедна доріжка завширшки 2,5 м. Відповідно до цього ширина внутрішньої прогонової будови складає $0,35 + 0,465 + 0,16 + 2 \times (3,5 + 0,5) + 0,16 + 0,465 + 3,0 + 0,25 = 12,85$ м, а зовнішньої – $0,35 + 0,465 + 0,16 + 2 \times (3,5 + 0,5) + 0,16 + 0,465 + 2,5 + 0,25 = 12,35$ м (рис. 2.42).

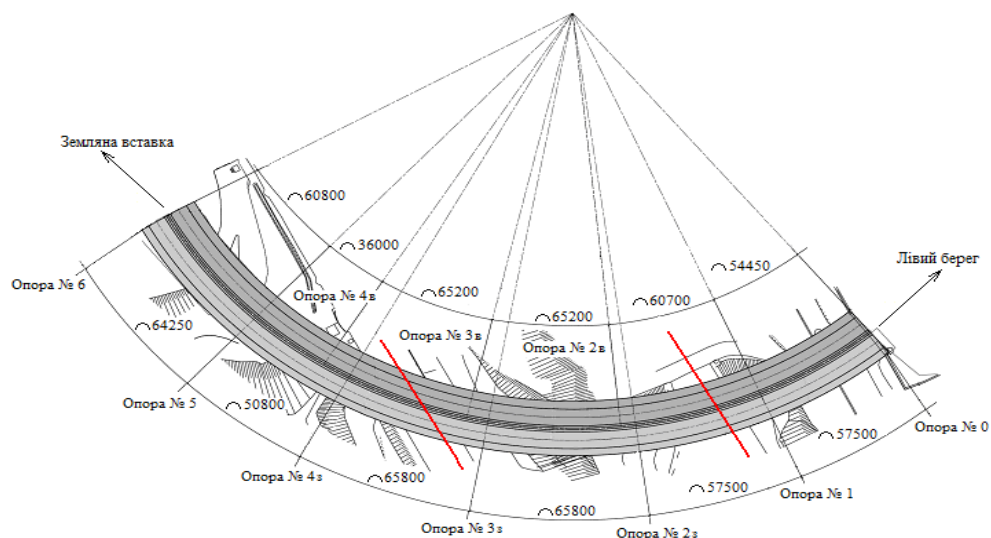


Рис. 2.41. План естакади через шлюзи

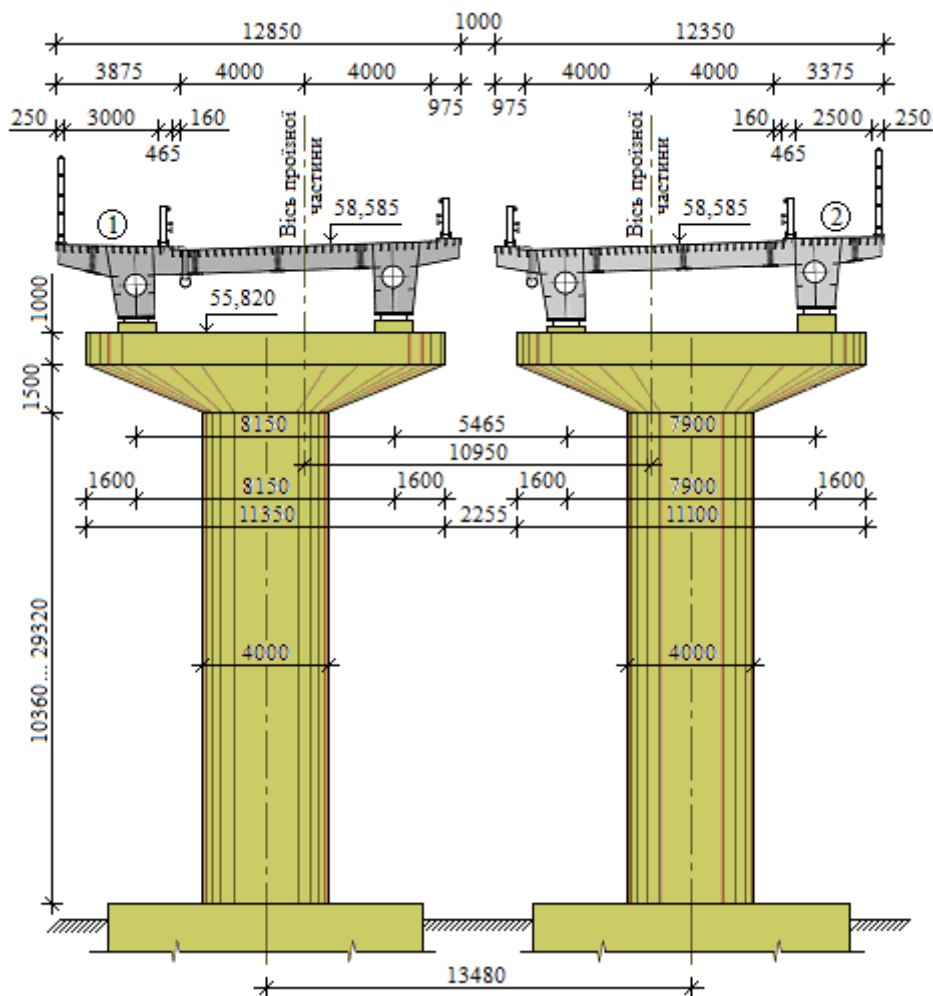


Рис. 2.42. Поперечний переріз естакади через шлюзи:

1 – пішохідна доріжка; 2 – велосипедна доріжка з рухом в обидві сторони

Загальні конструктивні рішення прогонових будов естакади через шлюзи майже подібні прогоновим будовам моста через аванкамеру – металеві з низьколегованої сталі марки 10ХСНД-2 за [5] суцільнозварні балкові нерозрізні з двома несними балками трапецеїдального перерізу, з металевою проїзною частиною у вигляді ортотропної плити, яка одночасно функціонально являється їх верхнім поясом. Відмінність же прогонових будов моста через аванкамеру полягає лише у їх ширині та розбивці на монтажні блоки. Наслідком цього є те, що найбільша вага монтажного елемента складає 37,2 т, його довжина становить 16,28 м, а ширина – 3,23 м. Монтажні стики прогонових будов естакади через шлюзи також аналогічні стикам прогонових будов моста через аванкамеру.

Що ж стосується конструкцій опорних частин і деформаційних швів, вкажемо на те, що опорні частини прийняті сферичними фірми «MAURER». А саме: на опорі № 2 встановлені сферичні нерухомі опорні частини типу KF, на інших – сферичні лінійно рухомі опорні частини типу *KGE, які сприймають лінійні поздовжні переміщення та кутові переміщення в горизонтальній площині. Деформаційні шви так само прийняті фірми «MAURER»: на опорі № 0 знаходиться деформаційний шов *D160, який сприймає поздовжні та поперечні (до 20 мм) переміщення, на опорі № 6 – деформаційний шов *D160, який сприймає поздовжні та поперечні (до 70 мм) переміщення.

Опори естакади через шлюзи, місцезнаходження яких зображено на рис. 2.41 і на які опираються зовнішні та внутрішні прогонові будови, запроєктовані монолітними залізобетонними з бетону класу B30, F200, W6 і арматури класу A300C і мають наступну конструкцію. Прилеглий до лівого берега р. Дніпро стоян № 0 пропонується оновити повністю з новим фундаментом у вигляді залізобетонного ростверку $6,0 \times 27,0 \times 2,0$ м на 27 буронабивних палях $\varnothing 800$ мм, за яким розміщуються збірно-монолітні перехідні плити завдовжки 8,0 м. Всі проміжні опори внутрішньої та зовнішньої прогонових будов передбачені стовбчастими овальної форми $2,0 \times 4,0$ м у поперечному перерізі і заввишки (в залежності від топографії місцевості) від 10,36 м до 29,32 м на буронабивних палях $\varnothing 800$ мм. Опора № 6, що прилягає до земляної вставки, підлягає демонтажу до фундаменту з наступним відтворенням на новому фундаменті, розмір якого відповідає поперечним перерізами прогонових будов, з улаштуванням за відкрilками опори підпiрних стiнок. Ригелі опор мають форму зрізаного конуса з розмірами $11,1 \times 3,2 \times 2,5$ м. Причому особливістю ригелів є та обставина, що на них розміщені різновисотні підферменики, завдяки чому проводиться регулювання ухилу проїзної частини та доріжок прогонових будов, які на них опираються через опорні частини.

Щодо конструктивного рішення мостової металевої бар'єрної огорожі проїзної частини прогонових будов, перильної огорожі пішохідної та велосипедної доріжок зазначимо, що вони є повністю аналогічними тим, які були прийняті на мосту через аванкамеру.

Водовідведення з прогонових будов естакади вирішено шляхом забору стічних рідин з проїзної частини й доріжок у зоні бордюру у водоприймальні трубки з наступним скиданням їх у закриті лотки з труб і відведенням до р. Дніпро після очищення системами «Standartpark». Сама ж конструкція елементів водовідведення очікувано подібна конструкції, яка застосована на мосту через аванкамеру. Єдиною відмінністю тут є застосування двох сепараторів «Standartpark» типу OLPS-1300-15 замість восьми типу OLPS-700-5, передбачених на мосту через аванкамеру.

2.2.7. Проектне рішення з реконструкції моста по греблі ДніпроГЕС. Затверджений варіант реконструкції моста по греблі передбачає влаштування прогонових будов у два яруси, кожен із яких призначений для пропуску окремих напрямків руху автотранспорту: по нижньому ярусу – з лівого берега

на правий, по верхньому – з правого на лівий (рис. 2.43, 2.44). Також із низового боку прогонової будови нижнього ярусу влаштовується пішохідна доріжка, а над ним, із низового боку прогонової будови верхнього ярусу – велосипедна доріжка. З верхового боку обох прогонових будов розташовані службові проходи завширшки 0,5 м.

Реконструкція мостових споруд по греблі передбачає доведення їх до сучасних вимог до габаритів проїзної частини та доріжок із пропуском по них автомобільної дороги з двома смугами руху у кожному напрямку. Ширина смуг руху прийнята згідно з вимогами нормативного документа [9] і становить, із урахуванням розширення на криволінійних ділянках, 3,7 м. В плані мостові споруди по греблі розташовані на кривій у горизонтальній площині з радіусом кривини $R = 588,175$ м (рис. 2.43).



Рис. 2.43. Вид зверху мостових споруд по греблі з боку мосту через аванкамеру

З боку правого берега мостові споруди по греблі сполучені зі спорудами моста через аванкамеру, а на протилежній, з боку лівого берега, – примикають до мостових споруд на ділянці сполучення із земляною вставкою. Прогонові будови згаданих мостів опираються на спільні опорні рами конструкції на бичках № 3 (рис. 2.45) і № 45 (рис. 2.47) відповідно. Прогонові будови нижнього та верхнього ярусів виконані як балкові температурно-нерозрізні залізобетонні збірно-монолітні з I-подібними балками, що армовані попередньо напруженою арматурою (рис. 2.46). На рис. 2.45 – 2.47 існуюча опора (бичок) позначена помаранчевим кольором, а нова монолітна рамна опора –

блакитним. У поздовжньому напрямку кожна з прогонових будов поділена на одинадцять температурно-нерозрізних секцій, що відділяються одна від одної деформаційними швами, за схемою по осі проїзду для обох ярусів: $2 \times 15,93 + 10 \times (4 \times 15,93) = 669,06$ м.



Рис. 2.44. Вид із пішохідної доріжки нижнього ярусу мостових споруд по греблі

Збірні залізобетонні балки прогонових будов прийняті індивідуальної конструкції, заводського виготовлення, заввишки 0,9 м. В поперечному перерізі прогонової будови нижнього ярусу налічується вісім балок зі змінним кроком, прогонової будови верхнього ярусу – сім балок із постійним кроком 1,6 м. Між собою балки об'єднані монолітною плитою проїзної частини мінімальною висотою над балкою 0,2 м згідно з вимогами [9]. Зауважимо, що підбір складу бетону монолітної плити виконав Харківський національний університет будівництва та архітектури з урахуванням вимог забезпечення проєктних характеристик – В40, F300, W8 за умови мінімізації деформацій і напружень усадки, підвищення тріщиностійкості монолітної плити та покращення якості її поверхні під влаштування тонкошарового полімерного покриття. Опорні частини під залізобетонними балками прийняті гумовими армованими типу ГАОЧ 20×40×5,2-0,8.

Задля забезпечення обпирання нових прогонових будов нижнього та верхнього ярусів на бичках греблі № 3 – № 45 влаштовуються залізобетонні монолітні двоярусні опори рамної конструкції, підбір складу бетону для яких

(до речі, як і для залізобетонних балок) виконав Харківський національний університет будівництва та архітектури з урахуванням того, що в даному випадку основними вимогами до бетону було забезпечення проєктних характеристик В40, F300, W8 за умови зниження тепловиділення при твердінні бетону та мінімізації деформацій і напружень усадки в збудованій конструкції.

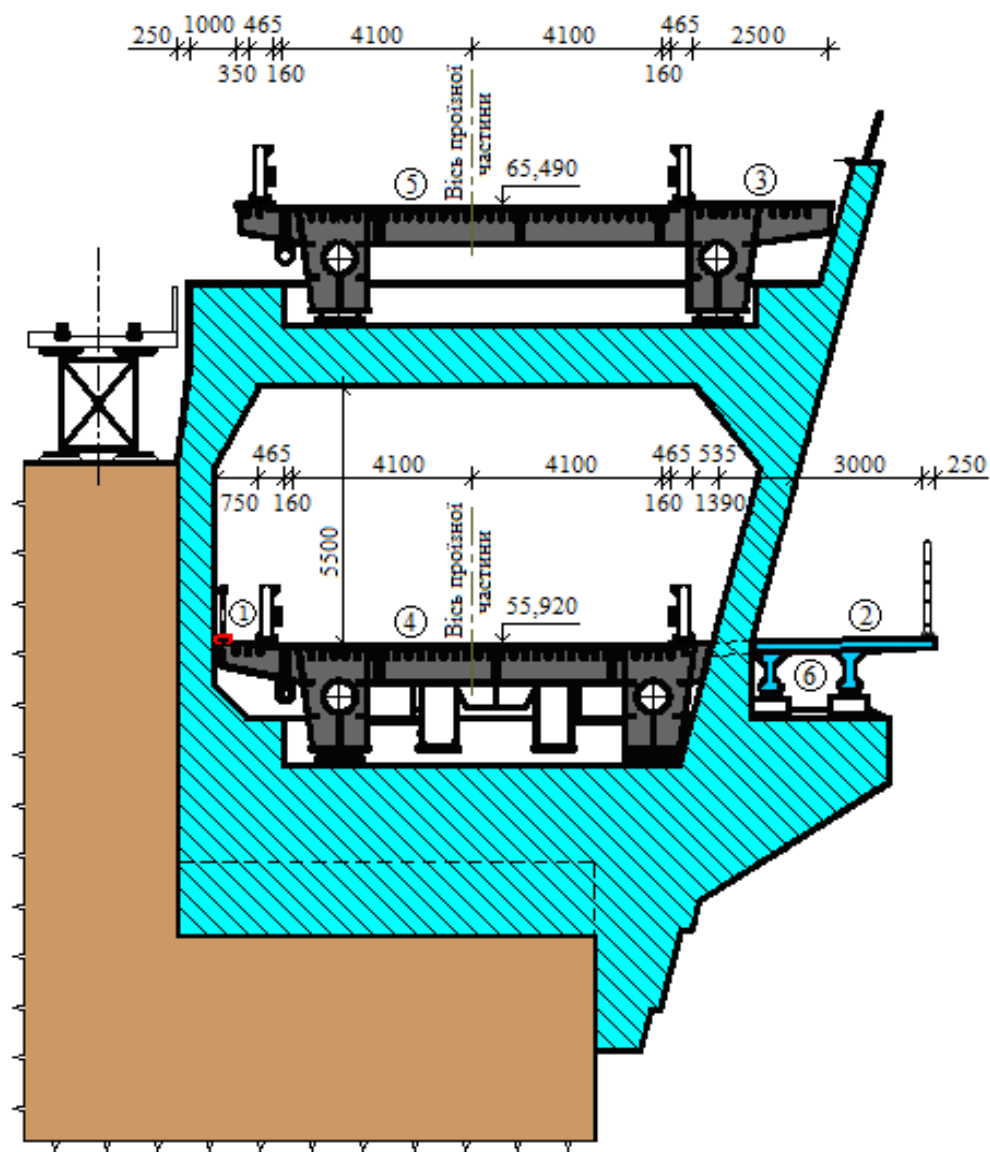


Рис. 2.45. Поперечний переріз мостових споруд з боку моста через аванкамеру на бичку № 3: 1 – службовий прохід; 2 – пішохідна доріжка; 3 – велосипедна доріжка з рухом в обидві сторони; 4 – нижній ярус моста через аванкамеру; 5 – верхній ярус моста через аванкамеру; 6 – нижній ярус моста по греблі

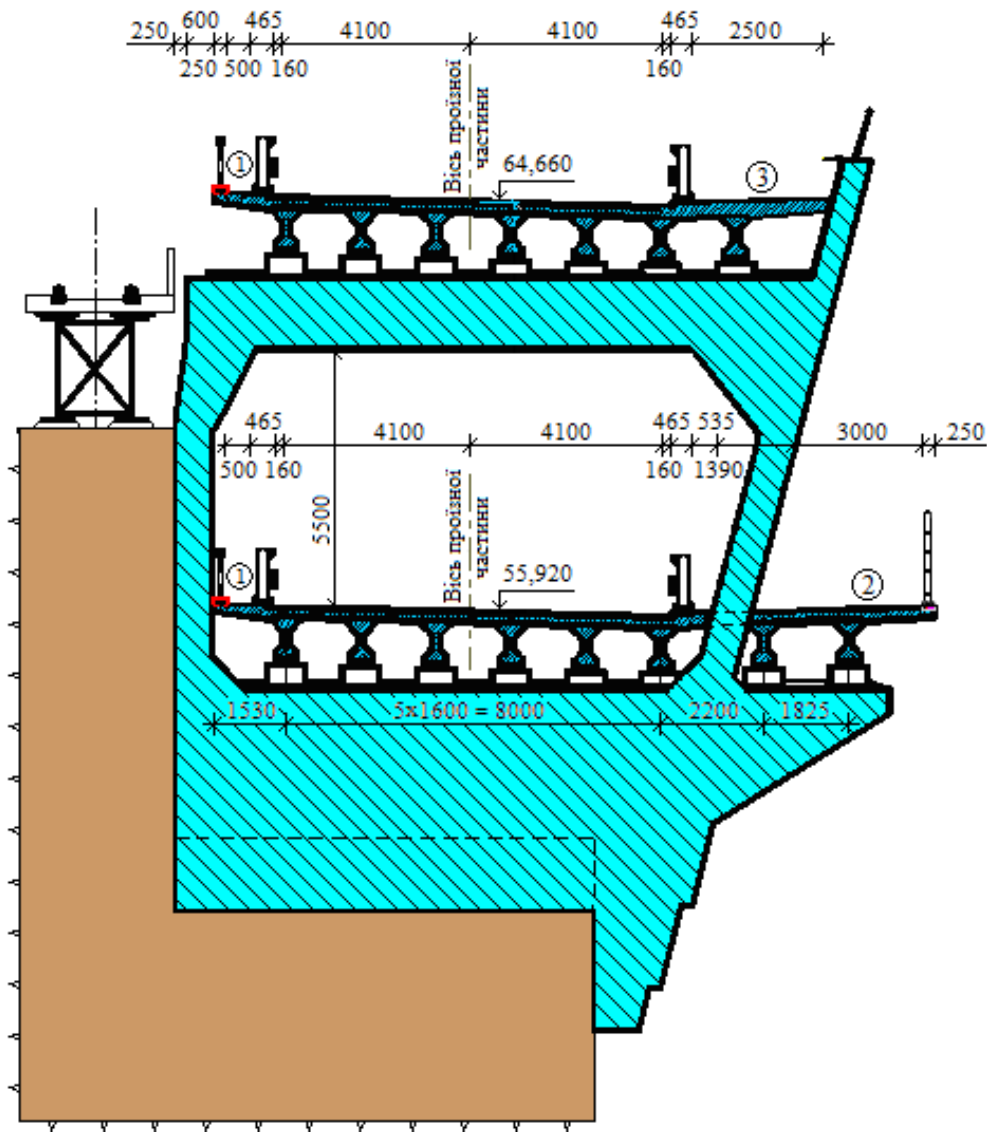


Рис. 2.46. Поперечний переріз мостових споруд по греблі на бичках №№ 7 – 41:
1 – службовий прохід; 2 – пішохідна доріжка; 3 – велосипедна доріжка з рухом в обидві сторони

Рамні опори об'єднуються з бетоном існуючих бичків із застосуванням клеєштирьових з'єднань за наведеною на рис. 2.45 схемою (на якій пунктирна тонка лінія показує контур існуючого бичка, а суцільна товста – границю його розбирання) у наступній послідовності: по-перше, верхні частини бичків частково розбираються, по-друге, в межах розібраних ділянок на горизонтальних і вертикальних поверхнях і поверхні сполучення верхових стояків

опор із бичками з певним кроком вибурюванням утворюються отвори завглибшки до 1,5 м, в які, і це є по-третє, за допомогою спеціального епоксидного складу вклеюються арматурні стрижні $\varnothing 28$ мм.

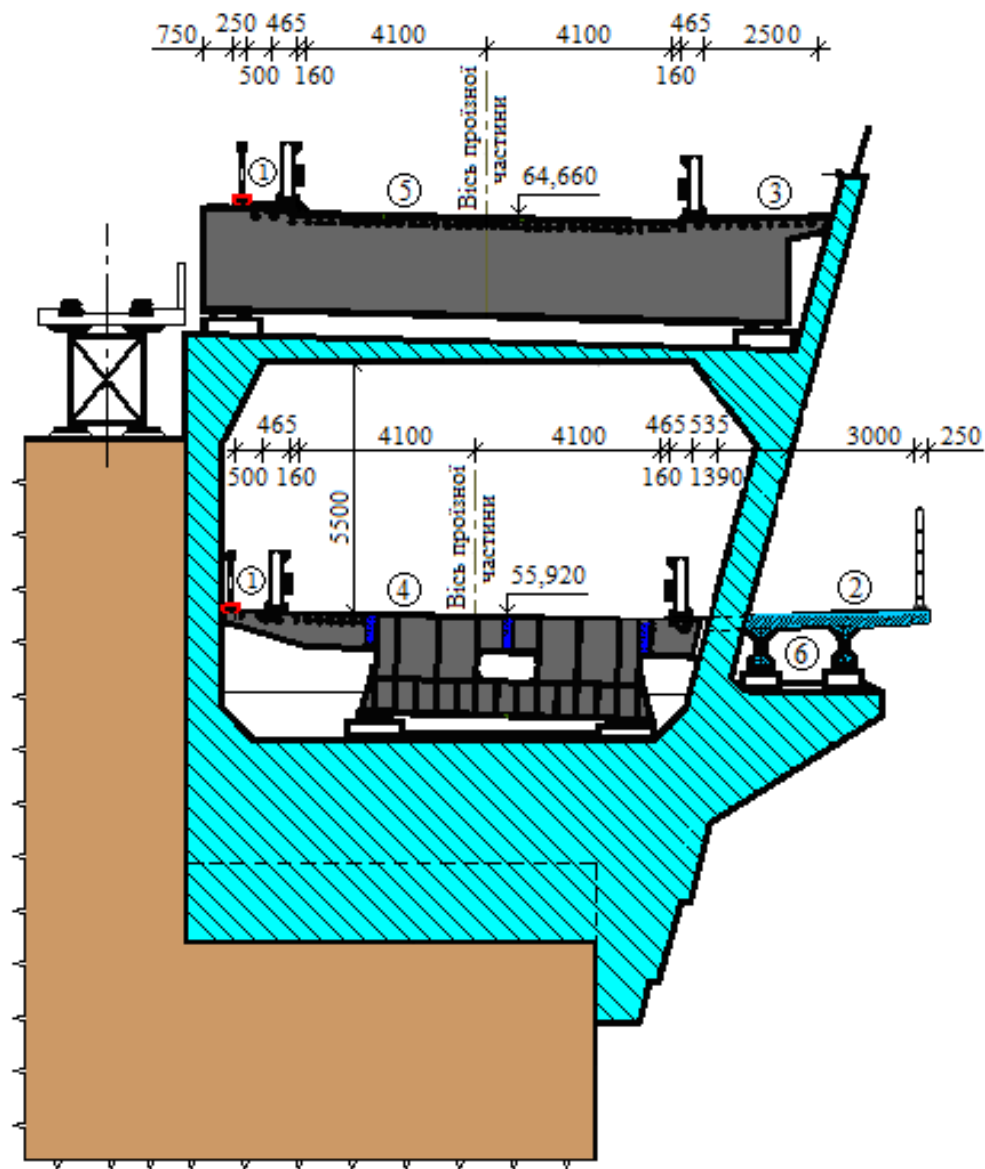


Рис. 2.47. Поперечний переріз мостових споруд на ділянці сполучення із земляною вставкою на бичу №45: 1 – службовий прохід; 2 – пішохідна доріжка; 3 – велосипедна доріжка з рухом в обидві сторони; 4 – нижній ярус моста сполучення зі земляною вставкою; 5 – верхній ярус моста сполучення зі земляною вставкою; 6 – нижній ярус моста по греблі

В якості бар'єрної огорожі проїзної частини прийнята металева оцинкована огорожа заввишки 1,3 м типу PASS+CO H4b-W1 зі стримувальною здатністю 720 кДж німецької фірми «Pass + co Barrier Systems GmbH».

Огорожа проходжої частини пішохідної та велосипедної доріжки виконана з нержавіючої сталі марки AISI 304 та ударостійкого скла, таким чином забезпечується як гарний архітектурний вигляд, так і можливість комфортного огляду краєвидів, що відкриваються з мостових споруд, для пішоходів та велосипедистів. Перильна огорожа службових проходів прийнята з оцинкованої сталі з наступним фарбуванням із метою кращого захисту від корозії.

Водовідведення з мосту влаштоване у наступний спосіб. Стічні рідини з проїзної частини, пішохідних та велосипедної доріжок по поздовжнім та поперечним ухилам поверхнево відводяться до водоприймальних труб із ґратами в зоні бордюру, через які потрапляють до поздовжніх водовідвідних труб, а звідти по трубах на опорах направляються до очисних систем «Standartpark» і після очищення скидаються у р. Дніпро. Очисні системи встановлюються на консольних сталевих площадках, які кріпляться до бичків греблі (крок очисних систем – через один бичок).

2.2.8. Проектне рішення з реконструкції моста на ділянці сполучення із земляною вставкою. Мостові споруди сполучення моста по греблі зі земляною вставкою запроєктовані в два яруси із розташуванням двох смуг руху автотранспорту на кожному з них (рис. 2.48, 2.49). Напрямок руху по прогоновій будові нижнього ярусу (який на рис. 2.50 затоновано синім кольором) прийнято з лівого берега на правий, а по прогоновій будові верхнього ярусу (який на рис. 2.50 затоновано блакитним кольором) – з правого берега на лівий. Одночасно на рис. 2.50 застосовані такі додаткові позначення: номери опор нижнього ярусу наведені з індексом «н», номери опор верхнього ярусу – з індексом «в», жовтим кольором позначено місця влаштування ліфтів, світло синім – сходів, а прямокутником виділено місце демонтажу конструкцій аркового моста та влаштування ригеля опори № 2н. На прогоновій будові нижнього ярусу з низової сторони знаходиться пішохідна доріжка, а з верхової – службовий прохід. Що ж стосується прогонової будови верхнього ярусу, то на ній з низової сторони розташована велосипедна доріжка з двостороннім рухом, а з верхової – службовий прохід.

Головною особливістю мостових споруд сполучення зі земляною вставкою, а також споруд на самій земляній вставці є те, що вони забезпечують поступовий перехід із двоярусного розташування проїзної частини та доріжок на мосту по греблі до одноярусного на естакаді через шлюзи. Задля цього мостові споруди на ділянці сполучення із земляною вставкою запроєктовані роздільними на роздільних опорах. А перехід із двоярусного до одноярусного розташування проїзної частини виконується шляхом плавного розходження в плані прогонових будов різних ярусів із одночасним поступовим зниженням у поздовжньому профілі прогонової будови верхнього ярусу, а потім і насипу в підпірних стінках на земляній вставці.

А тепер зупинимося на розгляді геометричних схем прогонових будов нижнього та верхнього ярусів моста сполучення зі земляною вставкою. Зокрема нижній ярус в плані по осі проїзної частини, яка знаходиться на кривій з радіусом кривини $R = 122,0$ м, а в поздовжньому профілі – переважно на випуклій кривій з радіусом кривини $R = 5000$ м, налічує три прогони завдовжки $34,2 + 45 + 34,4 = 113,6$ м. В свою чергу верхній ярус в плані по осі проїзної частини, яка знаходиться на кривій з радіусом кривини $R = 100,0$ м і прямій вставці, а в поздовжньому профілі – на вертикальній випуклій кривій з радіусом кривини $R = 1500$ м і прямій з ухилом 6% у напрямку до естакади через шлюзи, налічує чотири прогони завдовжки $33,45 + 51,6 + 34,4 + 34,8 = 154,25$ м.



Рис. 2.48. Вид зверху мостових споруд на ділянці сполучення зі земляною вставкою

Далі звернемо увагу читачів на той факт, що найбільш конструктивно складною частиною мостових споруд сполучення мосту по греблі зі земляною вставкою є ділянка траси, на якій майже відсутній вільний простір через розташування адміністративної споруди, цеху трансформаторів ГЕС-2 і підземної потерни (рис. 2.48). Вказана вельми щільна насиченість плями будівництва, над якою проходять мостові споруди, різноманітними будівельними об'єктами створила вкрай обмежену можливість для встановлення проміжних опор, що призвело до потреби розроблення низки додаткових конструктивних і технологічних рішень (рис. 2.51 – 2.53). Перше з них полягало в застосуванні криволінійних сталевих прогонових будов із прогонами більше 50 м. Друге – пов'язане з розбиранням недіючого аркового залізобетонного моста

та використання його опори з метою обпирання нових прогонових будов. І, нарешті, третє рішення зводиться до використання технологічно складних методів монтажу (монтаж плавучим краном великої вантажопідйомності окремих ділянок прогонових будов, застосування прогонової будови нижнього ярусу в якості стапеля задля монтажу прогонової будови верхнього ярусу тощо) й адаптація до них конструкцій прогонових будов.



Рис. 2.49. Вид на проїзну частину мостової споруди нижнього ярусу на ділянці сполучення із земляною вставкою

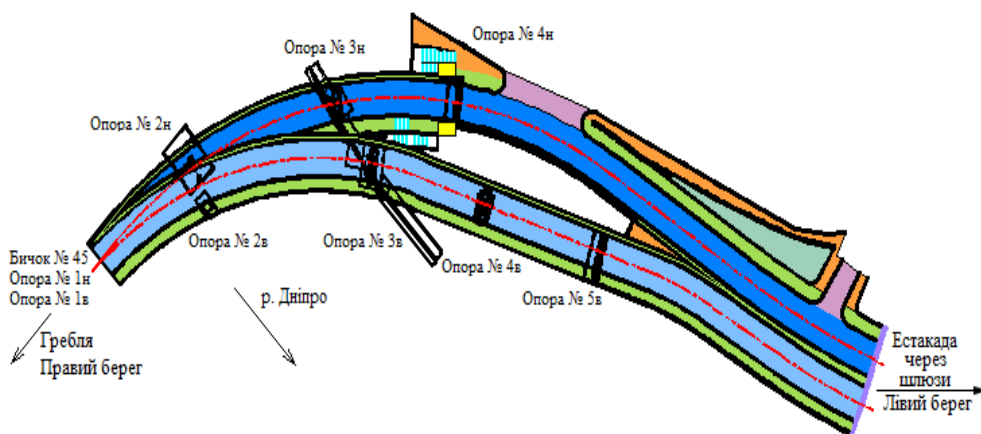


Рис. 2.50. План мостових споруд на ділянці сполучення із земляною вставкою

Ще одна конструктивна незручність виникла внаслідок того, що на мостовій споруді нижнього ярусу пішохідна доріжка розташована з низової сторони (ліворуч, при напрямку руху з лівого берега на правий), в той час як на естакаді через шлюзи вона знаходиться навпаки – з верхової сторони (праворуч, при напрямку руху з лівого берега на правий). З огляду на це та заради створення найбільш комфортних умов для переходу пішоходів із верхової до низової доріжки, на земляній вставці, в зоні опори моста нижнього ярусу, довелось передбачити сходи та пішохідний майданчик під прогоновою будовою нижнього ярусу, а також ліфти для людей з інвалідністю та інших маломобільних груп населення з обох боків від прогонової будови (рис. 2.50).

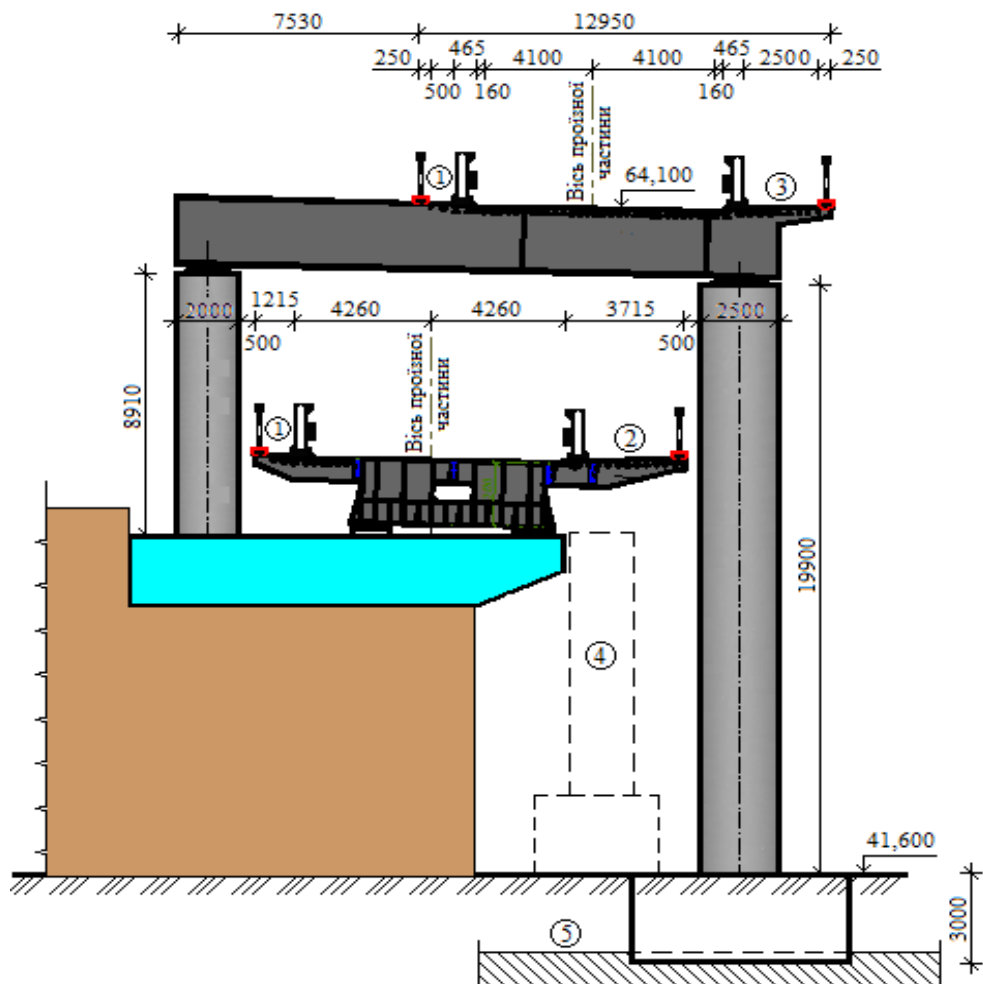


Рис. 2.51. Поперечний переріз мостових споруд на ділянці сполучення із земляною вставкою на опорах № 2н і № 2в: 1 – службовий прохід; 2 – пішохідна доріжка; 3 – велосипедна доріжка з рухом в обидві сторони; 4 – існуюча опора, що демонтується; 5 – існуючі залізобетонні конструкції

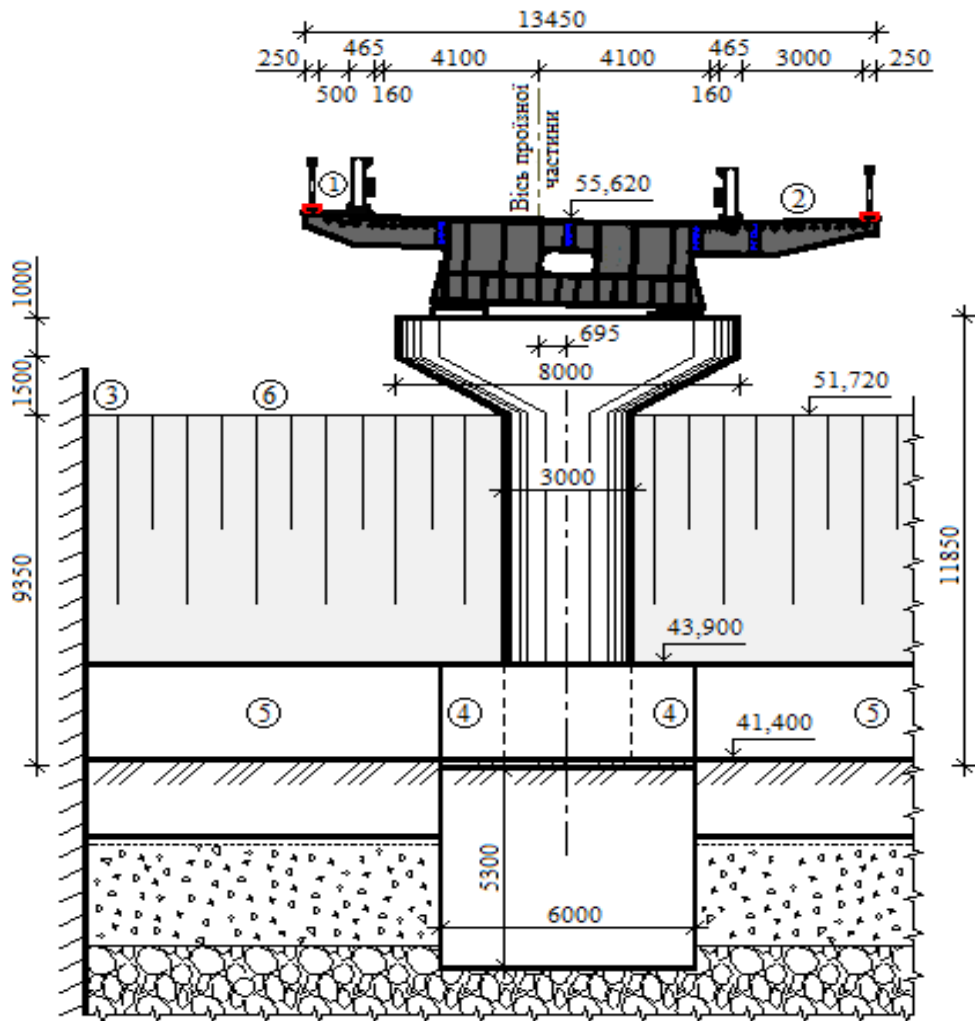


Рис. 2.52. Поперечний переріз мостової споруди нижнього ярусу на ділянці сполучення зі земляною вставкою на опорі № 3н:

- 1 – службовий прохід; 2 – пішохідна доріжка; 3 – примикання до аркового моста;
4 – температурний шов; 5 – підпірна стінка ПСО-1; 6 – конус насипу

Зважаючи на перелічену вище низку конструктивних обмежень і технологічних труднощів, властивих мостовим спорудам, сполучення моста по греблі зі земляною вставкою, було прийнято цілком зрозуміле рішення щодо того, щоби запроектувати нижній та верхній яруси споруди у вигляді металевих із низьколегованої сталі марки 10ХСНД-2 за [5] суцільнозварних балкових нерозрізних криволінійних у плані прогонових будов (рис. 2.51). І одразу доречно привернути увагу до того, що на цьому рисунку помаранчевим кольором позначено існуючі бичок греблі № 47 й опора аркового моста, а блакитним – новий ригель опори № 2н.

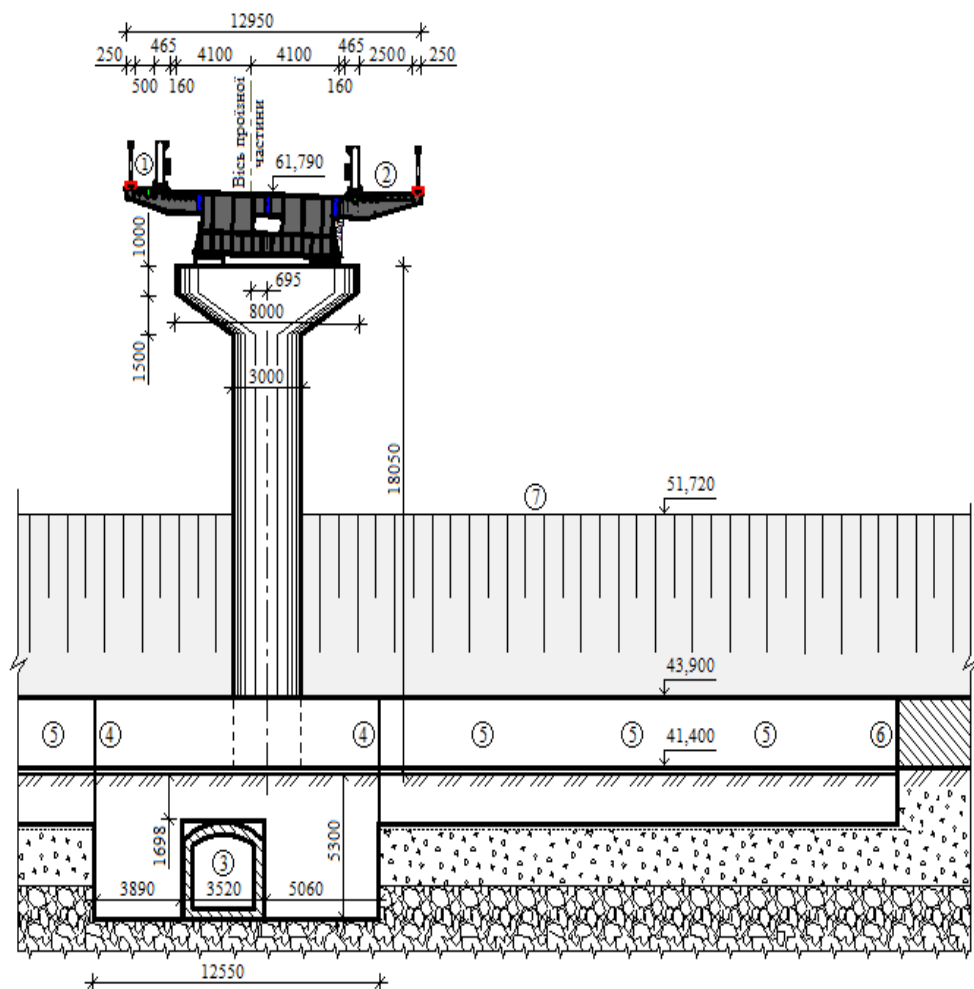


Рис. 2.53. Поперечний переріз мостової споруди верхнього ярусу на ділянці сполучення із земляною вставкою на опорі №3в:

- 1 – службовий прохід; 2 – велосипедна доріжка з рухом в обидві сторони;
- 3 – патерна; 4 – температурний шов; 5 – підпірна стінка ПСО-1;
- 6 – примикання до існуючої підпірної стінки; 7 – конус насипу

Як вбачається з рис. 2.52, 2.53, у поперечному перерізі прогонова будова обох ярусів являє собою коробчасту одноконтурну головну балку з верхнім і нижнім поясами у вигляді ортотропної плити. Верхня ортотропна плита має консольні звиси від 3,36 до 4,35 м із обох боків головної балки. Головна балка прогонової будови вирішена коробчастою, прямокутного поперечного перерізу завширшки понизу 6000 мм і зі стінками заввишки 2120 мм. З метою забезпечення стійкості стінок головної балки застосована система поперечних ребер, а для виконання умови поперечної жорсткості всієї прогонової будови – контурні ребра двотаврового поперечного перерізу всередині коробки.

В свою чергу ортотропна плита проїзної частини складається зі сталюгого настилу з листа завтовшки 16 мм на ділянці проїзної частини та 12 мм на доріжках, поздовжніх ребер із листа 180×14мм із кроком 250 мм у межах проїзної частини і 300 – 350 мм у межах доріжок, а також поперечних балок із кроком 2000 – 2500 мм.

А наразі перейдемо до розгляду конструктивного вирішення опор мостових споруд сполучення моста по греблі зі земляною вставкою і притаманних їм особливостей. Зокрема задля забезпечення обпирання прогонової будови верхнього ярусу на опорах №№ 1в, 2в передбачені ригель-вставки коробчастого поперечного перерізу, так як це відображено на рис. 2.51. Зазначимо також те, що прогонова будова на монтажі складається з суцільнозварних блоків заводського виготовлення, які об'єднуються один із одним за допомогою стиків на високоміцних болтах і зварюванні. Опорні частини прогонової будови прийняті сферичними, рухомими на всіх опорах, крім опор №№ 3н і 3в.

Дві опори №№ 1н і 1в мостових споруд сполучення зі земляною вставкою прийняті залізобетонними монолітними двоярусними рамної конструкції і розміщені на бичку греблі № 45, а тому вони одночасно слугують для обпирання крайніх прогонових будов мостових споруд по греблі (рис. 2.50). Опори об'єднуються з бетоном бичка за допомогою клеєштирьових з'єднань у такій черговості: насамперед верхня частина бичка частково розбирається, потім на горизонтальних і вертикальних поверхнях, у межах розібраної ділянки та поверхні сполучення верхової стійки опори з бичком, із кроком 0,4 м вибурюються отвори завглибшки до 1,5 м, в які за допомогою спеціального епоксидного складу вклеюються арматурні стрижні Ø 28 мм.

Проміжні опори №№ 2н і 2в (для мостів нижнього та верхнього ярусів) влаштовані з використанням крайньої, зі сторони моста по греблі, опори недіючого аркового залізобетонного моста. Тому двопрогонова аркова прогонова будова та верхня частина крайньої опори аркового моста (біля бичка № 47) підлягають повному демонтажу (рис. 2.51). Затим по верху бетонного масиву опори, що залишився після розбирання, надбудовується залізобетонний оголовок із короткими консолями та підферменниками під обпирання прогонової будови, який об'єднується з бетоном існуючої опори з використанням клеєштирьових з'єднань. Як видно з рис. 2.51, прогонова будова нижнього ярусу через опорні частини обпирається на підферменники оголовка, а прогонова будова верхнього ярусу – на монолітні залізобетонні стояки через опорні частини. Також із рис. 2.51 випливає, що з верхової сторони прогонової будови знаходиться стояк Ø2 м, який встановлений на оголовку, а з низової сторони – стояк Ø2,5 м, що розміщений на монолітному залізобетонному фундаменті мілкового закладання, в якості основи якого використана існуюча монолітна бетонна масивна підпірна стінка.

Конструкції проміжних опор №№ 3н і 3в (для мостів нижнього та верхнього ярусів) вирішені у вигляді залізобетонних монолітних одностоякових із

двоконсольним ригелем (рис. 2.52, 2.53). Фундаменти опор прийняті залізобетонними монолітними мілкого закладання. Особливість же цих фундаментів зводиться до того, що на них одночасно спираються як самі опори, так і нова підпірна стінка, яка влаштовується замість існуючої, що розбирається.

Фундамент опори № 3в запроєктований у вигляді масивної залізобетонної П-подібної рами, що охоплює існуючу підземну патерну.

Опора № 4в (для моста верхнього ярусу) – залізобетонна монолітна одностоякова з двоконсольним ригелем, для фундаменту якої використані об'єднані залізобетонним монолітним ростверком буронабивні палі Ø1,2 м.

Стояни № 4в (для моста нижнього ярусу) та № 5в (для мосту верхнього ярусу) запроєктовані монолітними залізобетонними не обсіпними, які спираються на об'єднані залізобетонним монолітним ростверком буронабивні палі Ø1,2 м.

Що ж стосується деталей облаштування прогонових будов мостових споруд сполучення моста по греблі зі земляною вставкою зауважимо, що як і для всього автодорожнього переїзду через гідротехнічні споруди ДніпроГЕС в якості бар'єрної огорожі проїзної частини прийнята металева оцинкована огорожа заввишки 1,3 м типу PASS+CO H4b-W1 зі стримувальною здатністю 720 кДж, яке відповідає вимогам норм [11, 23] і конструкторської документації німецької фірми «Pass + co Barrier Systems GmbH». Перильна огорожа пішохідної та велосипедної доріжок виконана з нержавіючої сталі марки AISI 304 та ударостійкого скла, а ліхтарні щогли, огорожі службового проходу на проїзній частині, оглядові проходи вздовж обох прогонових будов між коробками головних балок і кріплення для підвіски комунікацій на нижньому ярусі моста через аванкамеру – з оцинкованої сталі.

На мостових спорудах стічні рідини з проїзної частини і доріжок по поздовжнім та поперечним ухилам поверхнево відводяться до водоприймальних труб із ґратами в зоні бордюру, через які потрапляють до поздовжніх водовідвідних труб, по яких відводяться в очисну споруду фірми «Standartpark». А для відведення стічних рідин із ділянки дорожнього полотна, що розташована на земляній вставці, влаштовується дощова каналізація, за допомогою якої рідини відводяться в очисну споруду фірми «Standartpark». Зазначена очисна споруда встановлена на земляній вставці.

2.2.9. Висновки. Висвітлені у даному параграфі проєктні рішення з комплексної реконструкції автодорожнього переїзду через гідротехнічні споруди ДніпроГЕС були розглянуті на спільному засіданні філії «Дніпровська ГЕС» ПрАТ «Укргідроенерго» і ПрАТ «Укргідроенерго», на якому після їхнього всебічного обговорення було прийнято наступне рішення [41]: затвердити проєктні рішення з комплексної реконструкції автодорожнього переїзду через гідротехнічні споруди ДніпроГЕС та відтермінувати на певний час їх виконання внаслідок розв'язаної московією збройної агресії проти України.

Глава 3

Підтримання автодорожнього проїзду через гідротехнічні споруди Дніпровської ГЕС у робочому стані

3.1. Вступ. Транспортне сполучення між правим і лівим берегами р. Дніпро у місті Запоріжжі забезпечується головним чином завдяки автодорожньому проїзду (рис. 3.1), що проходить через гідротехнічні споруди Дніпровської ГЕС. До складу зазначеного переходу входять наступні споруди: міст через аванкамеру завдовжки 319,76 м (ділянка I – II); автопроїзд по греблі завдовжки 666,00 м, який складається з виконаних у 1932 і 1977 роках прогонових будов (ділянка II – III, рис. 3.2); естакада спряження греблі з лівим берегом завдовжки 111,50 м (ділянка III – IV); земляна вставка завдовжки 136,57 м (ділянка IV – V) й естакада над шлюзами завдовжки 352,00 м (ділянка V – VI).

Нині усі вище перелічені споруди автопроїзду, за винятком земляної вставки, згідно з класифікацією [19] знаходяться у непрацездатному стані (5 стан), а земляна вставка перебуває в обмежено працездатному стані (4 стан). На підставі цього у 2021 році науково-технічною радою ПрАТ «Укргідроенерго» було прийнято рішення [40] щодо реконструкції автопроїзду по гідротехнічних спорудах ДніпроГЕС у складі односторонніх естакад над шлюзами та спряження з лівим берегом із металевих прогонових будов на залізобетонних опорах, двоярусної збірно-монолітної залізобетонної прогонової будови по греблі з монолітними опорами та збірними залізобетонними прогоновими конструкціями, металевим мостом через аванкамеру перемінного перерізу, що сполучає двоярусну конструкцію автопроїзду по греблі та дорогу на правому березі, з укріпленням всіх опор моста через аванкамеру залізобетонним бандажем і бичків греблі відповідно до розрахункових вимог й виконанням реконструкції поверхонь бичків і водозливних поверхонь греблі. У 2021 році ПрАТ «Укргідроенерго», ТОВ «Укрінсталькон імені В.М. Шимановського» та ТОВ «Містпроект» було розроблено проєкт реконструкції автопроїзду, який у встановленому порядку пройшов державну експертизу і був затверджений замовником (ПрАТ «Укргідроенерго») [41, 80]. На жаль, початку будівельних робіт з реконструкції автопроїзду, запланованих на 2022 рік, завадила російська агресія проти нашої країни.

Через це наразі гостро постало питання підтримання у робочому стані наявних споруд автопроїзду (які починаючи з 24 лютого 2022 року слугували транспортним коридором для переміщення різноманітних машин, механізмів й інших засобів незалежно від їх ваги), особливо з огляду на незадовільний технічний стан мостових споруд та необхідність їх подальшої експлуатації. На підставі цього у 2022 році ТОВ «Укрінсталькон імені В.М. Шимановського» розроблено робочу документацію з реалізації першочергових ремонтних заходів, покликаних покращити технічний стан та забезпечити подальшу експлуатацію автопроїзду по греблі та моста через аванкамеру.



Рис. 3.1. Загальний вигляд автодорожнього проїзду по спорудах греблі ДніпроГЕС

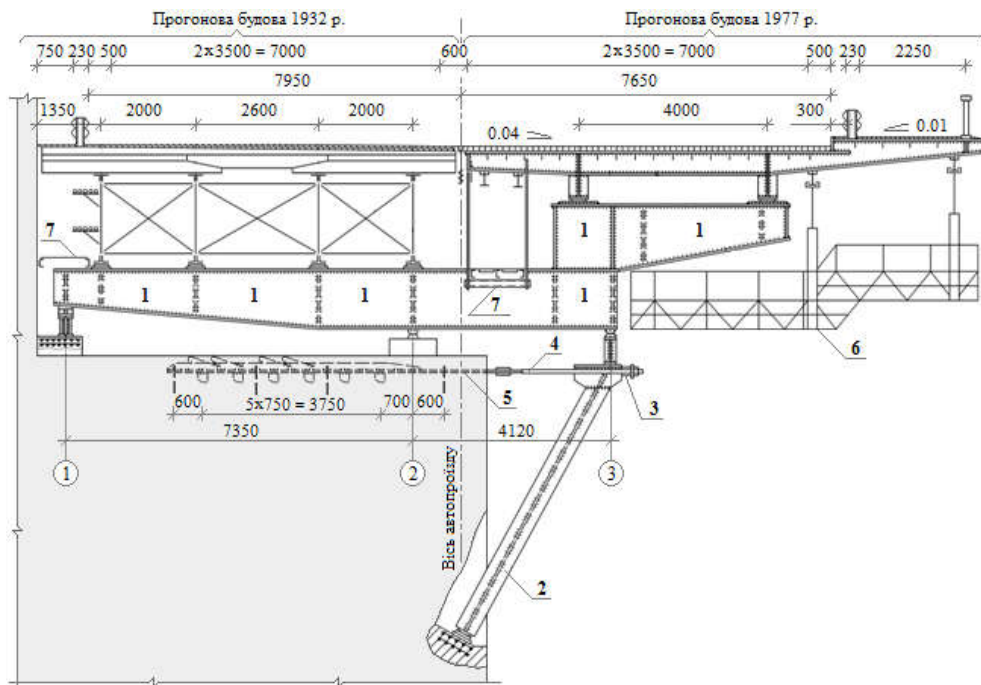


Рис. 3.2. Поперечний переріз прогонових будов після реконструкції автопроїзду у 1977 р.: 1 – ригель; 2 – підкіс; 3 – траверса; 4 – тяж; 5 – зтяжка; 6 – пересувний оглядовий візок; 7 – оглядовий прохід; ①, ②, ③ – осі обпирання ригеля

3.2. Підсилення автопроїзду по греблі ДніпроГЕС. До переліку несних конструкцій автопроїзду по греблі (рис. 3.2), які вимагають першочергового підсилення, входять прогонові будови 1932 року, а саме – три головні балки в прогонах №№ 8-9, 30-31, 33-34, низка в'язей прогонових будов і сталеві опорні ригелі на бичках греблі по осях №№ 9, 15, 21, 27, 33, 39.

За результатами обстеження, що передувало проекту підсилення, встановлено, що вище згадані три балки прогонових будов 1932 року знаходяться у вкрай незадовільному технічному стані, викликаному значними корозійними пошкодженнями (рис. 3.3, 3.4). Так як дані металеві балки, по-перше – клепані, а по-друге – виготовлені зі сталі, зварювання якої пов'язано з низкою обмежень і труднощів, то було дійдено висновку щодо конструктивної складності, а подекуди й неможливості, та як наслідок – недоцільності, підсилення безпосередньо конструкцій самих балок. Більш раціональним було визнане рішення підсилення прогонових будов шляхом встановлення поряд із існуючими балками нових балок, які зможуть прийняти на себе навантаження від вище розташованих залізобетонних плит проїзної частини.

Отже, нові балки підсилення двотаврового перерізу прийняті заввишки 1140 мм зі сталі марки S420NL за [22]. Оскільки висота нових балок менша від існуючих, в місцях обпирання балок на ригелі передбачено влаштування опорних столиків із тієї ж сталі, які є складовими елементами балок підсилення. Причому, з метою спрощення монтажу, усі балки розбиті на три монтажні елементи, які з'єднуються на монтажі між собою та з опорними столиками в єдину конструкцію за допомогою болтів.



Рис. 3.3. Корозія головної балки у прогоні № 8-9



Рис. 3.4. Корозія головної балки у прогоні № 30-31

А для виконання монтажних робіт проектом передбачено влаштування тимчасових площадок, які підвішуються на металевих тяжках до залізобетонних плит проїзної частини та фіксуються спеціальними упорами до існуючих балок прогонових будов заради забезпечення їхньої нерухомості. Наголосимо також на тому, що конструктивною особливістю тимчасових площадок є те, що вони мають консольні частини, які виходять у плані за межі плит проїзної

частини, задля створення можливості вловлювання монтажних елементів нових балок під час подачі їх автокраном. Вказане рішення проілюстровано на рис. 3.5, на якому до того ж блідо-сірим кольором показані залізобетонні бички греблі, а темно-сірим – ригелі.

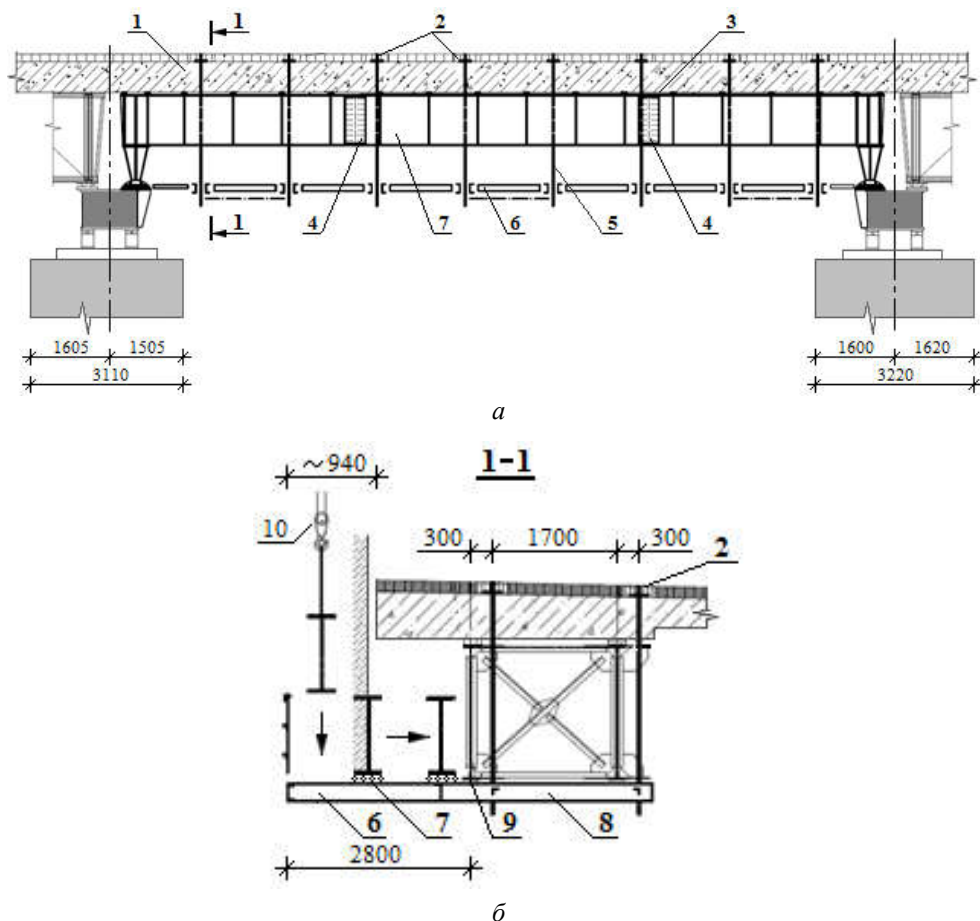


Рис. 3.5. Підсилення прогонової будови 1932 року:

а – вид збоку; *б* – розріз 1-1 (подача секцій балки підсилення), 1 – залізобетонна плита проїзної частини; 2 – відновлене асфальтобетонне покриття; 3 – розчин ін'єктування Sika Grout; 4 – монтажний стик балки; 5 – тяжі; 6 – тимчасова монтажна площадка; 7 – балка підсилення; 8 – несна балка монтажної площадки; 9 – балка, що підсилюється; 10 – подача секції балки підсилення краном

Порядок виконання робіт з монтажу нових балок при цьому встановлено наступний:

- розбирання асфальтобетонного покриття проїзної частини в місцях встановлення тяжів для кріплення тимчасової монтажної площадки;

- свердління отворів Ø30 мм у залізобетонній плиті проїзної частини та встановлення тяжів в отвори;
- монтаж металоконструкцій тимчасової монтажної площадки;
- монтаж балки підсилення;
- ін'єктування щілин між верхнім поясом балки підсилення та нижньою гранню залізобетонної плити розчином SikaGrout-312 за всією шириною верхньої полки;
- демонтаж тимчасової монтажної площадки та відновлення розібраного асфальтобетонного покриття проїзної частини.

Також треба звернути увагу на те, що крім підсилення балок у прогонових будовах 1932 року проєктом передбачено ремонт низки пошкоджених корозією в'язей та влаштування їхніх відсутніх елементів.

Результати обстеження опорних ригелів на бичках греблі №№ 9, 15, 21, 27, 33 та 39 вказали на ослаблення нижньої частини стінок зазначених ригелів внаслідок дії корозії, що було встановлено шляхом проведеної товщинометрії. З огляду на неможливість визначення стану металоконструкцій всередині ригелів прийнято рішення одночасно з підсиленням їх стінок влаштувати в ригелях технологічні отвори, обрамлення яких прийнято у вигляді обичайки з труби Ø630×8 (рис. 3.6). Вказані отвори не тільки забезпечать доступ всередину ригелів, а й створять можливість проведення їх підсилення за необхідності. Марка сталі елементів підсилення ригелів прийнята S355NL за [22].

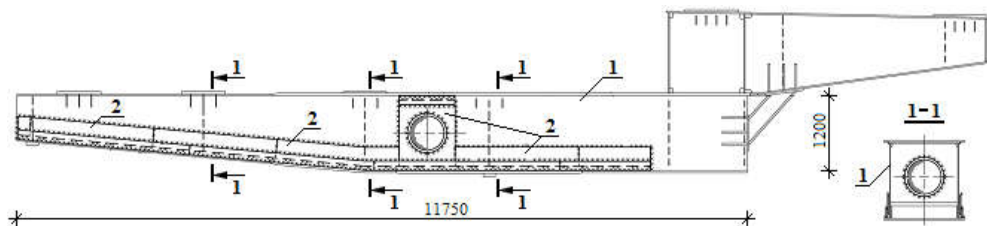


Рис. 3.6. Підсилення опорних ригелів на бичках греблі №№ 9, 15, 21, 27, 33 та 39:
1 – ригель; 2 – елементи підсилення $\varnothing 12$

3.3. Підсилення моста через аванкамеру. Міст (рис. 3.7, 3.8) побудовано у 1977 році на місці старого моста з металевими наскрізними фермами з їздою понизу, так як останній не задовольняв відповідні технічні вимоги за вантажопідйомністю, габаритам проїзду тощо. При будівництві даного моста було використано п'ять опор старого моста, частина яких розташована в зонах із глибинами води до 25 – 30 м.

За результатами останнього обстеження встановлено, що основними дефектами несних конструкцій моста через аванкамеру, які вимагають першочергового усунення, є такі:

- значне корозійне ослаблення (подекуди повне руйнування) елементів опорної діафрагми та прилеглих конструкцій прогонової будови на опорі № 0

(рис. 3.9). При цьому спостерігається ослаблення перерізів конструкцій до 50% товщини металу, а в окремих місцях – наскрізні діри;

- значні корозійні руйнування поздовжніх ребер із утворенням наскрізних дір та ослаблення перерізу елементів діафрагми до 50 % товщини металу на опорі № 6 (рис. 3.10).

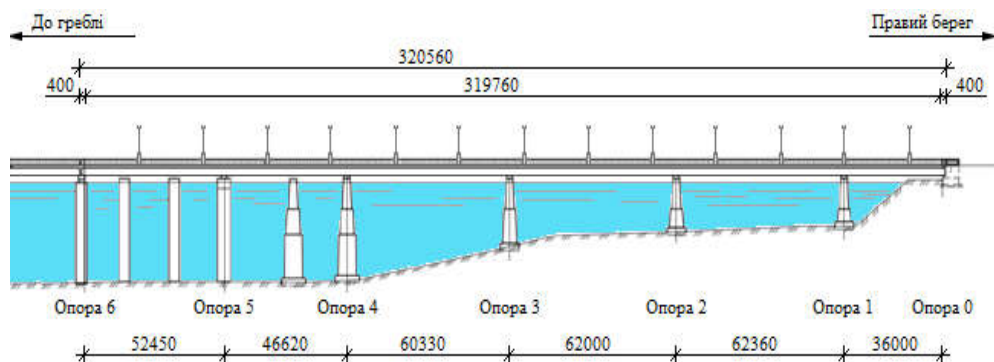


Рис. 3.7. Загальний вигляд моста через аванкамеру

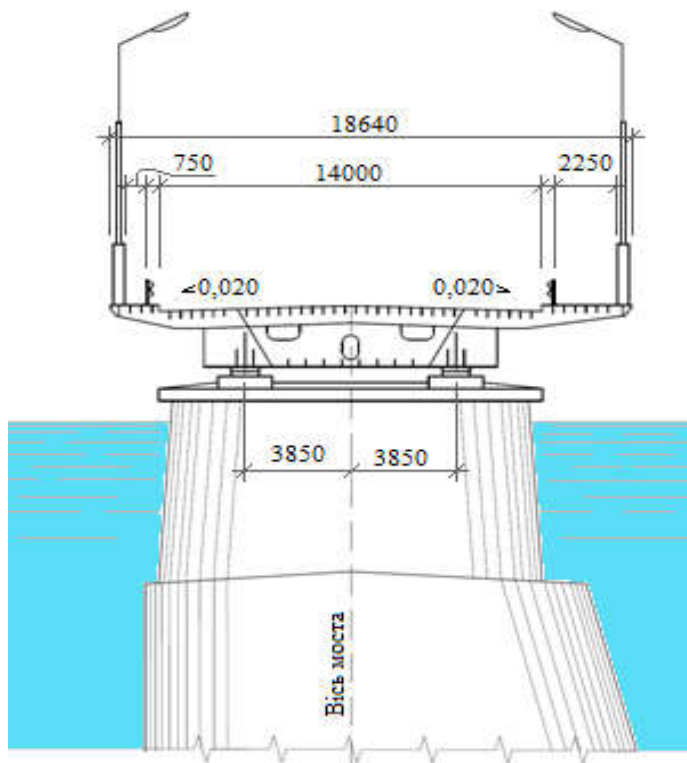


Рис. 3.8. Поперечний переріз моста через аванкамеру



Рис. 3.9. Корозія опорної діафрагми на опорі № 0



Рис. 3.10. Корозія опорної діафрагми та поздовжніх ребер на опорі № 6

Тобто, основними дефектами прогонової будови є її значні корозійні пошкодження у місцях розташування деформаційних швів. Останнє обумовлено тим, що хоча на сьогодні міст облаштовано сучасними деформаційними швами фірми «MAURER SÖHNE», які належним чином виконують покладені на них задачі, проте раніше, під час довготривалої експлуатації моста, на ньому були встановлені морально та фізично застарілі деформаційні шви, які в місцях свого розташування допускали потрапляння насиченої агресивними протиожеледними соляними сумішами води, яка стікала з проїзної частини на нижче розташовані несні конструкції моста. Це і призвело до нинішнього, вкрай незадовільного, технічного стану приопорних ділянок прогонової будови.

Підсилення опорних діафрагм прогонової будови на опорах № 0 та № 6 виконано шляхом приварювання листів металу з обох сторін діафрагм в місцях ослаблення їх перерізів (рис. 3.11). Причому, як і у випадку підсилення опорних ригелів, тут також марка сталі елементів підсилення прийнята S355NL за [22].

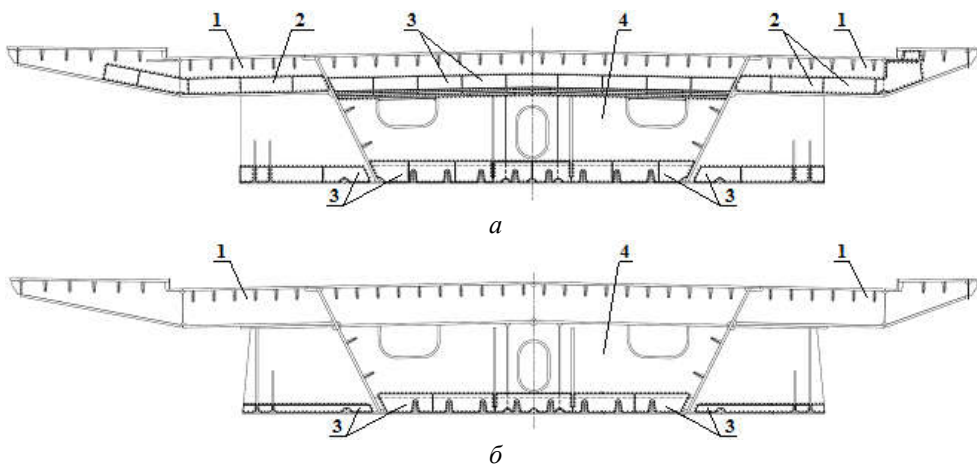


Рис. 3.11. Підсилення опорної діафрагми на опорі № 0 (а) і на опорі № 6 (б): 1 – поперечна балка; 2 – елементи підсилення $t16$; 3 – елементи підсилення $t20$; 4 – опорна діафрагма

Як вбачається з рис. 3.11, максимальне ослаблення перерізів діафрагм спостерігається в їх нижніх частинах – тобто, в місцях застою води та накопичення шарів бруду. Головною відмінністю у підсиленні діафрагм є те, що опорна діафрагма на опорі № 0 додатково має елементи підсилення поперечної балки. Це пов'язано з тим, що на нижній полиці поперечної балки протягом тривалого часу накопичувався бруд, який добре утримував вологу, що і призвело до дуже серйозних корозійних пошкоджень нижньої частини поперечної балки та її нижнього поясу. При цьому, нижній пояс поперечної балки в межах діафрагми (за винятком консольних ділянок балки) довелося повністю замінити.

3.4. Висновки. Підсумовуючи вище викладене, можна зауважити наступне:

- російська агресія проти нашої країни не лише відклала у невизначене майбутнє реконструкцію такого знакового в Україні об'єкта транспортної інфраструктури, як автодорожній проїзд через гідротехнічні споруди Дніпровської ГЕС, але й поставила непросту задачу з підтримання його у робочому стані протягом тривалого, поки що невідомо наскільки, часу;
- реалізація розроблених ТОВ «Укрінсталькон імені В.М. Шимановського» проєктних рішень дозволить підтримати автопроїзд у робочому стані та забезпечити надійне транспортне сполучення між лівим та правим берегами р. Дніпро у м. Запоріжжі, важливість чого, з огляду на ситуацію, що склалася в країні, важко переоцінити.

Глава 4

Визначення дійсного напруженого стану ортотропних плит проїзної частини мостових прогонових будов автодорожнього переїзду через гідротехнічні споруди Дніпровської ГЕС

4.1. Напружений стан ортотропних плит проїзної частини мостових прогонових будов із урахуванням впливу експлуатаційних дефектів і пошкоджень

4.1.1. Вступ. Останнім часом у багатьох мостових спорудах в якості одного з основних несних структурних елементів проїзної частини набули поширення ефективні системи ортотропних сталевих плит*. Фактично повсюдне використання зазначеного конструктивного рішення обумовлено не тільки його винятковими технічними характеристиками [116 – 118, 124, 126], а й низкою інших важливих переваг у порівнянні з рішеннями, що звичайно застосовуються. По-перше, ортотропні плити дозволяють збільшити несну здатність і надійність проїзної частини при сприйнятті транспортних (статичних і динамічних) навантаж. По-друге, підвищити жорсткість тонких пластинчастих елементів при стисненні. І, нарешті, третє, напевно, найголовніше – досягти суттєвої економії сталі й скорочення термінів будівництва, що, природно, призводить до меншої вартості мостових споруд.

Звернемо увагу на те, що спочатку випадки застосування ортотропних сталевих плит у мостобудуванні були одиничними, але згодом вони почали зустрічатися все частіше. На підтвердження сказаного зазначимо, що проект першого моста з використанням ортотропних плит був розроблений німецькими інженерами в 1930-х роках, а перший такий міст був споруджений ними в 1936 році [118]. Німецьким інженерам також приписується створення самого терміна «ортотропний» і реєстрація відповідного патенту в 1948 році [122].

Очевидним є також те, що подібні роботи одночасно проводилися і в інших країнах. Приміром, в США в штаті Каліфорнія через затоку Сан-Франциско між містами Сан-Франциско і Окленд в 1936 році був побудований міст Бей-Бридж, який є прикладом одного з перших висячих мостів із застосуванням ортотропних сталевих плит. До речі, американськими інженерами для найменування ортотропних плит був введений в обіг відмінний від європейського термін «battle deck», мабуть за аналогією з вже давно застосовуваним у кораблебудуванні найменуванням бойового лінійного корабля (в більш звичному скороченому варіанті лінкора) – «battleship» [118].

* Під ортотропними маються на увазі плити, які складаються з приварених до листа настилу перетинних між собою поздовжніх ребер і поперечних балок. Оскільки жорсткість такої плити різна в перпендикулярних напрямках, то вона названа ортотропною, або ортогонально анізотропною.

Особливо широке застосування у мостобудуванні ортотропні плити знайшли у Німеччині після Другої світової війни через те, що на той час у країні практично всі мости були зруйновані й питання економії сталі постало дуже гостро. До того ж розширеному впровадженню ортотропних плит додатково сприяли дві суттєві обставини: вдосконалення технології зварювання та розвиток теорії розрахунку [27, 118, 120, 122].

Згодом у багатьох країнах світу було зведено велику кількість (сотні й тисячі) різноманітних мостових споруд із використанням ортотропних сталевих плит. Тому зупинятися на описі всіх цих мостів через їх велику кількість наразі сенсу не вбачається. Проте, все ж хочеться згадати тільки про одну з низки чудових споруд світової транспортної інфраструктури з використанням ортотропних плит, яка по праву входить до числа найвідоміших мостових споруд. Йдеться про вантовий міст (а точніше, віадук) Мійо, що проходить через долину річки Тарн поблизу розташованого на півдні Франції в департаменті Аверон міста Мійо. Згаданий міст привертає увагу тим, що на момент введення в експлуатацію в 2004 році йому належали три світові рекорди в мостобудуванні (за висотою залізобетонних опор, за висотою залізобетонних опор із вінчаючим їх металевим пілоном і за висотою проїзної частини). Однак, з метою економії місця, більш детальну інформацію про цю чудову інженерну споруду наводити не будемо, оскільки її можна легко отримати, скориставшись можливостями його офіційного сайту [119].

Як випливає з викладеного вище, історія використання ортотропних сталевих плит у мостобудуванні налічує майже сто років. За цей час ці конструктивні елементи проїзної частини мостів знайшли найширше застосування. Причому останньому сприяли не тільки притаманні їм численні позитивні якості (ефективність, надійність, підвищена несна здатність, економія сталі й багато іншого), але і постійне вдосконалення як теорії і методів дослідження, так й інженерно-технічних рішень.

Якщо говорити про вдосконалення теорії і методів дослідження ортотропних плит, необхідно зауважити, що спочатку активно розвивалися аналітичні методи їх розрахунку. У 1947 році німецький інженер В. Корнеліус [105] запропонував застосувати до розрахунку ортотропних плит відому теорію розрахунку пластин М.Т. Губера [111 – 113] із деяким уточненням. Причому уточнення полягали в тому, що товщина пластини визначалася в результаті врахування металевих листів і додаткового «розмазування» по ньому поздовжніх ребер і поперечних балок, виходячи з еквівалентної циліндричної жорсткості ортотропної плити і гладкої тонкої пластини. Подальший розвиток теорії розрахунку ортотропних плит отримала в 1957 році, коли інженери В. Пелікан і М. Есслінгер [121] запропонували розглядати поздовжні ребра як нерозрізні балки на пружно просідаючих опорах, що дозволило дещо спростити розрахункові співвідношення внаслідок зневажання жорсткістю відкритих ребер при крученні.

На початку 1960-х років Г. Гомберг і К. Тренкс [110] рекомендували використовувати для розрахунку ортотропних плит метод балкового ростверку, заснований на ортогоналізації невідомих із відображенням зовнішніх навантаг і внутрішніх зусиль у вигляді групових факторів, зміна яких описується тригонометричними функціями. Що ж стосується розрахункової схеми балкового ростверку, то вона була прийнята у вигляді вільно спертого по контуру ростверку з системи поперечних балок, опертих на нескінченно велику кількість пружно піддатливих опор, що повертаються, або, кажучи інакше, листа настилу з поздовжніми ребрами.

У 1990-х роках настала ера використання обчислювальної техніки і чисельних методів розрахунку, реалізованих на основі, як правило, методу скінченних елементів у вигляді високопродуктивних програмно-обчислювальних комплексів. Застосування цих комплексів зняло практично всі властиві аналітичним методам складності в частині постановки, деталізації і розмірності задачі досліджень, введення припущень і спрощень при побудові розрахункових схем конструкцій, адекватного відображення діючих статичних і динамічних навантаг і багато чого іншого. Більш того, з'явилася можливість отримувати надійні результати не тільки створюючи розрахункові схеми, які в повній мірі відображають конструктивні особливості реальних конструкцій, а й виконуючи розрахунки як у лінійній, так і в нелінійній (геометрично і фізично) постановці. Останнє дозволило виконувати оцінювання напружено-деформованого стану (НДС) ортотропних сталевих плит складної конфігурації при практично максимальній деталізації, врахуванні особливостей конструктивного рішення, різних формулюваннях інтегрального закону стану матеріалу і довільних зовнішніх навантагах і впливах. Як доказ сказаного згадаємо тільки про декілька найбільш показових публікацій з вельми великого числа наявних прикладів. Зокрема, в роботах [106, 107] описана розрахункова схема ортотропної плити з детальним моделюванням вирізів у стінках поперечних балок задля пропуску поздовжніх ребер, наведено результати визначення напружень у стінках балок біля вирізів і змінювання їх величин у залежності від втомної міцності, що дозволило розкрити причини розвинення втомних тріщин. Більше того, запропоновано наочний метод розрахунку напружень у стінках коло вирізів, який не тільки дозволяє зрозуміти походження всіх компонентів напружень, а й спрощує порівняння результатів для випадків вирізів із різноманітною геометрією. До речі, на досить ретельне розроблення конструктивних моделей всіх елементів ортотропних плит при аналізі вторинних згинальних напружень у стінках замкнутих трапецієподібних ребер звертають увагу автори статті [125]. Описано принципи та особливості побудови розрахункової схеми, а результати розрахунків ілюструються числовим прикладом. Відзначається, що вторинні напруження обумовлюються поперечним розширенням нижніх частин ребер, що в поєднанні з первинними напруженнями від вигину може сприяти розвитку втомних тріщин. Надано рекомендації для мінімізації величин цих напружень.

Авторами вельми цікавої статті [103] запропонована ідеалізована розрахункова модель ортотропної плити, еквівалентні фізико-механічні властивості якої у перпендикулярних напрямках встановлюються в результаті врахування ребер за аналогією з армувальними волокнистими балками в композитних матеріалах. Висвітлено результати дослідження спільної роботи ребер, балок і плити настилу під поперечною навантагою, спираючись на які автори сформулювали на базі методу Рітца достатньо простий аналітико-інженерний підхід для визначення деформацій ортотропної плити.

В журнальній статті [104] з метою поліпшення проектування мостових споруд розглянуто декілька варіантів розрахунку ефективної ширини полиць балок b_{eff} у залізобетонних одно- та багатопрогонових мостах у залежності від трьох основних параметрів: відстані між балками, довжини прогону та куту нахилу і запропоновано більш універсальні критерії визначення ефективної ширини полиць проти тих, що використовуються в інженерній практиці. Дослідження проведені з використанням методу скінченних елементів, результати яких були не тільки співставлені, а й підтверджені даними експериментів на дослідних зразках у масштабі 1/4 і 1/2, а самі критерії поширені на області позитивного й негативного згинальних моментів.

У частині ж вдосконалення інженерно-технічних рішень ортотропних сталевих плит вкажемо тільки на те, що це вдосконалення, по суті, завжди було домінантною складовою частиною їх експлуатації. Свідченням сказаного є те, що вже перший досвід застосування ортотропних плит виявив у них два недоліки: малу міцність від втоми (утворення тріщин у місцях перетину поздовжніх ребер і поперечних балок) і руйнування асфальтобетонного покриття на плиті. Надалі цим питанням було присвячено багато досліджень і на даний час розроблена низка рекомендацій, що дозволяє істотно поліпшити стан справ. Аналогічним способом вдосконалювалися параметри поздовжніх ребер, такі як: конструкція (відкрите, замкнуте), геометрія (плоске, кутникове, таврове, смугове з бульбою), конфігурація (трапецієподібне, V-подібне, кругове), зі встановленням діафрагм або без них і багато іншого. Результати всіх вище представлених багаторічних і численних досліджень знайшли відображення в нормах і рекомендаціях багатьох країн, що регламентують проектування ортотропних сталевих плит мостових споруд. Серед них можна виділити найбільш відомі норми і рекомендації: американські [99 – 101, 109], європейські [108], британські [102], японські [115] та українські [8, 12, 13].

Також варто підкреслити, що зазначені нормативні документи, крім безпосередньо самих норм, настанов і рекомендацій з проектування ортотропних плит, вміщують якнайширші бібліографії і масштабні аналізи стану проблеми, що є вельми корисним для ознайомлення читача з тематикою, яка розглядається в даній роботі.

Таким чином, підбиваючи підсумок представленому вище аналізу літературних джерел, можна дійти висновку, що за відносно нетривалий історичний період використання ортотропних сталевих плит у мостобудуванні теорія і методи дослідження, а також вдосконалення їх конструктивно-технічних рішень отримали дійсно вражаючий розвиток.

Втім, як у розглянутих вище працях, так і в інших більш ніж численних статтях і монографіях не приділялося належної уваги вивченню роботи ортотропних сталевих плит в умовах довготривалого (десятки років, а особливо, багато десятиків років) використання при розвиненні й накопиченні різного роду експлуатаційних пошкоджень. Зауважимо, що стосовно мостових споруд природа і наслідки цих ушкоджень полягають в наступному.

По-перше, найчастіше вони викликаються температурними, сейсмічними і агресивними впливами, наїздом транспортних засобів і випадковими ударами сторонніх предметів, що, і це по-друге, призводить до викривлення конструктивних елементів, виникнення втомних тріщин, руйнування захисних лакофарбових покриттів із подальшою корозією металу і зменшенням його розрахункової товщини. Тим часом видається цілком очевидним і абсолютно безперечним той факт, що тільки правильне уявлення про дійсну роботу під навантагою ортотропних сталевих плит мостових споруд при наявності експлуатаційних пошкоджень забезпечує можливість підтримки необхідного рівня їх міцності й надійності внаслідок своєчасного здійснення необхідних ремонтних заходів. Якщо ж із тих чи інших причин ремонтні роботи у встановлені терміни виконати не вдається, то зарадити справі може тільки знання про реальний технічний стан ортотропних плит, на основі якого розробляються схеми організації тимчасового автомобільного руху по мосту з метою забезпечення його обмеженої експлуатації (наслідком чого є зменшення навантаги на мостову споруду) до моменту завершення ремонтних робіт. Однак ще раз слід зауважити, що зазначена схема руху є тимчасовою і застосовується виключно для полегшення роботи мостової споруди. І саме з цієї причини вона містить комплекс взаємопов'язаних пропозицій, спрямованих як на безпосереднє зменшення навантаги на міст (особливо від негабаритного, вантажного і комунального транспорту), так і на перерозподіл цієї навантаги за площиною проїзної частини (з урахуванням місць пошкоджень) через зміну кількості й ширини смуг руху, а також інтенсивності й швидкості руху машин.

А насамкінець вступу відзначимо, що вивчення дійсного технічного стану мостових споруд із використанням ортотропних сталевих плит проїзної частини, експлуатація яких триває досить довго, є важливою і одночасно складною інженерно-технічною проблемою. Рішення ж цієї проблеми має велике практичне значення та сприяє своєчасному продовженню експлуатації мостових споруд та забезпеченню руху автотранспорту по них без обмежень.

Як приклад вирішення окресленої задачі розглянемо існуючий автопроїзд по греблі ДніпроГЕС, який було побудовано у 1977 році з використанням ортотропних сталевих плит проїзної частини, і який є однією з складових комплексу споруд мостового переходу через гідротехнічні споруди зазначеної ГЕС.

4.1.2. Загальна характеристика прогонової будови автопроїзду по греблі Дніпровської ГЕС. Відомо, що гребля ДніпроГЕС у м. Запоріжжі

була введена в експлуатацію у 1932 році. Крім безпосередньо виробництва електроенергії її особливою рисою являється те, що вона одночасно слугувала й наразі слугує важливою ланкою транспортного сполучення між правим та лівим берегами р. Дніпро завдяки влаштуванню за всією її довжиною двосмугового автодорожнього переїзду (рис. 4.1). Зазначений переїзд містить низку споруд (зліва направо): міст через аванкамеру завдовжки 319,76 м (ділянка I – II); автопроїзд по спорудах греблі завдовжки 666,00 м, який складається з виконаних у 1932 і 1977 роках прогонових будов (ділянка II – III, рис. 4.2); естакаду спряження греблі з лівим берегом завдовжки 111,50 м (ділянка III – IV); земляну вставку завдовжки 136,57 м (ділянка IV – V) та естакаду над шлюзами завдовжки 352,00 м (ділянка V – VI). Отже, загальна довжина переїзду дорівнює 1585,82 м.



Рис. 4.1. Загальний вигляд автодорожнього переїзду по спорудах греблі ДніпроГЕС

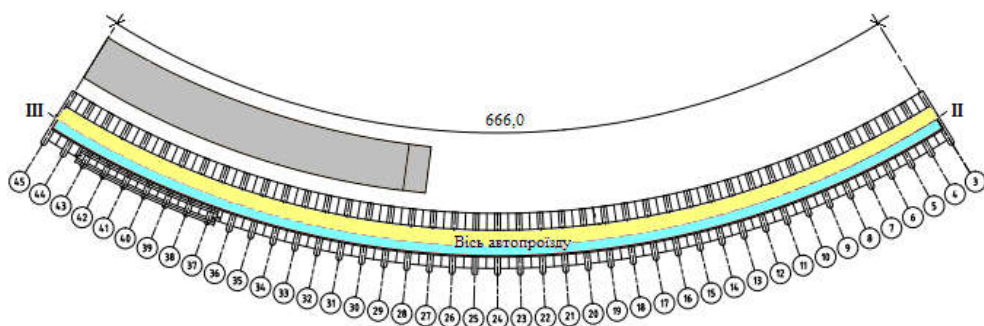


Рис. 4.2. План автодорожнього переїзду по спорудах греблі ДніпроГЕС: блакитний колір – прогонові будови 1932 р.; жовтий колір – прогонові будови 1977 р.; сірий колір – будівля ГЕС - 2; II – початок автопроїзду; III – кінець автопроїзду

Розташований на бичках греблі автомобільний проїзд із радіусом кривини близько 600 м до реконструкції 1977 р. мав ширину 7,5 м. Його несними конструкціями були розрізні прогонові будови, які перекривали прогони між бичками греблі й складалися з чотирьох сталевих клепаних суцільних балок і розміщених на них залізобетонних плит проїзної частини. А зараз, забігаючи трохи наперед, вкажемо на те, що ці прогонові будови були використані при реконструкції автопроїзду, в результаті чого ширина останнього збільшилась до 15,9 м (рис. 4.3). Водночас було влаштовано тротуар завширшки 2,25 м із низової сторони греблі та службовий прохід завширшки 0,75 м із верхової сторони.

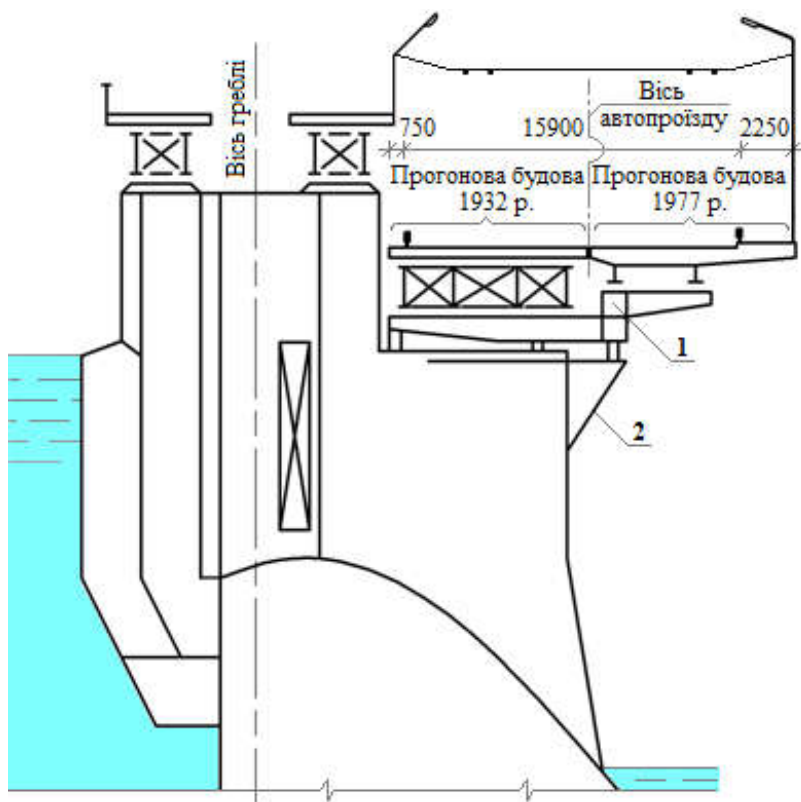


Рис. 4.3. Поперечний переріз греблі після реконструкції автопроїзду в 1977 р.:
1 – ригель; 2 – підкіс

Причина ж реконструкції була доволі проста й очевидна – її обумовило значне збільшення у 1977 р. інтенсивності руху автотранспорту. Саме тому й була виконана реконструкція автомобільного проїзду, однією з головних цілей якої було розширення проїзної частини і влаштування чотирьох смуг руху автотранспорту в обох напрямках замість двох існуючих на той час. При цьому дві смуги руху було залишено по прогонових будовах 1932 року, а дві інші – організовано по прогонових будовах 1977 року (рис. 4.4).

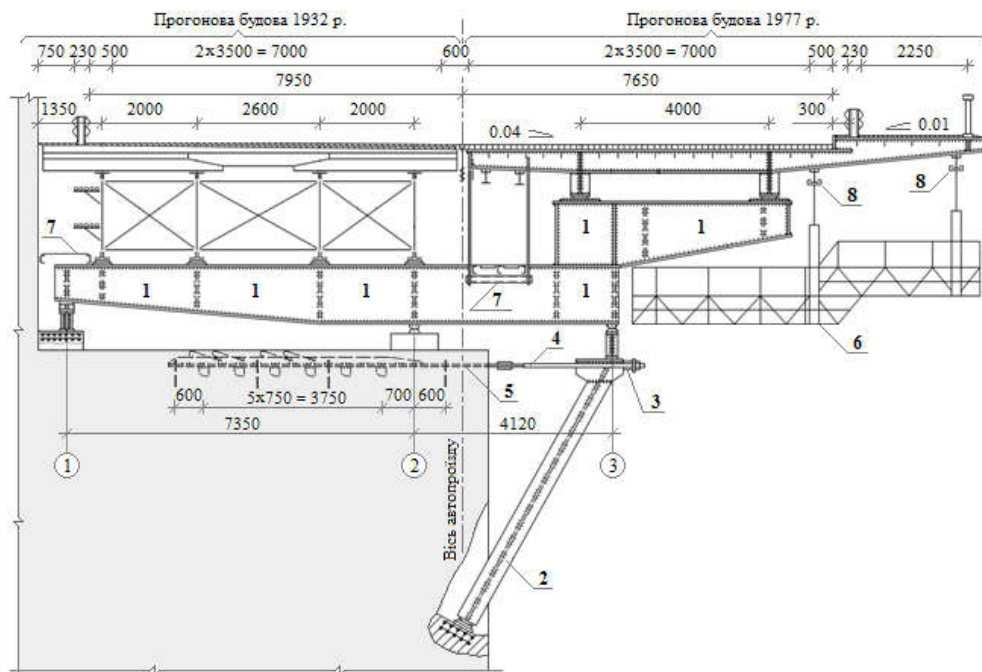


Рис. 4.4. Поперечний переріз прогонових будов після реконструкції автопроїзду у 1977 р.: 1 – ригель; 2 – підкіс; 3 – траверса; 4 – тяж; 5 – затяжка; 6 – пересувний оглядовий візок; 7 – оглядовий прохід; 8 – монорельс; ①, ②, ③ – осі спирання ригеля

У процесі реконструкції під існуючі прогонові будови були введені сталеві консольні ригелі (у спосіб, як це показано на рис. 4.4), що потім встановлювалися на бичках греблі та прикріплювалися до неї за допомогою анкерних тяжів із тросів $\varnothing 68$, мм пропущених у завчасно пробурених у бичках свердловинах, які, після попереднього натягу тяжів, ін'єктувалися цементним розчином. Сталеві ригелі прийняті коробчастого перерізу без монтажних стиків. А сталеві прогонові будови 1977 року реалізовано розрізними з двох головних балок заввишки 1000 мм, поперечних балок із кроком 2000 мм, поздовжніх ребер із кроком 400 – 575 мм і розташованого поверху них сталевих листів. Зазначимо, що поперечні балки та поздовжні ребра разом із листом настилу утворюють сталеву ортотропну плиту проїзної частини, а головні балки мають поперечні ребра в місцях спирання на них поперечних балок ортотропної плити. Задля зменшення кількості поперечних деформаційних швів верхні листи плити були зварені на монтаж з кроком близько 100 м, сформувавши у такий спосіб низку окремих укрупнених блоків прогонових будов із безперервною площиною проїзної частини. Зважаючи на вказане, а також беручи до уваги, що довжина автопроїзду по спорудах греблі складає 666,00 м, стає зрозумілим, що загалом під час будівництва було створено шість таких прогонових блоків. Так само доцільно відзначити ще одну суттєву конструктивну властивість автопроїзду, спричинену тим, що прогонові

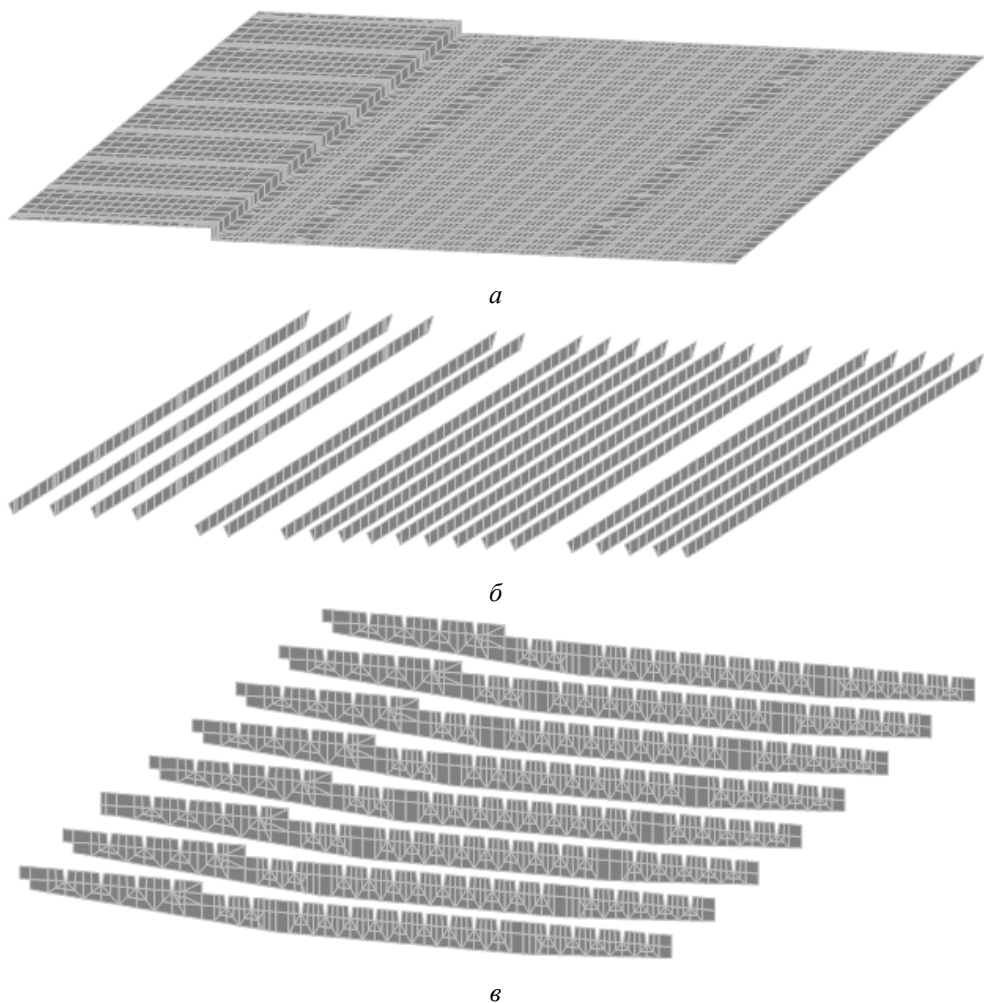
будови 1932 і 1977 років мають значну різницю у жорсткостях. Оскільки вказана різниця могла б сприяти негативному впливу однієї прогонової будови на іншу, то з метою уникнення такого впливу було влаштовано суцільний поздовжній деформаційний шов між цими двома конструктивами (рис. 4.4), який додатково виконує функцію розподільної смуги між авторухом у двох напрямках. Що ж стосується конструктивного вирішення швів, то як поздовжній деформаційний шов, так і поперечні шви між укрупненими блоками прийняті пружинного типу.

У 90-ті роки минулого століття виникла необхідність проведення ремонту сталевих ригелів, яка була викликана трьома важливими чинниками. Перший з них являв собою значне (в декілька разів) збільшення вертикальних рухомих навантаж від автотранспорту (особливо великотоннажних автомобілів). Другий був пов'язаний з корозійними пошкодженнями самих ригелів, що призвело до часткової втрати їхнього поперечного перерізу. А третій, напевно найголовніший, – полягав у прогресуючій динаміці розвинення наскрізних тріщин у бетонних бичках греблі. Тому після розроблення декількох варіантів ремонтних робіт було прийнято рішення щодо виконання підсилення ригелів шляхом підведення під їхні консолі жорстких підкосів (рис. 4.4).

4.1.3. Розрахункова схема прогонової будови. Беручи до уваги конфігурацію, структуру і топологію конструкції, в якості розрахункової прийнята скінченно-елементна модель, побудована шляхом моделювання шести укрупнених блоків прогонових будов автопроїзду по греблі ДніпроГЕС. В моделі всі складові частини ортотропної плити і головних балок апроксимовані набором тонких оболонкових три- і чотирикутних скінченних елементів. В місцях обпирання головних балок на сталеві консольні ригелі (рис. 4.4) накладено в'язі на відповідні переміщення вузлів. Матеріал конструктивних складових ортотропної плити і головних балок – сталь марки 09Г2С-12 із модулем пружності $E = 2,1 \cdot 10^6$ кгс/см², коефіцієнтом Пуассона $\nu = 0,3$ і розрахунковим опором $R = 3400 - 4000$ кгс/см² в залежності від товщини конструктивного елемента.

У частині визначення й подальшого врахування в скінченно-елементній моделі дійсних значень товщин скінченних елементів сталевих листів, поперечних балок і поздовжніх ребер ортотропної плити, а також нижньої полиці, стінки і поперечних ребер головних балок зазначимо таке. Під час останніх спеціальних обстежень автопроїзду по греблі ДніпроГЕС було виявлено низку дефектів мостових конструкцій (вичерпний перелік і опис яких наведено у статті [82]), які не тільки негативно впливають на довговічність останніх, а в окремих випадках навіть призводять до зниження загальної несної здатності автопроїзду. Тому з метою оцінювання впливу цих факторів на НДС мостових конструкцій наявні дефекти були відображені в скінченно-елементній моделі прогонових будов автопроїзду, яка була створена шляхом вибору всіх вихідних даних із робочих креслеників при здійсненні першочергових міцнісних і динамічних розрахунків автопроїзду по греблі ДніпроГЕС із проект-

ними значеннями геометричних параметрів. Проте, внаслідок значної кількості встановлених дефектів, перед їх введенням у скінченно-елементну модель прогонових будов автопроїзду була виконана їхня систематизація та певне типове усереднювання. В підсумку було прийнято, що дефекти можуть бути відтворені в моделі шляхом коригування товщини елементів прогонових будов автопроїзду залежно від глибини їхнього корозійного пошкодження зі збереженням інших геометричних і жорсткісних параметрів. Побудована у такий спосіб скінченно-елементна модель укрупненого блока прогонової будови автопроїзду по греблі ДніпроГЕС наведена на рис. 4.5 і нараховує 9938 вузлів і 9920 скінченних елементів. А загальна скінченно-елементна модель прогонової будови автопроїзду по греблі ДніпроГЕС представлена на рис. 4.6 і нараховує 59047 вузлів і 59588 скінченних елементів.



Продовження рисунка на наступній сторінці

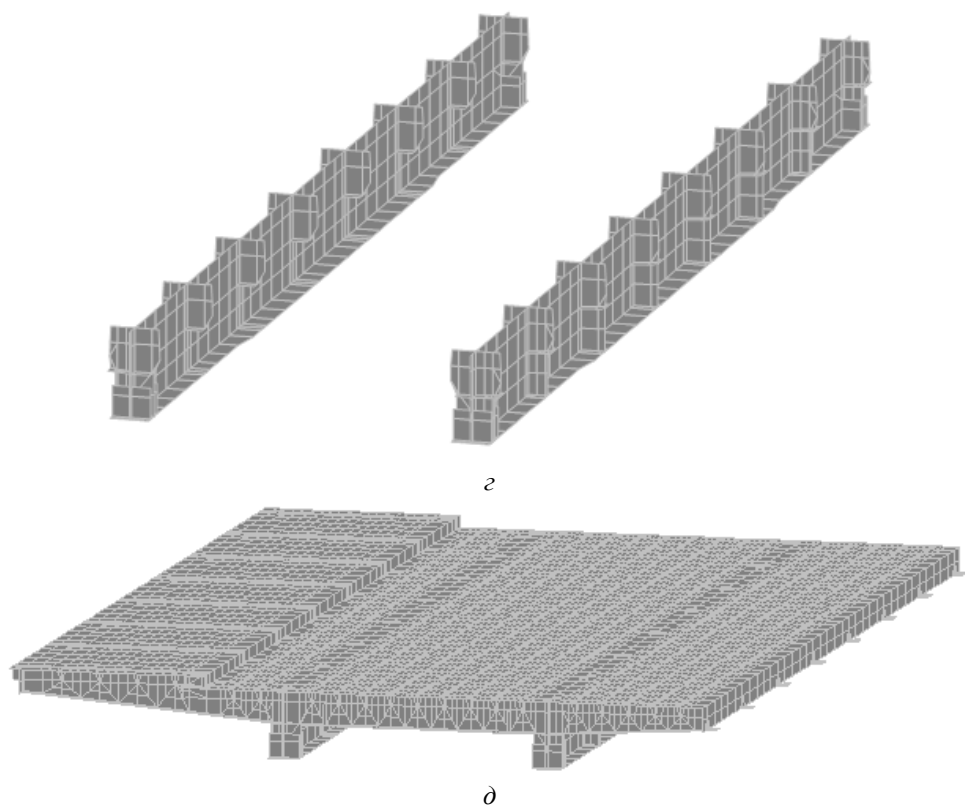


Рис. 4.5. Скінченно-елементна модель укрупненого блока прогонової будови автопроїзду по греблі ДніпроГЕС:
a – модель листа настилу; *б* – модель поздовжніх ребер; *в* – модель поперечних балок;
г – модель головних балок; *д* – загальна модель укрупненого блока

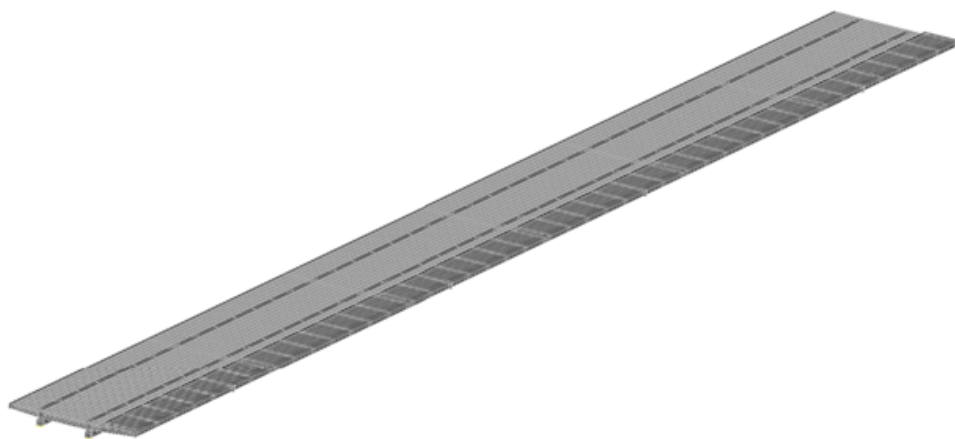


Рис. 4.6. Загальна скінченно-елементна модель прогонової будови автопроїзду по греблі ДніпроГЕС

4.1.4. Навантаги на прогонову будову. Зауважимо, що постійні та тимчасові навантаги на прогонову будову прийняті у повній відповідності з вимогами норм [8].

Постійна навантага на прогонову будову автопроїзду являє собою власну вагу його конструктивних елементів і враховувалась двома видами розрахункової рівномірно розподіленої навантаги – вздовж лінії (позначається літерою P із відповідним нижнім індексом) й по площі (позначається літерою q із відповідним нижнім індексом) – залежно від типу конструктивного елемента. З урахуванням зазначеного загалом було прийнято дев'ять складових постійної навантаги, а саме: плити проїзної частини ($q_1 = 0,24$ тс/м²), головних балок ($P_1 = 0,26$ тс/м), бар'єрної ($P_2 = 0,05$ тс/м) і перильної огорожі ($P_3 = 0,09$ тс/м), монорельсів із пересувним оглядовим візком ($P_4 = 0,1$ тс/м), стовпів освітлення ($P_5 = 0,09$ тс/м), службового проходу ($P_6 = 0,1$ тс/м), покриття проїзної частини ($q_2 = 0,24$ тс/м²) і покриття тротуару ($q_3 = 0,1$ тс/м²). Схема прикладення складових постійної навантаги до поперечного перерізу прогонової будови наведена на рис. 4.7.

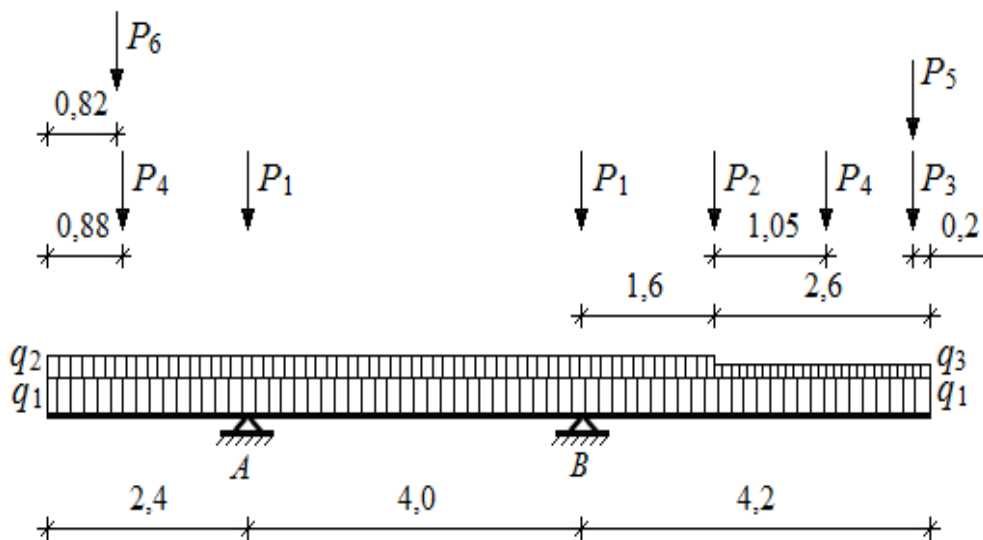


Рис. 4.7. Схема прикладення складових постійної навантаги до поперечного перерізу прогонової будови автопроїзду: A, B – головні балки

Що ж стосується тимчасової навантаги на прогонову будову автопроїзду, то вона має три складові, а саме: колісну навантагу НК-80 від одного чотиривісного автомобіля вагою 80 тс, автомобільну навантагу Н-30 від колони автомобілів вагою 30 тс кожен і розрахункову рівномірно розподілену навантагу від натовпу людей на тротуарі ($q_4 = 1,17$ тс/м). Схема прикладення складових тимчасової навантаги до поперечного перерізу прогонової будови наведена на рис. 4.8, на якому також показано положення рівнодіючої (позначена літерою R із відповідним нижнім індексом) від автомобілів.

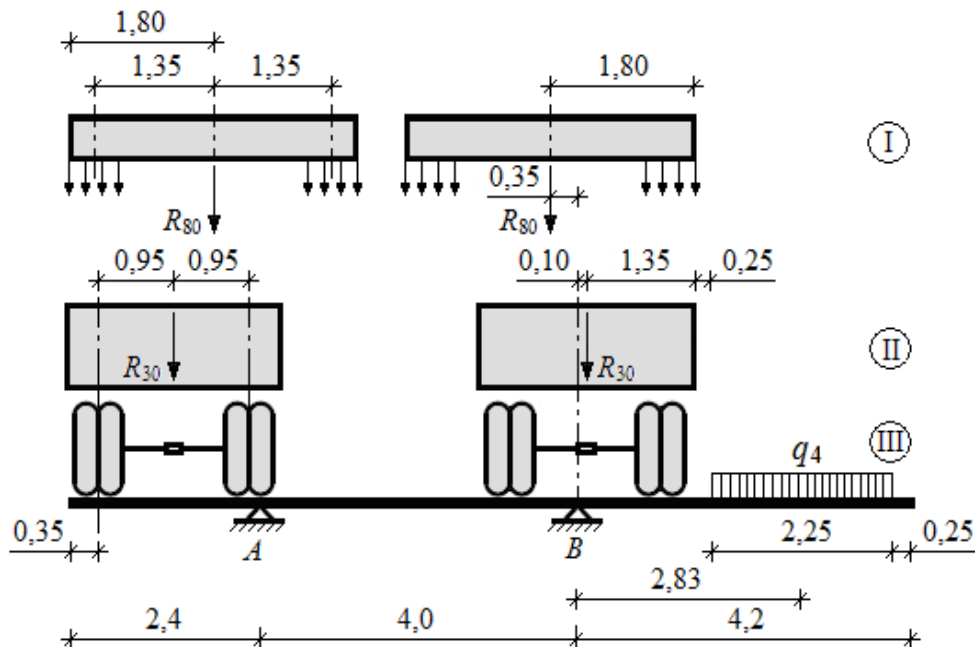


Рис. 4.8. Схема прикладення складових тимчасової навантаги до поперечного перерізу прогонової будови автопроїзду: A, B – головні балки; I – автомобільна навантага НК-80; II – колісна навантага Н-30; III – навантага від натовпу людей на тротуарі

З наведених вище даних випливає, що в розрахунку були враховані дві групи навантаж: постійні й тимчасові. Отже, загальна кількість розрахункових навантаж склала дванадцять, а прийнятих відповідно до вимог нормативних документів [8, 45, 46] сполучень навантаж – чотирнадцять, в залежності від місця прикладення тимчасових автомобільних навантаж за довжиною прогону відповідно до реальних умов експлуатації автопроїзду; при цьому постійні навантаги були присутні у всіх сполученнях. А співставлення отриманих результатів розрахунків за всіма чотирнадцятьма сполученнями навантаж дозволило визначити найбільш несприятливі сполучення для кожної характерної розрахункової точки прогонової будови автопроїзду – на опорах та у чвертях прогонів.

При цьому найцікавішим у цих результатах виявилось те, що всі (ще раз наголошуємо – всі!) чотирнадцять розглянутих сполучень навантаж виявилися найбільш несприятливими. Проте тринадцять із них мають локальний (іншими словами, місцевий) характер від дії постійної й тимчасової (колісної НК-80 і натовп людей на тротуарі) навантаги, оскільки були утворені шляхом послідовного переставляння колісної навантаги НК-80 вздовж автопроїзду, що призводило до виникнення вертикальних переміщень і нормальних напружень виключно на обмежених ділянках навколо цієї колісної навантаги – одного чотиривісного автомобіля вагою 80 тс. І тільки єдине сполучення, яке містило постійну й тимчасову (автомобільне Н-30 і натовп людей на тротуарі) навантагу, виявилось найбільш несприятливим сполученням загалом для

всього автопроїзду, ознакою чого було виникнення максимальних значень вертикальних переміщень і нормальних напружень за всією площиною його прогонової будови.

4.1.5. Результати чисельних розрахунків несної спроможності прогонової будови. Зважаючи на зазначене, розглянемо роботу прогонової будови автопроїзду по греблі ДніпроГЕС при найбільш несприятливому сполученні навантаг, а саме: постійної та тимчасової навантаги у складі автомобільної навантаги Н-30 від колони автомобілів вагою 30 тс кожен і розрахункової рівномірно розподіленої навантаги від натовпу людей на тротуарі. Результати чисельних розрахунків у вигляді ізополів вертикальних переміщень і нормальних напружень у листі настилу ортотропної плити та дотичних напружень у стінках головних балок представлено на рис. 4.9 – 4.11.

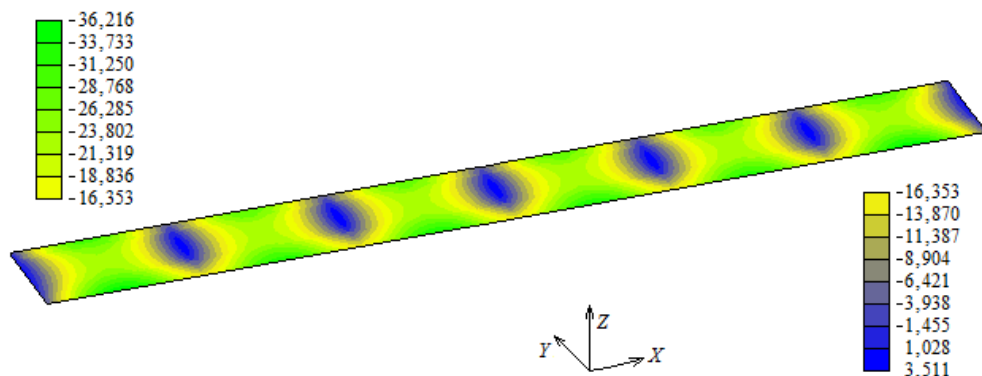


Рис. 4.9. Ізополі вертикальних переміщень w у листі настилу ортотропної плити при найбільш несприятливому сполученні навантаг, мм

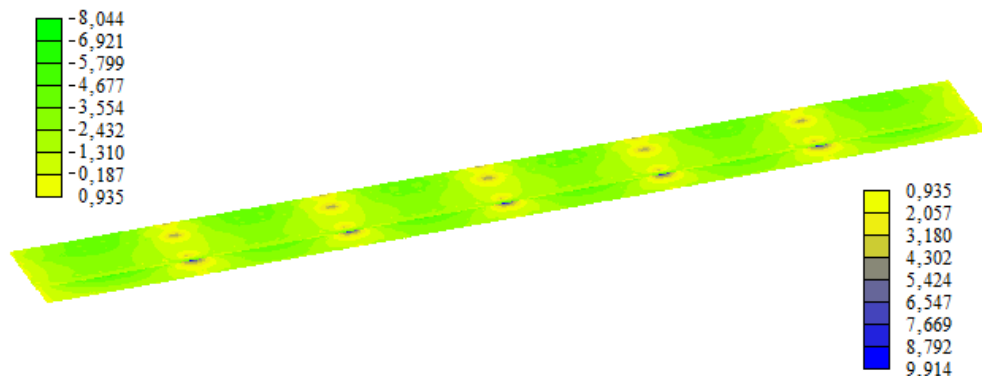


Рис. 4.10. Ізополі нормальних напружень σ_x у листі настилу ортотропної плити при найбільш несприятливому сполученні навантаг, $\sigma_x \cdot 10^2$ кгс/см²

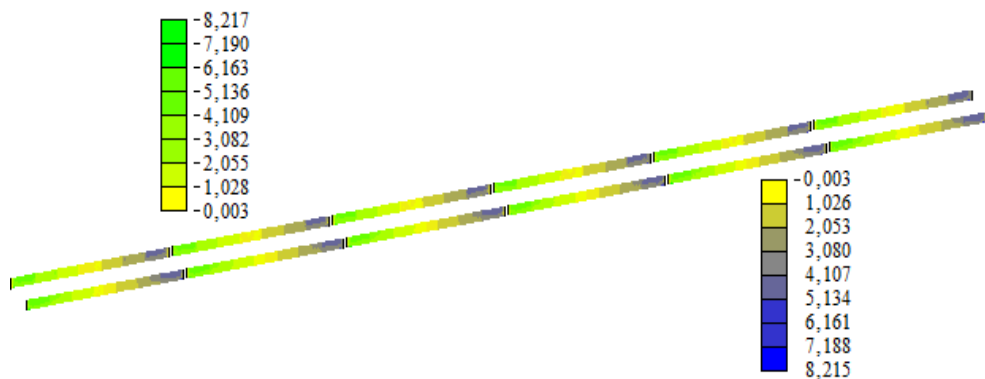


Рис. 4.11. Ізополя дотичних напружень τ_{xy} у стінках головних балок при найбільш несприятливому сполученні навантаг, $\tau_{xy} \cdot 10^2$ кгс/см²

Як впливає з аналізу отриманих результатів, лист настилу ортотропної плити за всією довжиною прогонової будови автопроїзду має два типи принципово відмінних зон вертикальних переміщень (рис. 4.9). Перша з них розташована над місцями обпирання головних балок на консольні ригелі, охоплює практично всю ширину проїзної частини ортотропної плити з максимальними позитивними значеннями переміщень до 3,511 мм. Друга ж зона знаходиться у прогонах між консольними ригелями, лист настилу в якій прогинається донизу з максимальними значеннями прогину 36,216 мм. Що ж стосується розподілення нормальних напружень у листі настилу ортотропної плити (рис. 4.10), зазначимо, що лист настилу над місцями обпирання головних балок на консольні ригелі сприймає напруження розтягу в межах $\sigma_x = 430 - 480$ кгс/см², а в центрах прогонів між консольними ригелями загалом є більш-менш рівномірно стиснутим у межах $\sigma_x = 450 - 800$ кгс/см². Щодо роботи стінок головних балок, то в них відслідковується різнонаправлений напружений стан (рис. 4.11): в деяких фрагментах цих стінок присутні незначні за значеннями напруження стиску (у межах до $\tau_{xy} = 821$ кгс/см²), в інших – розтягу (у межах до $\tau_{xy} = 821$ кгс/см²), що обумовлено особливостями обпирання головних балок на консольні ригелі.

Осмислюючи тепер наведені результати можна усвідомити, що ортотропна плита при найбільш несприятливому сполученні навантаг знаходиться у дещо недонапруженому стані. Пояснити ж сказане можна тим, що проектування та будівництво прогонової будови автопроїзду насамперед було направлене на пришвидшене вирішення тогочасних нагальних транспортних проблем м. Запоріжжя, проводилось у дуже стислі терміни, а головна увага приділялась виключно розв'язанню низки супутніх організаційно-технологічних задач, економічні показники яких практично не брались до відома.

Додатково до наведених вище даних на рис. 4.12 і 4.13 для одного з типових укрупнених блоків прогонової будови автопроїзду по греблі ДніпроГЕС (в даному випадку другого) представлено графічні залежності зміни парамет-

рів НДС уздовж локальної поздовжньої осі, яка сполучає вузли листа настилу ортотропної плити з найбільшими позитивними значеннями переміщень і локальної поперечної осі, яка проходить посередині цього блока (орієнтація цих локальних осей вказана на рис. 4.14). Привернемо увагу до того, що суцільна чорна крива на цих графіках відповідає дійсній роботі прогонової будови з врахуванням дефектів і пошкоджень (у т.ч. корозійних) мостових конструкцій, виявлених під час останніх спеціальних обстежень автопроїзду по греблі ДніпроГЕС [82], а суцільна синя – відображає роботу її проектного стану.

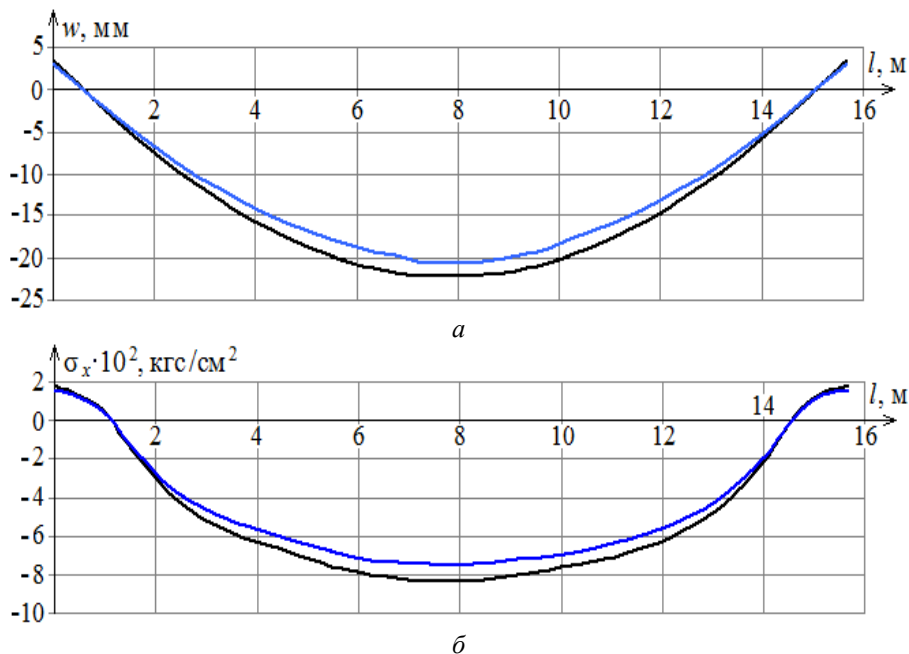


Рис. 4.12. Графіки зміни параметрів НДС уздовж локальної поздовжньої осі другого укрупненого блока прогонової будови автопроїзду:
а – вертикальні переміщення; б – нормальні напруження

Якщо уважно проаналізувати представлені на рис. 4.12 і 4.13 графіки, то можна дійти очікуваного якісного висновку, що набуті за час експлуатації дефекти та пошкодження прогонової будови автопроїзду впливають на параметри НДС мостових конструкцій. Що ж стосується кількісної оцінки цього впливу, вкажемо на те, що розбіжність між переміщеннями і напруженнями проектного та дійсного стану знаходиться у межах від 8 до 11% майже для всіх конструктивних елементів внаслідок практично рівномірної довготривалої корозії металу з незначним ослабленням поперечних перерізів (одночасно з рис. 4.13, б також впливає, що у листі настилу над головними балками ортотропної плити присутні неістотні хвилеподібні коливання значень нормальних напружень, викликані умовами взаємодії листа та балки).

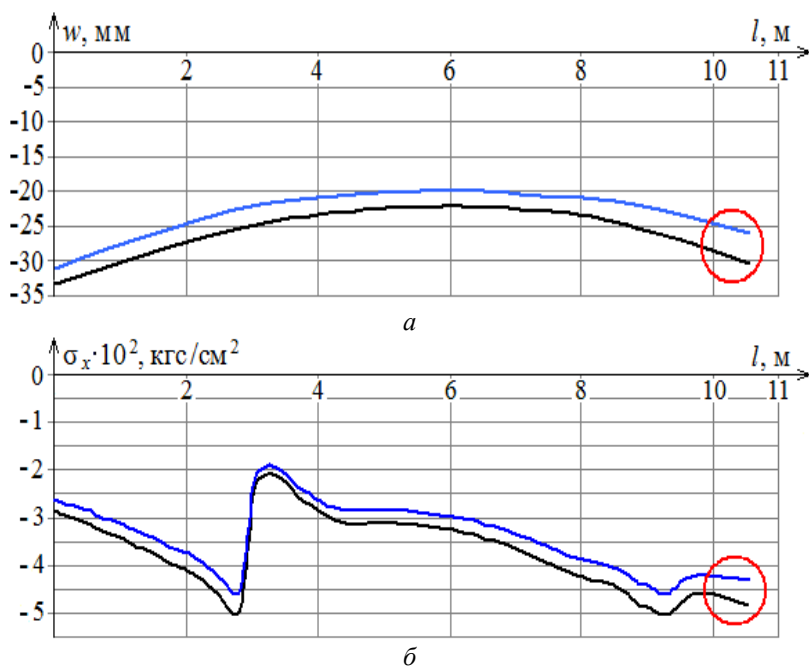


Рис. 4.13. Графіки зміни параметрів НДС уздовж локальної поперечної осі другого укрупненого блока прогонової будови автопроїзду: *а* – вертикальні переміщення; *б* – нормальні напруження; ○ – зона біля поздовжнього деформаційного шва

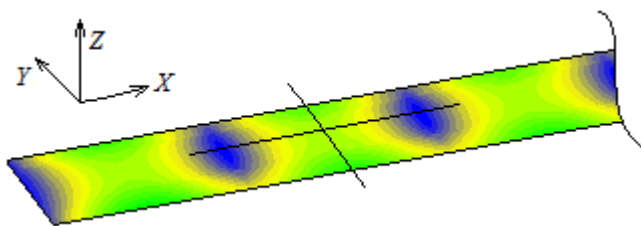


Рис. 4.14. Орієнтація локальних осей, використаних при побудові графічних залежностей зміни параметрів НДС в листі настилу ортотропної плити

Виняток із зазначеного становить тільки зона завширшки біля 0,6 – 0,7 м, яка прилягає до поздовжнього деформаційного шва між прогоновими будовами 1932 і 1977 років і простягається за всією довжиною автопроїзду (рис. 4.1). А особливість цієї зони зводиться до того, що вона крім корозійних пошкоджень також має численні місця наскрізного пропалення металу елементів ортотропної плити, яке було вчинено під час демонтажу – монтажу поздовжнього деформаційного шва у 2010 році, що ілюструє рис. 4.15 і докладно висвітлено у вже згадуваній раніше статті [82]. Через це у цій зоні різниця між переміщеннями і напруженнями проектного та дійсного стану збільшується приблизно у 2 – 2,5 рази і досягає 22 – 25%, про що виразно свідчить рис. 4.13.



Рис. 4.15. Корозія металу ортотропної плити в місцях наскрізного пропалення металу

4.1.6. Методика розрахунку прогонової будови з використанням коефіцієнта редукції. Відомо, що всі чинні нормативні документи рекомендують використовувати для розрахунку ортотропних плит два підходи. Перший з них полягає в застосуванні інженерно-аналітичного методу розрахунку, другий – чисельного методу (як правило, методу скінченних елементів), який, як вже було зазначено, дозволяє проводити дослідження НДС ортотропних плит із практично максимально детальним відображенням у числовій моделі конструктивного рішення, врахуванням довільних зовнішніх навантаж і впливів тощо. Саме з урахуванням цих рекомендацій та маючи на меті виконання порівняння отриманих за двома розрахунковими підходами результатів, дослідження прогонової будови автопроїзду по греблі ДніпроГЕС проведено в два етапи: насамперед із застосуванням інженерно-аналітичного, а потім – чисельного методу розрахунку.

А зараз привернемо увагу до того факту, що при проведенні на першому етапі розрахунків ортотропної плити необхідно брати до уваги нерівномірність розподілення нормальних напружень за шириною верхнього (являє собою частину листа настилу ортотропної плити) та нижнього поясів балок, які (напруження) діють вздовж осі прогонової будови. Відомо, що ця нерівномірність є наслідком впливу двох факторів: ефекту запізнювання дотичних напружень й ексцентричності передачі навантаж відносно поздовжньої осі балки. Через це при згинанні балки її верхній та нижній пояси включаються в роботу сумісно зі стінкою тільки за рахунок передачі дотичних напружень зі стінки на пояси. Тому нормальні напруження в поясах у точках перетину зі стінкою мають максимальні значення, поблизу стінки вже менші й продовжують поступово зменшуватися із наближенням до периферії. Притаманний розглянутому випадку типовий вид епюри напружень показано на рис. 4.16.

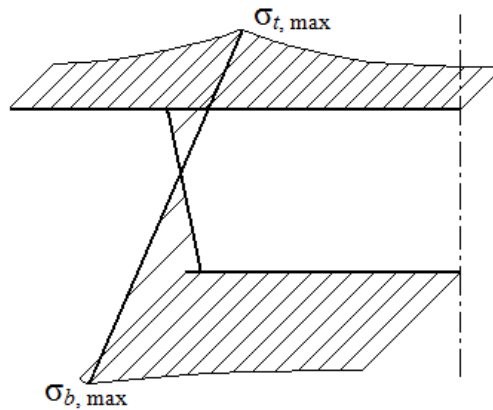


Рис. 4.16. Типовий вид епюри напружень у поясах і стінці балки

Загалом оцінити величину нерівномірності розподілення нормальних напружень можна за результатами чисельних розрахунків просторової моделі прогонової будови при пружній роботі конструкції. Оскільки для цього оцінювання важливим є лише якісний, а не кількісний характер розподілення напружень стає зрозумілим, по-перше, те, що вид навантаги не відіграє особливої ролі й, по-друге, що при підрахунках зручно оперувати власною вагою прогонової будови. Саме ж оцінювання проводиться на основі універсального інтегрального показника – ефективної ширини полиці b_{eff} , який відображає ширину умовної прямокутної епюри нормальних напружень, площа якої дорівнює відношенню площі дійсної епюри нормальних напружень до їх максимальної величини. До речі, саме з цієї причини ефективна ширина полиці завжди є меншою її номінальної ширини. Графічна ж ілюстрація цього твердження наведена рис. 4.17, на якому зображені дійсна та умовна прямокутна (виділена затемненням) епюри нормальних напружень.

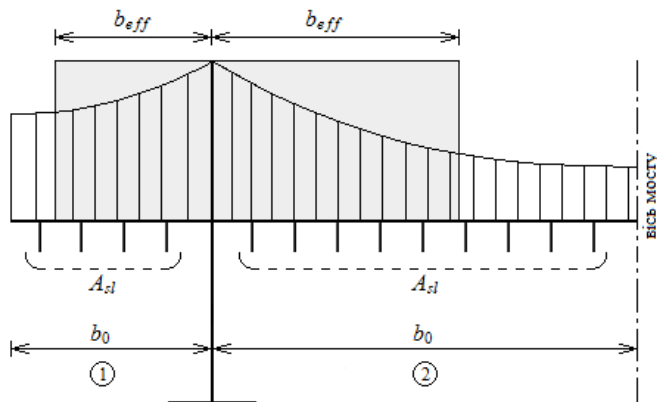


Рис. 4.17. Дійсна та умовна прямокутна (виділена затемненням) епюри нормальних напружень у верхньому поясі балки: 1 – консольна полиця; 2 – внутрішня полиця

Якщо ж чисельні розрахунки не виконуються, то згідно з нормами [13] ефективну ширину полиць балок при пружних розрахунках допускається визначати за допомогою інженерно-аналітичного методу з використанням таблиці 4.1 в залежності від представленої на рис. 4.18, а форми огинаючої епюри моментів.

Таблиця 4.1

Кількісна оцінка нерівномірності розподілу нормальних напружень

Випадок $\beta > 0,20$	Випадок $\beta < 0,20$
$\sigma_2 = 1,25(\beta - 0,20)\sigma_1$	$\sigma_2 < 0,20$
$\sigma_y = \sigma_2 + (\sigma_1 - \sigma_2)(1 - y/b_0)^4$	$\sigma_y = \sigma_1(1 - y/b_1)^4$

Тепер введемо в розгляд безрозмірний параметр, який має назву «коефіцієнт редукції ширини полиці», позначається як β і визначається через відношення ефективної ширини полиці b_{eff} до її номінальної ширини b_0 , а саме: $\beta = b_{eff}/b_0$. При цьому значення коефіцієнта редукції β визначається за формулами таблиці 4.2 залежно від величини коефіцієнта $k = a_0 b_0 / L_e$, де прийнято, що $a_0 = (1 + A_{sl}/b_0 t)^{1/2}$; b_0 – розмір консольної чи внутрішньої полиці; L_e – ефективна довжина прогону; A_{sl} – площа поздовжніх ребер полиці (рис. 4.17); t – товщина листа настилу.

В свою чергу, ефективну довжину прогону можна визначити керуючись схемою на рис. 4.18, б за умови, що відсутні прогони завдовжки не більше ніж 1,5 довжини суміжного прогону, а консоль завдовжки не більше половини суміжного прогону. А за наявності інших випадків довжина прогону визначається між нульовими точками епюри моментів.

Варто відзначити, що задля кількісного оцінювання характеру розподілення напружень за шириною полиць можна скористатися формулами, що наведені в таблиці 4.1. При цьому цілком зрозуміло, що більша нерівномірність розподілення нормальних напружень за шириною полиці можлива при більшій різниці в довжині прогонів або під дією тимчасової навантаги.

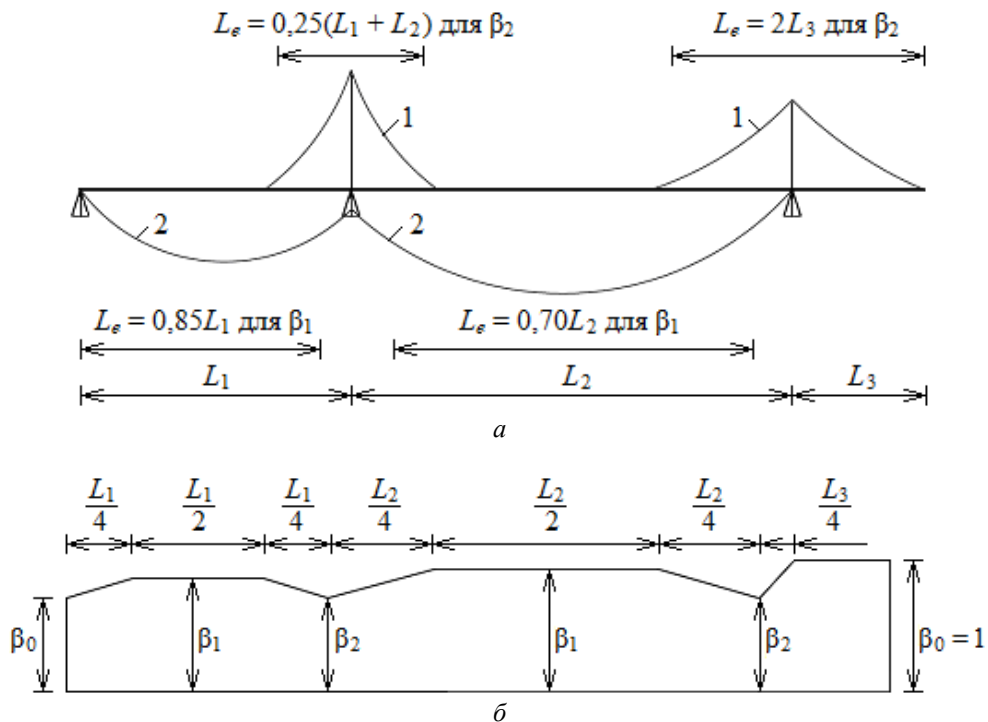


Рис. 4.18. Огинаюча еюра моментів нерозрізної балки (а) і розподіл коефіцієнтів редуції полиці за довжиною балки для визначення ефективної довжини прогону L_e (б):
1 – увігнута еюра; 2 – опукла еюра

Таблиця 4.2

Значення коефіцієнта редуції β залежно від величини коефіцієнта k
і виду огинаючої еюри моментів

$k = a_0 b_0 / L_e$	Ділянка, що розглядається	Значення коефіцієнта редуції β
$\leq 0,02$		$\beta = 1,0$
0,02 – 0,70	Опукла еюра	$\beta = \beta_2 = 1/(1 + 6,4k^2)$
	Увігнута еюра	$\beta = \beta_2 = 1/[1 + 6,0(k - 1/2500k) + 1,6k^2]$
> 70	Опукла еюра	$\beta = \beta_1 = 1/5,9k$
	Увігнута еюра	$\beta = \beta_2 = 1/8,6k$
Всі значення k	Кінцеве обпирання	$\beta_0 = (0,55 + 0,025/k)\beta$, але $\beta_0 < \beta_2$
	Консоль	$\beta = \beta_2$ в обпиранні та $\beta_0 = 1$ на кінці

4.1.7. Результати розрахунків прогонової будови з використанням коефіцієнта редуції. Дослідження прогонової будови з ортотропною плитою автопроїзду по греблі ДніпроГЕС проведені з використанням коефіцієнта

редукції ширини полиці β , який знаходиться у функціональній залежності від ефективної ширини полиці b_{eff} . При цьому, як зазначалось вище, задля визначення параметра b_{eff} при пружній роботі конструкції вид навантаги не відіграє жодної ролі, а тому з метою спрощення обчислення нормальних напружень доцільно використовувати власну вагу прогонової будови. Схему з зазначеними розрахунковими ділянками коефіцієнтів редукції у поперечному перерізі прогонової будови представлено на рис. 4.19.

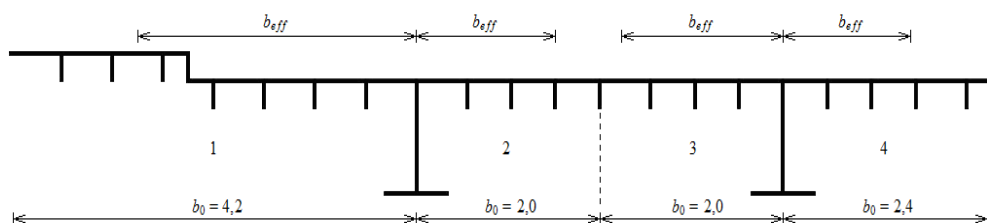


Рис. 4.19. Поперечний переріз прогонової будови із зазначеними розрахунковими ділянками коефіцієнтів редукції: 1 – консольна плита (ділянка № 1); 2 – внутрішня плита (ділянка № 2); 3 – внутрішня плита (ділянка № 3); 4 – консольна плита (ділянка № 4)

Побудовані з використанням інженерно-аналітичного методу розрахунку [13] графіки залежності між коефіцієнтом редукції β та довжиною прогону L для розрахункових ділянок поперечного перерізу прогонової будови зображені на рис. 4.20.

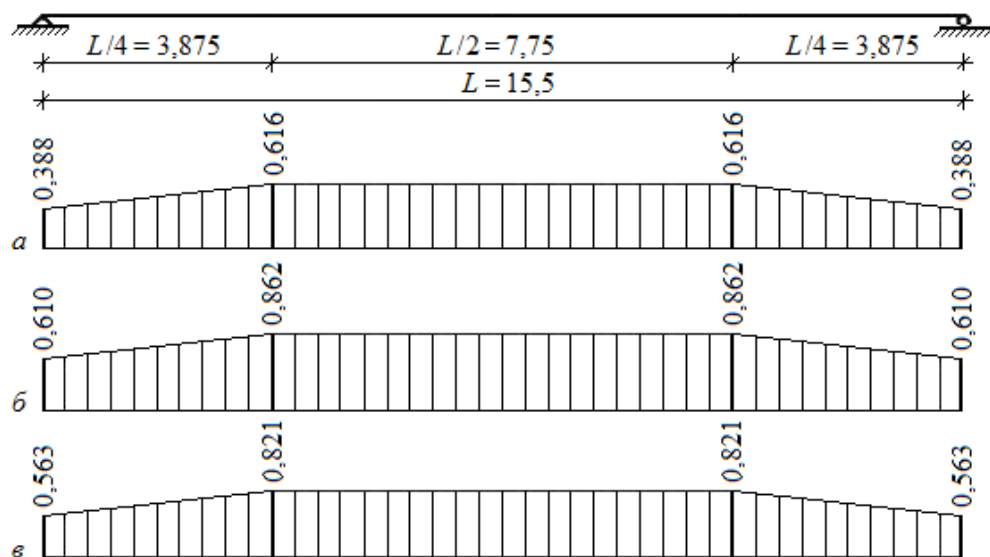


Рис. 4.20. Графіки залежності коефіцієнтів редукції від довжини прогонової будови, побудовані з використанням інженерно-аналітичного методу розрахунку [13]: а – консольна плита (ділянка № 1); б – внутрішня плита (ділянка № 2 і № 3); в – консольна плита (ділянка № 4)

Перейдемо наразі до розгляду результатів чисельних розрахунків прогонової будови. Проте перш ніж безпосередньо розпочати дослідження коефіцієнта редукції ширини полиці, спочатку звернемося до самих цих результатів із метою виявлення й узагальнення найменших нюансів роботи конструктивних елементів прогонової будови під навантагою. Насамперед розглянемо розподілення вертикальних переміщень і нормальних напружень у листі настилу ортотропної плити та дотичних напружень у стінках головних балок, ізополя яких представлено на рис. 4.21 – 4.23.

Як вбачається з рис. 4.21, у листі настилу ортотропної плити за всією довжиною прогонової будови автопроїзду мають місце дві принципово відмінні зони вертикальних переміщень. Перша з них розташована над місцями обпирання головних балок на консольні ригелі, охоплює практично всю ширину проїзної частини ортотропної плити і має максимальні позитивні значення переміщень у межах до 1,18 мм. З огляду на вказане слушно зауважити, що зважаючи на неістотність цих переміщень їх характер точніше можна визначити навіть не як вигин листа настилу, а як майже непомітну зміну його проектного положення. Друга ж зона знаходиться у прогонах між консольними ригелями вздовж всього тротуару, лист настилу в якій прогинається донизу, а максимальні значення прогину досягають 17,69 мм. Що ж стосується характеру розподілення нормальних напружень у листі настилу ортотропної плити (рис. 4.22), вкажемо на те, що лист настилу загалом є майже рівномірно стиснутим із незначними коливаннями значень напружень: від максимальних над місцями обпирання головних балок на консольні ригелі $\sigma_x = 307 \text{ кгс/см}^2$ до мінімальних у центрах прогонів між консольними ригелями у межах $\sigma_x = 130 - 150 \text{ кгс/см}^2$. Щодо роботи стінок головних балок, то в них відслідковується різнонаправлений напружений стан (рис. 4.23), що знаходить своє відображення у наявності в деяких фрагментах цих стінок незначних за значеннями напружень стиску (у межах до $\tau_{xy} = 314 \text{ кгс/см}^2$) і розтягу (у межах до $\tau_{xy} = 314 \text{ кгс/см}^2$), що обумовлено особливостями обпирання головних балок на консольні ригелі.

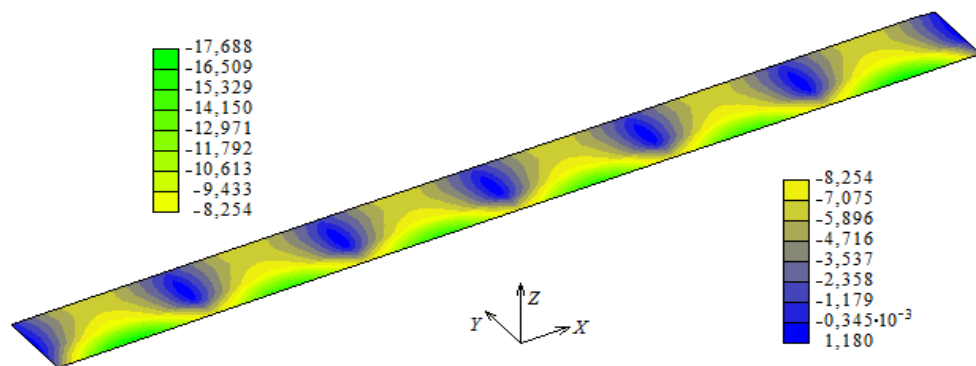


Рис. 4.21. Ізополя вертикальних переміщень w у листі настилу ортотропної плити від постійної навантаги, мм

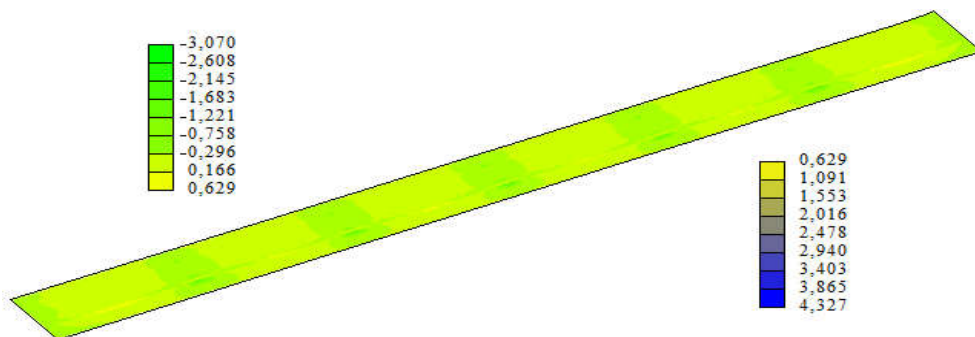


Рис. 4.22. Ізополя нормальних напружень σ_x у листі настилу ортотропної плити від постійної навантаги, $\sigma_x \cdot 10^2$ кгс/см²

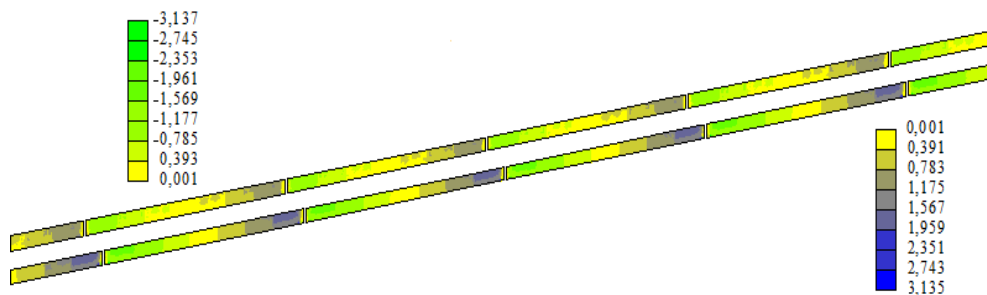


Рис. 4.23. Ізополя дотичних напружень τ_{xy} у стінках головних балок від постійної навантаги, $\tau_{xy} \cdot 10^2$ кгс/см²

Побудовані шляхом опрацювання наведених вище результатів чисельного методу розрахунку графіки залежності між коефіцієнтом редукції β та довжиною прогону L для розрахункових ділянок поперечного перерізу прогонової будови зображені на рис. 4.24.

Одночасно в таблиці 4.3 із метою оцінювання близькості отриманих із застосуванням інженерно-аналітичного та чисельного методів розрахунку результатів визначення коефіцієнта редукції β відображені відповідні дані для чотирьох розрахункових ділянок поперечного перерізу прогонової будови (нагадуємо, що схема цих ділянок представлена на рис. 4.19) на опорі та в прогоні й вказана різниця між ними.

З аналізу наведених у таблиці 4.3 результатів впливає дві цікаві обставини. Перша з них пов'язана з тим, що значення коефіцієнтів редукції в прогоні, визначені за допомогою чисельного методу розрахунку для всіх ділянок ортотропної плити, є більшими ніж вираховані за інженерно-аналітичним методом, а їх різниця складає від 0,2% для внутрішньої плити на ділянці № 3 до 11,7% для консольної плити на ділянці № 4. Пояснюючи вказане зауважимо, що отриманий результат є цілком передбачуваним у тому сенсі, що розрахунки прогонових будов із ортотропними плитами, які виконуються на основі визначених із використанням інженерно-аналітичного методу розрахунку

З таблиці 4.4 чітко вбачається, що визначені з використанням інженерно-аналітичного методу розрахунку нормальні й дотичні напруження в елементах головної балки прогонової будови мають більші значення порівняно з тими, які підраховані за допомогою чисельного методу розрахунку. Останнє зайвий раз свідчить про те, що чисельний метод завдяки можливості відображення в розрахунковій моделі конструктивних особливостей досліджуваних конструкцій шляхом їх максимальної деталізації дозволяє отримувати більш якісніші, надійні та точні результати розрахунків.

4.1.8. Висновки. В параграфі 4.1 розглянуто методологічні аспекти комплексного підходу до розрахунку й аналізу роботи мостових прогонових будов із ортотропними плитами проїзної частини. Представлено методику дослідження нерівномірності розподілення нормальних напружень у листі настилу ортотропної плити. Як об'єкт дослідження прийнято прогонову будову існуючого автопроїзду по греблі ДніпроГЕС, розрахункова модель якого створена з урахуванням дійсного технічного стану конструктивних елементів на основі результатів виконаних інженерних обстежень. Наведено й проаналізовано результати чисельного методу у вигляді вертикальних переміщень і нормальних напружень у листі настилу ортотропної плити та дотичних напружень у стінках головних балок. Визначено коефіцієнти редукції шляхом застосування інженерно-аналітичного (нормативного) та чисельного методів розрахунку. Виконано порівняння отриманих результатів та надані рекомендації в частині застосування методів розрахунку.

Нові результати і, як наслідок, сформульовані на їх базі рекомендації полягають в наступному.

1. Розрахунки мостових споруд у неодмінному порядку необхідно здійснювати з огляду на їх дійсний технічний стан, визначений за результатами проведених інженерних обстежень. Аналіз отриманих даних свідчить, що дефекти, пошкодження і руйнування, які присутні в конструктивних елементах, що експлуатуються протягом багатьох десятиріч, в значній мірі впливають на роботу цих елементів під навантагою.

2. З метою отримання найбільш адекватних дійсному технічному стану досліджуваної мостової споруди чисельних результатів, слід діяти у такий спосіб. А саме: врахування дефектів, пошкоджень і руйнувань у скінченно-елементній моделі мостових конструкцій внаслідок їх значної кількості (як правило!) проводити не прямим відображенням цих «вад», а опосередкованим – шляхом коригування товщини скінченних елементів у залежності від наявності відповідної «вади» зі збереженням інших геометричних і жорсткісних параметрів. Причому величина цього коригування визначається шляхом усереднення наявних «вад» по поверхні конструктивного елемента.

3. У разі проведення досліджень мостових споруд, які мають набуті під час експлуатації дефекти, пошкодження і руйнування, а зокрема тих, яким додатково до цього властиві нестандартні конструктивні рішення, необхідно використовувати чисельні методи розрахунку з двох підстав. Перша з них

полягає в тому, що тільки чисельні методи дозволяють досягти при побудові числової моделі максимально можливої деталізації конструкції і, як наслідок, отримати більш якісніші, надійніші та точні результати розрахунків. Друга ж підстава пов'язана з відсутністю у чинній нормативній документації методик, що дозволяють провести врахування в нормативному інженерно-аналітичному методі розрахунку ані результатів інженерних обстежень конструктивних елементів мостових споруд, ані застосованих нестандартних конструктивних рішень, а тому визначені за його допомогою результати мають велику похибку.

4. Зважаючи на те, що чинні нормативні документи не містять положень із розрахунку та проектування мостових споруд із урахуванням даних інженерних обстежень і нестандартних конструктивних рішень рекомендується доповнювати ці нормативні документи відповідними розділами.

4.2. Закономірності впливу експлуатаційних дефектів і пошкоджень на технічний стан мостових прогонових будов із ортотропними плитами проїзної частини

4.2.1. Вступ. Параграф 4.1 цієї глави присвячено визначенню дійсного НДС ортотропних плит проїзної частини мостових прогонових будов із урахуванням впливу експлуатаційних дефектів і пошкоджень на прикладі прогонової будови існуючого автопроїзду по греблі ДніпроГЕС. Описано властиві ортотропним плитам технічні характеристики та переваги щодо інших застосовуваних у мостобудівництві конструктивних рішень. Висвітлено історичні аспекти впровадження ортотропних плит при будівництві мостових споруд і загальні підходи до вдосконалення їх інженерно-технічних рішень. Розкрито основні етапи розвинення теорії і методів дослідження прогонових будов із ортотропними плитами. Вказано на те, що результати багаторічних і численних досліджень знайшли відображення в нормах і рекомендаціях багатьох країн, що регламентують проектування ортотропних сталевих плит мостових споруд. Наведена докладна сутність двох застосованих методик для визначення коефіцієнта редукції ширини полиць: інженерної – з використанням вимог нормативних документів, які базуються на застосуванні епюр нормальних напружень, і чисельної – з використанням результатів чисельних досліджень, отриманих із використанням методу скінченних елементів.

4.2.2. Постановка завдання. Що ж стосується даного розділу, то він є логічним продовженням попереднього параграфа в сенсі дослідження й оцінювання взаємовпливу напруженого стану конструктивних елементів при дійсній роботі ефективних мостових споруд із застосуванням ортотропних плит проїзної частини. Як приклад прийнята прогонова будова естакади спряження греблі ДніпроГЕС із лівим берегом р. Дніпро, відмінність якої від розглянутого в параграфі 4.1 автопроїзду пов'язана з низкою характерних ознак, по-перше, конструктивних: помітному викривленні в плані прогонової будови й коробчастості її поперечного перерізу, несиметричності попе-

речного перерізу ортотропної плити й нахиленості її верхньої площини і, по-друге, експлуатаційних: наявності індивідуально-специфічних, набутих за час довготривалої експлуатації, дефектів і пошкоджень. Зважаючи на зазначені особливості, а також на важливу роль прогонової будови естакади спряження в забезпеченні транспортного сполучення по спорудах ДніпроГЕС стає зрозумілим та зацікавленість й увага, яку вона привертає до себе з огляду на дослідження дійсного технічного стану.

4.2.3. Стислий опис існуючих конструкцій естакади спряження греблі з лівим берегом. Естакада спряження греблі з лівим берегом (рис. 4.25) введена в експлуатацію у 1977 році в результаті реалізації програми комплексної реконструкції автодорожнього переходу по спорудах ДніпроГЕС.

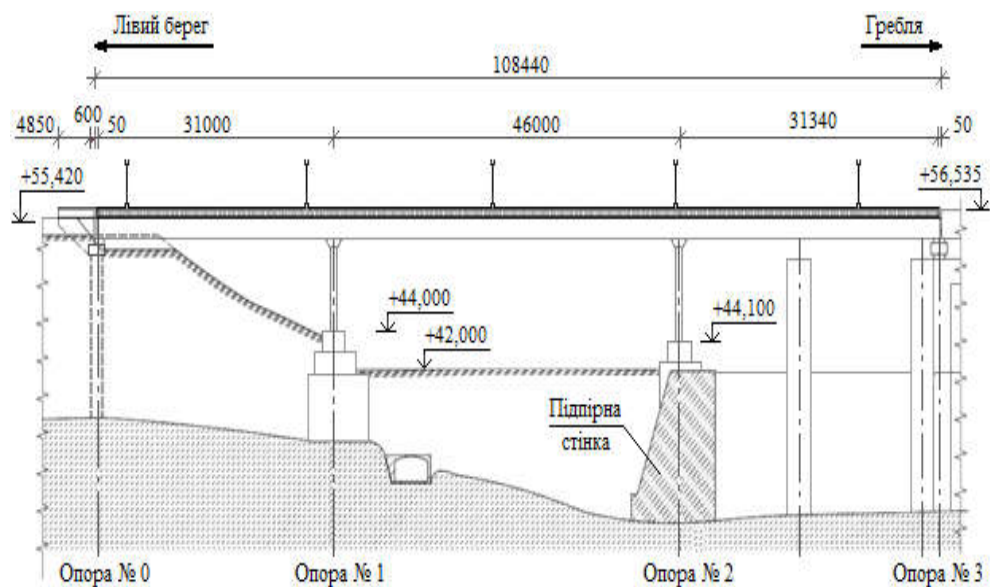


Рис. 4.25. Фасад естакади спряження греблі з лівим берегом

Розроблення робочої документації конструкцій естакади було виконано інститутом ДП «Укрпроектстальконструкція» (нині ТОВ «Укрінсталькон імені В.М. Шимановського») у 1976 році у відповідності з чинними на той час вимогами та конструктивними вказівками технічних умов на проектування автодорожніх та міських мостів [46, 47]. При цьому враховувались наступні тимчасові навантаги – автомобільна навантага Н-30 та спеціальні навантаги НК-80 і НГ-60.

Після введення в експлуатацію естакада увійшла до складу переходу через споруди Дніпровського гідровузла і, у такий спосіб, стала продовженням автопроїзду з земляної вставки на греблю. А сама ж траса розташована на криволінійній ділянці з радіусом кривини рівним 125 м (рис. 4.26).

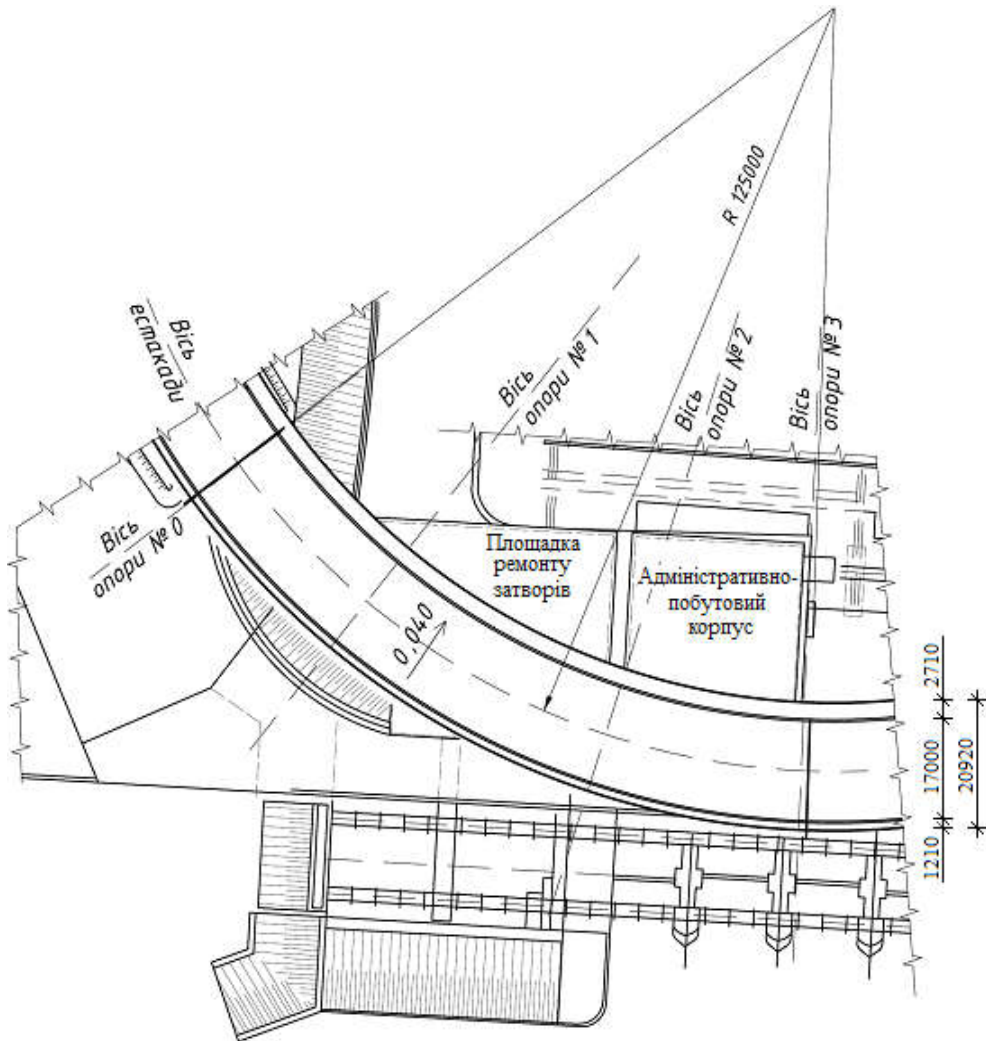


Рис. 4.26. План естакади спряження греблі з лівим берегом

Габарит автопроїзду естакади спряження прийнято з умови пропуску чотирьох смуг автомобільного руху зі швидкістю 60 км/год із урахуванням розширення на кривій, необхідного для пропуску автозчепів завдовжки до 11,0 м. Додатково до цього знадобилося розширення габариту на 0,2 м внаслідок вписування в криву по хордах прямолінійних блоків прогонової будови. Тому остаточна відстань між бар'єрними огорожами склала $14 + 4 \times 0,45 + 0,2 + 2 \times 0,5 = 17,0$ м (рис. 4.27). Для руху пішоходів передбачено один тротуар завширшки 2,25 м із низової сторони та один службовий прохід завширшки 0,75 м – із верхової сторони. З метою забезпечення найліпших умов водовідведення з проїзду його поперечний профіль прийнято односхилим із кутом нахилу 4%.

Габарит підмостового простору передбачено виходячи з умов спирання прогонової будови на існуючі конструкції греблі, наявності адміністративно-побутового корпусу, а також загальної компоувальної схеми автодорожнього переходу.

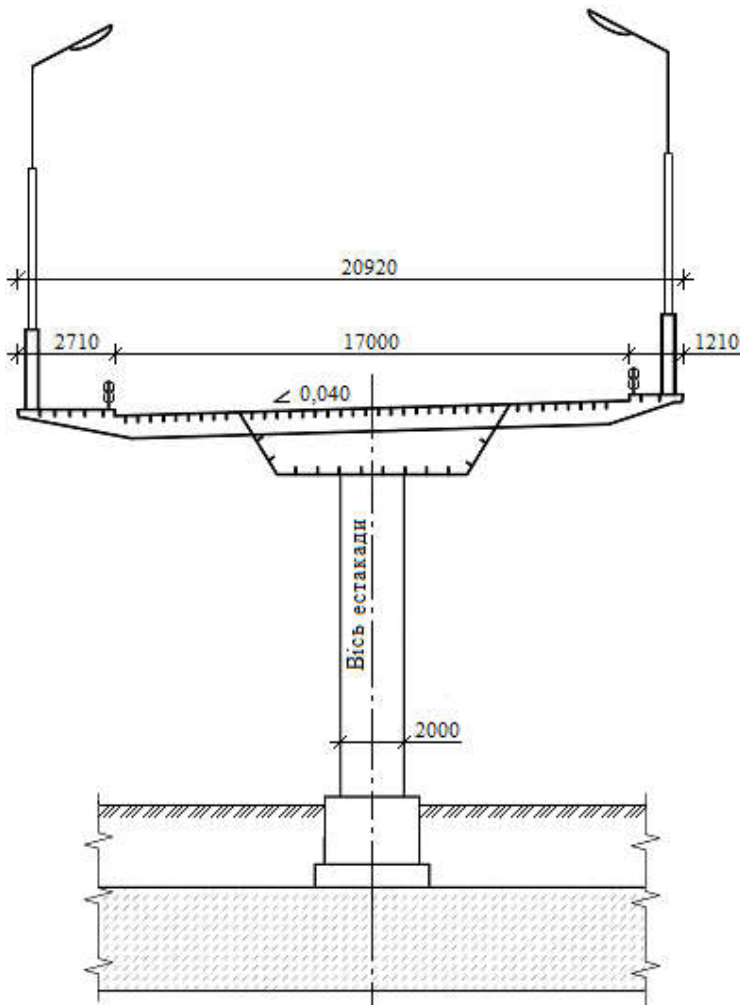


Рис. 4.27. Поперечний переріз естакади спряження греблі з лівим берегом

Прогонова будова. Автодорожня естакада спряження являє собою криволінійну в плані, просторово працюючу нерозрізну трипрогонову раму подовжньою схемою $31,0 + 46,0 + 31,34 = 108,34$ м із гнучкими проміжними опорами та масивним береговим стояном, який відділений від неї деформаційним швом. Ригель рами складений криволінійною в плані головною балкою коробчастого трапецеїдального поперечного перерізу по осі споруди та сталеву ортотропною плитою проїзної частини. Проміжні опори прийняті

металевими, жорстко защемленими в головній балці та фундаментах, а ліво-бережна опора виконана у вигляді масивного залізобетонного стояна. Що ж стосується правобережної опори, то вона входить до складу проєкту розширення автопроїзду на греблі. Всі металеві конструкції естакади прийняті суцільнозварними зі зварними заводськими та монтажними з'єднаннями і виконані з низьколегованої сталі марки 09Г2С-12 [3].

З урахуванням викладеного вище, привернемо увагу до того, що в результаті застосованої геометричної схеми естакади спряження всі горизонтальні зусилля та крутні моменти, викликані кривиною споруди в плані та від ексцентричного розташування тимчасової навантаги, сприймаються проміжними опорами та широко рознесеними опорними частинами на стояні та на опорі греблі.

Ортотропна плита та головна балка. Головна балка прогонової будови коробчата, трапецеїдального перерізу, заввишки по осі 2000 мм. Ширина балки понизу дорівнює 6000 мм. Односторонній поперечний ухил проїзної частини створюється за рахунок різної висоти бокових стінок, кут нахилу яких однаковий та становить $\sim 58^{\circ}08''$. А кривина прогонової будови в плані створюється за рахунок вписування монтажних блоків завдовжки 12,0 – 13,0 м хордами зі стиковкою на монтажі під кутом.

Ортотропна плита проїзної частини складається зі сталевго настилу з листа завтовшки 12 мм, поздовжніх ребер із листа 200×12 мм, кроком 400 мм у межах проїзної частини та 470 мм у межах тротуарів, та поперечних балок кроком 2,0 м. Перетин поздовжніх ребер із поперечними балками здійснюється без приварки їх до стінок балок, із пропуском у вирізи стінок. Важливим тут є те, що таке рішення дозволило не тільки знизити концентрацію напружень, а й покращити умови роботи плити на циклічну тимчасову навантагу. До того ж, при такому рішенні виникла можливість застосування автоматичного зварювання при виготовленні плити на заводі. Також вкажемо на те, що монтажні стики ортотропної плити проїзної частини прийняті згідно з авторським свідоцтвом ДП «Укрпроєктстальконструкція» (нині ТОВ «Укрінсталькон імені В.М. Шимановського») [25], в якому запропоновано ребра плити не доводити до її стика й замінювати їх стовщенням настилу до 20 мм, що, в свою чергу, дозволило на монтажі стикувати автоматичною зваркою тільки листи настилу. Зазначимо, що внаслідок кривини прогонової будови в плані та зварюванню з блоків, які розташовані по хордах, таке рішення виявилось вельми доцільним через пришвидшення виконання монтажних робіт. Більше того, цьому пришвидженню сприяло також те, що головні балки та ортотропна плита складалась на монтажі з плоских та об'ємних однотипних елементів, а поперечна жорсткість прогонової будови та незмінність поперечного перерізу головної балки забезпечувались встановленням діафрагм всередині коробки в прогоні, в місцях спряження з колонами проміжних опор та в кінцях прогонової будови.

Щодо інших конструктивних елементів естакади спряження зазначимо, що її проміжні опори прийняті у вигляді одиночних металевих колон прямо-

кутного перерізу 700×2000 мм із низьколегованої сталі марки 09Г2С-12 [3]; фундамент колони № 1 виконано зі залізобетону на природній основі; основою опори № 2 слугує існуюча підпірна стінка, а башмаки колон забезпечують защемлення останніх за допомогою анкерних болтів. В місці спряження з головною балкою колони мають розтрубне розширення у вигляді пілястр 2000×2000 мм, що дозволило знизити розрахункові напруження в стінках до розрахункового опору матеріалу балок. Береговий стоян виконано обсіпним масивним залізобетонним із монолітного бетону з основою у вигляді палевого ростверку зі залізобетонних паль 350×350 мм із урахуванням сприйняття активного тиску прогонової будови, а спряження стояна з насипом реалізовано за допомогою залізобетонних плит.

Як вже було вказано вище, проїзна частина моста запроектована завширшки 17,0 м і огорожена бордюрними підвищеннями тротуарів у вигляді смуг із гнutoї профільованої сталі. Тротуари для пішоходів прийняті завширшки 2,25 м, а службовий прохід – 0,75 м. Покриття проїзної частини згідно з проектом будівництва виконано у вигляді стоншеного асфальтобетону з добавкою епоксидної смоли і одночасно виконує функцію ізоляції плити проїзної частини. Бар'єрна огорожа складається зі сталевих брусів із гнутих профілів, які спираються на металеві стовпи. Перила прийняті полегшені зі сталевих смуг та профільної сталі й прикріплені зваркою до ортотропної плити. Ліхтарні щогли – зварні з труб, розраховані на підвіску до них контактної мережі тролейбуса і розташовані по лінії перил. Щитки комутації електроосвітлення розташовані в нижній частині щогл, для цього передбачені вирізи, які закриваються дверцятами. Кабелі електроосвітлення розташовані під тротуарами та підведені до щогл через люки, влаштовані в настилі тротуарів біля кожної щогли. Зливової каналізації на мосту проектом не передбачено. А водовідведення влаштоване за допомогою поперечного (4%) і подовжного (1%) ухилів проїзду, що дозволило відмовитися від влаштування зливоприймачів на естакаді через стік зливових вод вздовж низового бордюру з подальшим виводом їх на земляну вставку.

Оглядові пристосування. З метою проведення оглядів прогонової будови і опор у період експлуатації та повторного фарбування металоконструкцій, передбачені два оглядові візки, праворуч і ліворуч від подовжньої осі, які пересуваються за допомогою чотирьох «кішок» із ручним приводом по монорейках, закріплених до поперечних балок (наразі стан візків непрацездатний). Для огляду колон ззовні спеціальних оглядових пристосувань не передбачено, зважаючи на те, що за необхідності це можна виконати за допомогою автомашин із телескопічною вишкою або за допомогою люльок.

4.2.4. Результати обстеження конструкцій естакади спряження греблі з лівим берегом. За результатами проведеного у червні 2020 року обстеження споруди була виявлена низка дефектів її конструктивних елементів, які полягають у наступному.

Прогонова будова. Дефекти коробки головної балки:

- загальна нерівномірна корозія металу кромки ортотропної плити до 50% перерізу і більше (рис. 4.28);
- корозія ортотропної плити, подовжніх ребер і слізників у місцях технічних люків;
- повсюдне руйнування антикорозійного захисту ортотропної плити, подовжніх ребер і поперечних балок (рис. 4.29);
- бруд, сміття, залишки ізоляції кабелів комунікацій у порожнині коробки біля опор № 0 та № 3 та у прогоні 1 – 2;
- загальна нерівномірна корозія опорної діафрагми (рис. 4.30) та нижнього поясу поперечної балки глибиною до 50% перерізу на опорі № 0;
- руйнування в'язі біля опори № 0 (рис. 4.31).



Рис. 4.28. Корозія металу кромки ортотропної плити



Рис. 4.29. Руйнування антикорозійного захисту ортотропної плити, подовжніх ребер і поперечних балок



Рис. 4.30. Корозія опорної діафрагми на опорі № 0



Рис. 4.31. Руйнування в'язі біля опори № 0

Проміжні опори. Під час обстеження металевих колон проміжних опор виявлені місцеві руйнування антикорозійного покриття (рис. 4.32).

Усі *опорні частини* естакади мають характерні наступні дефекти – на опорних частинах відсутні захисні гумові кожухи та упори, відсутнє мастило на поверхнях тертя (рис. 4.33). Окремо слід звернути увагу на те, що одна з опорних частин опори № 0 була засипана ґрунтом, що призвело до ще більшого корозійного ураження її металевих елементів.



Рис. 4.32. Місцеві руйнування антикорозійного покриття колони



Рис. 4.33. Відсутній захисний кожух та мастило на поверхнях тертя.
Корозія опорної частини

При обстеженні *мостового полотна* встановлено наступне:

- асфальтобетонне покриття проїзної частини не має значних недоліків та знаходиться у працездатному стані;
- тротуарне покриття має тріщини по всій його поверхні та ознаки руйнування вздовж перил (рис. 4.34). Крім цього, технологічні вирізи в тротуарі закриті просічно-витяжним настилом, що спричиняє протікання води на нижче розташовані металокаркати прогонової будови і сприяє їх корозії;
- перильна огорожа має ушкодження лакофарбового покриття, а також тріщини та нестачу окремих елементів заповнення перил (рис. 4.35);
- у бар'єрній огорожі подекуди виявлено корозійні ураження баз стояків внаслідок сильного засмічення, деформації та тріщини консолей-амортизаторів. Проте основним недоліком тут є невідповідність кроку стійок бар'єрної огорожі вимогам чинних норм, наразі крок стійок складає 3 м;
- ліхтарні щогли загалом знаходяться у працездатному стані за винятком однієї щогли, де виявлено наскрізну корозію (рис. 4.36);
- деформаційні шви мають недолік, що виник при їх установленні, а саме – корозія опорних металокаркатів шва внаслідок відсутності антикорозійного захисту (рис. 4.37). Також присутня засміченість деформаційних швів.



Рис. 4.34. Тріщини в тротуарному покритті, руйнування тротуарного покриття біля перил



Рис. 4.35. Ушкодження лакофарбового покриття, тріщина в нижньому елементі перил



Рис. 4.36. Наскрізна корозія ліхтарної щогли



Рис. 4.37. Корозія опорних метало-конструкцій шва внаслідок відсутності антикорозійного захисту

Оглядові пристосування. За результатами обстеження встановлено, що оглядові пересувні візки знаходяться в незадовільному стані і потребують капітального ремонту або повної заміни (рис. 4.38). Монорейки при цьому мають незначну поверхневу корозію.

У *кріпленнях комунікацій* є дефекти у вигляді корозійного руйнування коробів біля крайніх опор естакади (рис. 4.39) в результаті тривалого потрапляння води через незадовільний стан деформаційних швів.



Рис. 4.38. Корозія елементів пересувних візків. Дощатий настил зруйнований. Механізми (редуктори) для пересування візків не працюють



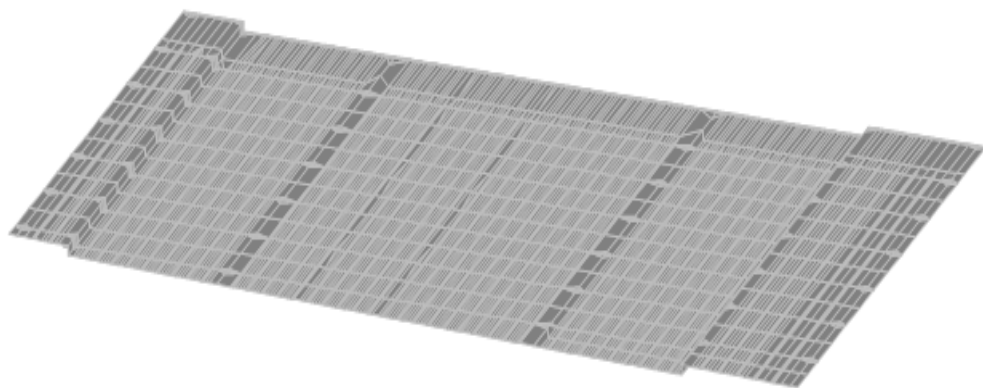
Рис. 4.39. Корозійне руйнування короба комунікацій

Якщо тепер уважно проаналізувати наведений вище перелік дефектів і пошкоджень та властиві їм ознаки, то стає цілком зрозумілим, що найбільш несприятливий вплив на загальну роботоспроможність естакади спряження спричинюють дефекти та пошкодження її прогонової будови. І в першу чергу це стосується конструктивних елементів ортотропної плити проїзної частини, зокрема листа сталевих настилу, який має загальну нерівномірну корозію, подовжніх ребер і поперечних балок, на яких є повсюдне руйнування антикорозійного захисту, а також нижніх поясів поперечних балок, на яких виявлена загальна нерівномірна корозія з втратою до 50% поперечного перерізу. Що ж

стосується об'єктивного оцінювання самого цього впливу, то з цією метою за двома методиками проведені відповідні чисельні дослідження. Причому якщо за першою з них – прямою – задля отримання параметрів НДС прогонової будови застосовувався метод скінченних елементів, то друга методика полягає у використанні інженерно-аналітичного методу, який базується на оперуванні універсальним інтегральним показником – коефіцієнтом редукції ефективної ширини полиці ортотропної плити. У розвинення сказаного доцільно також привернути увагу до того, що загальна сутність цих двох методик висвітлена у нормах [13], а практичні приклади та прийоми їх використання викладені у параграфі 4.1. Що ж стосується безпосередньо досліджень прогонової будови естакади спряження греблі ДніпроГЕС із лівим берегом р. Дніпро, то їх зміст розкривається у нижче поданих підрозділах цього параграфа.

4.2.5. Розрахункова схема прогонової будови. Беручи до уваги конфігурацію, структуру і топологію конструкції, в якості розрахункової прийнята скінченно-елементна модель, побудована шляхом моделювання дев'яти укрупнених блоків прогонових будов естакади спряження греблі ДніпроГЕС із лівим берегом р. Дніпро. В моделі всі складові частини ортотропної плити і головних балок апроксимовані набором тонких оболонкових три- і чотирикутних скінченних елементів. Матеріал конструктивних складових ортотропної плити і головних балок – сталь марки 09Г2С-12 із модулем пружності $E = 2,1 \cdot 10^6$ кгс/см², коефіцієнтом Пуассона $\nu = 0,3$ і розрахунковим опором $R = 3400 - 4000$ кгс/см² в залежності від товщини конструктивного елемента.

Побудована у такий спосіб скінченно-елементна модель укрупненого блока (а саме крайнього опорного) прогонової будови естакади спряження наведена на рис. 4.40 і нараховує 11805 вузлів і 11736 скінченних елементів. А загальна скінченно-елементна модель естакади спряження греблі з лівим берегом представлена на рис. 4.41 і нараховує 98854 вузлів і 99008 скінченних елементів.



а

Продовження рисунка на наступній сторінці

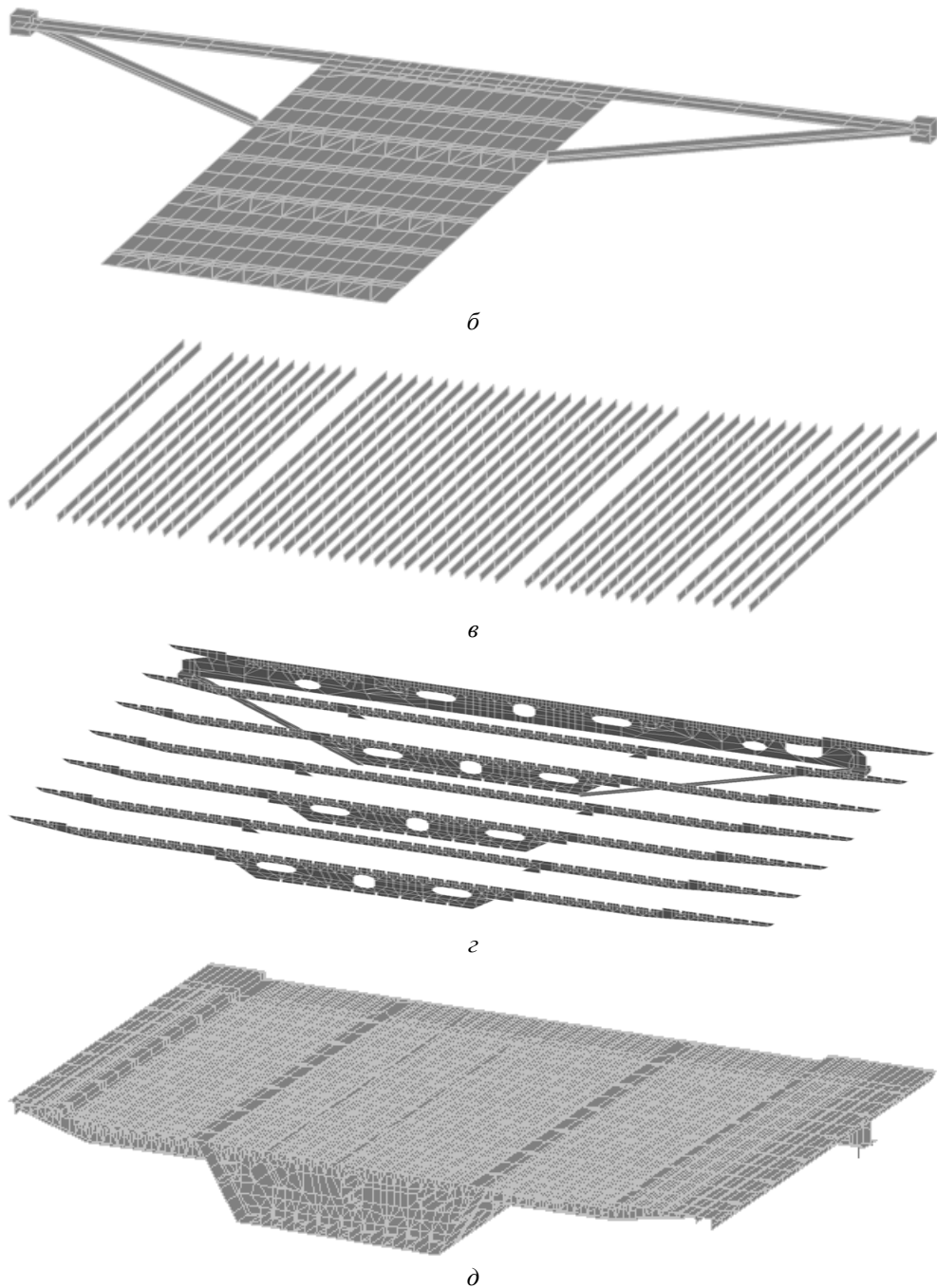


Рис. 4.40. Скінченно-елементна модель укрупненого блока (крайнього опорного) прогонової будови естакади спряження греблі ДніпроГЕС із лівим берегом р. Дніпро: *a* – верхній лист настилу; *b* – нижній лист настилу; *v* – подовжні ребра; *z* – поперечні балки; *d* – загальна модель укрупненого блока

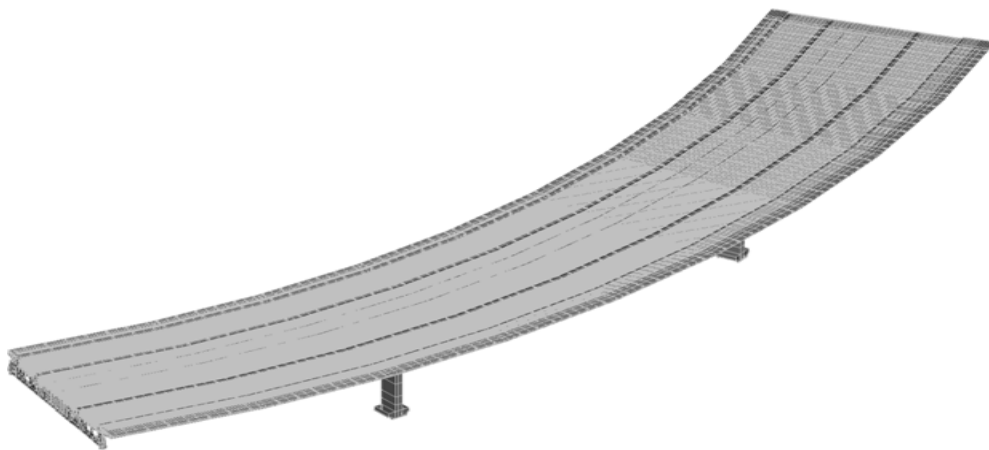


Рис. 4.41. Загальна скінченно-елементна модель прогонової будови естакади спряження греблі ДніпроГЕС із лівим берегом р. Дніпро

4.2.6. Навантаги на прогонову будову. Зауважимо, що постійні та тимчасові навантаги на прогонову будову прийняті у повній відповідності з вимогами норм [8].

Постійна навантага на прогонову будову естакади спряження являє собою власну вагу його конструктивних елементів і для чисельного розрахунку враховувалась приведенням навантаги до розподіленої за всією шириною конструкції. Загалом було прийнято шість складових постійної навантаги, значення яких наведено у табл. 4.5.

Таблиця 4.5

Складові постійної навантаги від конструктивних елементів прогонової будови естакади спряження греблі ДніпроГЕС із лівим берегом р. Дніпро

Ч/ч	Найменування конструктивного елемента	Характеристичне значення, тс/м.п.	Коефіцієнт надійності γ_f	Розрахункове значення, тс/м.п.
1.	Прогонова будова	6,25	1,25	7,81
2.	Опора освітлення	0,17	1,25	0,21
3.	Бар'єрна огорожа	0,07	1,25	0,09
4.	Перила	0,05	1,25	0,06
5.	Комунікації	1,70	1,25	2,13
6.	Покриття проїзної частини	2,81	2,00	5,62
Разом		11,05		15,92

Що ж стосується тимчасової навантаги на прогонову будову естакади спряження, то для чисельного розрахунку використовувалися дві її складові, а саме: автомобільна навантага Н-30 від колони автомобілів вагою 30 тс кожен і рівномірно розподілена навантага від натопту людей на тротуарі та на службовому проході ($q = 0,4$ тс/м²). В частині ж колісної навантаги НК-80

від одного чотиривісного автомобіля вагою 80 тс вкажемо на добре відомий розрахунковий критерій, згідно з яким при перевірці існуючої споруди з великими прогонами вона (навантага НК-80) спричиняє виключно локальний вплив і саме через це вважається не розрахунковою. Схема прикладення складових тимчасової навантаги до поперечного перерізу прогонової будови наведена на рис. 4.42, де під R_{30} мається на увазі складова від автомобільної навантаги, яка задається між і вдовж двох коліс транспортного засобу.

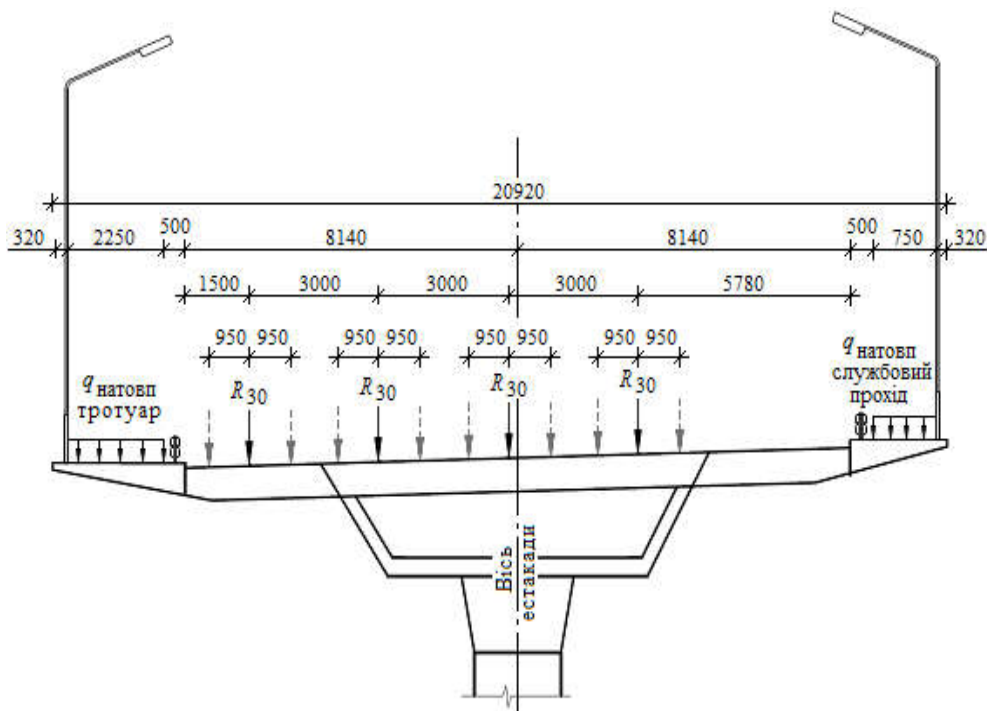


Рис. 4.42. Схема прикладення складових тимчасової навантаги до поперечного перерізу прогонової будови естакади спряження

Отже, з наведених вище даних випливає, що в розрахунку враховувались дві групи навантаг: постійні й тимчасові. При цьому загальна кількість сполучень розрахункових навантаг завдяки симетричності споруди естакади спряження склала чотири, а постійні навантаги та натовп мали місце у всіх сполученнях.

Для кожної характерної розрахункової точки перерізу прогонової будови естакади спряження (на опорах та посередині прогонів) були виконані перевірні розрахунки, результати яких, забігаючи трохи наперед, засвідчили, що всі розглянуті сполучення навантаг є найбільш несприятливими для конкретно визначеної точки, а максимальні значення вертикальних переміщень очікувано є найбільшими по центру покриття і не суттєво відрізняються при різних комбінаціях завантажень.

4.2.7. Результати чисельних розрахунків несної спроможності прогонової будови. Зважаючи на зазначене розглянемо роботу прогонової будови естакади спряження греблі ДніпроГЕС із лівим берегом р. Дніпро при одному з розрахункових сполучень навантаг, а саме: постійної та тимчасової навантаги у складі автомобільної навантаги Н-30 від колони автомобілів вагою 30 тс кожен і розрахункової рівномірно розподіленої навантаги від натовпу людей на тротуарі. Результати чисельних розрахунків у вигляді ізополів вертикальних переміщень і нормальних напружень у листах настилу ортотропної плити та дотичних напружень у стінках головних балок представлено на рис. 4.43 – 4.45.

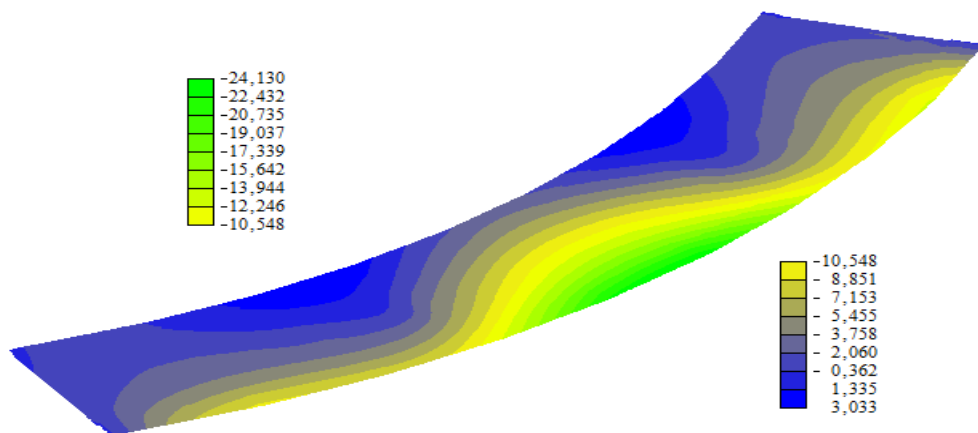


Рис. 4.43. Ізополя вертикальних переміщень w у листі настилу ортотропної плити при найбільш несприятливому сполученні навантаг, мм

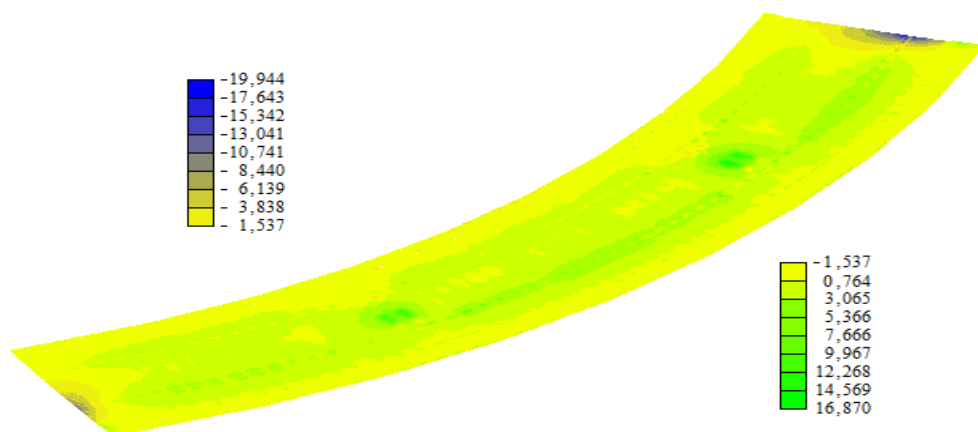


Рис. 4.44. Ізополя нормальних напружень σ_x у листі настилу ортотропної плити при найбільш несприятливому сполученні навантаг, $\sigma_x \cdot 10^2$ кгс/см²

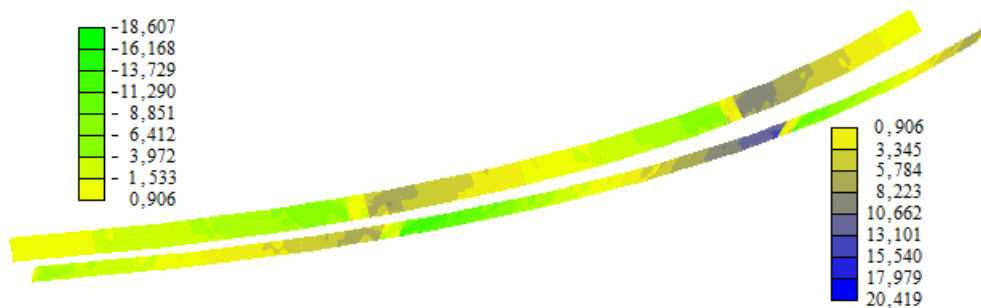


Рис. 4.45. Ізополя дотичних напружень τ_{xy} у стінках головних балок при найбільш несприятливому сполученні навантаг, $\tau_{xy} \cdot 10^2$ кгс/см²

Як випливає з аналізу отриманих результатів, лист настилу ортотропної плити за всією довжиною прогонової будови естакади спряження має два типи принципово відмінних зон вертикальних переміщень (рис. 4.43). Перша з них розташована в місцях опорних діафрагм та сталевих колон і охоплює всю довжину проїзної частини ортотропної плити по внутрішній дузі з максимальними позитивними значеннями переміщень до 3,033 мм. Друга ж зона знаходиться посередині покриття, де лист настилу прогинається донизу, а величини максимальних прогинів досягають 24,13 мм. Що ж стосується розподілення нормальних напружень у листі настилу ортотропної плити (рис. 4.44), зазначимо, що лист настилу в місцях опорних діафрагм сприймає напруження стиснення в межах $\sigma_x = 153 - 1994$ кгс/см², а в центрах прогонів між консольними ригелями загалом є більш-менш рівномірно розтягнутим у межах $\sigma_x = 76 - 1687$ кгс/см². Щодо роботи стінок головних балок, то в них відслідковується різнонаправлений напружений стан (рис. 4.45): в деяких фрагментах цих стінок присутні напруження стиску (у межах до $\tau_{xy} = 1860$ кгс/см²); в інших – розтягу (у межах до $\tau_{xy} = 2041$ кгс/см²), що обумовлено особливостями обпирання головних балок на сталеві колони.

Осмыслиючи тепер наведені результати можна усвідомити, що лист настилу ортотропної плити знаходиться у дещо недонапруженому стані. Роз'яснити ж вказане можна досить легко, оскільки призначення його (листа) геометричних розмірів проводиться насамперед із урахуванням конструктивних вимог до споруди загалом, через що вони значно перевищують розміри нижнього листа прогонової будови, напруження в якому близькі до граничних.

А тепер продовжимо аналізування параметрів НДС конструктивних елементів ортотропної плити. На рис. 4.46 і 4.47 для одного з типових укрупнених блоків прогонової будови естакади спряження греблі ДніпроГЕС із лівим берегом р. Дніпро (в даному випадку передостаннього) представлено графічні залежності зміни параметрів НДС уздовж локальних поздовжньої і поперечної осей, які проходять посередині цього блока (орієнтація локальних осей вказана на рис. 4.48). І одразу привернемо увагу до того, що суцільна чорна крива на цих графіках відповідає дійсній роботі прогонової будови з врахуванням дефектів і пошкоджень (зокрема, корозійних) мостових конструкцій,

виявлених під час останніх спеціальних обстежень естакади спряження греблі ДніпроГЕС із лівим берегом р. Дніпро (нагадуємо, що ці дефекти і пошкодження наведені вище), а суцільна синя – відображає роботу її проектного стану.

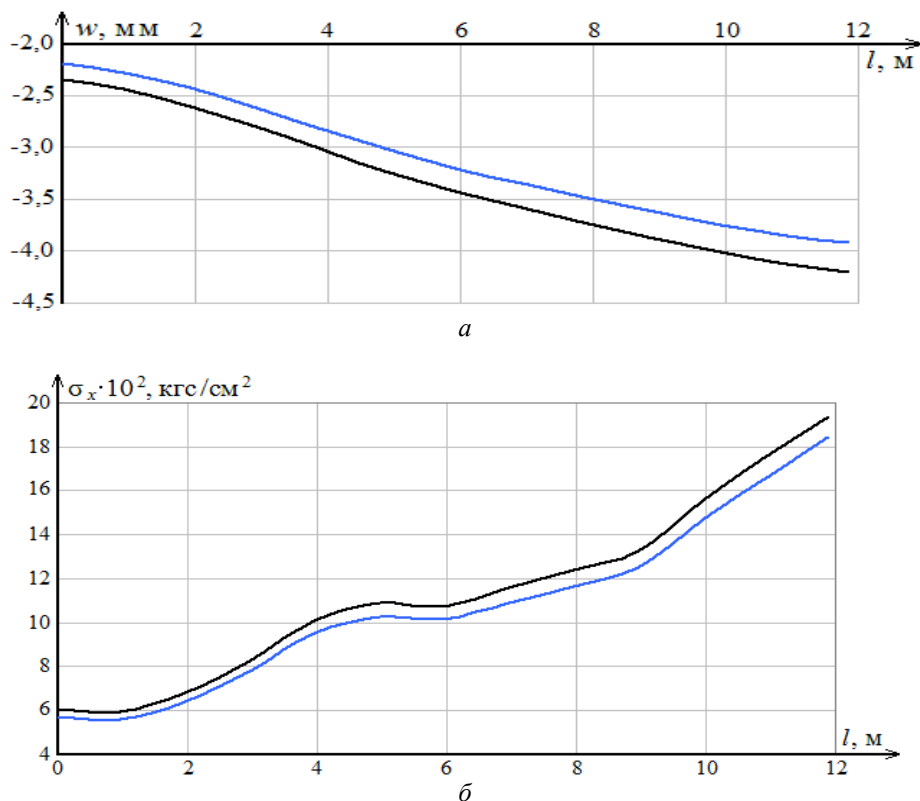


Рис. 4.46. Графіки зміни параметрів НДС уздовж локальної поздовжньої осі укрупненого блока прогонової будови естакади спряження:
а – вертикальні переміщення; б – нормальні напруження

Якщо уважно проаналізувати представлені на рис. 4.46 і 4.47 графіки, то можна дійти цілком очікуваного якісного висновку, що набуті за час експлуатації дефекти та пошкодження прогонової будови автопроїзду впливають на параметри НДС мостових конструкцій. Що ж стосується кількісної оцінки цього впливу, вкажемо на те, що розбіжність між переміщеннями і напруженнями проектного та дійсного стану знаходиться у межах від 7 до 11,5% майже для всіх конструктивних елементів в результаті практично рівномірної довготривалої корозії металу з незначним ослабленням поперечних перерізів (одночасно з рис. 4.47, б також впливає, що у листі настилу ортотропної плити над боковими стінками головної балки прогонової будови присутні неістотні хвилеподібні коливання значень нормальних напружень, викликані умовами взаємодії листа та бокових стінок).

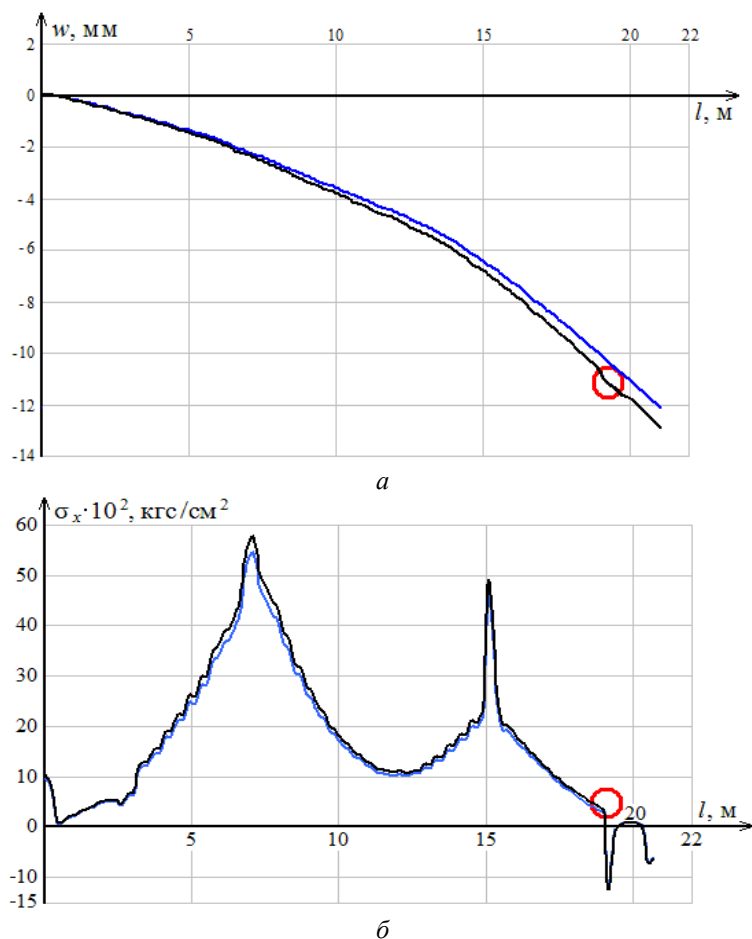


Рис. 4.47. Графіки зміни параметрів НДС уздовж локальної поперечної осі укрупненого блока прогонової будови естакади спряження: *a* – вертикальні переміщення; *б* – нормальні напруження; **О** – зона біля тротуару

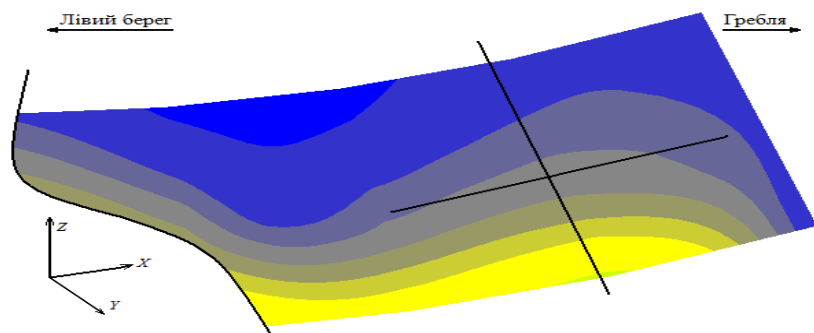


Рис. 4.48. Орієнтація локальних осей, використаних при побудові графічних залежностей зміни параметрів НДС в листі настилу ортотропної плити

Виняток із зазначеного становить тільки зона завширшки біля 0,5 – 0,6 м, яка прилягає до тротуару і простягається за всією довжиною естакади спряження (рис. 4.25, 4.26). А особливість цієї зони зводиться до того, що на ній, на відміну від усіх інших елементів прогонової будови автопроїзду, в значній мірі присутня нерівномірна корозія металу конструктивних елементів, викликана впливом дощових опадів (влітку) і розчинів агресивних протиожеледних соляних сумішей (у зимовий період), які потрапляють на неї шляхом стікання по нахиленій верхній площині ортотропної плити (рис. 4.27) із подальшим накопиченням біля бордюру у вигляді калюж і, як наслідок, просочуванням у її (плити) внутрішній простір. Через це у цій зоні різниця між переміщеннями і напруженнями проєктного та дійсного стану (не зважаючи на їх не дуже суттєві значення) збільшується приблизно у 1,5 – 2 рази і досягає 16 – 20%, про що виразно свідчить рис. 4.47.

4.2.8. Методика розрахунку прогонової будови з використанням коефіцієнта редукції. Привернемо увагу до того, що загальні положення винесеної у назву даного розділу методики викладені у чинному нормативному документі [13], а її деталізація і послідовність застосування стосовно конкретного прикладу прогонової будови із ортотропною сталевую плитою проїзної частини існуючого автопроїзду по греблі ДніпроГЕС – у попередньому параграфі цієї глави. Із урахуванням цього наразі вказана методика повторно не викладається.

4.2.9. Результати розрахунків прогонової будови з використанням коефіцієнта редукції. Розрахунок ортотропних плит прогонової будови бажано проводити у два прийоми (переважно з метою порівняння отриманих результатів): спочатку застосовується інженерно-аналітичний метод, а потім – чисельний (як правило, метод скінченних елементів) [13]. З огляду на це спершу дослідження прогонової будови з ортотропною плитою естакади спряження греблі ДніпроГЕС із лівим берегом р. Дніпро проведені з використанням коефіцієнта редукції ширини полиці β , який знаходиться у функціональній залежності від ефективної ширини полиці b_{eff} . Оскільки, як зазначено в [13], задля визначення параметра b_{eff} при пружній роботі конструкції вид навантаги не відіграє жодної ролі, то з метою спрощення обчислення нормальних напружень доцільно використовувати власну вагу прогонової будови. Що ж стосується безпосередньо коефіцієнтів редукції, то для їх підрахунку перерізи епюр нормальних напружень у листі прогонової будови необхідно робити в характерних точках – на опорах та у чвертях прогонів, а схему з позначенням розрахункових ділянок цих коефіцієнтів у поперечному перерізі прогонової будови представляти у зображеному на рис. 4.49 вигляді.

Побудовані у такий спосіб графіки залежності між коефіцієнтом редукції β та довжиною прогону L для розрахункових ділянок поперечного перерізу прогонової будови зображені на рис. 4.50.

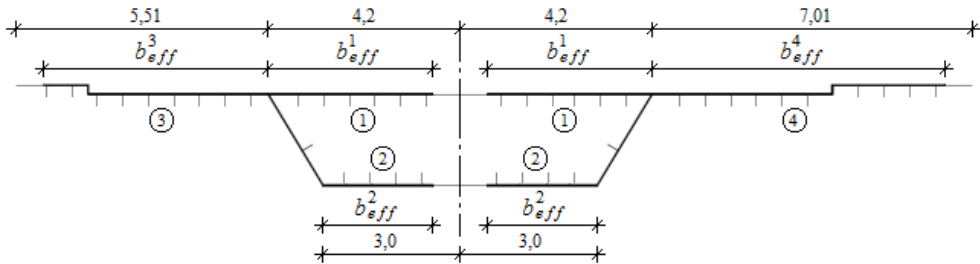


Рис. 4.49. Поперечний переріз прогонової будови з зазначеними розрахунковими ділянками коефіцієнтів редукції: 1 – внутрішня плита верхня (ділянка № 1); 2 – внутрішня плита нижня (ділянка № 2); 3 – консольна плита коротка (ділянка № 3); 4 – консольна плита довга (ділянка № 4)

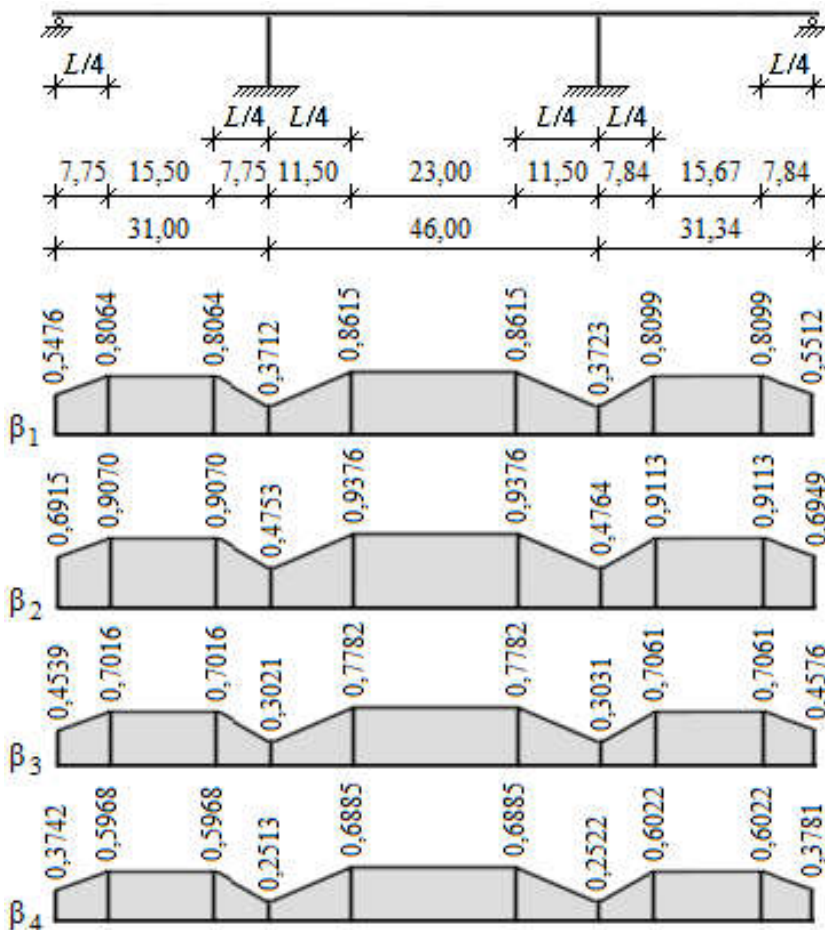


Рис. 4.50. Графіки залежності коефіцієнтів редукції від довжини прогонової будови $\beta = f(L)$, побудовані з використанням інженерно-аналітичного методу розрахунку [13] (розміри ділянок прогонової будови естакади спряження вказані по осі естакади)

А зараз перейдемо до розгляду результатів чисельних розрахунків прогонової будови. Проте перш ніж безпосередньо приступити до дослідження коефіцієнта редукції, спочатку звернемося до самих цих результатів із метою виявлення й узагальнення найменших нюансів роботи конструктивних елементів прогонової будови під навантагою. Для цього насамперед розглянемо розподілення вертикальних переміщень і нормальних напружень у листі настилу ортотропної плити та дотичних напружень у стінках головних балок, ізополя яких представлено на рис. 4.51 – 4.4.53.

Як вбачається з рис. 4.51, лист настилу ортотропної плити за всією довжиною прогонової будови естакади спряження має незначні прогини. В районі опорних діафрагм та сталевих колон значення переміщень майже дорівнюють 0 мм, що цілком зрозуміло. Посередині покриття лист настилу прогинається донизу з максимальними значеннями прогину до 10,6 мм. Що ж стосується характеру розподілення нормальних напружень у листі настилу ортотропної плити (рис. 4.52), вкажемо на те, що лист настилу загалом є майже рівномірно розтягнутим по всій довжині покриття із коливаннями значень напружень: від $\sigma_x = 50 \text{ кгс/см}^2$ до $\sigma_x = 1792 \text{ кгс/см}^2$. І тільки в місцях опорних діафрагм є наявними напруження стиснення, що знаходяться в межах від $\sigma_x = 73 \text{ кгс/см}^2$ до $\sigma_x = 1187 \text{ кгс/см}^2$. Щодо роботи стінок головних балок, то в них відслідковується різнонаправлений напружений стан (рис. 4.53), що знаходить своє відображення у наявності в деяких фрагментах цих стінок незначних за значеннями напружень стиску (у межах до $\tau_{xy} = 980 \text{ кгс/см}^2$) і розтягу (у межах до $\tau_{xy} = 1000 \text{ кгс/см}^2$)

Побудовані шляхом опрацювання наведених вище результатів чисельного методу розрахунку графіки залежності між коефіцієнтом редукції β та довжиною прогону L для розрахункових ділянок поперечного перерізу прогонової будови (схема яких наведена на рис. 4.54) зображені на рис. 4.55. Зауважимо, що особливість цього рисунка (у порівнянні з результатами інженерного розрахунку на рис. 4.50) полягає у двох додаткових графіках β_5 і β_6 для внутрішніх верхньої і нижньої ділянок плити. Це пов'язано з тим, що згідно з методикою [13] коефіцієнти редукції для внутрішніх ділянок ортотропної плити вважаються однаковими, тоді як при використанні чисельного розрахунку отримуються різні значення, що пов'язано з, по-перше, кривиною прогонової будови в плані й, по-друге, несиметричністю поперечного перерізу ортотропної плити (одна з консолей більша, ніж інша), яка й призводить до несиметричності завантаження прогонової будови.

Одночасно в таблицях 4.6 і 4.7 із метою оцінювання близькості отриманих із застосуванням інженерно-аналітичного та чисельного методів розрахунку результатів визначення коефіцієнта редукції β відображені відповідні дані для шістьох розрахункових ділянок поперечного перерізу прогонової будови (нагадуємо, що схема цих ділянок представлена на рис. 4.54) на опорі та в прогоні й вказана різниця між ними.

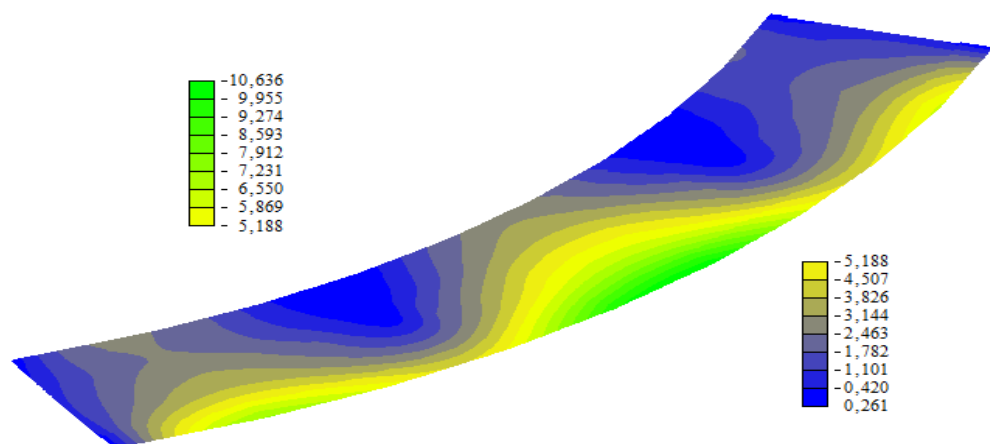


Рис. 4.51. Ізополя вертикальних переміщень w у листі настилу ортотропної плити від постійної навантаги, мм

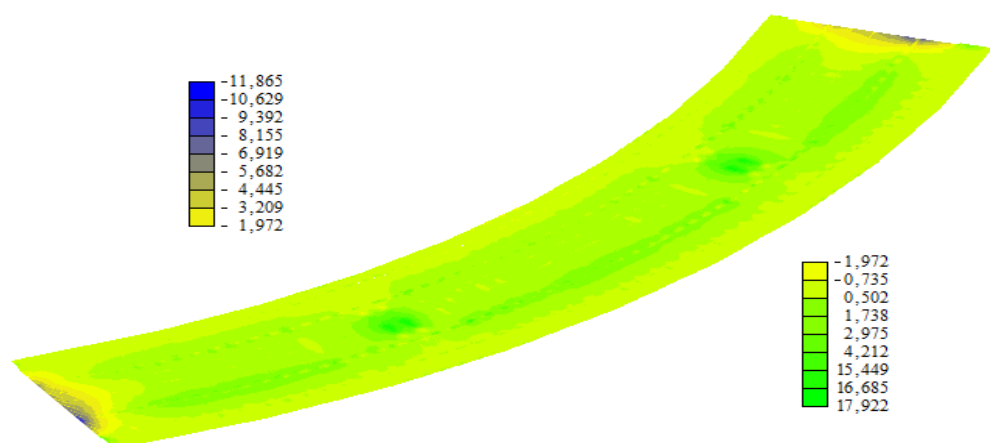


Рис. 4.52. Ізополя нормальних напружень σ_x у листі настилу ортотропної плити від постійної навантаги, $\sigma_x \cdot 10^2$ кгс/см²

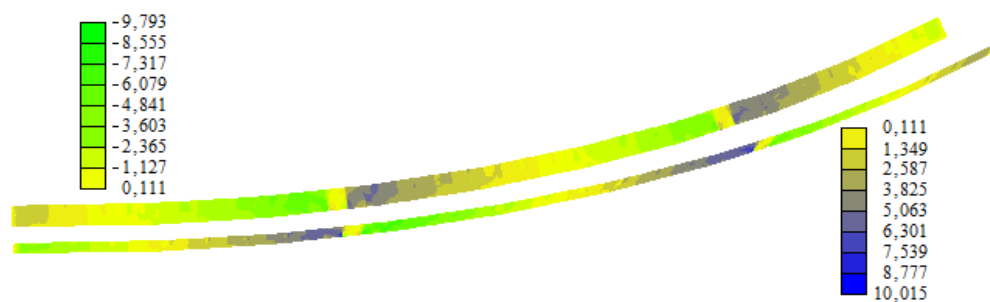


Рис. 4.53. Ізополя дотичних напружень τ_{xy} у стінках головних балок від постійної навантаги, $\tau_{xy} \cdot 10^2$ кгс/см²

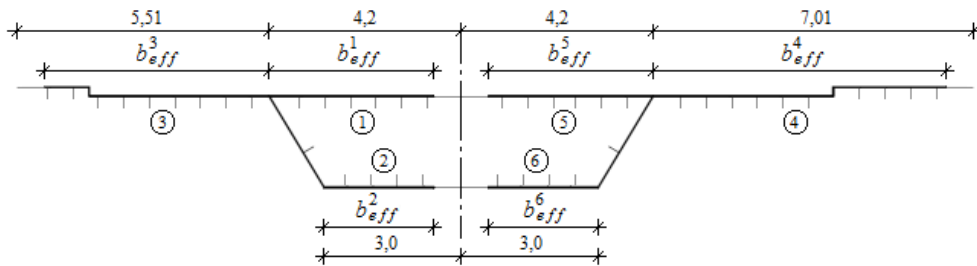


Рис. 4.54. Поперечний переріз прогонової будови з зазначеними розрахунковими ділянками коефіцієнтів редукції: 1 – внутрішня плита ліва верхня (ділянка № 1); 2 – внутрішня плита ліва нижня (ділянка № 2); 3 – консольна плита коротка (ділянка № 3); 4 – консольна плита довга (ділянка № 4); 5 – внутрішня плита права верхня (ділянка № 5); 6 – внутрішня плита права нижня (ділянка № 6)

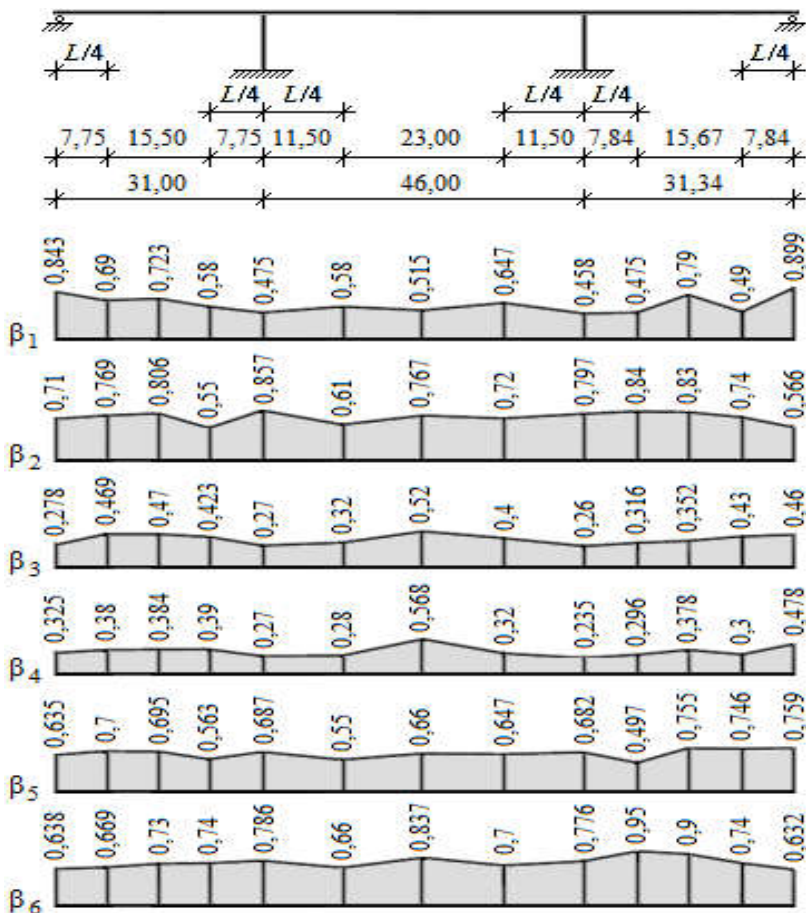


Рис. 4.55. Графіки залежності коефіцієнтів редукції від довжини прогонової будови $\beta = f(L)$, побудовані з використанням чисельного методу розрахунку (розміри ділянок прогонової будови естакади спряження вказані по осі естакади)

Таблиця 4.6

Розрахункові значення коефіцієнтів редукції β

Номер розрахункової ділянки	Коефіцієнти редукції β					
	На крайніх опорах		Різниця, %	На середніх опорах		Різниця, %
	I	II		I	II	
1	0,548 / 0,551	0,843 / 0,899	34,9 / 38,7	0,371 / 0,372	0,458 / 0,475	18,9 / 21,7
2	0,692 / 0,695	0,566 / 0,71	18,2 / 2,1	0,475 / 0,476	0,797 / 0,857	40,4 / 44,5
3	0,454 / 0,458	0,278 / 0,46	38,7 / 0,43	0,302 / 0,303	0,26 / 0,27	13,9 / 10,9
4	0,374 / 0,378	0,325 / 0,478	13,1 / 20,9	0,251 / 0,252	0,235 / 0,27	6,4 / 6,7
5	0,548 / 0,551	0,635 / 0,759	13,7 / 27,4	0,371 / 0,372	0,682 / 0,687	45,6 / 45,9
6	0,692 / 0,695	0,632 / 0,638	8,67 / 8,2	0,475 / 0,476	0,776 / 0,786	38,8 / 39,4

Примітки: 1. Розташування розрахункових ділянок коефіцієнтів редукції у поперечному перерізі прогонової будови за номерами вказано на рис. 4.49 і 4.54.
2. Для методів розрахунку прийняті наступні позначення: I – інженерно-аналітичний метод розрахунку [13]; II – чисельний метод розрахунку.
3. Величини коефіцієнтів редукції у кожній чарунці таблиці розташовані в порядку збільшення

Таблиця 4.7

Розрахункові значення коефіцієнтів редукції β

Номер розрахункової ділянки	Коефіцієнти редукції β					
	У крайніх прогонах		Різниця, %	У середньому прогоні		Різниця, %
	I	II		I	II	
1	0,806 / 0,81	0,475 / 0,79	41,1 / 2,5	0,862	0,515 / 0,647	40,2 / 24,9
2	0,907 / 0,911	0,55 / 0,84	39,4 / 7,8	0,938	0,61 / 0,767	34,9 / 18,2
3	0,702 / 0,706	0,316 / 0,47	54,9 / 33,4	0,778	0,32 / 0,52	58,8 / 33,2
4	0,597 / 0,602	0,296 / 0,39	50,4 / 35,2	0,689	0,28 / 0,568	59,3 / 17,6
5	0,806 / 0,81	0,476 / 0,755	40,9 / 6,8	0,862	0,55 / 0,66	36,2 / 23,4
6	0,907 / 0,911	0,669 / 0,95	26,2 / 4,1	0,938	0,66 / 0,837	29,6 / 10,7

Примітки: 1. Розташування розрахункових ділянок коефіцієнтів редукції у поперечному перерізі прогонової будови за номерами вказано на рис. 4.49 і 4.54.
2. Для методів розрахунку прийняті наступні позначення: I – інженерно-аналітичний метод розрахунку [13]; II – чисельний метод розрахунку.
3. Величини коефіцієнтів редукції у кожній чарунці таблиці розташовані в порядку збільшення

З наведених у таблицях 4.6 і 4.7 даних випливає, що коефіцієнти редукції, обчислені майже для всіх ділянок ортотропної плити за допомогою чисельного розрахунку і за Додатком «Д» [13], достатньо суттєво відрізняються один від одного – від 0,43 до 59,3 відсотків. Проте така розбіжність має досить просте пояснення, пов'язане з двома суттєвими конструктивними відмінностями між реальною конструкцією й тією, що розглядається в Додатку «Д» [13].

Зокрема перша з них полягає в тому, що в Додатку «Д» [13] будь-яка прогонова будова, приміром, естакада спряження, апроксимується у вигляді прямої балки з проміжними опорами. У дійсності ж кожен блок прогонової будови є повернутим у плані відносно попереднього, утворюючи таким чином закінчену криволінійну споруду з радіусом 125 м, що достатньо сильно змінює характер розподілу напружень порівняно з прямою в плані конструкцією. А друга зводиться до того, що проміжні (середні) опори естакади являють собою колони коробчастого перерізу жорстко з'єднані з прогоною будовою, що теж вносить певні корективи у розподіл нормальних напружень в ортотропній плиті. Що ж стосується Додатка «Д» [13], то в ньому взагалі не розглядається застосований тип обпирання. І саме тому перелічені конструктивні відмінності й зумовлюють розбіжність в отриманих значеннях коефіцієнтів редукції. Більше того, це означає, що для нестандартних конструкцій, на кшталт естакади спряження, реальні значення коефіцієнтів редукції можна визначити лише за результатами чисельних розрахунків.

До речі, вказаний висновок стосується обчислення й інших параметрів напружено-деформованого стану прогонової будови естакади спряження. Засвідчують сказане дані табл. 4.8, в якій згруповані результати розрахунків із використанням інженерно-аналітичного і чисельного методів розрахунку щодо нормальних і дотичних напружень в елементах її головної балки.

З даних у наведеній таблиці чітко відслідковується, що визначені з використанням інженерно-аналітичного методу розрахунку нормальні й дотичні напруження в елементах головної балки прогонової будови мають більші значення (особливо їх максимальні величини) порівняно з тими, які підраховані за допомогою чисельного методу розрахунку. Останнє зайвий раз підтверджує твердження про те, що методика Додатка «Д» [13] є більш консервативною, а чисельний метод, завдяки можливості відображення в розрахунковій моделі конструктивних особливостей досліджуваних конструкцій шляхом їх максимальної деталізації, дозволяє отримувати більш якісніші, надійніші та точніші результати розрахунків.

4.2.10. Висновки. В параграфі 4.2 розглянуто методологічні аспекти комплексного підходу до розрахунку й аналізу роботи мостових прогонових будов із ортотропними плитами проїзної частини. Як об'єкт дослідження прийнято прогонову будову естакади спряження греблі ДніпроГЕС із лівим берегом р. Дніпро, розрахункова модель якої створена з урахуванням дійсного технічного стану конструктивних елементів на основі результатів виконаних інженерних обстежень. Визначено коефіцієнти редукції шляхом засто-

сування інженерно-аналітичного (нормативного) та чисельного (скінченних елементів) методів розрахунку. Наведено й проаналізовано результати чисельного методу у вигляді вертикальних переміщень і нормальних напружень у листі настилу ортотропної плити та дотичних напружень у стінках головних балок. Виконано порівняння отриманих результатів та надані рекомендації в частині застосування методів розрахунку.

Таблиця 4.8

Розрахункові значення нормальних і дотичних напружень
в елементах головної балки прогонової будови

Абсциса поперечного перерізу прогонової будови, м	Елемент поперечного перерізу головної балки	Нормальні напруження σ_x , кгс/см ²		Різниця, %	Дотичні напруження τ_{xy} , кгс/см ²		Різниця, %
		I	II		I	II	
$x = 0$; $x = 108,34$	стінка	—	—	—	714	787	9,3
$x = 15,5$; $x = 92,67$	верхній пояс	395	567	30,3	—	—	—
	стінка	—	—	—	303	545	44,4
	нижній пояс	928	1056	12,1	—	—	—
$x = 31,0$; $x = 77,0$	верхній пояс	2177	1688	22,4	—	—	—
	стінка	—	—	—	1333	1129	15,3
	нижній пояс	2842	2627	7,5	—	—	—
$x = 54,0$	верхній пояс	600	648	7,4	—	—	—
	стінка	—	—	—	159	283	43,8
	нижній пояс	1386	1209	12,8	—	—	—
Примітки: I – інженерно-аналітичний метод розрахунку [13]; II – чисельний метод розрахунку							

Нові результати і, як наслідок, сформульовані на їх базі рекомендації полягають в наступному.

1. Стосовно розрахункового оцінювання дійсного технічного стану – розрахунки мостових споруд у неодмінному порядку необхідно здійснювати з огляду на їх дійсний технічний стан, встановлений за результатами проведених інженерних обстежень.

2. Стосовно відображення в чисельній моделі дійсного технічного стану – при побудові скінченно-елементної моделі мостових конструкцій врахування визначених дефектів, пошкоджень і руйнувань конструктивних елементів внаслідок їх значної кількості рекомендується проводити не прямим їх відтворенням, а опосередковано – коригуванням товщини скінченних елементів у залежності від існуючої відповідної «вади» зі збереженням інших геометричних і жорсткісних параметрів. Причому величину цього коригування слід визначати усереднюючи наявні «вади» по поверхні конструктивного елемента.

3. Стосовно застосування методів розрахунку – при проведенні досліджень мостових споруд, які мають набуті під час експлуатації дефекти, пошкодження і руйнування, а також тих, яким властиві нестандартні конструктивні рішення, ліпше використовувати чисельні методи розрахунку з двох обставин. Перша з них полягає в тому, що тільки чисельні методи дозволяють досягти при побудові числової моделі максимально можливої деталізації конструкції і, як наслідок, отримати більш якісніші, надійніші та точніші результати розрахунків; друга – пов'язана з відсутністю у чинній нормативній документації методик, які передбачали б врахування результатів інженерних обстежень конструктивних елементів мостових споруд і застосованих нестандартних конструктивних рішень, а тому визначені за допомогою цих методик результати призводять до великих похибок.

4. Стосовно підвищення несної спроможності конструкцій – оскільки дефекти, пошкодження і руйнування, які присутні в конструктивних елементах, що експлуатуються протягом багатьох десятиріч, у значній мірі негативно впливають на роботу цих елементів під навантаженням, рекомендується з урахуванням результатів розрахунків розроблювати необхідні організаційні пропозиції (зокрема, щодо постійного моніторингу технічного стану конструкцій) та ремонтні заходи з метою підвищення як рейтингу експлуатаційного стану мостової споруди, так і безпеки її експлуатації.

5. Стосовно корегування нормативної документації – зважаючи на те, що чинні нормативні документи не містять положень із розрахунку та проектування мостових споруд із урахуванням даних інженерних обстежень і нестандартних конструктивних рішень рекомендується доповнювати ці нормативні документи відповідними розділами.

4.3. Дійсний напружений стан прогонової будови естакади через шлюзи автопроїзду по гідротехнічних спорудах ДніпроГЕС із ортотропними плитами проїзної частини

4.3.1. Вступ та аналіз останніх досліджень і публікацій. Параграфи 4.1 і 4.2 цієї глави присвячено визначенню дійсного НДС ортотропних плит проїзної частини мостових прогонових будов із урахуванням впливу експлуатаційних дефектів і пошкоджень, яке здійснено на прикладах двох прогонових будов існуючого автопроїзду по греблі ДніпроГЕС, перша з яких розташована безпосередньо на греблі, а друга – на естакаді спряження греблі з лівим берегом. Описано властиві ортотропним плитам технічні характеристики та переваги щодо інших застосовуваних у мостобудуванні конструктивних рішень. Висвітлено історичні аспекти впровадження ортотропних плит при будівництві мостових споруд і загальні підходи до вдосконалення їх інженерно-технічних рішень. Розкрито основні етапи розвинутої теорії і методів дослідження прогонових будов із ортотропними плитами. Вказано на те, що результати багаторічних і численних досліджень знайшли відображення в нормах і рекомендаціях багатьох країн, що регламентують проектування ортотропних сталевих плит мостових споруд. Пояснена докладна сутність

двох найбільш прийнятних методик для визначення коефіцієнта редукції ширини полиць: інженерної, яка побудована з урахуванням вимог нормативних документів і базується на використанні епюр нормальних напружень, і чисельної, яка ґрунтується на результатах чисельних досліджень, отриманих за допомогою методу скінченних елементів.

4.3.2. Постановка завдання. Що ж стосується даного розділу, то він є логічним продовженням попередніх параграфів щодо дослідження й оцінювання взаємовпливу напруженого стану конструктивних елементів при дійсній роботі ефективних мостових споруд із застосуванням ортотропних плит проїзної частини. Як приклад прийнята прогонова будова існуючого автопроїзду по естакаді через шлюзи гідротехнічних споруд ДніпроГЕС, відмінність якої від раніше розглянутих ділянок автопроїзду пов'язана з низкою характерних ознак, по-перше, конструктивних: помітному викривленні в плані прогонової будови й коробчастості її поперечного перерізу, несиметричності поперечного перерізу ортотропної плити й нахиленості її верхньої площини і, по-друге, експлуатаційних: наявності індивідуально специфічних, набутих за час довготривалої експлуатації, дефектів і пошкоджень.

Беручи до відома зазначені особливості, а також зважаючи на важливу роль прогонової будови естакади через шлюзи в забезпеченні безупинного транспортного сполучення по спорудах ДніпроГЕС, стає зрозумілим та зацікавленість й увага, яку вона привертає до себе з огляду на дослідження дійсного технічного стану.

4.3.3. Стислий опис існуючих конструкцій естакади через шлюзи. Перш за все відзначимо, що опис конструкцій естакади через шлюзи достатньо вичерпно був відображений у статті [88]. Попри це автор вирішив відтворити цей опис у даному розділі з метою кращого розуміння читачами не тільки його загального змісту, а особливо результатів розрахунків несної спроможності прогонової будови естакади, зокрема з використанням коефіцієнта редукції. Тому, приймаючи до уваги вказане міркування, перейдемо до розгляду наявних конструктивних рішень естакади через шлюзи. Отже, естакада являє собою криволінійну в плані, просторово працюючу, нерозрізну шестипрогонову раму за поздовжньою схемою: $2 \times 56 + 2 \times 64 + 2 \times 56 = 352$ м із гнучкими проміжними стійками опор і масивними береговими стоянами (рис. 4.56 – 4.58). Ригель рами складається з криволінійної у плані головної балки замкненого коробчастого трапецеїдального перерізу та сталеві ортотропної плити проїзної частини. Причому кривина прогонової будови в плані створена за рахунок вписування монтажних блоків, що мають довжину 12,0 – 12,5 м по хордах зі стиковкою на монтажі під кутом. Проміжні стійки опор металеві, жорстко защемлені в головній балці та фундаментах. Всі металоконструкції естакади виконані суцільнозварними. Матеріал конструкцій прогонової будови та стійок проміжних опор – низьколегована сталь марки 09Г2С [3].

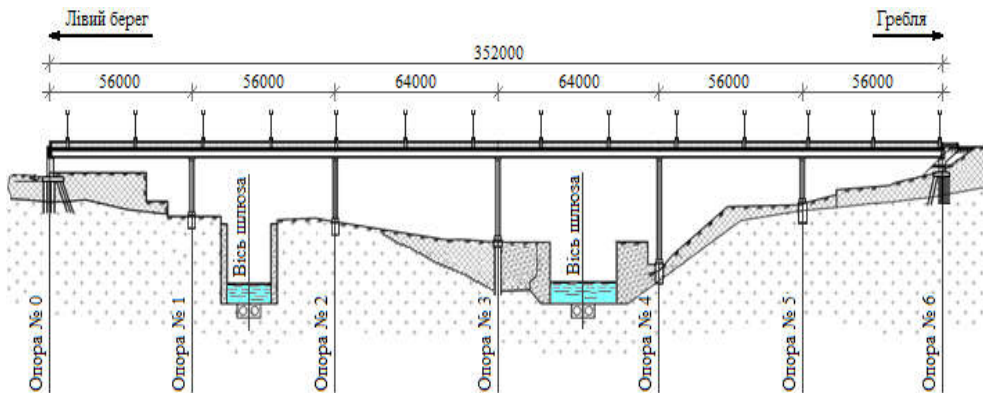


Рис. 4.56. Фасад естакади через шлюзи

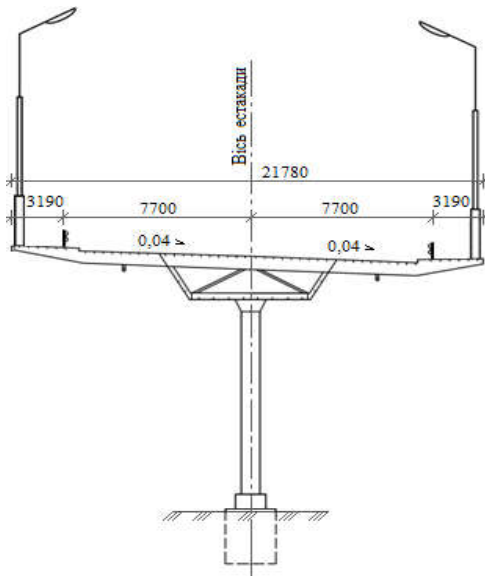
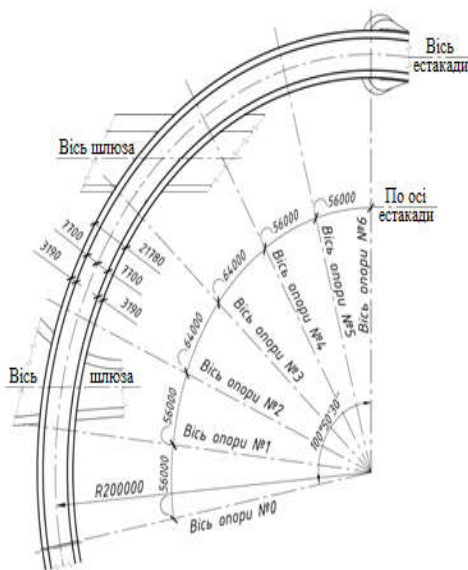


Рис. 4.57. План естакади через шлюзи

Рис. 4.58. Поперечний переріз естакади через шлюзи

Крайні опори – масивні залізобетонні стояни. Прогонова будова вирішена в плані як горизонтальна двошарнірна арка, яка шарнірно закріплена до стоянів і підтримується по вертикалі гнучкими проміжними стійками. При цьому, всі горизонтальні зусилля та крутні моменти, які виникають при ексцентричному розташуванні тимчасової навантаги, а також викликані кривиною споруди в плані, передаються на стояни та сприймаються шарнірно закріпленими кінцями прогонової будови та широко рознесеними опорними частинами.

Траса естакади, прокладена по кривій радіусом 200 м, перетинає низку автодоріг та шлюзи. Габарит проїзду прийнято виходячи з умови пропуску чотирьох смуг автомобільного руху зі швидкістю 60 км/год і з урахуванням

розширення на кривій й тунельного ефекту, що створюється двома смугами бар'єрної огорожі, а його величина складає $B = 14 + 4 \times 0,35 + 2 \times 0,50 = 16,4$ м; при цьому ширина проїзду дорівнює 15,4 м. Ширина тротуарів визначена з умови пропуску трьох смуг пішохідного руху – $3 \times 0,75 = 2,25$ м. Підмостові габарити прийняті виходячи з умови мінімального піднесення низу прогонової будови над перетинаємими автодорогами не менш ніж 4,5 м та над горизонтом високого судноплавства перетинаємих шлюзів – не менше 13,0 м.

Проект естакади розроблено у відповідності з чинними на той час (доречно нагадаємо, що будівництво ДніпроГЕС було розпочато 15 березня 1927 року, а її відновлення по закінченню воєнних дій – у 1944 році) вимогами та конструктивними вказівками технічних умов на проектування автодорожніх та міських мостів [46, 47]. При цьому враховувались наступні тимчасові навантаги – автомобільна Н-30 та спеціальні НК-80 і НГ-60.

Ортотропна плита проїзної частини складається зі сталевго настилу завтовшки 12 мм, поздовжніх ребер 200×12 мм із кроком 400 мм у межах проїзної частини й 500 мм у межах тротуарів та поперечних балок із кроком 2000 мм. Причому в ортотропній плиті перетин поздовжніх балок із поперечними здійснено без приварювання їх до стінок балок, із пропуском у вирізи стінок. Зазначимо, що вказане рішення дозволило не тільки знизити концентрацію напружень та покращити умови роботи плити на циклічну тимчасову навантагу, а й дало можливість застосувати автоматичне зварювання при виготовленні плити на заводі.

Також привернемо увагу до того, що монтажні стики ортотропної плити проїзної частини були прийняті згідно з авторським свідоцтвом № 431279 за заявкою ДПП Укрпроектстальконструкція (нині ТОВ «Укрінсталькон імені В.М. Шимановського») [25]. В цьому свідоцтві було запропоновано не доводити ребра до стика плити, а замінити їх потовщенням листа настилу до 20 мм із метою компенсації перерізу, що дозволило на монтажі стикувати автоматичною зваркою тільки листи настилу. В результаті монтаж конструкції був не тільки значно спрощений сам по собі, а особливо з урахуванням кривини прогонової будови в плані та зварювання її з блоків, розташованих по хордах.

Головні балки та ортотропна плита складались на монтажі з плоских однотипних елементів, причому поперечна жорсткість прогонової будови та незмінність поперечного перерізу головної балки забезпечувались в'язями всередині коробки та суцільними діафрагмами в місцях спряження з колонами проміжних опор і в кінцях прогонової будови.

Проміжні опори являють собою одиночні металеві колони прямокутного перерізу 800×2000 мм. Бази колон забезпечують защемлення останніх за допомогою анкерних болтів та цементної підливки. Поблизу спряження з головною балкою колони мають розтрубне розширення у вигляді пілястр 2000×2000 мм для сприйняття зусиль защемлення у вузлі примикання до прогонової будови.

Покриття проїзної частини завтовшки 35 мм було прийнято у вигляді асфальтобетону зменшеної товщини з додаванням епоксидної смоли, причому

воно також одночасно слугувало ізоляцією плити проїзної частини. Бар'єрна огорожа складена сталевими балками з гнутих профілів, які опираються на металеві стійки з кроком 4,0 м. Перила прийняті полегшеного типу із заповненням зі сталевих смуг та тятивою з гнутих профілів. Перила кріпились на монтажі до ортотропної плити. Водовідведення з естакади передбачено поперечним стоком води до зливоприймальних отворів у бордюрах.

Задля огляду прогонової будови та опор у період експлуатації та пофарбування були передбачені два оглядових візка праворуч та ліворуч від поздовжньої осі естакади, які переміщуються по монорейках, закріплених до поперечних балок.

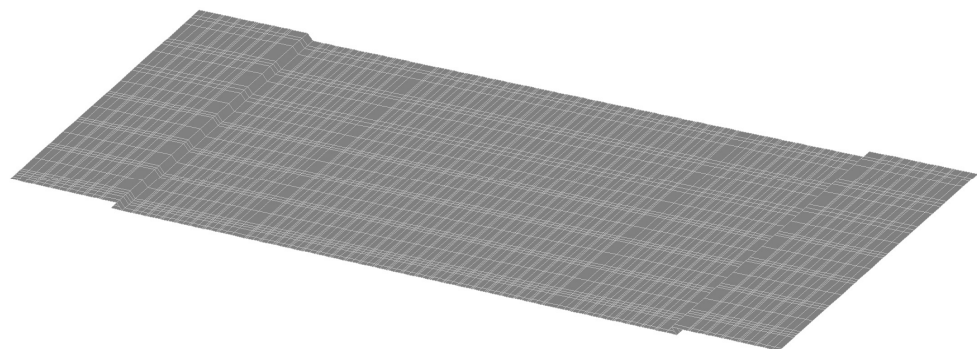
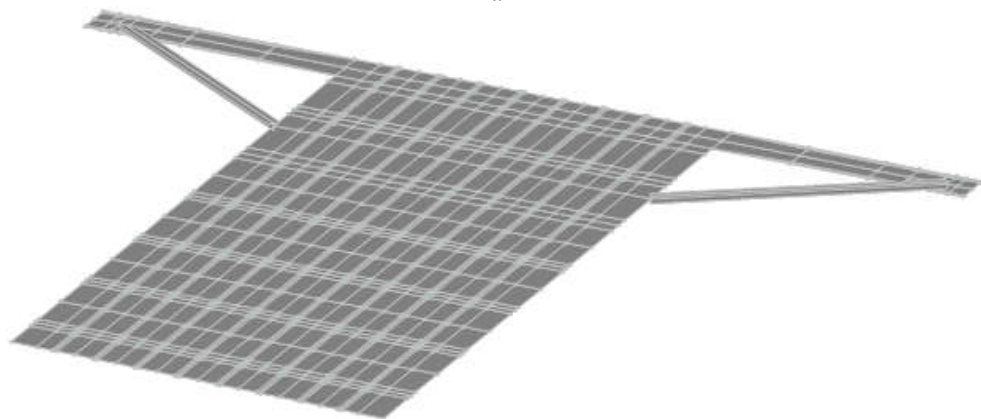
4.3.4. Обстеження конструкцій естакади через шлюзи. За результатами проведеного у червні 2020 р. обстеження споруди була виявлена низка дефектів її конструктивних елементів, детальна характеристика яких викладена в статті [88] і тому, з метою економії місця, наразі не повторюється. Проте автор настійно рекомендує читачам уважно ознайомитися з означеною публікацією, яка є у відкритому доступі, зважаючи на два мотиви. Перший з них – ближчий до конкретики – полягає в тому, що зміст роботи [88] дозволить читачам краще зрозуміти сутність вже даного розділу цієї глави й сформованих наприкінці неї висновків. А другий – напевно, методологічний – зводиться до того, що у вказаній роботі розкриті особливості дефектів і пошкоджень, що, можливо, вкаже на ті специфічні деталі, які раніше проходили повз увагу читачів під час розгляду та аналізування інших подібних випадків.

4.3.5. Розрахункова схема прогонової будови. Приймаючи до уваги конфігурацію, структуру і топологію конструкції, в якості розрахункової прийнята скінченно-елементна модель, побудована шляхом моделювання двадцяти дев'яти укрупнених блоків прогонових будов естакади через шлюзи. В моделі всі складові частини ортотропної плити і головних балок апроксимовані набором тонких оболонкових три- і чотирикутних скінченних елементів. Матеріал конструктивних складових ортотропної плити і головних балок – сталь марки 09Г2С-12 із модулем пружності $E = 2,1 \cdot 10^6$ кгс/см², коефіцієнтом Пуассона $\nu = 0,3$ і розрахунковим опором $R = 3400 - 4000$ кгс/см² в залежності від товщини конструктивного елемента.

Щодо визначення й подальшого врахування в скінченно-елементній моделі дійсних значень товщин скінченних елементів сталевих листів, поперечних балок і поздовжніх ребер ортотропної плити, а також нижньої полиці, стінки і поперечних ребер головної балки зазначимо таке. Під час останніх спеціальних обстежень естакади через шлюзи автопроїзду по гідротехнічних спорудах ДніпроГЕС було виявлено низку дефектів мостових конструкцій (вичерпний перелік і опис яких наведено у статті [88]), які не тільки негативно впливають на їх довговічність, а в окремих випадках навіть призводять до зниження загальної несної здатності автопроїзду. Тому з метою оцінювання впливу цих факторів на НДС мостових конструкцій наявні дефекти були

відображені в скінченно-елементній моделі прогонових будов автопроїзду, яка була створена шляхом вибирання всіх вихідних даних із робочих креслеників при здійсненні першочергових міцнісних і динамічних розрахунків автопроїзду по естакаді через шлюзи із проектними значеннями геометричних параметрів. Проте, внаслідок значної кількості встановлених дефектів, перед їх введенням у скінченно-елементну модель прогонових будов автопроїзду була виконана їхня систематизація та певне типове усереднення. В результаті було встановлено, що дефекти найліпше можуть бути відтворені в моделі шляхом коригування товщини елементів прогонових будов автопроїзду залежно від глибини їхнього корозійного пошкодження зі збереженням інших геометричних і жорсткісних параметрів.

Побудовані у такий спосіб скінченно-елементні моделі конструктивних елементів укрупненого блока (скажімо, крайнього опорного) прогонової будови естакади через шлюзи зображені на рис. 4.59, *a – г*, а самого блока в складеному вигляді – на рис. 4.59, *д*, яка нараховує 13092 вузлів і 12841 скінченних елементів. А загальна скінченно-елементна модель естакади через шлюзи представлена на рис. 4.60 і налічує 340139 вузлів і 337504 скінченних елементів.

*a**б*

Продовження рисунка на наступній сторінці

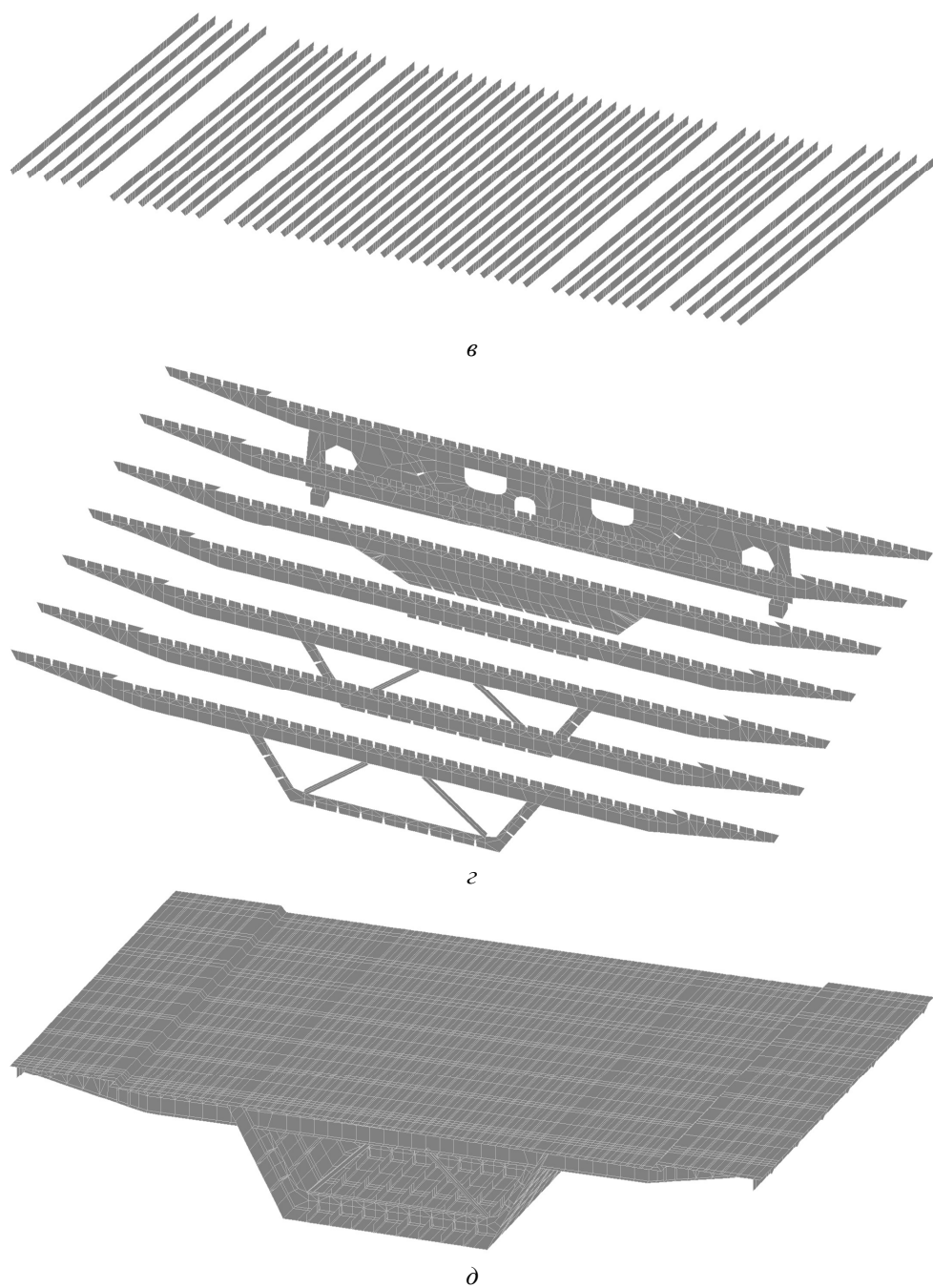


Рис. 4.59. Скінченно-елементна модель опорного укрупненого блока прогонової будови естакади через шлюзи: *а* – модель верхнього листа настилу; *б* – модель нижнього листа настилу; *в* – модель поздовжніх ребер; *г* – модель поперечних балок; *д* – загальна модель укрупненого блока

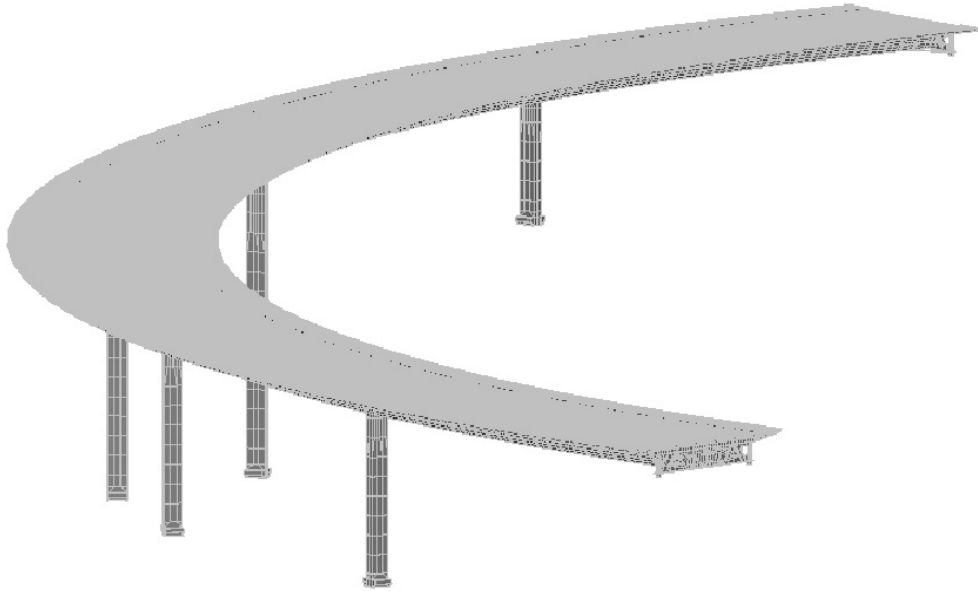


Рис. 4.60. Загальна скінченно-елементна модель прогонової будови естакади через шлюзи

4.3.6. Навантаги на прогонову будову. Зауважимо, що постійні та тимчасові навантаги на прогонову будову прийняті у повній відповідності з вимогами норм [8].

Постійна навантага на прогонову будову естакади через шлюзи являє собою власну вагу її конструктивних елементів і для просторового розрахунку враховувалась приведенням навантаги до розподіленої за всією шириною конструкції. Загалом було прийнято сім складових постійної навантаги, значення яких викладено у табл. 4.10.

Таблиця 4.10

Складові постійної навантаги від конструктивних елементів прогонової будови існуючого автопроїзду по естакаді через шлюзи

Ч/ч	Найменування конструктивного елемента	Характеристичне значення, тс/м.п.	Коефіцієнт надійності γ_f	Розрахункове значення, тс/м.п.
1.	Прогонова будова	6,68	1,25	8,35
2.	Опора освітлення	0,17	1,25	0,21
3.	Монорельси	0,17	1,25	0,21
4.	Бар'єрна огорожа	0,07	1,25	0,09
5.	Перила	0,05	1,25	0,06
6.	Комунікації	1,50	1,25	1,88
7.	Покриття проїзної частини	2,15	2,00	4,30
	Разом	10,79		15,10

Що ж стосується тимчасової навантаги на прогонову будову естакади через шлюзи, то для просторового розрахунку були прийняті дві її складові, а саме: автомобільна навантага Н-30 від колони автомобілів вагою 30 тс кожен і розрахункова рівномірно розподілена навантага від натовпу людей на тротуарі ($q = 0,4 \text{ тс/м}^2$). В частині ж колісної навантаги НК-80 від одного чотири-вісного автомобіля вагою 80 тс вкажемо на добре відомий розрахунковий критерій, згідно з яким при перевірці існуючої споруди з великими прогонами вона (навантага НК-80) спричиняє виключно локальний вплив і саме через це вважається не розрахунковою. Схема прикладення складових тимчасової навантаги до поперечного перерізу прогонової будови естакади наведена на рис. 4.61, де під R_{30} мається на увазі складова від автомобільної навантаги, яка задається між і вдовж двох коліс транспортного засобу.

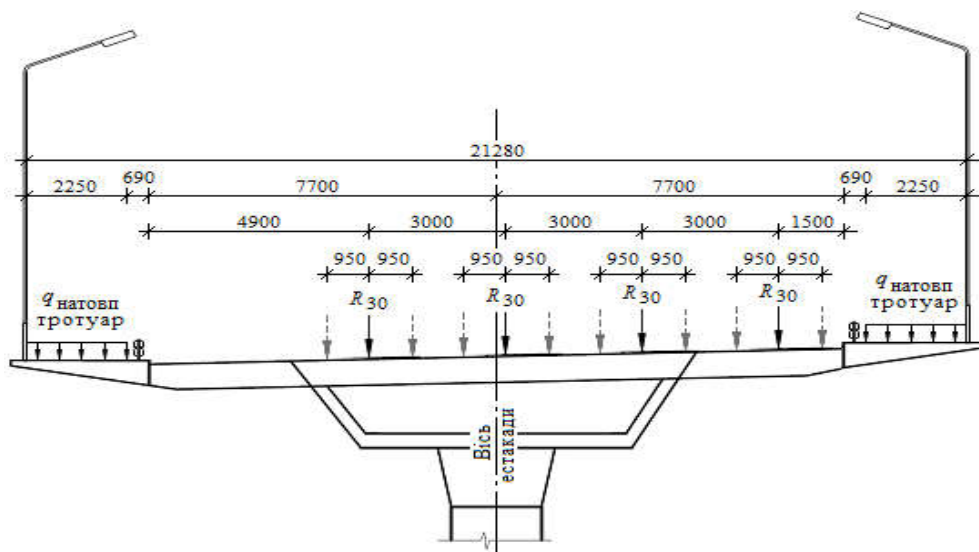


Рис. 4.61. Схема прикладення складових тимчасової навантаги до поперечного перерізу прогонової будови естакади через шлюзи

З наведених вище даних випливає, що загалом у розрахунку були враховані дві групи навантаг: постійні й тимчасові. Отже, загальна кількість сполучень розрахункових навантаг завдяки симетричності споруди естакади через шлюзи склала сім, при цьому постійна навантага та натовп наявні у всіх сполученнях.

Для кожної характерної розрахункової точки перерізу прогонової будови естакади через шлюзи (на опорах та посередині прогонів) були виконані перевірні розрахунки, результати яких, забігаючи трохи наперед, засвідчили, що всі розглянуті сполучення навантаг є найбільш несприятливими для конкретно визначеної точки, а максимальні значення вертикальних переміщень очікувано є найбільшими по центру покриття і не суттєво відрізняються при різних комбінаціях завантажень.

4.3.7. Результати чисельних розрахунків несної спроможності прогонової будови. Зважаючи на зазначене розглянемо роботу прогонової будови естакади через шлюзи при одному з розрахункових сполучень навантаг, а саме: постійної та тимчасової навантаг у складі автомобільної навантаги Н-30 від колони автомобілів вагою 30 тс кожен і розрахункової рівномірно розподіленої навантаги від натовпу людей на тротуарі. Результати чисельних розрахунків у вигляді ізополів вертикальних переміщень і нормальних напружень у листах настилу ортотропної плити та дотичних напружень у похилих стінках головних балок відтворені на рис. 4.62 – 4.64.

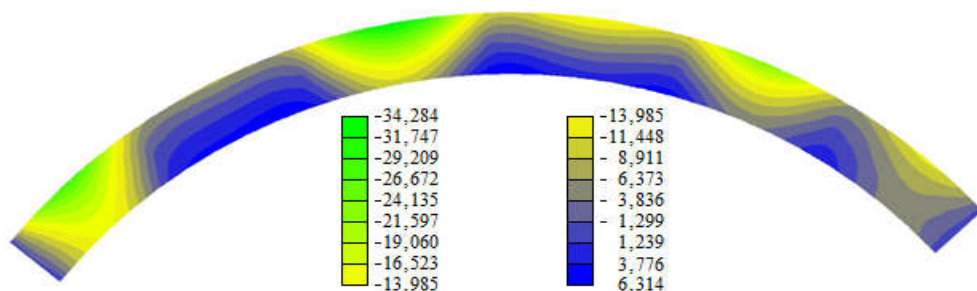


Рис. 4.62. Ізополя вертикальних переміщень w у листі настилу ортотропної плити при найбільш несприятливому сполученні навантаг, мм

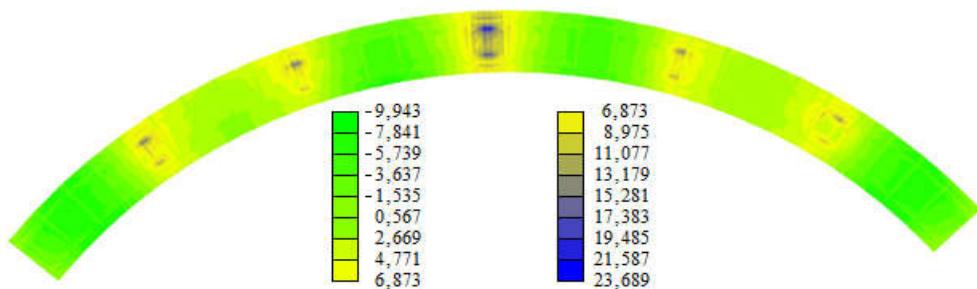


Рис. 4.63. Ізополя нормальних напружень σ_x у листі настилу ортотропної плити при найбільш несприятливому сполученні навантаг, $\sigma_x \cdot 10^2$ кгс/см²

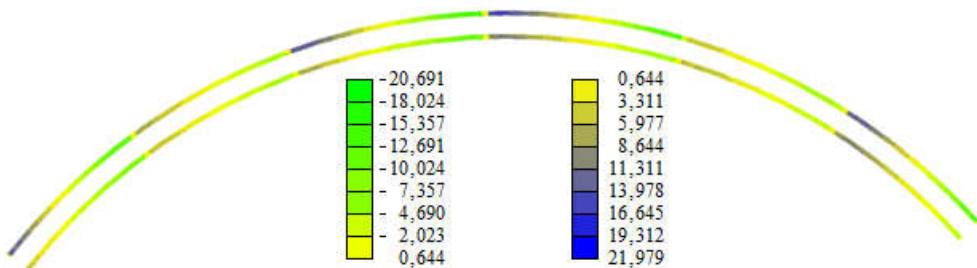


Рис. 4.64. Ізополя дотичних напружень τ_{xy} у похилих стінках головних балок при найбільш несприятливому сполученні навантаг, $\tau_{xy} \cdot 10^2$ кгс/см²

Як відслідковується з аналізу отриманих результатів, лист настилу ортотропної плити прогонової будови естакади через шлюзи має два типи принципово відмінних зон вертикальних переміщень (рис. 4.62). Перша з них розташована в місцях опорних діафрагм і між сталевими колонами й охоплює всю довжину проїзної частини ортотропної плити по внутрішній дузі з максимальними позитивними значеннями переміщень до 6,31 мм. Друга ж зона простягається по зовнішній дузі проїзної частини, де лист настилу прогинається донизу з максимальними значеннями прогину 34,28 мм. Що ж стосується розподілення нормальних напружень у листі настилу ортотропної плити (рис. 4.63), зазначимо, що лист настилу в місцях опорних діафрагм і в центрах прогонів між трьома середнім колонами сприймає напруження стиснення в межах $\sigma_x = 153 - 994 \text{ кгс/см}^2$, а загалом є розтягнутим у межах $\sigma_x = 56 - 2368 \text{ кгс/см}^2$. Щодо роботи стінок головних балок, то в них відслідковується симетричний напружений стан (рис. 4.64): в деяких фрагментах цих стінок мають місце напруження стиску (у межах до $\tau_{xy} = 2069 \text{ кгс/см}^2$), в інших – розтягу (у межах до $\tau_{xy} = 2197 \text{ кгс/см}^2$), що обумовлено особливостями обпирання головних балок на сталеві колони.

Отже, спираючись на попередні міркування, можна усвідомити, що лист настилу ортотропної плити знаходиться у дещо недонапруженому стані. Роз'яснити ж вказане можна досить легко, оскільки призначення його (листа) геометричних розмірів проводиться насамперед із урахуванням конструктивних вимог до споруди загалом, через що вони значно перевищують розміри нижнього листа прогонової будови, напруження в якому близькі до граничних.

А тепер продовжимо аналізування параметрів НДС конструктивних елементів ортотропної плити. На рис. 4.65 і 4.66 для одного з типових укрупнених блоків прогонової будови естакади через шлюзи (в даному випадку передостаннього) представлено графічні залежності зміни параметрів НДС уздовж локальних поздовжньої і поперечної осей, які проходять посередині цього блока (орієнтація локальних осей відображена на рис. 4.67). І одразу привернемо увагу до того, що суцільна чорна крива на цих графіках відповідає дійсній роботі прогонової будови з врахуванням дефектів і пошкоджень (зокрема корозійних) мостових конструкцій, виявлених під час останніх спеціальних обстежень естакади через шлюзи (нагадуємо, що ці дефекти і пошкодження наведені в статті [88]), а суцільна синя – відображає роботу її проєктного стану.

Якщо уважно проаналізувати представлені на рис. 4.65 і 4.66 графіки, то можна дійти цілком очікуваного якісного висновку, що набуті за час експлуатації дефекти та пошкодження прогонової будови автопроїзду впливають на параметри НДС мостових конструкцій. Що ж стосується кількісної оцінки цього впливу, вкажемо на те, що розбіжність між переміщеннями і напруженнями проєктного та дійсного стану знаходиться у межах від 7 до 10,5% майже для всіх конструктивних елементів у результаті практично рівномірної довготривалої корозії металу з незначним ослабленням поперечних перерізів (одночасно з рис. 4.66, б також впливає, що у листі настилу ортотропної плити над боковими стінками головної балки прогонової будови мають місце неістотні хвилеподібні коливання значень нормальних напружень, викликані умовами взаємодії листа та бокових стінок).

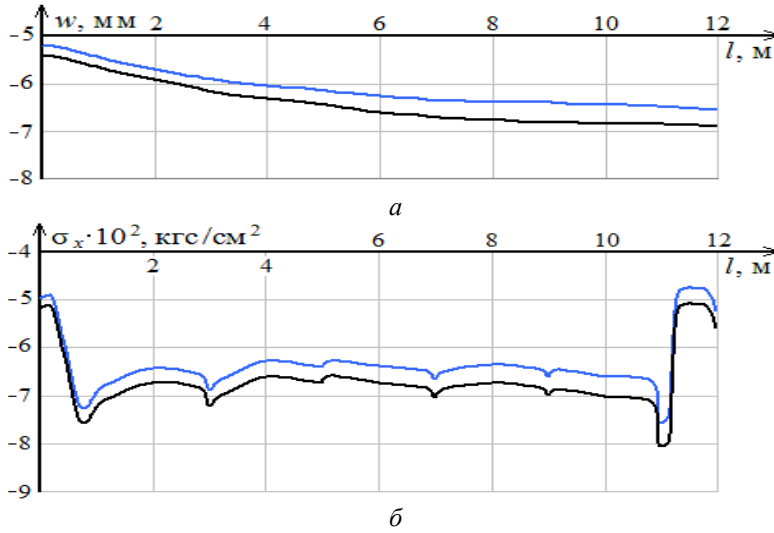


Рис. 4.65. Графіки зміни параметрів НДС уздовж локальної поздовжньої осі укрупненого блока прогонової будови естакади через шлюзи:
 a – вертикальні переміщення; b – нормальні напруження

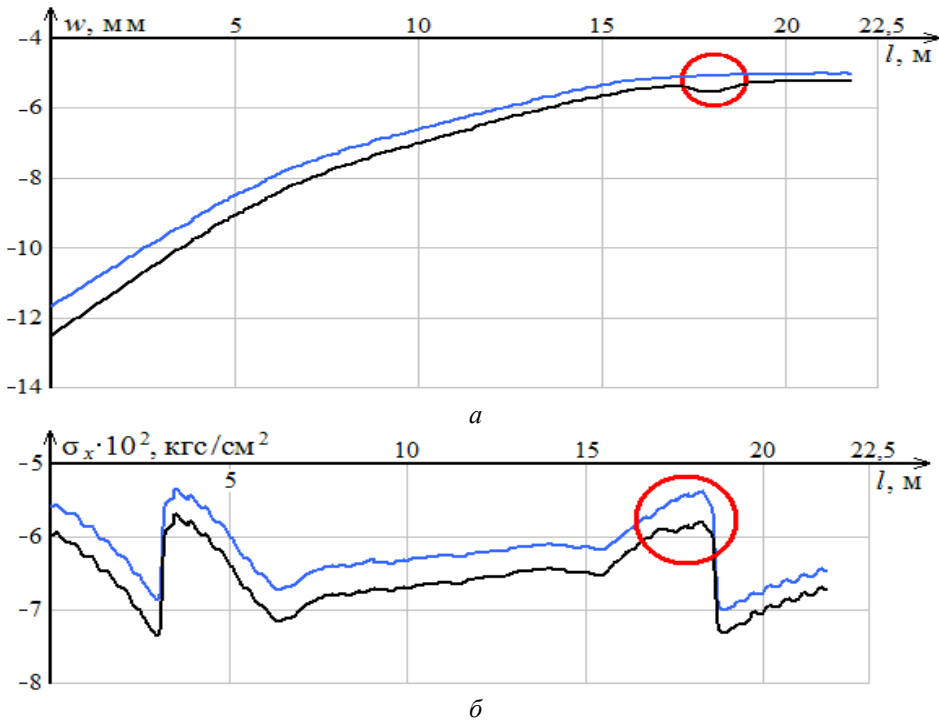


Рис. 4.66. Графіки зміни параметрів НДС уздовж локальної поперечної осі укрупненого блока прогонової будови естакади через шлюзи:
 a – вертикальні переміщення; b – нормальні напруження; $\bigcirc$ – зона біля тротуару

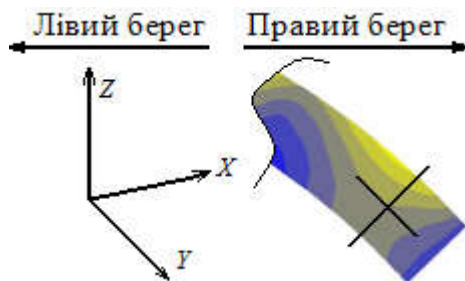


Рис. 4.67. Орієнтація локальних осей, використаних при побудові графічних залежностей зміни параметрів НДС в листі настилу ортотропної плити

Вияток із зазначеного становить тільки зона завширшки біля 0,5 – 0,7 м, яка прилягає до тротуару і простягається за всією довжиною естакади через шлюзи (рис. 4.56, 4.57). А особливість цієї зони зводиться до того, що на ній, на відміну від усіх інших елементів прогонової будови автопроїзду, в значній мірі присутня нерівномірна корозія металу конструктивних елементів (зокрема, у вигляді плям, виразок, пітингу тощо), викликана впливом дощових опадів (влітку) і розчинів агресивних протиожезедних соляних сумішей (у зимовий період), які потрапляють на неї шляхом стікання по нахилений верхній площині ортотропної плити (рис. 4.58) із подальшим накопиченням біля бордюру у вигляді калюж і, як наслідок, просочуванням у її (плити) внутрішній простір. Через це у цій зоні різниця між переміщеннями і напруженнями проєктного та дійсного стану (не зважаючи на їх не дуже суттєві значення) збільшується приблизно у 1,5 – 2 рази і досягає 16 – 20%, про що виразно свідчить рис. 4.66.

4.3.8. Методика розрахунку прогонової будови з використанням коефіцієнта редукції. Привернемо увагу до того, що загальні положення винесеної у назву даного розділу методики викладені у чинному нормативному документі [13], а її деталізація і послідовність застосування стосовно конкретного прикладу прогонової будови із ортотропною сталевую плитою проїзної частини існуючого автопроїзду по греблі ДніпроГЕС – у параграфі 4.1 цієї глави. Із урахуванням цього в даному розділі згадана методика повторно не викладається.

4.3.9. Результати розрахунків прогонової будови з використанням коефіцієнта редукції. Розрахунок ортотропних плит прогонової будови зазвичай проводиться у два прийоми (переважно з метою порівняння отриманих результатів): спочатку застосовується інженерно-аналітичний метод, а потім – чисельний (як правило, метод скінчених елементів) [13]. З огляду на це спершу дослідження прогонової будови з ортотропною плитою естакади через шлюзи проведені з використанням коефіцієнта редукції ширини полиці β , який знаходиться у функціональній залежності від ефективної ширини полиці b_{eff} . Оскільки, як зазначено в [13], задля визначення параметра b_{eff}

при пружній роботі конструкції вид навантаги не відіграє жодної ролі, то з метою спрощення обчислення нормальних напружень доцільно використовувати власну вагу прогонової будови. Що ж стосується безпосередньо коефіцієнтів редукції, то для їх підрахунку перерізи епюр нормальних напружень у листі прогонової будови необхідно робити в характерних точках – на опорах та у чвертях прогонів, а схему з позначенням розрахункових ділянок цих коефіцієнтів у поперечному перерізі прогонової будови представляти у зображеному на рис. 4.68 вигляді.

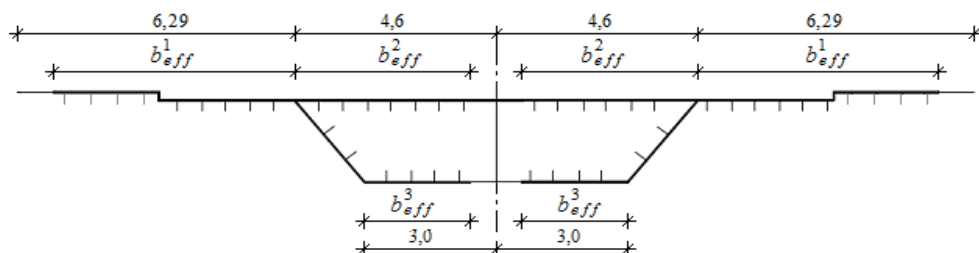


Рис. 4.68. Поперечний переріз прогонової будови із зазначеними розрахунковими ділянками коефіцієнтів редукції: 1 — консольна плита (ділянка № 1); 2 — внутрішня плита верхня (ділянка № 2); 3 — внутрішня плита нижня (ділянка № 3)

Побудовані у такий спосіб графіки залежності між коефіцієнтом редукції β та довжиною прогону L для розрахункових ділянок поперечного перерізу прогонової будови представлені на рис. 4.69.

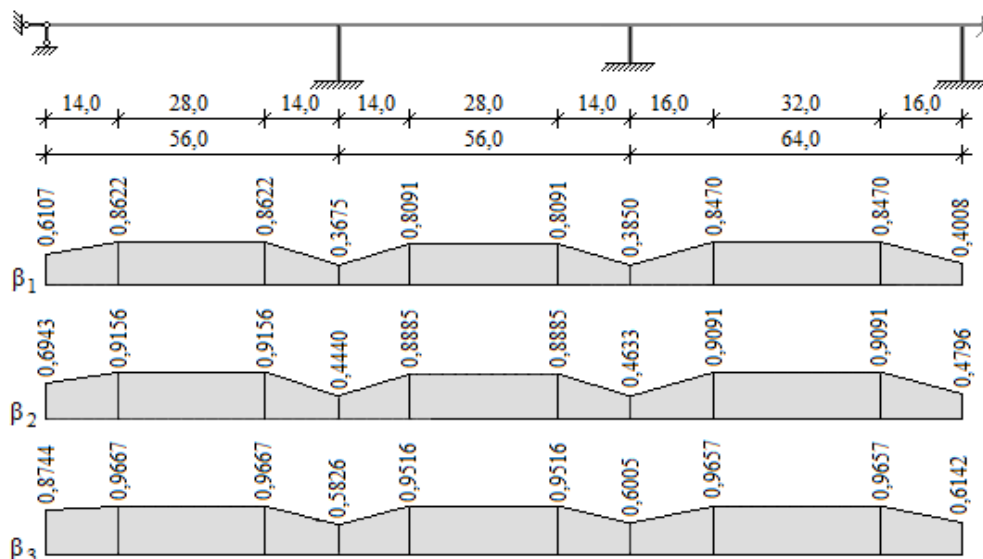


Рис. 4.69. Графіки залежності коефіцієнтів редукції від довжини прогонової будови $\beta = f(L)$, побудовані з використанням інженерно-аналітичного методу розрахунку [13] (розміри ділянок прогонової будови естакади через шлюзи вказані по осі естакади)

Перейдемо наразі до розгляду результатів чисельних розрахунків прогонової будови. Проте перш ніж безпосередньо приступити до дослідження коефіцієнта редукції ширини полиці, спочатку звернемося до самих цих результатів із метою виявлення й узагальнення найменших нюансів роботи конструктивних елементів прогонової будови під навантагою. Насамперед розглянемо розподілення вертикальних переміщень і нормальних напружень у листі настилу ортотропної плити та дотичних напружень у стінках головних балок, ізополя яких представлено на рис. 4.70 – 4.72.

Як вбачається з рис. 4.70, лист настилу ортотропної плити за всією довжиною прогонової будови автопроїзду має одну зону вертикальних переміщень, а саме прогин донизу. В районі опорних діафрагм та сталевих колон значення переміщень майже дорівнюють 0 мм, що цілком зрозуміло. Між колонами лист настилу прогинається донизу з максимальними значеннями прогину до 12 мм. З огляду на вказане слушно зауважити, що зважаючи на неістотність цих переміщень їх характер точніше можна визначити навіть не як вигин листа настилу, а як майже непомітну зміну його проєктного положення. Що ж стосується характеру розподілення нормальних напружень у листі настилу ортотропної плити (рис. 4.71), вкажемо на те, що лист настилу зазнає стиснення в прогонах між колонами та опорними діафрагмами із коливаннями значень напружень: від $\sigma_x = 30$ кгс/см² до $\sigma_x = 537$ кгс/см². А в місцях розташування опорних діафрагм та сталевих колон є наявними напруження розтягу, які знаходяться в межах від $\sigma_x = 70$ кгс/см² до $\sigma_x = 1083$ кгс/см². Щодо роботи стінок головних балок, то в них відслідковується симетричний напружений стан (рис. 4.72), що знаходить своє відображення у наявності в деяких фрагментах цих стінок незначних за значеннями напружень стиску (у межах до $\tau_{xy} = 985$ кгс/см²) і розтягу (у межах до $\tau_{xy} = 1043$ кгс/см²).

Побудовані шляхом опрацювання представлених вище результатів чисельного методу розрахунку графіки залежності між коефіцієнтом редукції β та довжиною прогону L для розрахункових ділянок поперечного перерізу прогонової будови (схема яких наведена на рис. 4.73) зображені на рис. 4.74. Зауважимо, що особливість цього рисунка (у порівнянні з результатами інженерного розрахунку на рис. 4.69) полягає у трьох додаткових графіках β_4 , β_5 і β_6 для верхньої правої консольної плити, а також для внутрішніх верхньої і нижньої ділянок плити. Останнє є наслідком того, що згідно з методикою [13] коефіцієнти редукції для внутрішніх ділянок ортотропної плити вважаються однаковими, тоді як при використанні чисельного розрахунку отримуються різні значення, що пов'язано, по-перше, з кривиною прогонової будови в плані й, по-друге, з несиметричністю завантаження прогонової будови складовими тимчасової навантаги (рис. 4.61).

Одночасно в таблицях 4.11 – 4.15 із метою оцінювання близькості отриманих із застосуванням інженерно-аналітичного (для якого в таблицях прийнято позначення I) та чисельного (який у таблицях позначено як II) методів розрахунку результатів визначення коефіцієнта редукції β відображені відповідні дані для шістьох розрахункових ділянок поперечного перерізу прогонової будови на опорах і в прогонах й вказана різниця між ними.

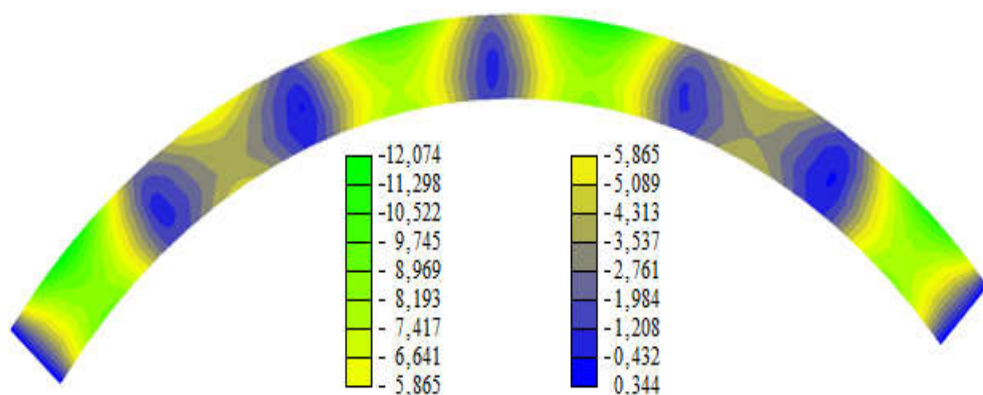


Рис. 4.70. Ізополя вертикальних переміщень w у листі настилу ортотропної плити від постійної навантаги, мм

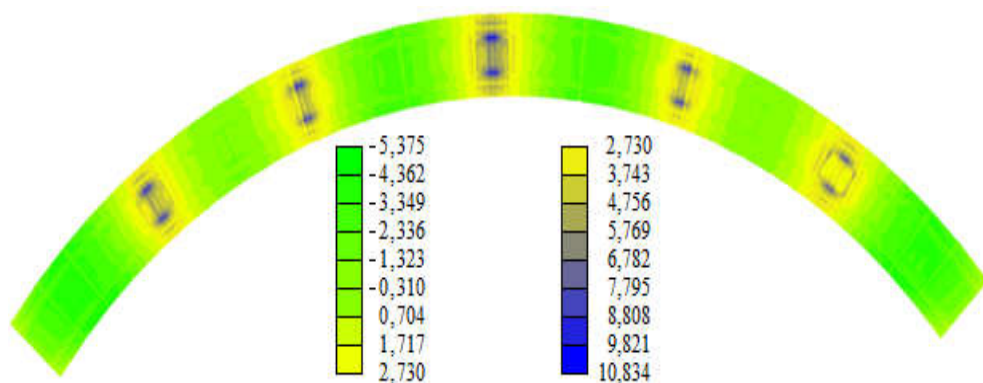


Рис. 4.71. Ізополя нормальних напружень σ_x у листі настилу ортотропної плити від постійної навантаги, $\sigma_x \cdot 10^2$ кгс/см²

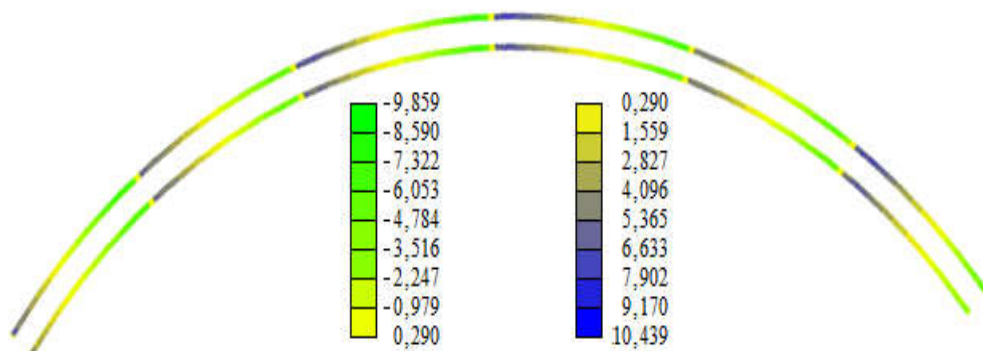


Рис. 4.72. Ізополя дотичних напружень τ_{xy} у стінках головних балок від постійної навантаги, $\tau_{xy} \cdot 10^2$ кгс/см²

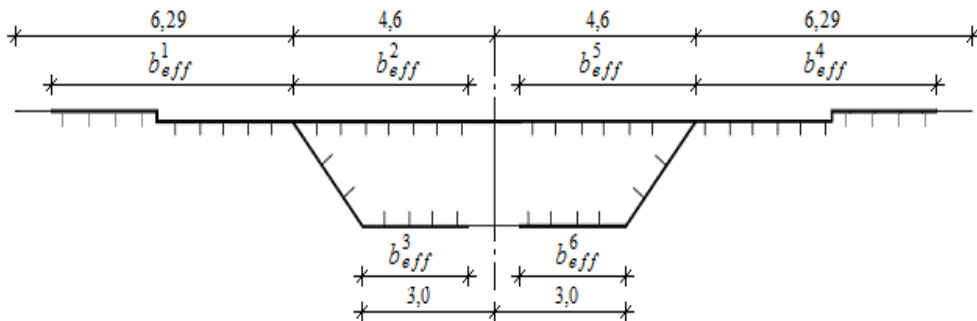


Рис. 4.73. Поперечний переріз прогонової будови з зазначеними розрахунковими ділянками коефіцієнтів редукції: 1 – консольна плита ліва (ділянка № 1); 2 – внутрішня плита ліва верхня (ділянка № 2); 3 – внутрішня плита ліва нижня (ділянка № 3); 4 – консольна плита права (ділянка № 4); 5 – внутрішня плита права верхня (ділянка № 5); 6 – внутрішня плита права нижня (ділянка № 6)

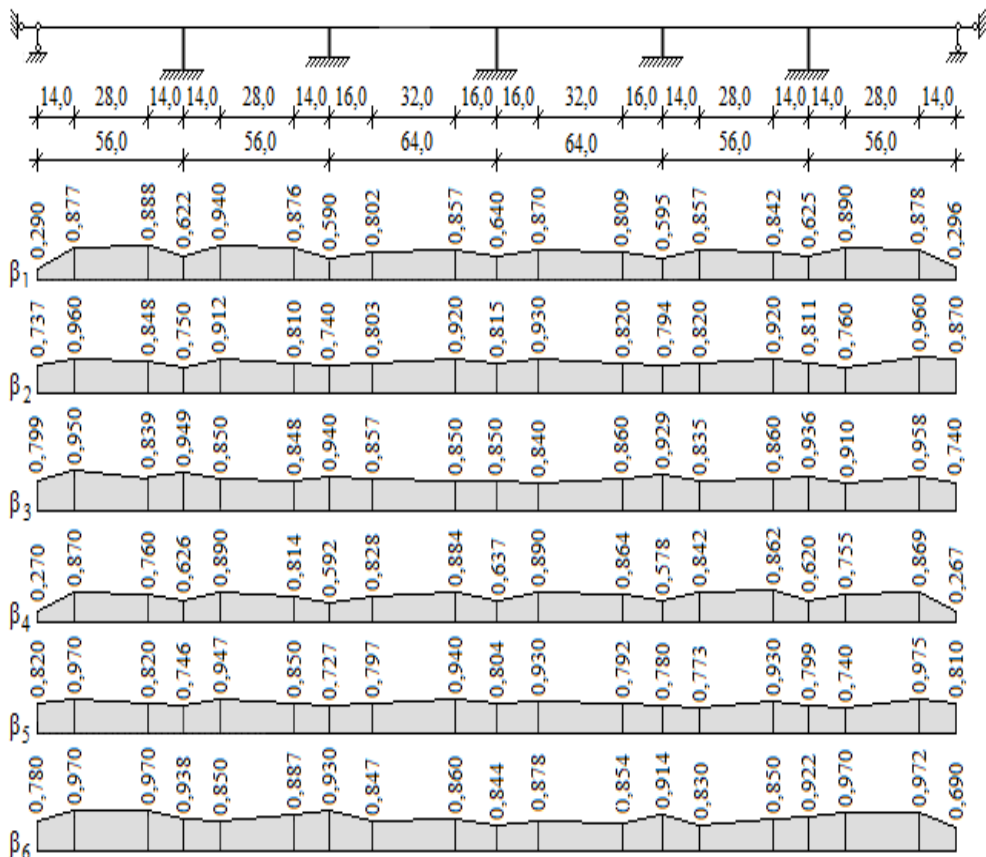


Рис. 4.74. Графіки залежності коефіцієнтів редукції від довжини прогонової будови $\beta = f(L)$, побудовані з використанням чисельного методу розрахунку (розміри ділянок прогонової будови естакади через шлюзи вказані по осі естакади)

А задля кращого розуміння наведених у таблицях даних, привернемо увагу ще до того, що розташування розрахункових ділянок поперечного перерізу прогонової будови для двох методів розрахунку зображено на рис. 4.68 і 4.73, нумерація опор естакади через шлюзи міститься на рис. 4.56, а в таблицях 4.14, 4.15 для чисельного методу розрахунку представлено по дві величини коефіцієнтів редукції у різних чвертях прогонів для кожного прогону.

Таблиця 4.11

Розрахункові значення коефіцієнтів редукції β для опор № 0 і № 1

Номер розрахункової ділянки	Коефіцієнти редукції β					
	Опора № 0		Різниця, %	Опора № 1		Різниця, %
	I	II		I	II	
1	0,61	0,29	52,45	0,368	0,622	40,8
2	0,694	0,737	5,83	0,444	0,75	40,8
3	0,874	0,799	8,58	0,583	0,949	38,6
4	0,61	0,27	55,73	0,368	0,626	41,2
5	0,694	0,82	15,36	0,444	0,746	40,5
6	0,874	0,78	10,75	0,583	0,938	37,8

Таблиця 4.12

Розрахункові значення коефіцієнтів редукції β для опор № 2 і № 3

Номер розрахункової ділянки	Коефіцієнти редукції β					
	Опора № 2		Різниця, %	Опора № 3		Різниця, %
	I	II		0,401	II	
1	0,385	0,59	34,7	0,479	0,64	37,3
2	0,463	0,74	37,4	0,614	0,815	41,2
3	0,601	0,94	36,1	0,401	0,85	27,7
4	0,385	0,592	34,9	0,479	0,637	37,0
5	0,463	0,727	36,3	0,614	0,804	40,4
6	0,601	0,93	35,4	0,401	0,844	27,3

Таблиця 4.13

Розрахункові значення коефіцієнтів редукції β для опор №№ 4 – 6

Номер ділянки	Коефіцієнти редукції β								
	Опора № 4		Різниця, %	Опора № 5		Різниця, %	Опора № 6		Різниця, %
	I	II		I	II		I	II	
1	0,385	0,595	35,3	0,368	0,625	41,1	0,61	0,296	51,4
2	0,463	0,794	41,7	0,444	0,811	45,3	0,694	0,87	20,2
3	0,601	0,929	35,3	0,583	0,936	37,7	0,874	0,74	15,3
4	0,385	0,578	33,4	0,368	0,62	40,6	0,61	0,267	56,2
5	0,463	0,78	40,6	0,444	0,799	44,4	0,694	0,81	14,3
6	0,601	0,914	34,2	0,583	0,922	36,7	0,874	0,69	21,0

Таблиця 4.14

Розрахункові значення коефіцієнтів редукції β для прогонів 0 – 1, 1 – 2, 2 – 3

Номер ділянки	Коефіцієнти редукції β								
	Прогін 0 – 1		Різниця, %	Прогін 1 – 2		Різниця, %	Прогін 2 – 3		Різниця, %
	I	II		I	II		I	II	
1	0,862	0,888	3,02	0,809	0,94	16,19	0,847	0,857	1,18
		0,877	1,74		0,876	8,28		0,802	5,31
2	0,916	0,96	4,8	0,889	0,912	2,59	0,909	0,92	1,21
		0,848	7,42		0,81	8,89		0,803	11,66
3	0,967	0,95	1,79	0,952	0,85	12,0	0,966	0,857	12,72
		0,839	13,24		0,848	10,92		0,85	12,01
4	0,862	0,87	0,93	0,809	0,89	10,01	0,847	0,884	4,37
		0,76	11,83		0,814	0,62		0,828	2,24
5	0,916	0,97	5,89	0,889	0,947	6,52	0,909	0,94	3,41
		0,82	10,48		0,85	4,39		0,797	12,32
6	0,967	0,97	0,03	0,952	0,887	7,33	0,966	0,86	12,33
		0,97	0,03		0,85	10,71		0,847	12,32

Таблиця 4.15

Розрахункові значення коефіцієнтів редукції β для прогонів 3 – 4, 4 – 5, 5 – 6

Номер ділянки	Коефіцієнти редукції β								
	Прогін 3 – 4		Різниця, %	Прогін 4 – 5		Різниця, %	Прогін 5 – 6		Різниця, %
	I	II		I	II		I	II	
1	0,847	0,87	2,72	0,809	0,857	5,93	0,862	0,89	3,25
		0,809	4,49		0,842	4,08		0,878	1,86
2	0,909	0,93	2,31	0,889	0,92	3,49	0,916	0,96	4,8
		0,82	9,79		0,82	7,76		0,76	17,03
3	0,966	0,86	12,33	0,952	0,86	10,69	0,967	0,958	0,94
		0,84	13,04		0,835	12,29		0,91	5,89
4	0,847	0,89	5,08	0,809	0,862	6,55	0,862	0,869	0,81
		0,864	2,01		0,842	4,08		0,755	12,41
5	0,909	0,93	2,31	0,889	0,93	4,61	0,916	0,975	6,44
		0,792	12,87		0,773	13,05		0,74	19,21
6	0,966	0,878	10,02	0,952	0,85	12,0	0,967	0,972	0,52
		0,854	11,59		0,83	12,82		0,97	0,31

Як засвідчують дані в таблицях 4.11 – 4.13, коефіцієнти редукції, обчислені з використанням чисельного розрахунку й за Додатком «Д» [13], майже для всіх (за винятком двох) надпорних ділянок ортотропної плити, достатньо суттєво відрізняються один від одного – від 10,75 до 56,2%. В той же час із таблиць 4.14, 4.15 випливає, що для прогонових ділянок ортотропної плити це відхилення загалом є меншим, а саме: для переважної кількості

ділянок становить не більше 10 – 11%, а для інших – незначно перевищує це значення. Проте така розбіжність має доволі просте тлумачення, пов’язане з двома суттєвими конструктивними відмінностями між реальною конструкцією й тією, яка прийнята в Додатку «Д» [13] при застосуванні інженерно-аналітичного методу.

Перша з цих відмінностей полягає в тому, що в Додатку «Д» [13] будь-яка прогонова будова, незалежно від її конфігурації та геометричних параметрів, апроксимується у вигляді прямої балки з проміжними опорами. На відміну від цього, кожен блок прогонової будови естакади через шлюзи є повернутим у плані відносно попереднього, створюючи у такий спосіб закінчену криволінійну споруду з радіусом кривини 200 м, що й призводить до досить істотного перерозподілу напружень порівняно з прямою в плані конструкцією. А друга відмінність зводиться до того, що проміжні опори естакади являють собою колони коробчастого поперечного перерізу з жорсткими вузловими з’єднаннями з прогоною будовою, які в Додатку «Д» [13] взагалі не розглядаються, що, в результаті, привносить додаткові корективи у розподіл нормальних напружень в ортотропній плиті. І саме тому перелічені конструктивні відмінності й зумовлюють розбіжність в отриманих значеннях коефіцієнтів редукції. Ба більше, це означає, що для нестандартних конструкцій, на кшталт естакади через шлюзи, реальні значення коефіцієнтів редукції можна визначити лише за результатами чисельних розрахунків.

До речі, вказаний висновок стосується обчислення й інших параметрів НДС прогонової будови естакади через шлюзи. Засвідчують сказане дані табл. 4.16, в якій згруповані результати розрахунків із використанням інженерно-аналітичного і чисельного методів розрахунку щодо нормальних і дотичних напружень в елементах її головної балки.

З даних у наведеній таблиці чітко відслідковується, що визначені з використанням інженерно-аналітичного методу розрахунку нормальні й дотичні напруження в елементах головної балки прогонової будови мають більші значення порівняно з тими, які підраховані за допомогою чисельного методу розрахунку. Наприклад, якщо ця різниця для нормальних напружень загалом не перевищує 14%, то у поперечних перерізах головної балки у крайніх прогонах і над двома проміжними опорами вона досягає величини 25,6%. Що ж стосується дотичних напружень, то тут дещо інша ситуація, оскільки в цьому випадку різниця між результатами двох методів розрахунку помітно зростає, а її максимальна величина становить 64,0%.

На причинах такого розходження наразі зупинятися не будемо, тому що вони вже були розкриті вище. Однак привернемо увагу до того, що отриманий результат зайвий раз підтверджує судження, що методика Додатка «Д» [13] є відчутно консервативною, а чисельний метод, завдяки можливості відображення в розрахунковій моделі конструктивних особливостей досліджуваних конструкцій шляхом їх максимальної деталізації, дозволяє отримувати значно якісніші, надійніші та точніші результати розрахунків.

Таблиця 4.16

Розрахункові значення нормальних і дотичних напружень
в елементах головної балки прогонової будови

Абсциса поперечного перерізу прогонової будови, м	Елемент поперечного перерізу головної балки	Нормальні напруження σ_x , кгс/см ²		Різниця, %	Дотичні напруження τ_{xy} , кгс/см ²		Різниця, %
		I	II		I	II	
$x = 0$; $x = 352,0$	стінка	—	—	—	1279	1195	6,5
$x = 28,0$; $x = 324,0$	верхній пояс	997	861	13,6	—	—	—
	стінка	—	—	—	496	203	59,0
	нижній пояс	2269	1830	19,3	—	—	—
$x = 56,0$; $x = 296,0$	верхній пояс	2003	1771	11,5	—	—	—
	стінка	—	—	—	1015	1304	22,1
	нижній пояс	2712	2702	0,4	—	—	—
$x = 84,0$; $x = 268,0$	верхній пояс	572	516	9,7	—	—	—
	стінка	—	—	—	454	259	42,9
	нижній пояс	1513	1382	8,6	—	—	—
$x = 112,0$; $x = 240,0$	верхній пояс	1932	1436	25,6	—	—	—
	стінка	—	—	—	1657	1106	33,2
	нижній пояс	2519	2190	13,0	—	—	—
$x = 144,0$; $x = 208,0$	верхній пояс	842	729	13,4	—	—	—
	стінка	—	—	—	515	185	64,0
	нижній пояс	1687	1521	9,8	—	—	—
$x = 176,0$	верхній пояс	2160	1810	16,2	—	—	—
	стінка	—	—	—	1475	1186	19,5
	нижній пояс	2499	2091	16,3	—	—	—
Примітки: I – інженерно-аналітичний метод розрахунку [13]; II – чисельний метод розрахунку							

4.3.10. Висновки та перспективи подальших розробок. У даному параграфі продовжено розгляд, розпочатий у попередніх розділах цієї глави, методологічних аспектів комплексного підходу до розрахунку й аналізу роботи мостових прогонових будов із ортотропними плитами проїзної частини та їх прикладання до дослідження реальних мостових споруд. Як об'єкт дослідження прийнято прогонову будову існуючого автопроїзду по естакаді через шлюзи гідротехнічних споруд ДніпроГЕС, розрахункова модель якої створена з урахуванням дійсного технічного стану конструктивних елементів на основі результатів виконаних інженерних обстежень. Визначено коефіцієнти редуції шляхом застосування інженерно-аналітичного (нормативного) та чисельного (скінченних елементів) методів розрахунку. Наведено й проаналізовано результати чисельного методу у вигляді вертикальних

переміщень і нормальних напружень у листі настилу ортотропної плити та дотичних напружень у стінках головних балок. Виконано порівняння отриманих результатів та надані рекомендації в частині застосування методів розрахунку.

Нові результати і, як наслідок, сформульовані на їх базі рекомендації полягають в наступному.

1. Розрахункове оцінювання мостових споруд у неодмінному порядку необхідно здійснювати з оглядом на їх дійсний технічний стан, встановлений за результатами проведених інженерних обстежень.

2. При побудові скінченно-елементної моделі мостових конструкцій врахування визначених під час виконання інженерних обстежень дефектів, пошкоджень і руйнувань конструктивних елементів внаслідок їх значної кількості рекомендується проводити не прямим їх відтворенням, а опосередковано – коригуванням товщини скінченних елементів у залежності від існуючої відповідної «вади» зі збереженням інших геометричних і жорсткісних параметрів. Причому величину цього коригування слід визначати усереднюючи наявні «вади» по поверхні конструктивного елемента.

3. При проведенні досліджень мостових споруд, які мають набуті під час експлуатації дефекти, пошкодження і руйнування, а також тих, яким властиві нестандартні конструктивні рішення, ліпше використовувати чисельні методи розрахунку з двох підстав. Перша з них полягає в тому, що тільки чисельні методи дозволяють досягти при побудові числової моделі максимально можливої деталізації конструкції і, як наслідок, отримати більш якісніші, надійніші та точніші результати розрахунків; друга – пов'язана з відсутністю у чинній нормативній документації методик, які передбачали б врахування результатів інженерних обстежень конструктивних елементів мостових споруд і застосованих нестандартних конструктивних рішень, а тому визначені за допомогою цих методик результати призводять до великих похибок.

4. Оскільки дефекти, пошкодження і руйнування, які мають місце в конструктивних елементах мостових споруд, що експлуатуються протягом багатьох десятиріч, у значній мірі негативно впливають на роботу цих елементів під навантаженням, рекомендується з урахуванням результатів розрахунків розроблювати необхідні організаційні пропозиції (зокрема, щодо обмеження інтенсивності руху легкових автомобілів і громадського транспорту, спеціального режиму пропуску великовагових і великогабаритних транспортних засобів, постійного моніторингу технічного стану конструкцій тощо) з метою продовження термінів експлуатації мостових споруд і забезпечення їх безпеки до закінчення відповідних ремонтних робіт.

5. Через те, що обмеження інтенсивності руху транспортних засобів по мостових спорудах на практиці завжди мають тимчасовий характер належить проводити визначені під час виконання інженерних обстежень рекомендації з підсилення конструктивних елементів із дефектами, пошкодженнями й руйнуваннями якнайшвидше задля повернення їх первісної (проектної) несної спроможності.

6. Зважаючи на те, що чинні нормативні документи не містять положень із розрахунку та проектування мостових споруд із урахуванням даних інженерних обстежень і нестандартних конструктивних рішень рекомендується доповнювати ці нормативні документи відповідними розділами.

4.4. Щодо впливу умов утримання на напружений стан ортотропної плити проїзної частини моста через аванкамеру автопроїзду ДніпроГЕС

4.4.1. Вступ. Попередні розділи цієї глави присвячено визначенню дійсного НДС ортотропних плит проїзної частини мостових прогонових будов із урахуванням впливу експлуатаційних дефектів і пошкоджень, яке здійснено на прикладах трьох прогонових будов існуючого автопроїзду по греблі ДніпроГЕС, перша з яких розташована безпосередньо на греблі, друга – на естакаді спряження греблі з лівим берегом, а третя – на естакаді через шлюзи. Описано властиві ортотропним плитам технічні характеристики та переваги щодо інших застосовуваних у мостобудуванні конструктивних рішень. Висвітлено історичні аспекти впровадження ортотропних плит при будівництві мостових споруд і загальні підходи до вдосконалення їх інженерно-технічних рішень. Розкрито основні етапи розвитку теорії і методів дослідження прогонових будов із ортотропними плитами. Вказано на те, що результати багаторічних і численних досліджень знайшли відображення в нормах і рекомендаціях багатьох країн, що регламентують проектування ортотропних сталевих плит мостових споруд. Пояснена докладна сутність двох найбільш прийнятних методик для визначення коефіцієнта редуції ширини полиць: інженерної, яка побудована з урахуванням вимог нормативних документів і базується на використанні епюр нормальних напружень, і чисельної, яка ґрунтується на результатах чисельних досліджень, отриманих за допомогою методу скінченних елементів.

4.4.2. Постановка задачі досліджень. Представлений параграф є логічним продовженням і одночасно закінченням циклу робіт щодо дослідження й оцінювання взаємовпливу напруженого стану конструктивних елементів при дійсній роботі ефективних мостових споруд із застосуванням ортотропних плит проїзної частини. Як приклад прийнята прогонова будова існуючого моста через аванкамеру ДніпроГЕС, відмінність якої від розглянутих у попередніх розділах цієї глави ділянок автопроїзду пов'язана з низкою характерних ознак, по-перше, конструктивних: ексцентричності обпирання прогонової будови на опорі № 4, помітному викривленні в плані значної частини прогонової будови й коробчастості її поперечного перерізу, несиметричності поперечного перерізу ортотропної плити й нахиленості її верхньої площини і, по-друге, експлуатаційних: наявності індивідуально-специфічних, набутих за час довготривалої експлуатації, дефектів і пошкоджень.

Беручи до відома зазначені особливості, а також зважаючи на важливу роль прогонової будови моста через аванкамеру в забезпеченні безупинного транспортного сполучення по спорудах ДніпроГЕС, стає зрозумілим та зацікавленість й увага, яку вона привертає до себе з огляду на дослідження дійсного технічного стану.

4.4.3. Стислий опис існуючих конструкцій моста через аванкамеру.

Перш за все відзначимо, що конструкції моста через аванкамеру достатньо вичерпно були відображений у роботі [84]. Попри це автор вирішив відтворити цей опис у даному параграфі для створення оптимальних умов кращого розуміння читачами не тільки його загального змісту, а особливо результатів розрахунків несної спроможності прогонової будови моста через аванкамеру, зокрема, з використанням коефіцієнта редуції. Тому, беручи до уваги вказане міркування, безпосередньо перейдемо до розгляду наявних конструктивних рішень моста через аванкамеру.

І задля втілення цієї мети насамперед зауважимо, що при будівництві моста у 1977 р. із метою пришвидшення та здешевлення будівництва було використано п'ять опор існуючого на той час «старого» моста, частина з яких розташована в зонах із глибинами води від 25 до 30 м, зі зміщенням осі нового моста у плані заради збільшення його кривини до мінімально допустимої за нормами – 125 м (рис. 4.75 – 4.77). Зазначимо, що саме таке рішення обумовило прийняте в проєкті розбивання на прогони та ексцентричне обпирання прогонової будови на опорі № 4 (рис. 4.77, б).

Габарит проїзду на мосту призначено виходячи з умови пропуску чотирьох смуг руху автотранспорту зі швидкістю 60 км/год. Смуги безпеки прийняті завширшки по 0,5 м кожна. Повна ширина проїзду між огорожами безпеки складає $4 \times 3,5 + 2 \times 0,5 = 15,0$ м, а виключно проїзду – 14,0 м (рис. 4.77, а).

Що ж стосується криволінійної ділянки моста, то на ній передбачено додаткове розширення габариту проїзду, яке має дві складові: по-перше, нормативне по 0,45 м на кожному смугу руху (задля можливості пропуску автопоїздів із причепами завдовжки до 11,0 м) і, по-друге, конструктивне – 0,2 м (задля врахування обмеження габариту проїзду прямолінійними блоками прогонової будови, вписаними до кривої по хордам). Отже повна ширина проїзду між бар'єрами безпеки на криволінійній ділянці моста становить $15,0 + 4 \times 0,45 + 0,2 = 17,0$ м, а виключно проїзду – 16,28 м (рис. 4.77, б). Тротуари прийняті несиметричними: з низової сторони для пішохідного руху 2,25 м, а з верхової – службовий прохід завширшки 0,75 м.

Підвищення низу прогонової будови над розрахунковим горизонтом води верхнього б'єфа прийнято 1,0 м, що більше мінімального, який встановлюється нормами для несудохідних та несплавних прогонів – 0,75 м. Цей збільшений підмостовий габарит прийнято з метою покращення умов огляду нижнього поясу прогонової будови та догляду за спорудою протягом часу її експлуатації.

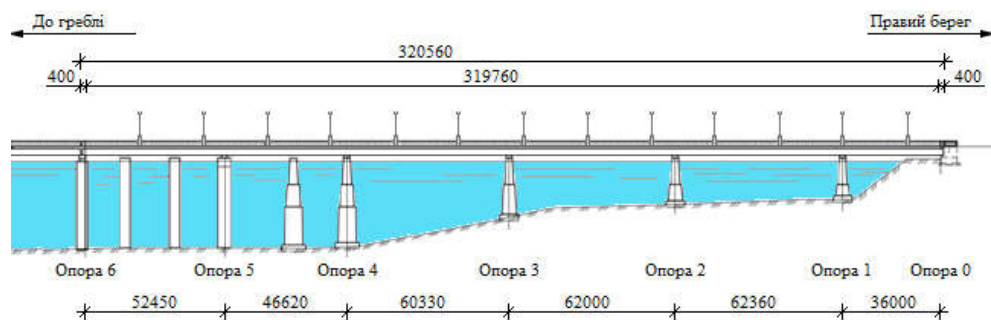


Рис. 4.75. Загальний вигляд фасаду моста через аванкамеру

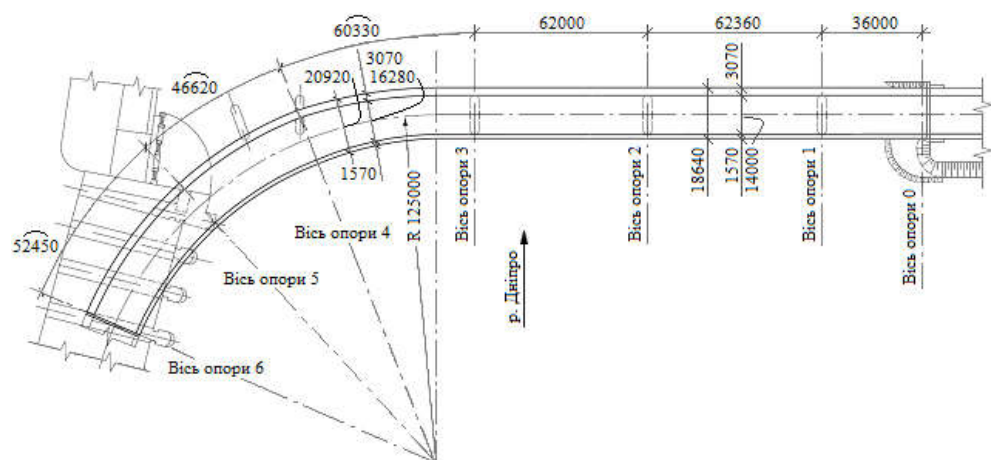


Рис. 4.76. План моста через аванкамеру

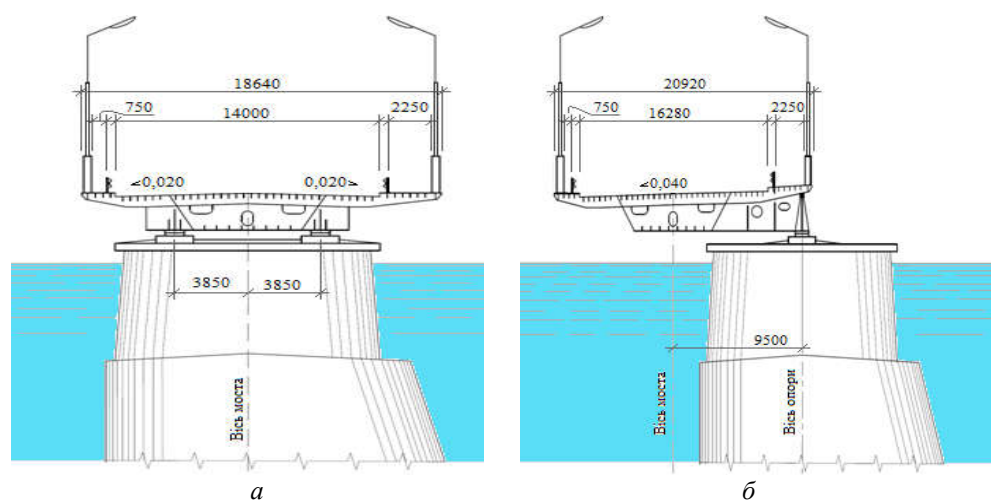


Рис. 4.77. Поперечний переріз моста через аванкамеру на прямій ділянці (а) та біля опори № 4 (б)

Проект моста розроблено згідно з чинними на той час вимогами та конструктивними вказівками технічних умов на проектування автодорожніх та міських мостів [46, 47]. При цьому враховувались наступні тимчасові навантаги – автомобільна навантага Н-30 та спеціальні навантаги НК-80 і НГ-60.

А далі зосередимося на більш розширеній характеристиці основних конструктивних елементів моста через аванкамеру автопроїзду ДніпроГЕС.

Прогонова будова. Прогонову будову моста виконано металевою суцільнозварною балковою нерозрізною за схемою $36,0 + 62,36 + 62,0 + 60,33 + 46,62 + 52,45 = 319,76$ (по осі моста). Поперечний переріз прогонової будови складається з однієї несної головної балки трапецеїдального коробчастого перерізу та металевої проїзної частини у вигляді ортотропної плити, яка одночасно слугує верхнім поясом головної балки. На ділянці трьох останніх прогонів прогонова будова криволінійна в плані з радіусом кривини 125 м. Причому для цієї ділянки прогонової будови застосовано нове конструктивне рішення, яке дозволило використати опору № 4 (яка на початку проектування залишалася осторонь при зміщенні траси) попри те, що в результаті прогонова будова спирається на неї з ексцентриситетом 9,5 м (рис. 4.77, б). Всі опори моста бетонні та залізобетонні. Матеріал конструкцій прогонової будови – низьколегована сталь марки 09Г2С [3]. Всі конструкції суцільнозварні зі зварними монтажними з'єднаннями.

Головна балка та ортотропна плита. Головну балку прогонової будови запроєктовано коробчастою, трапецеїдального перерізу, заввишки по осі 2500 мм із змінною висотою бокових стінок. Ширина балки по низу дорівнює 6000 мм. Поперечний ухил проїзної частини створений за рахунок різної висоти бокових стінок, кут нахилу яких однаковий та становить близько 60° . Криволінійна частина моста в плані створена за рахунок вписування монтажних блоків, що мають довжину до 12 м, хордами зі стикуванням на монтажі під кутом.

Ортотропна плита проїзної частини складається зі сталевго настилу з листа завтовшки 12 мм, поздовжніх ребер із листа 200×12 мм кроком 400 мм у межах проїзної частини та 500 мм у межах тротуарів, й поперечних балок кроком 2000 мм. Перетин поздовжніх ребер із поперечними балками виконано без приварювання їх до стінок балки, з пропуском у вирізи стінок. Таке рішення дозволило не тільки знизити концентрацію напружень та покращити умови роботи плити на циклічну тимчасову навантагу, а й забезпечити можливість застосування автоматичного зварювання при виготовленні плити на заводі.

Окремо привернемо увагу до того, що монтажні стики ортотропної плити проїзної частини були прийняті згідно з авторським свідоцтвом № 431279 за заявкою ДП Укрпроектстальконструкція (нині ТОВ «Укрінсталькон імені В.М. Шимановського») [25]. В цьому свідоцтві було запропоновано не доводити ребра до стика плити, а замінювати їх потовщенням листа настилу до 20 мм із метою компенсації перерізу, що дозволило на монтажі стикувати автоматичною зваркою тільки листи настилу. Зазначимо, що з урахуванням кривини прогонової будови в плані та зварюванням її з блоків, розташованих по хордах, таке рішення виявилось достатньо ефективним. В результаті монтаж конструкції був не тільки значно спрощений сам по собі, а особливо з урахуванням кривини прогонової будови в плані та зварювання її з блоків, розташованих по хордах.

Зміну поперечного ухилу проїзної частини на ділянках віражів створено за рахунок трапецеїдального скосу бокових стінок головних балок та примусового натягування під час укрупнювального складання виготовлених за звичайною технологією плоских карт ортотропної плити. При цьому поздовжні ребра можуть легко повертатися у вирізах стінок поперечних балок, а карта плити, без особливих додаткових напружень, закручується створюючи необхідний відгін віражу в межах монтажного блока. Слід зазначити, що при використанні загальноприйнятого на той час рішення вузлів перетину поздовжніх ребер і поперечних балок із одностороннім приварюванням ребер до стінок, здійснення відгону віражу створило би конструктивні та технологічні труднощі. Поперечні балки ортотропної плити на ділянках відгону віражів мають скоси вертикальних стінок біля монтажних стиків із різними кутами відповідно до куту повороту проїзної частини.

Мостове полотно. Як покриття проїзної частини прийнято потоншений (завтовшки 70 мм) шар асфальтобетону з добавкою епоксидної смоли, який одночасно виконує функцію ізоляції плити проїзної частини. Бар'єрна огорожа складається з сталевих брусів із гнутих профілів, які обпираються на металеві стовпи, розташовані з кроком 4 м. Перила прийняті полегшеними з сталевих смуг та профільованої сталі. Перила закріплені приварюванням на монтажі до ортотропної плити. Ліхтарні щогли виготовлені з труб та розраховані на підвішування до них контактної мережі тролейбуса. Водовідведення на мосту передбачено поперечним стоком води до водовідвідних отворів в бордюрах (привернемо увагу до того факту, що наразі таке рішення згідно з вимогами чинних норм не допускається).

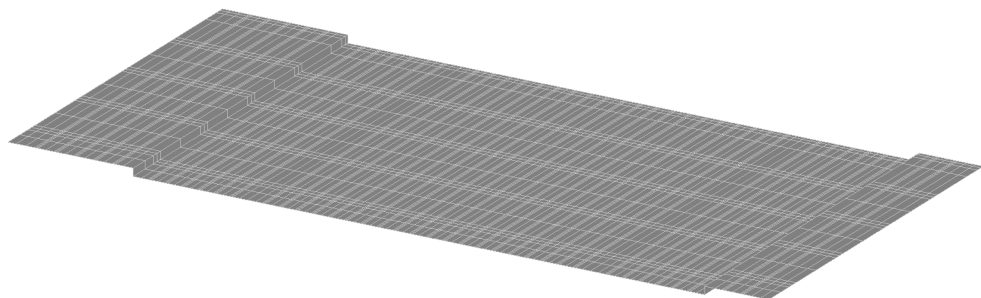
4.4.4. Обстеження конструкцій моста через аванкамеру. За результатами проведеного у 2019 р. обстеження споруди була виявлена низка дефектів її конструктивних елементів, детальна характеристика яких викладена в статті [84], з огляду на що, з метою економії місця, наразі не повторюється. Проте автор настійно рекомендує читачам уважно ознайомитися з означеною публікацією, яка є у відкритому доступі, зважаючи на два мотиви. Перший з них – ближчий до конкретики – полягає в тому, що зміст роботи [84] дозволить читачам краще зрозуміти сутність вже даного розділу цієї глави й сформованих наприкінці неї висновків. А другий – напевно, методологічний – зводиться до того, що у вказаній роботі розкриті особливості дефектів і пошкоджень, що, можливо, вкаже на ті специфічні деталі, які раніше проходили повз увагу читачів під час розгляду та аналізування інших подібних випадків.

4.4.5. Розрахункова схема прогонової будови. Беручи до уваги конфігурацію, структуру і топологію конструкції, в якості розрахункової прийнята скінченно-елементна модель, побудована шляхом моделювання двадцяти семи укрупнених блоків прогонових будов моста через аванкамеру. В моделі всі складові частини ортотропної плити і головних балок апроксимовані набором тонких оболонкових три- і чотирикутних скінченних елементів.

Матеріал конструктивних складових ортотропної плити і головних балок – сталь марки 09Г2С-12 із модулем пружності $E = 2,1 \cdot 10^6$ кгс/см², коефіцієнтом Пуассона $\nu = 0,3$ і розрахунковим опором $R = 3400 - 4000$ кгс/см² в залежності від товщини конструктивного елемента.

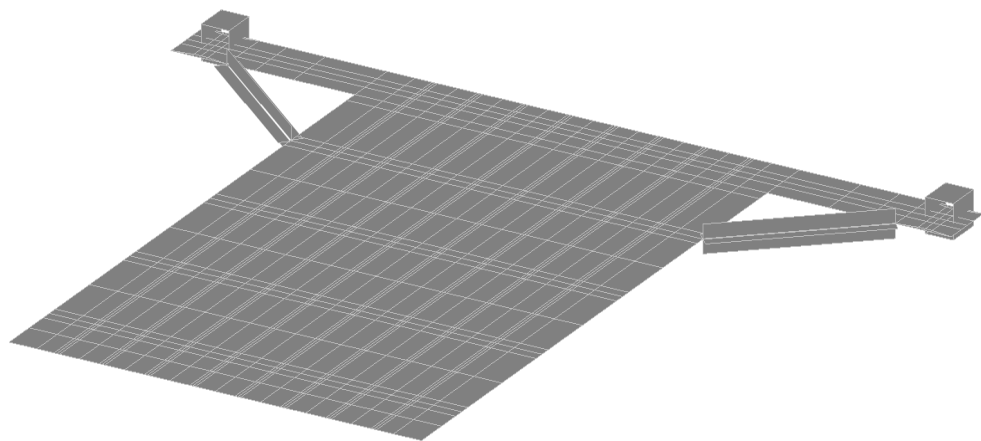
У частині визначення й подальшого врахування в скінченно-елементній моделі дійсних значень товщин скінченних елементів сталевого листа, поперечних балок і поздовжніх ребер ортотропної плити, а також нижньої полиці, стінки і поперечних ребер головної балки зазначимо таке. Під час останніх спеціальних обстежень моста через аванкамеру було виявлено низку дефектів мостових конструкцій (вичерпний перелік і опис яких наведено у статті [84]), які не тільки негативно впливають на їх довговічність, а в окремих випадках навіть призводять до зниження загальної несної здатності автопроїзду. Тому з метою оцінювання впливу цих факторів на НДС мостових конструкцій наявні дефекти були відображені в скінченно-елементній моделі прогонових будов моста через аванкамеру, яка була створена шляхом вибирання всіх вихідних даних із робочих креслеників при здійсненні першочергових міцнісних і динамічних розрахунків автопроїзду по мосту через аванкамеру із проєктними значеннями геометричних параметрів. Проте, внаслідок значної кількості встановлених дефектів, перед їх введенням у скінченно-елементну модель прогонових будов була виконана їхня систематизація та певне типове усереднення. В результаті було встановлено, що дефекти найліпше можуть бути відтворені в моделі шляхом коригування товщини елементів прогонових будов моста через аванкамеру залежно від глибини їхнього корозійного пошкодження зі збереженням інших геометричних і жорсткісних параметрів.

Побудовані у такий спосіб скінченно-елементні моделі конструктивних елементів укрупненого блока (приміром, крайнього опорного) прогонової будови моста через аванкамеру зображені на рис. 4.78, а – з, а модель самого блока в складеному вигляді – на рис. 4.78, д, яка нараховує 8434 вузлів і 8122 скінченних елементів. А загальна скінченно-елементна модель моста через аванкамеру представлена на рис. 4.79 і налічує 275623 вузлів і 272700 скінченних елементів.

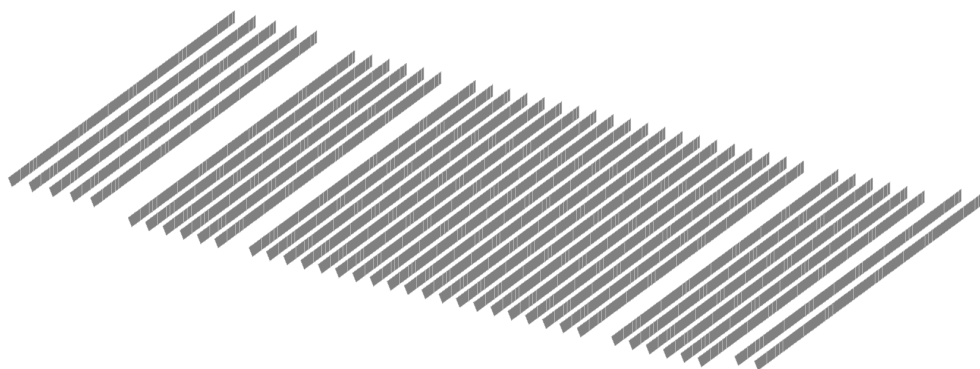


а

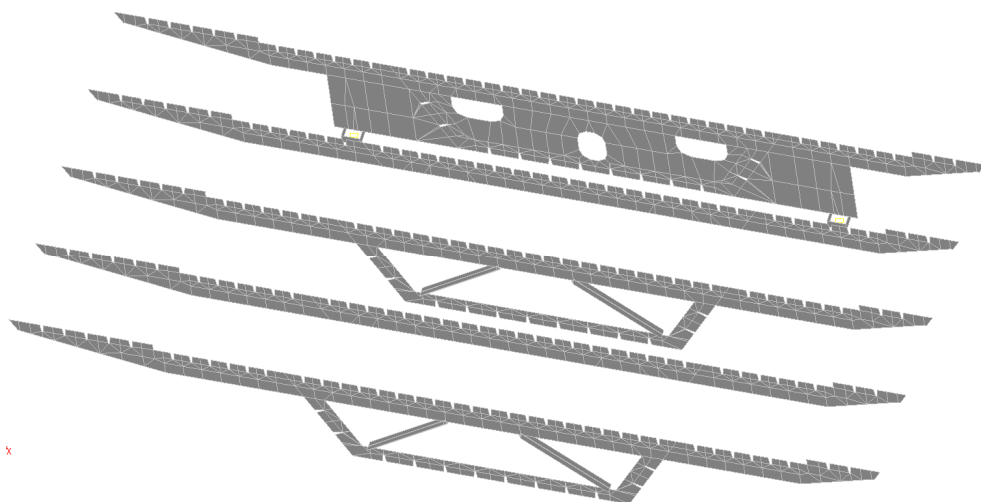
Продовження рисунка на наступній сторінці



б



в



г

Продовження рисунка на наступній сторінці

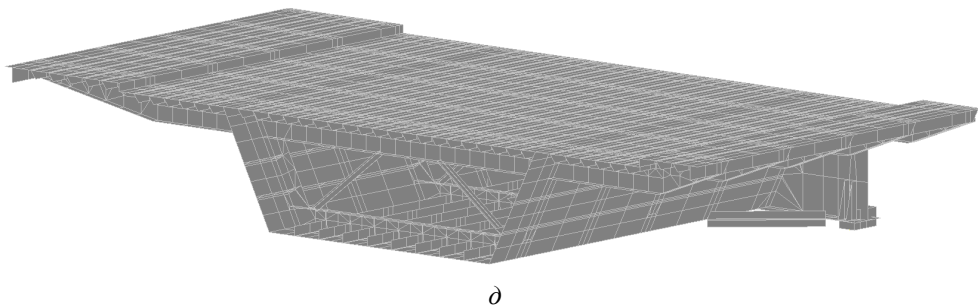


Рис. 4.78. Скінченно-елементна модель опорного укрупненого блока прогонової будови моста через аванкамеру: *а* – модель верхнього листа настилу; *б* – модель нижнього листа настилу; *в* – модель поздовжніх ребер; *г* – модель поперечних балок; *δ* – загальна модель укрупненого блока

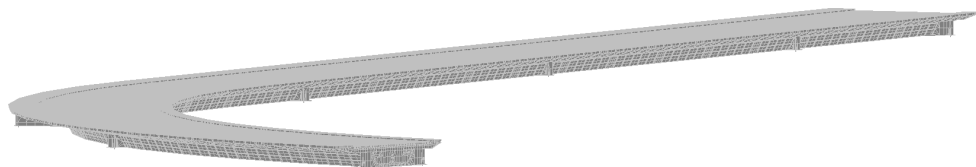


Рис. 4.79. Загальна скінченно-елементна модель прогонової будови моста через аванкамеру

4.4.6. Навантаги на прогонову будову. Зауважимо, що постійні та тимчасові навантаги на прогонову будову прийняті у повній відповідності з вимогами норм [8].

Постійна навантага на прогонову будову моста через аванкамеру є власною вагою її конструктивних елементів і для просторового розрахунку враховувалась приведенням навантаги до розподіленої за всією шириною конструкції. Загалом було прийнято шість складових постійної навантаги, значення яких викладено у табл. 4.17.

Таблиця 4.17

Складові постійної навантаги від конструктивних елементів прогонової будови по мосту через аванкамеру

Ч/ч	Найменування конструктивного елемента	Характеристичне значення, тс/м.п.	Коефіцієнт надійності, γ_f	Розрахункове значення, тс/м.п.
1.	Прогонова будова	6,60	1,25	8,25
2.	Ліхтарні щогли	0,17	1,25	0,21
3.	Бар'єрна огорожа	0,07	1,25	0,09
4.	Перила	0,05	1,25	0,06
5.	Комунікації	1,50	1,25	1,88
6.	Покриття проїзної частини	2,71	2,00	5,42
	Разом	11,10		15,91

Що ж стосується тимчасової навантаги на прогонову будову мосту через аванкамеру, то для просторового розрахунку були прийняті дві її складові, а саме: автомобільна навантага Н-30 від колони автомобілів вагою 30 тс кожен і рівномірно розподілена навантага від натовпу людей на тротуарі та службовому проході ($q = 0,4$ тс/м²). В частині ж колісної навантаги НК-80 від одного чотиривісного автомобіля вагою 80 тс вкажемо на добре відомий розрахунковий критерій, згідно з яким при перевірці існуючої споруди з великими прогонами вона (навантага НК-80) спричиняє виключно локальний вплив і саме через це вважається не розрахунковою. Схема прикладення складових тимчасової навантаги до поперечного перерізу прогонової будови наведена на рис. 4.80, де під R_{30} мається на увазі складова від автомобільної навантаги, яка задається між і вздовж двох коліс транспортного засобу.

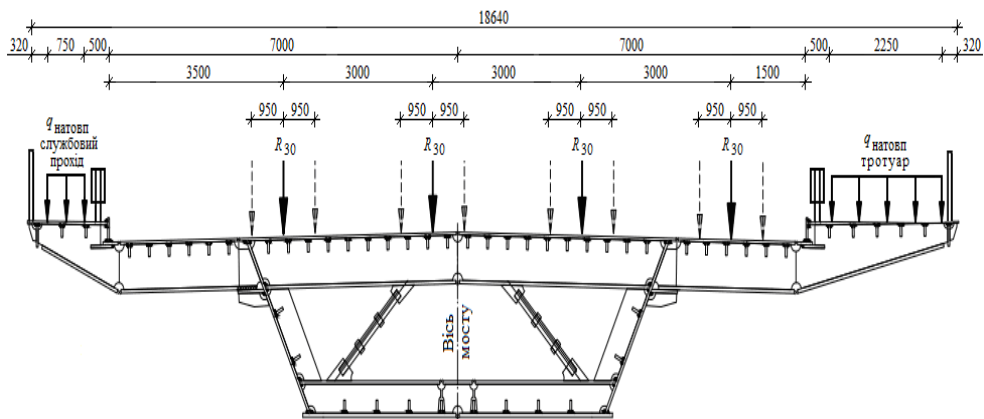


Рис. 4.80. Схема прикладення складових тимчасової навантаги до поперечного перерізу прогонової будови моста через аванкамеру

З наведених вище даних випливає, що загалом у розрахунку були враховані дві групи навантаг: постійні й тимчасові. Натомість, загальна кількість сполучень розрахункових навантаг моста через аванкамеру склала тринадцять, при цьому постійні навантаги та натовп мали місце у всіх сполученнях.

Для кожної характерної розрахункової точки перерізу прогонової будови моста через аванкамеру (на опорах та посередині прогонів) були виконані перевірні розрахунки, результати яких, забігаючи трохи наперед, засвідчили, що всі розглянуті сполучення навантаг є найбільш несприятливими для конкретно визначеної точки, а максимальні значення вертикальних переміщень очікувано є найбільшими в центрі покриття і не суттєво відрізняються при різних комбінаціях завантажень.

4.4.7. Результати чисельних розрахунків несної спроможності прогонової будови. Зважаючи на зазначене, розглянемо роботу прогонової будови моста через аванкамеру при одному з розрахункових сполучень навантаг, а

саме: постійної та тимчасової навантаг у складі автомобільної навантаги Н-30 від колони автомобілів вагою 30 тс кожен і розрахункової рівномірно розподіленої навантаги від натовпу людей на тротуарі. Результати чисельних розрахунків у вигляді ізополів вертикальних переміщень і нормальних напружень у листах настилу ортотропної плити та дотичних напружень у похилих стінках головних балок відтворені на рис. 4.81 – 4.83.

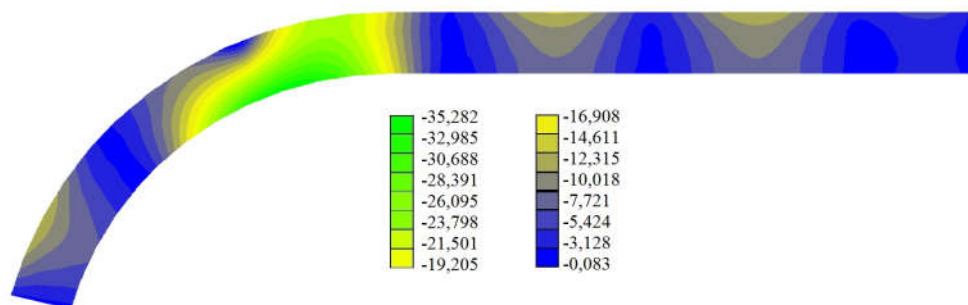


Рис. 4.81. Ізополя вертикальних переміщень w у верхньому листі настилу ортотропної плити при найбільш несприятливому сполученні навантаг, мм

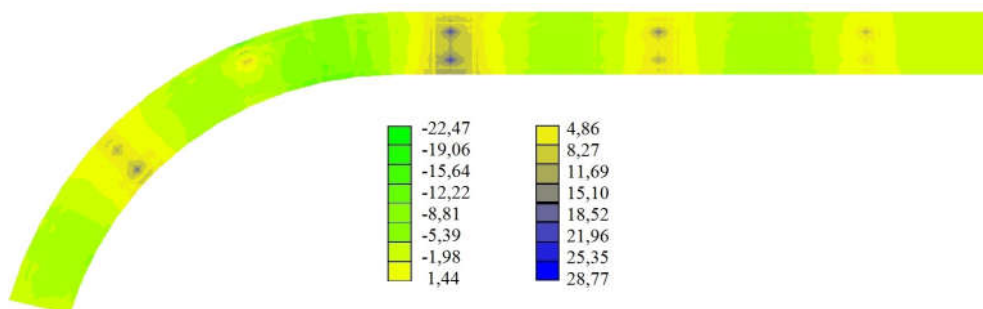


Рис. 4.82. Ізополя нормальних напружень σ_x у верхньому листі настилу ортотропної плити при найбільш несприятливому сполученні навантаг, $\sigma_x \cdot 10^2$ кгс/см²

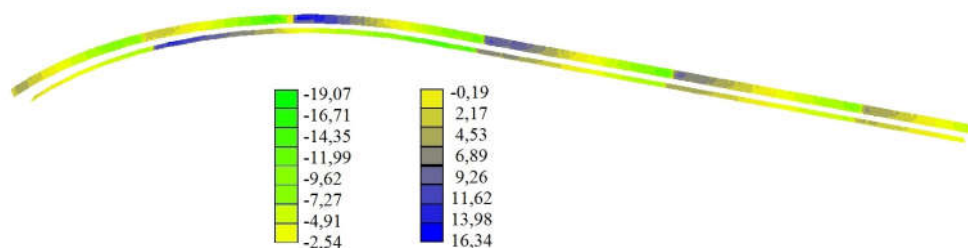


Рис. 4.83. Ізополя дотичних напружень τ_{xy} у похилих стінках головних балок при найбільш несприятливому сполученні навантаг, $\tau_{xy} \cdot 10^2$ кгс/см²

Як показує аналіз отриманих результатів, лист настилу ортотропної плити прогонової будови моста через аванкамеру має тільки від'ємні вертикальні переміщення, тобто прогин донизу (рис. 4.81). В місцях опорних діафрагм переміщення є близькими до нуля, а між опорами лист настилу прогинається донизу з максимальними значеннями прогину 35,28 мм. Що ж стосується розподілення нормальних напружень у листі настилу ортотропної плити (рис. 4.82), зазначимо, що лист настилу в місцях опорних діафрагм сприймає напруження розтягу в межах $\sigma_x = 144 - 2877$ кгс/см², а загалом є стиснутим у межах $\sigma_x = 198 - 2247$ кгс/см². Щодо роботи стінок головних балок, то в них відслідковується симетричний напружений стан (рис. 4.83): в деяких фрагментах цих стінок мають місце напруження стиску (у межах до $\tau_{xy} = 1907$ кгс/см²), в інших – розтягу (у межах до $\tau_{xy} = 1634$ кгс/см²), що обумовлено особливостями обпирання головних балок.

Отже, спираючись на наведені результати розрахунків, можна усвідомити, що лист настилу ортотропної плити знаходиться у дещо недонапруженому стані. Роз'яснити ж вказане можна досить легко, оскільки призначення його (листа) геометричних розмірів проводиться насамперед із урахуванням конструктивних вимог до споруди загалом, через що вони значно перевищують розміри нижнього листа прогонової будови, напруження в якому близькі до граничних.

А тепер продовжимо аналізування параметрів НДС конструктивних елементів ортотропної плити. На рис. 4.84 і 4.85 для одного з типових укрупнених блоків прогонової будови моста через аванкамеру (в даному випадку передостаннього з боку правого берега р. Дніпро) представлено графічні залежності зміни параметрів НДС уздовж локальних поздовжньої і поперечної осей, які проходять посередині цього блока (орієнтація локальних осей відображена на рис. 4.86). І одразу привернемо увагу до того, що суцільна чорна крива на цих графіках відповідає дійсній роботі прогонової будови з врахуванням дефектів і пошкоджень (зокрема корозійних) мостових конструкцій, виявлених під час останніх спеціальних обстежень моста через аванкамеру (нагадуємо, що ці дефекти і пошкодження наведені в статті [84]), а суцільна синя – відображає роботу її проектного стану.

Якщо уважно проаналізувати представлені на рис. 4.84 і 4.85 графіки, то можна дійти цілком очікуваного якісного висновку, що набуті за час експлуатації дефекти та пошкодження прогонової будови мосту через аванкамеру впливають на параметри НДС мостових конструкцій. Що ж стосується кількісної оцінки цього впливу, вкажемо на те, що розбіжність між переміщеннями і напруженнями проектного та дійсного стану знаходиться у межах від 4,5 до 6,5% майже для всіх конструктивних елементів у результаті практично рівномірної довготривалої корозії металу з незначним ослабленням поперечних перерізів (одночасно з рис. 4.85, б також впливає, що у листі настилу ортотропної плити над боковими стінками головної балки прогонової будови наявні неістотні хвилеподібні коливання значень нормальних напружень, викликані умовами взаємодії листа та бокових стінок).

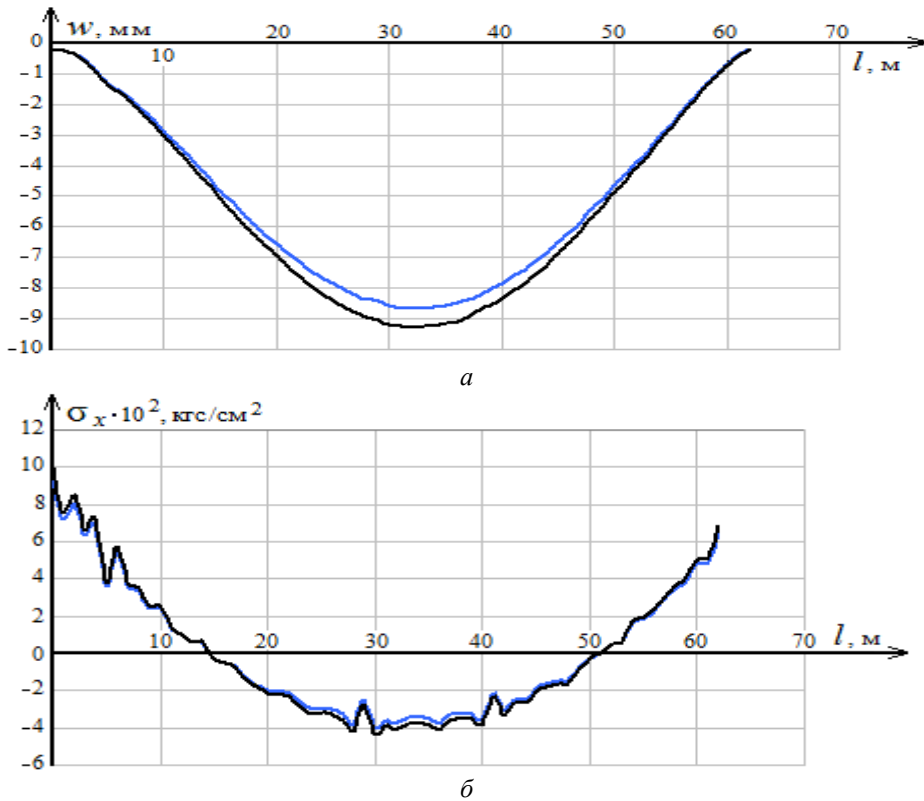


Рис. 4.84. Графіки зміни параметрів НДС уздовж локальної поздовжньої осі укрупненого блока прогонової будови моста через аванкамеру:
a – вертикальні переміщення; *b* – нормальні напруження

Виняток із зазначеного становить тільки зона завширшки біля 0,4 – 0,6 м, яка прилягає до тротуару та службового проходу і простягається за всією довжиною моста через аванкамеру (рис. 4.76, 4.77). А особливістю цієї зони є те, що на ній, на відміну від усіх інших елементів прогонової будови автопроїзду, внаслідок використання застарілої системи водовідведення поперечним стоком води до водовідвідних отворів в бордюрах (застосування якої чинними нормами не допускається), має місце значна нерівномірна корозія металу конструктивних елементів (зокрема, у вигляді плям, виразок, пітингу тощо), викликана впливом дощових опадів (влітку) і розчинів агресивних протижелезних соляних сумішей (у зимовий період), які потрапляють на неї шляхом стікання по нахиленій верхній площині ортотропної плити (рис. 4.77, 4.80) із подальшим накопиченням біля бордюрів у вигляді калюж і, як наслідок, просочуванням у її (плити) внутрішній простір. Через це у цій зоні різниця між переміщеннями і напруженнями проектного та дійсного стану (не зважаючи на їх не дуже суттєві значення) збільшується приблизно у 1,2 – 2,3 раза і досягає 12 – 17%, про що виразно свідчить рис. 4.85.

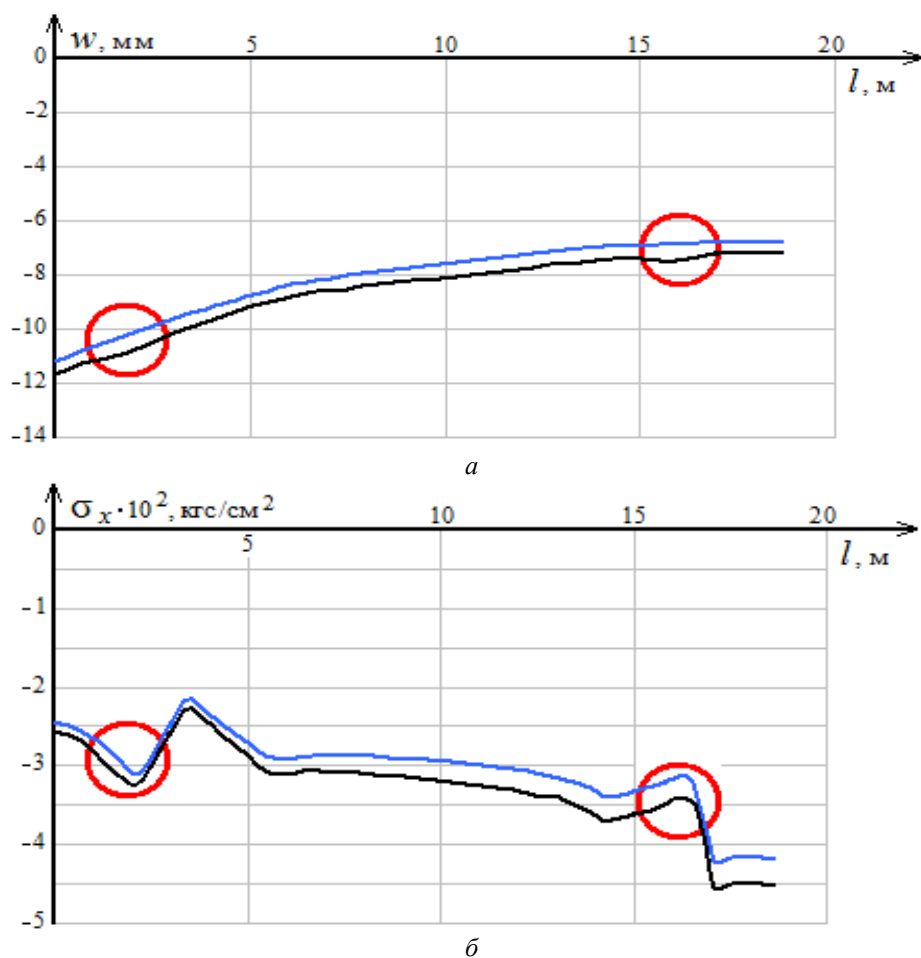


Рис. 4.85. Графіки зміни параметрів НДС уздовж локальної поперечної осі укрупненого блока прогонової будови моста через аванкамеру:
 а – вертикальні переміщення; б – нормальні напруження; **О** – зона біля тротуару

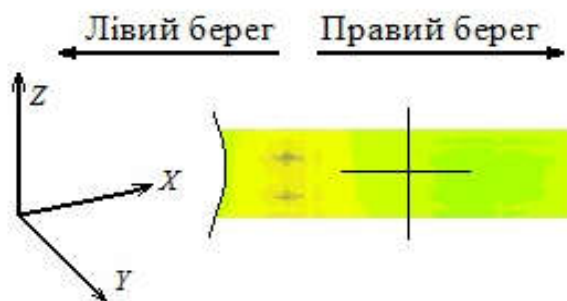


Рис. 4.86. Орієнтація локальних осей, використаних при побудові графічних залежностей зміни параметрів НДС в листі настилу ортотропної плити

4.4.8. Методика розрахунку прогонової будови з використанням коефіцієнта редукції. Привернемо увагу до того, що загальні положення винесеної у назву даного розділу методики викладені у чинному нормативному документі [13], а її деталізація і послідовність застосування стосовно конкретного прикладу прогонової будови із ортотропною сталевую плитою проїзної частини існуючого автопроїзду по греблі ДніпроГЕС – у параграфі 4.1 цієї глави. Із урахуванням цього в даному розділі згадана методика повторно не викладається.

4.4.9. Результати розрахунків прогонової будови з використанням коефіцієнта редукції. У чинному нормативному документі [13] зазначено, що розрахунок ортотропних плит прогонової будови зазвичай проводиться у два прийоми (переважно з метою порівняння отриманих результатів): спочатку застосовується інженерно-аналітичний метод, а потім – чисельний (як правило, метод скінченних елементів). З огляду на це спершу дослідження прогонової будови з ортотропною плитою моста через аванкамеру проведені з використанням коефіцієнта редукції ширини полиці β , який знаходиться у функціональній залежності від ефективної ширини полиці b_{eff} . Оскільки, як зазначено в [13], задля визначення параметру b_{eff} при пружній роботі конструкції вид навантаги не відіграє жодної ролі, то з метою спрощення обчислення нормальних напружень доцільно використовувати власну вагу прогонової будови. Що ж стосується безпосередньо коефіцієнтів редукції, то для їх підрахунку перерізи епюр нормальних напружень у листі прогонової будови необхідно робити в характерних точках – на опорах та у чвертях прогонів, а схему з позначенням розрахункових ділянок цих коефіцієнтів у поперечному перерізі прогонової будови представляти у зображеному на рис. 4.86 вигляді.

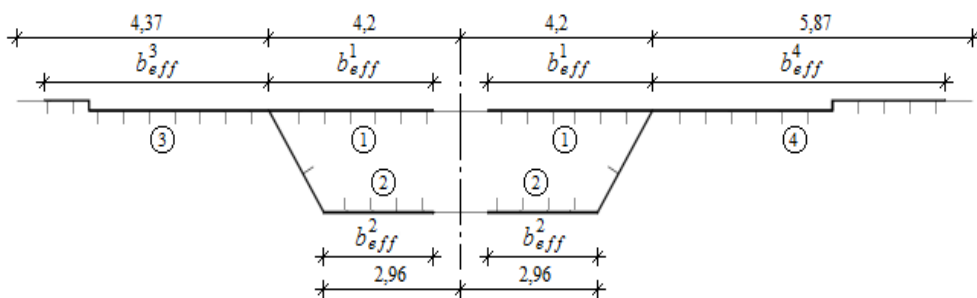


Рис. 4.86. Поперечний переріз прогонової будови із зазначеними розрахунковими ділянками коефіцієнтів редукції: 1 – внутрішня плита верхня (ділянка № 1); 2 – внутрішня плита нижня (ділянка № 2); 3 – консольна плита коротка (ділянка № 3); 4 – консольна плита довга (ділянка № 4)

Побудовані у такий спосіб графіки залежності між коефіцієнтом редукції β та довжиною прогону L для розрахункових ділянок поперечного перерізу прогонової будови представлені на рис. 4.87.

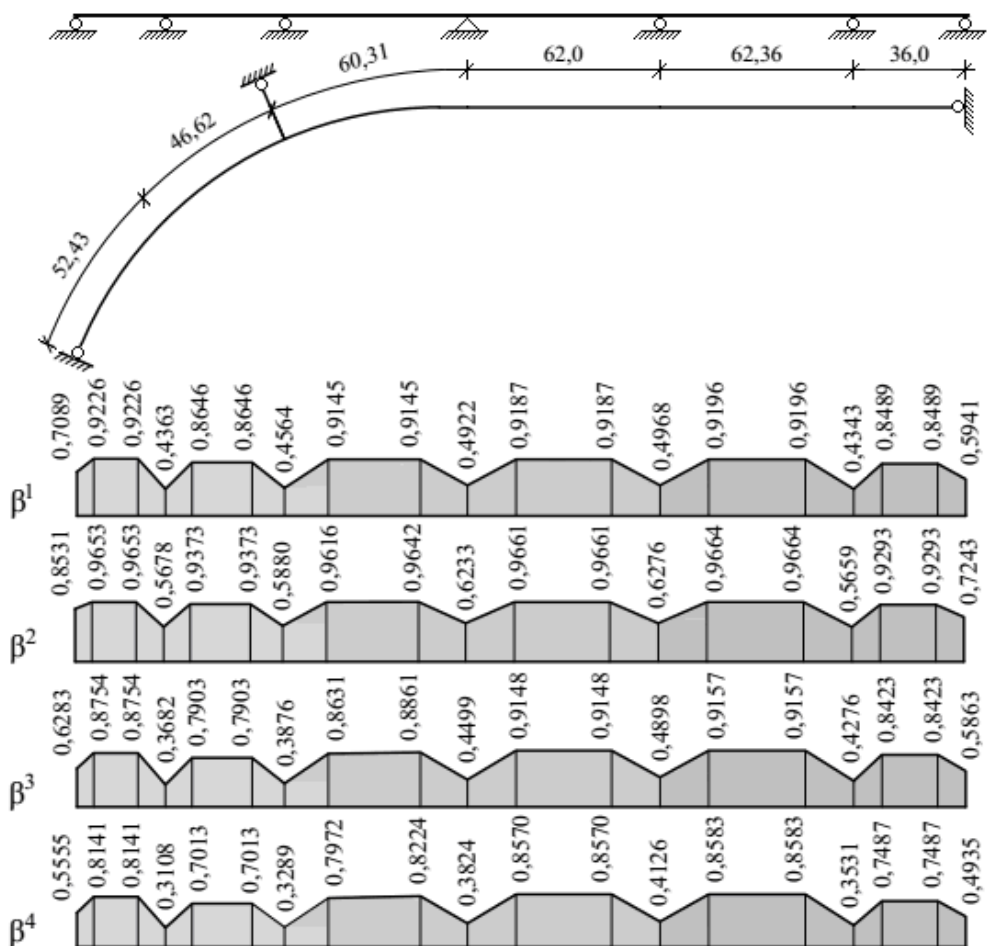


Рис. 4.87. Графіки залежності коефіцієнтів редукції від довжини прогонової будови $\beta = f(L)$, побудовані з використанням інженерно-аналітичного методу розрахунку [13] (розміри ділянок прогонової будови моста через аванкамеру вказані по осі моста)

Як виразно відслідковується з рис. 4.87, коефіцієнти редукції за довжиною прогонової будови мають менші значення на опорах і поступово збільшуються при віддаленні від опор – будь-то середина прогону чи консоль. Вказане впливає з того, що ефективна довжина прогону, яка функціонально пов'язана з коефіцієнтом редукції та визначає довжину ділянки з максимальною величиною цього коефіцієнта, залежить від форми епюри згинальних моментів та її нульових точок. Підкреслимо також, що отриманий якісний результат повністю кореспондується з висновками норм [13].

А тепер перейдемо до розгляду результатів чисельних розрахунків прогонової будови. Проте перш ніж безпосередньо приступити до дослідження коефіцієнта редукції ширини полиці, спочатку звернемося до самих цих результатів із метою виявлення й узагальнення найменших нюансів роботи

конструктивних елементів прогонової будови під навантагою. Насамперед розглянемо розподілення вертикальних переміщень і нормальних напружень у листі настилу ортотропної плити та дотичних напружень у стінках головних балок, ізополя яких представлено на рис. 4.88 – 4.90.

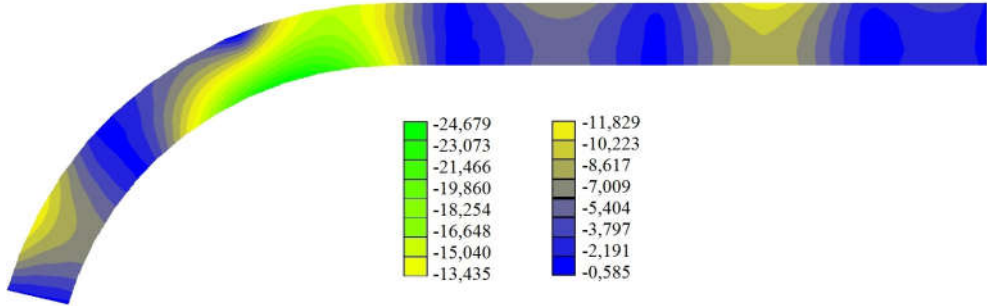


Рис. 4.88. Ізополя вертикальних переміщень w у верхньому листі настилу ортотропної плити від постійної навантаги, мм

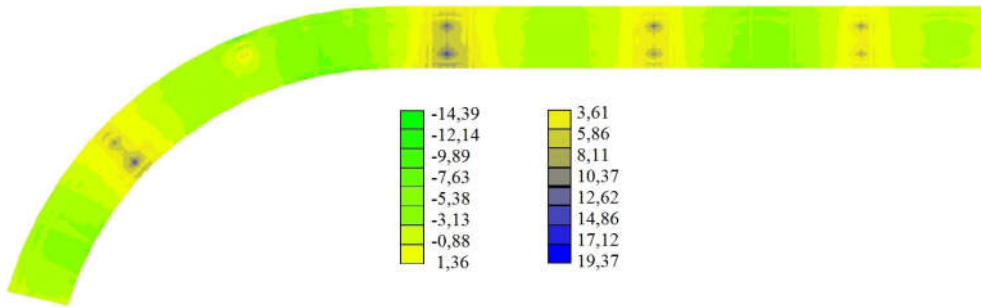


Рис. 4.89. Ізополя нормальних напружень σ_x у верхньому листі настилу ортотропної плити від постійної навантаги, $\sigma_x \cdot 10^2$ кгс/см²

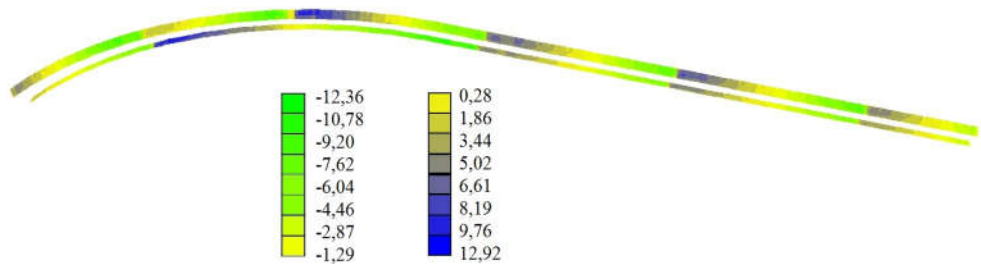


Рис. 4.90. Ізополя дотичних напружень τ_{xy} у стінках головних балок від постійної навантаги, $\tau_{xy} \cdot 10^2$ кгс/см²

Як вбачається з рис. 4.88, лист настилу ортотропної плити за всією довжиною прогонової будови автопроїзду має очікувану картину розподілення

вертикальних переміщень, а саме прогин донизу. В районі опорних діафрагм значення переміщень майже дорівнюють нулю, що цілком зрозуміло. А між опорами лист настилу прогинається донизу з максимальними значеннями прогину до 24 мм. З огляду на вказане слушно зауважити, що зважаючи на неістотність цих переміщень (приблизно $w/L = 1/2500$) їх характер точніше можна визначити навіть не як вигин листа настилу, а як майже непомітну зміну його проектного положення. Що ж стосується сутності розподілення нормальних напружень у листі настилу ортотропної плити (рис. 4.89), вкажемо на те, що лист настилу зазнає стиснення в прогонах між колонами та опорними діафрагмами із коливаннями значень напружень: від $\sigma_x = 88 \text{ кгс/см}^2$ до $\sigma_x = 1439 \text{ кгс/см}^2$. А в місцях розташування опорних діафрагм є наявними напруження розтягу, які знаходяться в межах від $\sigma_x = 136 \text{ кгс/см}^2$ до $\sigma_x = 1937 \text{ кгс/см}^2$. Щодо роботи стінок головних балок, то в них відслідковується симетричний напружений стан (рис. 4.90), що знаходить своє відображення у наявності в деяких фрагментах цих стінок незначних за значеннями напружень стиску (у межах до $\tau_{xy} = 1236 \text{ кгс/см}^2$) і розтягу (у межах до $\tau_{xy} = 1292 \text{ кгс/см}^2$).

Побудовані шляхом опрацювання представлених вище результатів чисельного методу розрахунку графіки залежності між коефіцієнтом редукції β та довжиною прогону L для розрахункових ділянок поперечного перерізу прогонової будови (схема яких наведена на рис. 4.91) зображені на рис. 4.92. Зауважимо, що особливістю цього рисунка (у порівнянні з результатами інженерного розрахунку на рис. 4.87) є у два додаткових графіка β_5 і β_6 для внутрішніх верхньої і нижньої ділянок плити. Останнє є наслідком того, що згідно з методикою [13] коефіцієнти редукції для внутрішніх ділянок ортотропної плити вважаються однаковими, тоді як при використанні чисельного розрахунку отримуються різні значення, що пов'язано, по-перше, з кривиною прогонової будови в плані й, по-друге, з несиметричністю завантаження прогонової будови складовими тимчасової навантаги (рис. 4.80).

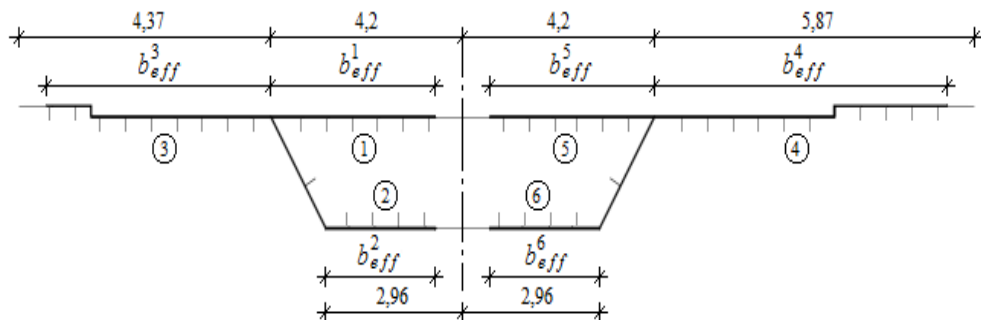


Рис. 4.91. Поперечний переріз прогонової будови з зазначеними розрахунковими ділянками коефіцієнтів редукції: 1 – внутрішня плита верхня ліва (ділянка № 1); 2 – внутрішня плита нижня ліва (ділянка № 2); 3 – консольна плита коротка (ділянка № 3); 4 – консольна плита довга (ділянка № 4); 5 – внутрішня плита верхня права (ділянка № 5); 6 – внутрішня плита нижня права (ділянка № 6)

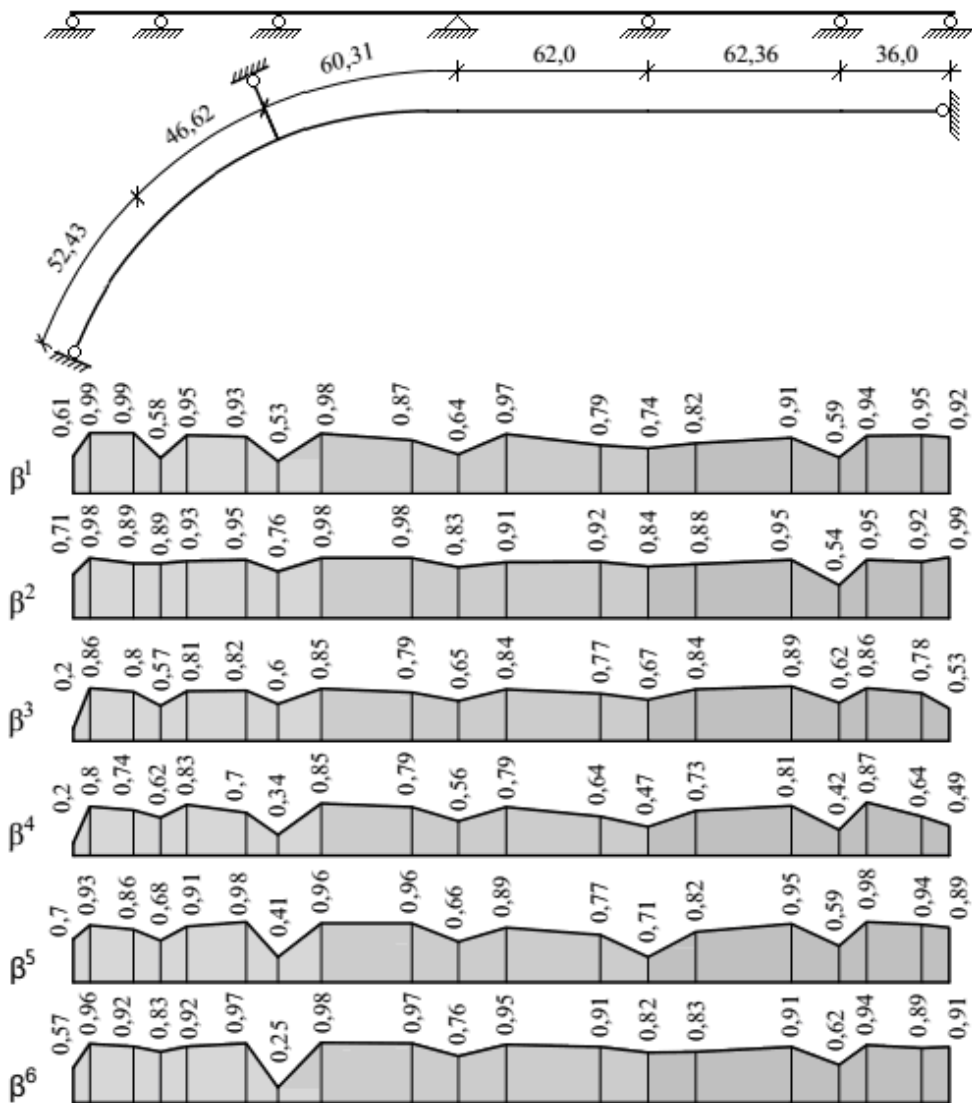


Рис. 4.92. Графіки залежності коефіцієнтів редукції від довжини прогонової будови $\beta = f(L)$, побудовані з використанням чисельного методу розрахунку (розміри ділянок прогонової будови моста через аванкамеру вказані по осі моста)

Одночасно в таблицях 4.18 – 4.22 із метою оцінювання близькості отриманих із застосуванням інженерно-аналітичного (для якого в таблицях прийнято позначення I) та чисельного (який у таблицях позначено як II) методів розрахунку результатів визначення коефіцієнта редукції β відображені відповідні дані для шістьох розрахункових ділянок поперечного перерізу прогонової будови на опорах і в прогонах й вказана різниця між ними. А задля кращого розуміння наведених у таблицях даних, привернемо увагу ще до того,

що розташування розрахункових ділянок поперечного перерізу прогонової будови для двох методів розрахунку зображено на рис. 4.86 і 4.91, нумерація опор моста через аванкамеру на рис. 4.75, а в таблицях 4.21, 4.22 для чисельного методу розрахунку представлено по дві величини коефіцієнтів редукції у різних чвертях прогонів для кожного прогону.

Таблиця 4.18

Розрахункові значення коефіцієнтів редукції β для опор № 0 і № 1

Номер розрахункової ділянки	Коефіцієнти редукції β					
	Опора № 0		Різниця, %	Опора № 1		Різниця, %
	I	II		I	II	
1	0,594	0,92	35,4	0,434	0,59	26,44
2	0,724	0,99	26,86	0,565	0,54	4,42
3	0,586	0,53	9,55	0,427	0,62	31,12
4	0,493	0,49	0,6	0,353	0,42	15,95
5	0,594	0,89	33,25	0,434	0,59	26,44
6	0,724	0,91	20,43	0,565	0,62	8,87

Таблиця 4.19

Розрахункові значення коефіцієнтів редукції β для опор № 2 і № 3

Номер розрахункової ділянки	Коефіцієнти редукції β					
	Опора № 2		Різниця, %	Опора № 3		Різниця, %
	I	II		0,401	II	
1	0,496	0,74	32,97	0,492	0,64	23,12
2	0,627	0,84	25,35	0,623	0,83	24,93
3	0,489	0,67	27,0	0,449	0,65	30,92
4	0,412	0,47	12,34	0,382	0,56	31,78
5	0,496	0,71	30,14	0,492	0,66	25,45
6	0,627	0,82	23,53	0,623	0,76	18,02

Таблиця 4.20

Розрахункові значення коефіцієнтів редукції β для опор №№ 4 – 6

Номер ділянки	Коефіцієнти редукції β								
	Опора № 4		Різниця, %	Опора № 5		Різниця, %	Опора № 6		Різниця, %
	I	II		I	II		I	II	
1	0,456	0,53	13,96	0,436	0,58	24,82	0,708	0,61	13,84
2	0,588	0,76	22,63	0,567	0,89	36,29	0,853	0,71	16,76
3	0,387	0,6	35,5	0,368	0,57	35,43	0,628	0,2	68,15
4	0,328	0,34	3,52	0,31	0,62	50,0	0,55	0,2	63,96
5	0,456	0,41	10,8	0,463	0,68	31,91	0,708	0,7	1,12
6	0,588	0,25	57,48	0,567	0,83	31,68	0,853	0,57	33,17

Таблиця 4.21

Розрахункові значення коефіцієнтів редукції β для прогонів 0 – 1, 1 – 2, 2 – 3

Номер ділянки	Коефіцієнти редукції β								
	Прогін 0 – 1		Різниця, %	Прогін 1 – 2		Різниця, %	Прогін 2 – 3		Різниця, %
	I	II		I	II		I	II	
1	0,849	0,94	9,6	0,919	0,82	10,7	0,918	0,79	13,9
		0,95	10,6		0,91	0,97		0,97	5,3
2	0,929	0,92	0,96	0,966	0,88	8,9	0,966	0,91	5,79
		0,95	2,21		0,95	1,65		0,92	4,76
3	0,842	0,78	7,36	0,915	0,84	8,19	0,914	0,77	15,75
		0,86	2,09		0,89	2,73		0,84	8,09
4	0,748	0,64	14,43	0,858	0,73	14,91	0,857	0,64	25,32
		0,87	14,02		0,81	5,59		0,79	7,81
5	0,8496	0,94	9,68	0,919	0,82	10,7	0,918	0,77	16,12
		0,98	13,36		0,95	3,2		0,89	3,05
6	0,929	0,89	4,19	0,966	0,83	14,07	0,966	0,91	5,79
		0,94	1,17		0,91	5,79		0,95	1,65

Таблиця 4.22

Розрахункові значення коефіцієнтів редукції β для прогонів 3 – 4, 4 – 5, 5 – 6

Номер ділянки	Коефіцієнти редукції β								
	Прогін 3 – 4		Різниця, %	Прогін 4 – 5		Різниця, %	Прогін 5 – 6		Різниця, %
	I	II		I	II		I	II	
1	0,914	0,87	4,8	0,864	0,93	7,0	0,922	0,99	6,86
		0,98	6,7		0,95	9,0			
2	0,961	0,98	1,93	0,937	0,93	0,74	0,965	0,89	7,77
	0,964	0,98	1,63		0,95	1,36		0,98	1,53
3	0,863	0,79	8,45	0,79	0,81	2,46	0,875	0,8	8,57
	0,886	0,85	4,06		0,82	3,65		0,86	1,71
4	0,797	0,79	0,87	0,701	0,7	0,14	0,814	0,74	9,09
	0,822	0,85	3,29		0,83	15,54		0,8	1,71
5	0,914	0,96	4,79	0,864	0,91	5,05	0,922	0,86	6,72
		0,96	4,79		0,98	11,83		0,93	0,86
6	0,961	0,97	0,92	0,937	0,92	1,81	0,965	0,92	4,66
	0,964	0,98	1,63		0,97	3,4		0,96	0,51

Як свідчать дані в таблицях 4.18 – 4.20, коефіцієнти редукції, обчислені з використанням чисельного розрахунку й за Додатком «Д» [13], майже для всіх надпорних ділянок ортотропної плити, достатньо суттєво відрізняються один від одного. А для проміжних опор найбільша різниця у 57,48 % спостерігається між значеннями коефіцієнтів для нижньої внутрішньої ділянки 6, на опорі 4. Це пояснюється відмінністю закріплення (тільки з одного боку) цієї діафрагми міцності відносно інших, які закріплені симетрично з обох боків.

У той же час із таблиць 4.21, 4.22 випливає, що для прогонових ділянок ортотропної плити відхилення загалом є меншим. При цьому, різниця отриманих результатів у прогонах для внутрішніх ділянок складає від 0,51 до 16,12 відсотків, а для консольних ділянок – від 0,14 до 25,32 відсотка. Це пояснюється різною довжиною консольних ділянок і відповідно нерівномірним розподілом навантаги, що і відображають значення коефіцієнтів.

Зазначимо, що розбіжність в отриманих результатах має доволі просте тлумачення, пов'язане з двома суттєвими конструктивними відмінностями між реальною конструкцією й тією, яка прийнята в Додатку «Д» [13] при застосуванні інженерно-аналітичного методу. А саме, по-перше, у вказаному Додатку міст через аванкамеру апроксимується у вигляді прямої балки з проміжними опорами. Насправді ж прогонова будова складається з прямолінійної і криволінійної частин. Кожен наступний блок криволінійної частини повертається відносно попереднього, утворюючи у такий спосіб споруду з радіусом 125 м, що змінює характер розподілу напружень порівняно з прямою в плані конструкцією. По-друге, крайні опори знаходяться в обох частинах прогонової будови відповідно і тому мають значні відмінності у значеннях коефіцієнтів. У місцях проміжних опор також наявні опорні діафрагми, які разом з похилими стінками і листами настилу утворюють доволі жорстку конструкцію. І саме тому перелічені конструктивні відмінності й зумовлюють розбіжність в отриманих значеннях коефіцієнтів редукції. Ба більше, це означає, що для нестандартних конструкцій, на кшталт моста через аванкамеру, реальні значення коефіцієнтів редукції можна визначити лише за результатами чисельних розрахунків.

До речі, вказаний висновок стосується обчислення й інших параметрів НДС прогонової будови моста через аванкамеру. Засвідчують сказане дані табл. 4.23, в якій згруповані результати розрахунків із використанням інженерно-аналітичного і чисельного методів розрахунків щодо нормальних і дотичних напружень в елементах її головної балки.

З даних у наведеній таблиці відслідковується, що величини нормальних напружень, отримані за результатами чисельного методу розрахунку, в цілому співпадають з результатами інженерно-аналітичного методу, а різниця отриманих результатів знаходиться в межах 1,3 – 31,6%. Виняток становлять нормальні напруження в крайньому прогоні прямої частини та над проміжною опорою № 4 – тут похибка отриманих результатів зростає й досягає 39,8 – 53,2%. При цьому, в останніх зазначених місцях нормальні напруження не перевищують допустимих значень за результатами як чисельних, так і інженерних розрахунків. Що ж стосується дотичних напружень, то для них різниця між результатами двох методів розрахунку збільшується (порівняно з нормальними напруженнями) майже у всіх розрахункових перерізах, але у будь-якому випадку не перевищує гранично допустимих значень. Причому, значення різниці напружень складає від 1,6 до 52,4%.

Таблиця 4.23

Розрахункові значення нормальних і дотичних напружень
в елементах головної балки прогонової будови

Абсциса поперечного перерізу прогонової будови, м	Елемент поперечного перерізу головної балки	Нормальні напруження σ_x , кгс/см ²		Різниця, %	Дотичні напруження τ_{xy} , кгс/см ²		Різниця, %
		I	II		I	II	
$x = 0$	стінка	—	—	—	625	763	18,0
$x = 26,215$	верхній пояс	737	1007	26,8	—	—	—
	стінка	—	—	—	422	687	38,5
	нижній пояс	1973	2334	15,4	—	—	—
$x = 52,43$	верхній пояс	2793	2465	11,7	—	—	—
	стінка	—	—	—	1133	1152	1,6
	нижній пояс	3124	2668	14,5	—	—	—
$x = 75,74$	верхній пояс	634	905	29,9	—	—	—
	стінка	—	—	—	742	1030	27,9
	нижній пояс	1599	1649	3,0	—	—	—
$x = 99,05$	верхній пояс	319	1352	52,8	—	—	—
	стінка	—	—	—	760	368	51,5
	нижній пояс	357	764	53,2	—	—	—
$x = 129,205$	верхній пояс	1080	1581	31,6	—	—	—
	стінка	—	—	—	586	1046	43,9
	нижній пояс	2338	2430	3,7	—	—	—
$x = 159,36$	верхній пояс	2980	2941	1,3	—	—	—
	стінка	—	—	—	1212	1259	3,7
	нижній пояс	3442	3253	5,4	—	—	—
$x = 190,36$	верхній пояс	657	780	15,7	—	—	—
	стінка	—	—	—	196	412	52,4
	нижній пояс	1275	1205	5,4	—	—	—
$x = 221,36$	верхній пояс	2182	2310	5,5	—	—	—
	стінка	—	—	—	928	761	17,9
	нижній пояс	2481	2391	3,6	—	—	—
$x = 252,54$	верхній пояс	885	1098	19,3	—	—	—
	стінка	—	—	—	252	416	39,4
	нижній пояс	1717	1496	12,8	—	—	—
$x = 283,72$	верхній пояс	1981	2105	5,8	—	—	—
	стінка	—	—	—	822	908	9,4
	нижній пояс	2147	2212	2,9	—	—	—
$x = 301,72$	верхній пояс	682	410	39,8	—	—	—
	стінка	—	—	—	219	458	52,1
	нижній пояс	1561	810	48,1	—	—	—
$x = 319,72$	стінка	—	—	—	350	575	39,1

Примітки: I – інженерно-аналітичний метод розрахунку [13]; II – чисельний метод розрахунку

Крім того, над проміжною опорою № 3 моста виявлено перенапруження у верхньому та нижньому листах ортотропної плити прогонової будови, що додатково підтверджується і результатами виконаних інженерних розрахунків. Проте чисельні розрахунки, порівняно з інженерними, показали менше перенапруження конструкції (2941 і 2980 проти 3253 і 3442 кгс/см² відповідно) при гранично допустимому напруженні 2857 кгс/см², на що була звернена увага експлуатуючої організації з метою виконання або відповідних ремонтних робіт, або підсилення поперечного перерізу прогонової будови. Цікавим є також те, що за результатами інженерних розрахунків перенапруження має місце і над опорою № 5, утім уточнений розрахунок із використанням просторової моделі засвідчив відсутність такого перенапруження.

На причинах подібного розходження наразі зупинятися не будемо, тому що вони вже були розкриті вище. Однак зауважимо, що отриманий результат зайвий раз підтверджує твердження, що методика Додатка «Д» [13] є відчутно консервативною, а чисельний метод, завдяки можливості відображення в розрахунковій моделі конструктивних особливостей досліджуваних конструкцій шляхом їх максимальної деталізації, дозволяє отримувати значно якісніші, надійніші та точніші результати розрахунків.

4.4.10. Висновки та перспективи подальших розробок. У даному параграфі продовжено започаткований та розвинений у попередніх розділах цієї глави розгляд методологічних аспектів комплексного підходу до розрахунку й аналізу роботи мостових прогонових будов із ортотропними плитами проїзної частини та їх прикладання до дослідження реальних мостових споруд. Як об'єкт дослідження прийнято прогонову будову існуючого моста через аванкамеру автопроїзду ДніпроГЕС, розрахункова модель якого створена з урахуванням дійсного технічного стану конструктивних елементів на основі результатів виконаних інженерних обстежень. Визначено коефіцієнти редукції шляхом застосування інженерно-аналітичного (нормативного) та чисельного (скінченних елементів) методів розрахунку. Наведено й проаналізовано результати чисельного методу у вигляді вертикальних переміщень і нормальних напружень у листі настилу ортотропної плити та дотичних напружень у стінках головних балок. Виконано порівняння отриманих результатів та надані рекомендації в частині застосування методів розрахунку.

Представлені в даному параграфі нові результати, які впливають як із наразі проведених, так і з описаних у попередніх розділах глави досліджень, і, як наслідок, сформульовані на їх базі рекомендації полягають в наступному.

1. Розрахункове оцінювання мостових споруд у неодмінному порядку необхідно здійснювати з огляду на їх дійсний технічний стан, встановлений за результатами проведених інженерних обстежень.

2. При побудові скінченно-елементної моделі мостових конструкцій врахування визначених під час виконання інженерних обстежень дефектів, пошкоджень і руйнувань конструктивних елементів внаслідок їх значної кількості рекомендується проводити не прямим їх відтворенням, а опосеред-

ковано – коригуванням товщини скінченних елементів у залежності від існуючої відповідної «вади» зі збереженням інших геометричних і жорсткісних параметрів. Причому величину цього коригування слід визначати усереднюючи наявні «вади» по поверхні конструктивного елемента.

3. При проведенні досліджень мостових споруд, які мають набуті під час експлуатації дефекти, пошкодження і руйнування, а також тих, яким власноруч нестандартні конструктивні рішення, краще використовувати чисельні методи розрахунку з двох підстав. Перша з них полягає в тому, що тільки чисельні методи дозволяють досягти при побудові числової моделі максимально можливої деталізації конструкції і, як наслідок, отримати більш якісніші, надійніші та точніші результати розрахунків; друга – пов'язана з відсутністю у чинній нормативній документації методик, які передбачали б врахування результатів інженерних обстежень конструктивних елементів мостових споруд і застосованих нестандартних конструктивних рішень, а тому визначені за допомогою цих методик результати призводять до великих похибок.

4. Оскільки дефекти, пошкодження і руйнування, які мають місце в конструктивних елементах мостових споруд, що експлуатуються протягом багатьох десятиріч, у значній мірі негативно впливають на роботу цих елементів під навантаженням, рекомендується з урахуванням результатів розрахунків розробляти необхідні організаційні пропозиції (зокрема, щодо обмеження інтенсивності руху легкових автомобілів і громадського транспорту, спеціального режиму пропуску великовагових і великогабаритних транспортних засобів, постійного моніторингу технічного стану конструкцій тощо) з метою продовження термінів експлуатації мостових споруд і забезпечення їх безпеки до закінчення відповідних ремонтних робіт.

5. Через те, що обмеження інтенсивності руху транспортних засобів по мостових спорудах на практиці завжди мають тимчасовий характер, належить виконувати визначені під час виконання інженерних обстежень рекомендації з підсилення конструктивних елементів із дефектами, пошкодженнями й руйнуваннями якнайшвидше задля повернення їх первісної (проектної) несної спроможності.

6. Зважаючи на те, що чинні нормативні документи не містять положень із розрахунку та проектування мостових споруд із урахуванням даних інженерних обстежень і нестандартних конструктивних рішень рекомендується доповнювати ці нормативні документи відповідними розділами.

§ 4.5. Узагальнені висновки за результатами циклу робіт

Насамкінець цієї глави, яка містить низку результатів щодо дослідження й оцінювання взаємовпливу напруженого стану конструктивних елементів при дійсній роботі ефективних мостових споруд із застосуванням ортотропних плит проїзної частини, належить додатково зупинитися на узагальнених висновках за результатами розрахунку й аналізу роботи мостових прогонових будов всього автопроїзду по гідротехнічних спорудах ДніпроГЕС. А саме.

1. На математичному рівні у стандартних термінах мови «якість утримання – дійсний напружений стан» вплив умов утримання на технічний стан конструктивних елементів мостових прогонових будов можна відобразити залежністю, сутність якої віддзеркалює достатньо просте життєве твердження: гірші умови утримання призводять до більш напруженого стану. Причому апроксимується ця залежність зазвичай гладкими кривими з порушенням цієї гладкості у двох випадках, по-перше, в точках із нерівномірними (найчастіше корозійними) пошкодженнями конструкцій і, по-друге, в точках сингулярності, які відповідають місцям значних дефектів і пошкоджень, набутих конструкцією за час експлуатації.

2. На технічному рівні у стандартних термінах мови «вимоги нормативних документів – технічний стан конструкцій» можна констатувати, що невиконання планових спеціальних обстежень у встановлені нормативними документами строки й необхідних ремонтних заходів і поточних ремонтів за їх рекомендаціями призводить не тільки до пришвидшення розвинення деградаційних процесів і, як наслідок, до погіршення стану конструктивних елементів мостових прогонових будов, а й до збільшення витрат на їх подальше відновлення.

3. На нормативному рівні у стандартних термінах мови «вимоги нормативних документів – надійність і довговічність конструкцій» можна констатувати, що недотримання правил утримання мостових прогонових будов суттєво впливає на надійність і довговічність як окремих елементів моста, так і споруди в цілому, а також на безпечність пересування автомобільного транспорту та пішоходів.

4. На експлуатаційному рівні у стандартних термінах мови «вимоги нормативних документів – пропускна спроможність мостової споруди» можна констатувати, що зниження довговічності конструкцій внаслідок недотримання правил утримання мостових прогонових будов призводить до зменшення їх пропускної спроможності через введення неминучих обмежень (або навіть повного закриття) проїзду автотранспорту з метою унеможливлення численних людських жертв при виникненні непередбачуваних (аварійних) ситуацій.

ЧАСТИНА 3

**ОБСТЕЖЕННЯ ТЕХНІЧНОГО СТАНУ, ЗАХОДИ
ЩОДО ВИРІШЕННЯ АВАРІЙНИХ СИТУАЦІЙ,
ПРОБЛЕМИ РЕКОНСТРУКЦІЇ ТА РЕМОНТУ
НИЗКИ ІНШИХ МОСТОВИХ СПОРУД**

Глава 1

Технічний стан і проблеми реконструкції київських мостів

1.1. Вступ*. Мости по своїй значущості для суспільства є найбільш відповідальними і вартісними спорудами. По-перше, вони є однією з найважливіших ланок транспортної інфраструктури. По-друге, на більшості мостів розташовані інженерні комунікації (теплотраси, водогони, електрокабелі, лінії зв'язку тощо). Тому мости потребують до себе постійної уваги. Сьогодні закриття руху через незадовільний технічний стан чи внаслідок аварії моста, про що вказують численні випадки (навіть у м. Києві), може призвести до значних економічних втрат і паралізувати функціонування транспортної мережі не тільки в прилеглих районах, а й у цілому регіоні.

В той же час нагляд за мостами поступово погіршується і, як наслідок, стан мостів також погіршується. Технічний стан мостів та організація їх експлуатації є незадовільними, загрозливими для безаварійного функціонування споруд та дорожньої мережі в цілому. Тому утримання побудованих мостів у належному стані є важливим завданням для місцевих виконавчих органів та державних адміністрацій, організацій, що експлуатують мости, а також проєктувальників.

Український інститут сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського має великий багаторічний досвід проєктування нових, оглядів і обстежень діючих мостів, їх реконструкції з розробленням документації із виправлення зафіксованих дефектів і пошкоджень. Протягом 1963 – 1993 років у період масового будівництва мостів та інших транспортних споруд, за розробленими в інституті проєктами було побудовано п'ятнадцять великих мостів, як металевих, так і залізобетонних. За схемами це мости різної конфігурації: балкові, аркові, висячі, вантові, рамні та ін. Географія розміщення побудованих мостів також різноманітна: міста Київ, Запоріжжя, Житомир, Дніпро (колишній Дніпропетровськ), Маріуполь, Кам'янець-Подільський, Одеса, Коростень, Новоград-Волинський, Вінниця та Закарпатська область.

У зв'язку з тим, що останнім часом у державі практично нові мости не будуються, фахівці інституту працюють над проблемою збереження існуючих мостових споруд з метою продовження терміну їх експлуатації. Але напрацьовані результати статистичного аналізу даних періодичних оглядів і обстежень конструкцій мостів, на жаль, невтішні. Так, наприклад, з двадцяти детально обстежених великих мостів дев'ять перебувають в аварійному стані, а десять потребують термінового ремонту.

* Співзвучна назві розділу стаття була підготовлена і вийшла друком у 2002 році.

Серед багатьох факторів, що негативно впливають на технічний стан мостів, слід виділити насамперед такі:

- низьку якість будівництва, відсутність належного догляду та утримання;
- використання у минулих роках недосконалих і недалекоглядних норм проектування, що неодноразово призводило до застосування неефективних технічних рішень;
- неякісне виконання вузлових з'єднань елементів конструкцій;
- неякісну гідроізоляцію мостового полотна та незадовільний водовідвід, через що трапляється більшість протікань із руйнуванням захисного шару та корозії робочої арматури;
- значне збільшення статичних навантаж і динамічних впливів на мостові конструкції внаслідок різкої зміни за останні 10 – 15 років якісного складу і ваги транспортних засобів та інтенсивності їх руху (сьогочасні навантаження за своєю дією на споруди значно перевищують нормативи, за якими в свій час проектувались мости).

Результати оглядів і обстежень трьох мостів через р. Дніпро у м. Києві, запроектованих інститутом і побудованих у різні роки, свідчать, що всі вони, а саме суцільнозварний міст ім. Є.О. Патона, висячий Парковий міст на Труханів остров та Вантовий міст через гавань потребують постійних ремонтних робіт, а останній – ще й капітального ремонту вантової прогонової будови.

1.2. Вантовий міст через гавань. Міст був побудований у 1963 році і став першим у світовій практиці вантовим мостом, балки жорсткості прогонової будови якого було виготовлено із залізобетону (рис. 1.1, а). Міст в основному проектувався як пішохідний, щоб полегшити робітникам одного з найстаріших київських заводів «Кузня на Рибальському» (колишня назва «Ленінська кузня»), розташованому на півострові, шлях до заводу, а мешканцям – додому. Проїзд автотранспорту по мосту дозволявся тільки для спеціальних машин швидкої допомоги, окремих пасажирських автобусів та легкового транспорту з обмеженням ваги автомобілів. Але в останні роки, в зв'язку з тим, що транспортна артерія з побудованим мостом на декілька кілометрів скорочувала шлях проїзду з Подолу на Оболонь, інтенсивність автомобільного руху по мосту різко зросла. Особливо збільшився проїзд велико-вагових автомобілів, що взагалі не було передбачено проектом.

Основні технічні дані Вантового моста через гавань в м. Києві такі (рис. 1.1, б, в): довжина – 475,87 м, у тому числі лівобережна естакада – 84,49 м, руслова вантова частина – 275,7 м і правобережна естакада – 115,68 м. Руслова частина перекрита трипрогоною нерозрізною вантовою фермою з прогонами 65,85, 144,0 і 65,85 м. Конструктивно вона є симетричною з двома пілонами і радіальним розташуванням вант, які виготовлені з пучків сталевих канатів закритого типу діаметром 72 і 55 мм. Пілони виконані у залізобетоні, загальною висотою 42,0 м і висотою над балкою жорсткості 27,0 м. Ширина проїзної частини моста дорівнює 7,0 м, крім того є два тротуари завширшки по 1,5 м кожний.

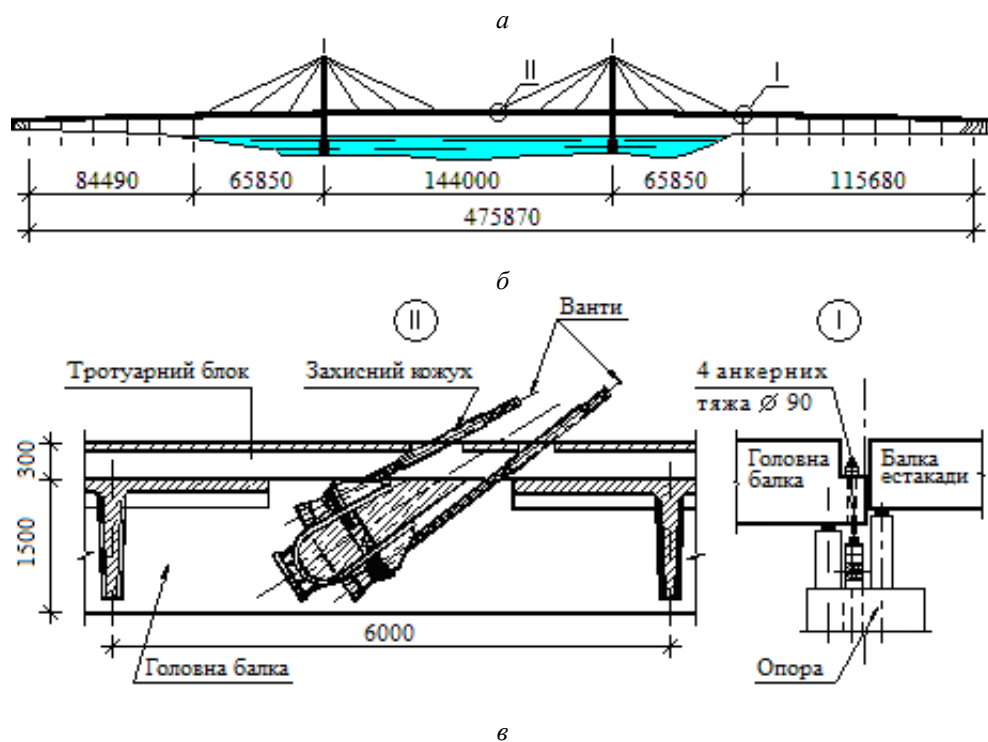


Рис. 1.1. Вантовий міст через гавань:
a – загальний вигляд; *б* – поздовжній переріз моста; *в* – основні вузли

Залізобетонна прогонова будова має дві головні балки П-подібного перерізу з відстанню між осями 9,6 м. Проїзна частина складена з Т-подібних балок завширшки 1,5 м, які розташовані поперек моста з кроком 1,5 м та спираються на вертикальні стінки головних балок. Конструкції естакади моста прийняті типовими: із залізобетонних попередньо напружених балок прогонових будов і рамних залізобетонних опор. Відстань між опорами дорівнює 16 м.

Технічний стан конструкцій моста періодично обстежувався десять разів, починаючи з дати введення його в експлуатацію, тобто з 1963 року. У 1992 році вперше були зафіксовані дефекти конструкцій моста, особливо прогонової вантової частини, які ставили під загрозу надійність пропуску по мосту непередбаченого проектом автомобільного транспорту підвищеної вантажопідйомності. Проте розроблені інститутом рекомендації з ремонту аварійних конструкцій ніхто так виконати і не спромігся. В результаті чергового огляду моста, проведеного в 1996 році, стан його деяких основних несних конструкцій було визнано аварійним, що і призвело до закриття руху в 1997 році.

Виконуючи розпорядження Київської міської державної адміністрації № 635 від 25.03.1998 р. «Про відкриття обмеженого руху пасажирського транспорту та пішоходів по мосту через гавань р. Дніпро в м. Києві», Український інститут сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського провів детальні обстеження та виконав проєкт підсилення аварійних конструкцій моста, який було реалізовано Мостозагоном № 103 ВАТ «Мостобуд» у 1998 році. Останнє дало змогу частково відкрити по мосту обмежений рух легкового автотранспорту та пасажирських мікроавтобусів по двох смугах в обох напрямках, причому рух транспорту було дозволено тільки за умови виконання подальших вимог і рекомендацій фахівців інституту.

Однак, за браком коштів, ремонтні роботи не були виконані у повному обсязі. Як наслідок, не вдалось повністю відновити деякі дефектні елементи моста, що потребували повної заміни – канати вант і залізобетонні балки вантової прогонової будови. Проте, незважаючи на це, міст експлуатувався з повною автомобільною та пішохідною навантагою без здійснення контролю за режимом пропуску транспорту та з ігноруванням наданих інститутом рекомендацій.

Обстеження, проведені у липні – серпні 2001 року, показали, що внаслідок цього значно збільшились пошкодження сталевих несних канатів і обриви дротів у них. Так, якщо у вересні 1998 року було зафіксовано пошкодження тільки 3-х канатів із обривом до 6-ти дротів, то в серпні 2001 року кількість зафіксованих пошкоджень канатів зросла до 15-ти з обривом до 26-ти дротів.

В період з 1998 по 2001 роки не проводився ремонт залізобетонної балки жорсткості прогонової будови. Між тим, результати обстежень цього року показали, що її стан значно погіршився. А в деяких місцях навіть мають місце провали у плиті прогонової будови. Зафіксовано також часткове руйнування стінок і плити поперечних балок, а також тротуарів. Крім того, мають місце порушення захисного шару і корозія арматури в балках прогонової будови, пілонів і стояків берегових опор.

При додатковому детальному обстеженні ушкоджених вузлів вантової прогонової будови моста були зафіксовані нові дефекти, а саме: обриви дротів зовнішнього шару сталевих несних канатів, обрив анкерних болтів діаметром 90 мм, руйнування залізобетонних балок (рис. 1.2).



а



в



б

Рис. 1.2. Основні дефекти несних конструктивних елементів Вантового моста через гавань: а – обрив дротів зовнішнього шару ванти; б – обрив анкерного болта закріплення балки прогонової будови; в – руйнування стінки залізобетонної балки прогонової будови та корозія арматури

Тому на нараді, проведеній київським об'єднанням «Київміськгідро-шляхміст» 19 вересня 2001 року, із залученням провідних фахівців Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського, Київсоюзшлях-проекту, Інституту електрозварювання ім. Є.О. Патона, Українського транспортного університету, Київпроекту та Київінжпроекту було розглянуто питання про можливість подальшої експлуатації Вантового моста через гавань. Були прийняті такі рішення:

1. Припинити рух автотранспорту та пішоходів по мосту.
2. Запроектувати та здійснити будівництво тимчасових риштувань з метою розвантаження аварійної вантової прогонової будови та тимчасового пропуску пішоходів.
3. Реконструювати існуючий міст для пішохідного руху.

На виконання цих рішень держадміністрацією м. Києва були виділені кошти на розробку проектно-кошторисної документації на проектування тимчасових риштувань для розвантаження вантової прогонової будови, організації по них тимчасового проходу для пішоходів і перекладання існуючих комунікацій, що проходять по мосту.

Генеральним проектувальником Українським інститутом сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського з підрядними організаціями ВАТ «Мостобуд» погоджені всі технічні проблеми будівництва тимчасових риштувань, які дозволять демонтувати центральний аварійний вантовий прогін та замінити його на новий металевий, який буде вдвічі легшим від існуючого залізобетонного. Тимчасові риштування передбачається виконати металевими баштового типу, встановити їх на бурунабивні палі та перекрити металевими ригелями і балками під існуючою залізобетонною балкою жорсткості (рис. 1.3). Після монтажу тимчасового пішохідного проходу та перекладання комунікацій передбачається розкружати (піддомкратити) залізобетонну балку жорсткості, знявши таким чином всі зусилля з вантової прогонової будови. Потім балка буде розрізана та поелементно демонтована за допомогою спеціального козлового крана, який буде встановлено на складених із понтонів плашкоутах.

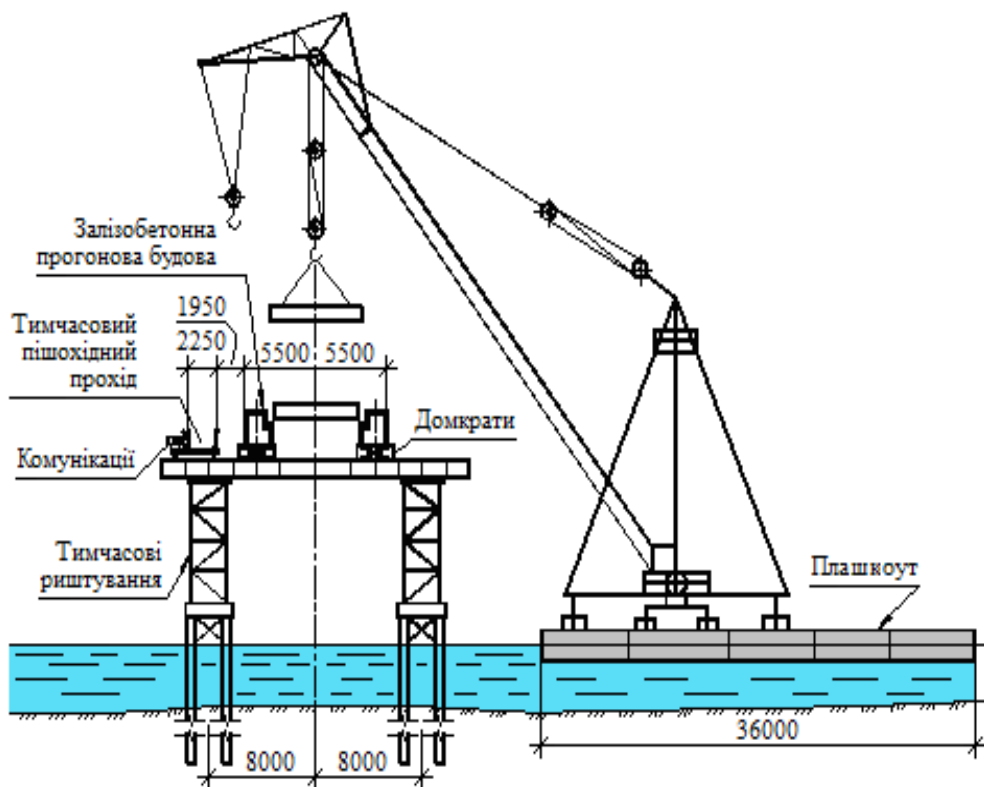


Рис. 1.3. Схема демонтажу прогонової будови Вантового моста через гавань

Нову вантову прогонову будову реконструйованого прогону передбачається виконати із сталі з ортотропною плитою проїзної частини з використанням нових сталевих канатів, більш довговічних, з необхідним довготривалим захистом від корозії. Виконання цього проєкту дозволить побудувати новий вантовий прогін моста та зберегти весь архітектурний обрис моста.

Поки що остаточно не вирішено, яка буде ширина нового моста, чи буде він тільки пішохідним, чи також автомобільним з двома чи чотирма смугами руху. Але новий реконструйований міст обов'язково відродиться*. Бо це конче потрібно всім киянам і гостям столиці!

1.3. Мости ім. Є.О. Патона та Парковий пішохідний. Слід відзначити, що дефекти конструктивних елементів виявлені також на найбільш відомих Київських мостах – суцільнозварному мосту ім. Є.О. Патона (відкритий 5 листопада 1953 р.) та висячому Парковому пішохідному мосту на Труханів острові (відкритий 2 липня 1957 р.).

Якщо на мосту ім. Є.О. Патона ще проводяться обстеження конструкцій і ведуться необхідні ремонтні роботи, завдяки чому його прогонова будова підтримується в працездатному стані, то на висячому Парковому пішохідному мосту ніяких робіт із обстеження та ремонту в останні роки взагалі не проводиться. Більше того, не було навіть усунено ряд дефектів конструктивних елементів прогонової будови, які були виявлені при останньому обстеженні моста, здійсненому ще у 1989 році!

Наслідком цього стало подальше погіршення стану конструкцій моста. У 2002 році при огляді його конструкцій фахівцями Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського та Інституту електрозварювання ім. Є.О. Патона були виявлені обриви трьох вертикальних підвісок (а це елементи несних конструкцій), деформування деяких елементів прогонової будови висячого прогону і значну корозію металевих елементів в'язів. Крім того, зсув ґрунту в районі облаштування правобережного стояна призвів до затискування прогонової будови, що викликає зміну геометричної схеми несних елементів та їх перевантаження.

Наявність подібних дефектів характеризує стан прогонової будови моста як аварійний. Тому виконання термінових робіт з обстеження і ремонту взято під контроль Київським об'єднанням «Київміськгідрошляхміст». Завдяки цьому ми можемо бути впевнені, що красень-міст, який вже протягом 45 років з'єднує два береги річки в центрі столиці, буде ще довго милувати своїм неповторним виглядом киян та гостей міста і прикрашати краєвид дніпровських круч.

* Сподівання автора (нагадаємо, що співзвучна назві розділу стаття була підготовлена і вийшла друком у 2002 р.), на жаль, не виправдались: на той час автору не було відомо, що ані ремонту, ані реконструкції чи навіть демонтажу Вантового моста вже ніколи не буде проведено. Міст залишається повністю закритим не тільки для руху автотранспорту, а й для проходу пішоходів і продовжує поступово руйнуватись.

Глава 2

Південний міст через р. Дніпро в м. Києві. Нинішній стан та перспективи

2.1. Вступ. Південний міст через р. Дніпро в м. Києві запроектовано Київською філією Державного інституту з проектування і вишукування автомобільних доріг «Союздорпроект» під керівництвом головного інженера проекту Г.Б. Фукса і призначено для автомобільного та пішохідного руху, а також проїзду поїздів метрополітену (рис. 2.1). Будівництво моста було розпочато в 1983 році й завершено в 1990 році. У цьому ж році міст було прийнято в постійну експлуатацію. У 1992 році після спеціального обстеження по мосту було відкрито рух поїздів метрополітену.

*a**б**в*

Рис. 2.1. Панорамний (а) і загальні (б, в) вигляди Південного моста

2.2. Стислий опис основних конструктивних рішень. Як вбачається з наведеного рисунка, прогони Південного моста, загальна довжина якого становить 1256 м, перекриті однопілонною вантовою сталеву прогоною будовою з вантовим прогоном завдовжки 439,0 м, двопрогоною залізобетонною коробчастою будовою (анкерна частина вантового прогону) завдовжки 119,5 м та дев'ятипрогоною залізобетонною коробчастою спорудою завдовжки 661,5 м. Сталеві вантові прогони будови та залізобетонні вантові анкерні прогони примикають до пілона.

Сталева балка жорсткості Південного моста складається зі двох тристинчастих коробчастих балок, що симетрично розташовані відносно поздовжньої осі моста (рис. 2.2, *а*), по яких влаштовано автопроїзди для шести колон авто-транспортів по три з кожного боку. Загальна ширина балки жорсткості дорівнює 41,6 м. Коробчасті балки об'єднані сталеву ортотропною плитою, на якій розташовано дві колії метрополітену. Всередині великих коробок балок розміщені трубопроводи – по одному в кожній коробці, а всередині малих коробок балок влаштовано анкерні кріплення вантів.

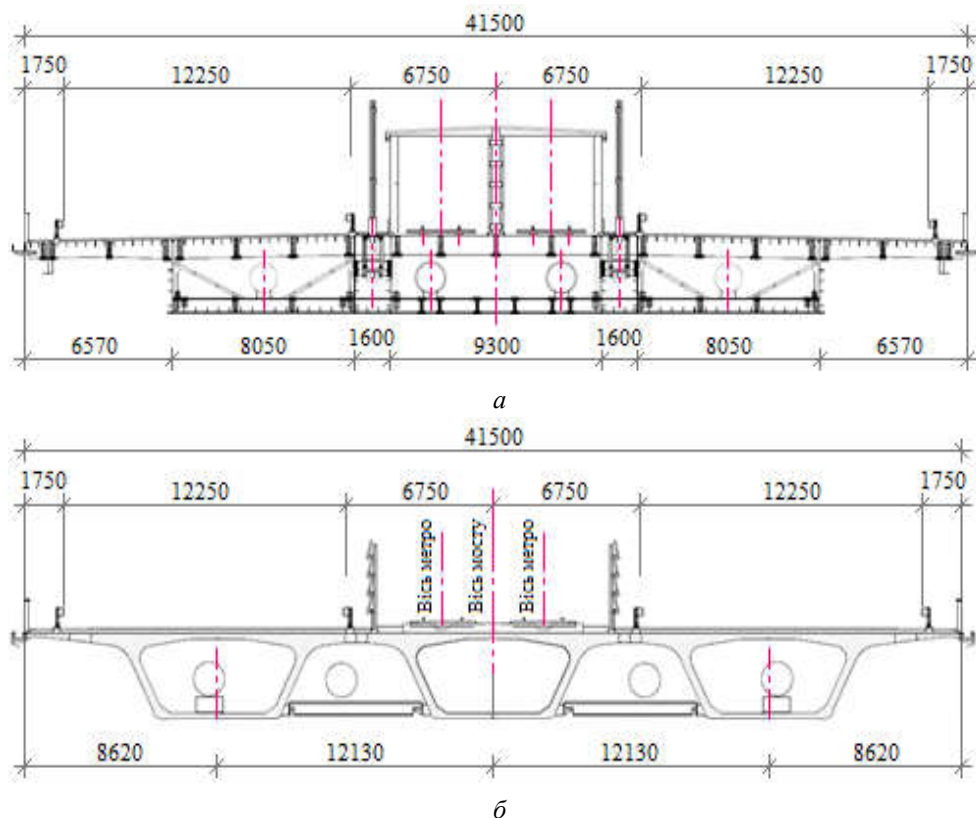


Рис. 2.2. Поперечний переріз балки жорсткості Південного моста:
а – на сталевих прогонах, *б* – на залізобетонних прогонах

Що ж стосується залізобетонних прогонів Південного моста, то вони в поперечному перерізі складаються з трьох коробчастих балок із попередньо-напруженим армуванням (рис. 2.2, *б*). Коробчасті балки об'єднані між собою по верхніх плитах. Над середньою балкою розміщено дві колії метрополітену, а над крайніми – автопроїзди та пішохідні тротуари.

Пілон моста виконано з монолітного залізобетону, а його ноги розташовані в зонах між автопроїздами та метропроїздом. Вершина пілона знаходиться на висоті 110 м від рівня проїзду. В рівні проїздів поперечний переріз ніг пілона становить 2×5 м, причому задля зменшення їх гнучкості поперек моста горизонтальні розпірки утворюють раму.

Вантова система Південного моста прийнята двоплощинною, кожна з яких знаходиться в зоні між автопроїздами і метропроїздом. Ванти, що йдуть в бік головного прогону, мають горизонтальну орієнтацію канатів, а в бік залізобетонної частини – вертикальну. Ванти моста сформовані з пари витих закритих канатів діаметром 62 мм кожен, об'єднаних між собою стяжними пристроями й гасниками коливаль.

Міст був запроєктований за чинними на той час технічними умовами [47] з урахуванням закладених у ці умови перспектив розвитку транспортної інфраструктури на вертикальні рухомі навантаги від колони автомобілів за схемою Н-30 та одиничною навантагою від автомобіля за схемою НК-80 із орієнтовною інтенсивністю руху в межах 20 тис. авт. на добу, а також на навантагу від п'ятивагонних поїздів метрополітену. Втім, попри прийняту до уваги під час проєктування перспективу, останнім часом інтенсивність руху на Південному мостовому переході значно перевищила проєктні значення (як через просте збільшення кількості автотранспортних засобів, так і через значне зростання обсягів транзитних перевезень) і становить у середньому біля 80,0 – 85,0 тис. авт. на добу, а в години «пік» ця інтенсивність може навіть сягати значення 100,0 – 110,0 тис. авт. на добу. Зрозуміло, що таке переобтяження пропускної здатності моста наразі призвело до абсолютно очікуваних наслідків, які полягають не тільки у різкому зменшенні реальної швидкості руху автотранспорту по мосту до 5 – 10 км/год, а й у непередбаченому виникненні багатокілометрових заторів при найнезначнішому порушенні рівномірності руху, не кажучи вже про аварії чи поломки автомобілів.

2.3. Результати обстеження конструкцій моста. Останнім часом було виконано комплексне спеціальне обстеження Південного мостового переходу, узагальнюючі результати якого свідчать, що його конструкції мають низку дефектів і недоліків, що знижують не тільки їх несну здатність, а й довговічність і надійність споруди у цілому. До речі, виникнення більшості з цих дефектів пов'язане не тільки з постійним зростанням інтенсивності руху автотранспорту і його вантажопідйомності, недотриманням термінів міжремонтних періодів та проведення регламентованих робіт із утримання в попередні десятиліття, а й з відсутністю досвіду проєктування такого типу споруд у 70-х роках ХХ століття. Виявлені дефекти негативно впливають на довго-

вічність конструкцій, знижують безпеку та комфортність руху по мосту, а в окремих випадках зменшують його несну здатність.

Необхідно зазначити, що систематичні руйнування асфальтобетонного покриття проїзної частини на сталевих прогонових будовах (рис. 2.3, *а*) і кілометрові затори під час виконання ремонтних робіт із ліквідації цих дефектів добре відомі всім тим, хто користується Південним мостом. Причому зони руйнування покриття (незважаючи на те, що всьому мосту властиві несприятливі для асфальтобетону динамічні характеристики) переважно виникають саме на тих ділянках проїзної частини моста, на яких застосовано гнучкий сталевий лист настилу завтовшки 12 мм. Через це, а також беручи до уваги результати аналізу роботи конструкцій мосту, можна стверджувати, що уникнути постійних руйнувань покриття є практично неможливим без підсилення (шляхом збільшення товщини) верхнього листа настилу сталевих балок. У цьому сенсі також наголосимо, що руйнування покриття – це проблема конструкцій моста.

Ще однією нагальною проблемою моста, що перешкоджає проїзду автомобільного транспорту, є незадовільний стан конструктивних елементів деформаційних швів. З цього приводу відзначимо, що на сталевих прогонах деформаційні шви старої конструкції було замінено на сучасні, проте на залізобетонних прогонах цього своєчасно не було зроблено. В результаті, дефекти конструкцій швів у вигляді нещільного прилягання ковзних листів, по-перше, змушують водіїв зменшувати швидкість, а, по-друге, порушують їх (швів) герметичність. Тому вода з проїзної частини вільно потрапляє на конструкції прогонів та опор, викликаючи їх руйнування. Значно ускладнює реальну ситуацію ще й те, що водовідвідні лотки давно вийшли з ладу (рис. 2.3, *б*). З огляду на вказане стає цілком зрозумілим, що без повної заміни старих швів на шви нової конструкції уникнути подальшого розвинення дефектів опор та торців прогонів є практично неможливим.

*а**б*

Рис. 2.3. Дефекти мостового полотна Південного моста

Крім того, при обстеженні конструкцій прогонових будов моста була виявлена низка інших дефектів, які свідчать про поганий стан гідроізоляції в залізобетонних прогонових будовах практично по всій їх протяжності. Наслідками цих дефектів є сліди замокання й вилуговування бетону (корозія і втрата міцності) в окремих місцях у внутрішніх відсіках коробчастих балок, на консолях та монолітних ділянках плит між зовнішніми та внутрішньою коробками і в місцях влаштування деформаційних швів (рис. 2.4).



Рис. 2.4. Наслідки руйнування бетону в місцях влаштування деформаційних швів

До того ж в окремих місцях у коробках вода, що просочується зверху крізь покриття та залізобетон, стоїть калюжами на нижній поверхні коробок (рис. 2.5). А висоли і сталактити подекуди мають бурий відтінок, що є свідченням не тільки корозії безпосередньо бетону, а й арматури. На превеликий жаль, гідроізоляцію на залізобетонних прогонах за 29 років експлуатації моста жодного разу не замінювали, отже термін її безперервної служби не просто давно сплинув, а значно – більш ніж у чотири рази – перевищив розрахований у проєкті нормативний строк використання. У цьому сенсі варто також підкреслити, що без перевлаштування гідроізоляції вода з агресивними протиожезедними соляними сумішами і надалі буде безперешкодно потрапляти до залізобетонних конструкцій і не тільки викликати, а й пришвидшувати їхнє руйнування.



Рис. 2.5. Просочування води у залізобетонних прогонових будовах



Рис. 2.6. Стан заанкерених канатів вантів для відтягування пілона

Тепер перейдемо до розгляду стану канатів вантової системи. І одразу зазначимо, що стан канатів вантів у зоні їхнього заанкерення є незадовільним, оскільки поверхня зовнішнього шару дротин частини канатів має корозію (рис. 2.6). В сталевих прогонових будовах ванти проходять крізь вікна, що розташовані у верхній плиті. А самі місця входу канатів закриті металевими кожухами, герметизація яких виконана за допомогою встановлених дерев'яних вкладишів, поверх яких нанесено герметик. Наразі стан цієї герметизації є незадовільним, тому в багатьох місцях герметик пропускає воду, що, в свою чергу, призводить до виникнення на нижній грані дерев'яних вкладишів для фіксації положення вантів на канатах іржі та слідів просочування води. Ба більше, в окремих вантах натепер вже відбулось значне корозійне руйнування й обриви Z-подібних дротин зовнішнього шару канатів вант (рис. 2.7).

Щодо стану фарбового покриття металевих конструкцій моста вкажемо на те, що стан як зовнішнього, так і внутрішнього фарбового покриття металоконструкцій є незадовільним. Причому причина зазначеного є доволі простою – міст не фарбували з моменту його відкриття у 1990 році, через що метал сталевих вантових прогонових будов кородує (рис. 2.8). Крім того цікавим тут є те, що на даний час дістатись до конструкцій мосту просто неможливо через те, що ґрати та замки наявні на всіх входах і виходах.



Рис. 2.7. Руйнування і обриви дротин канатів вант

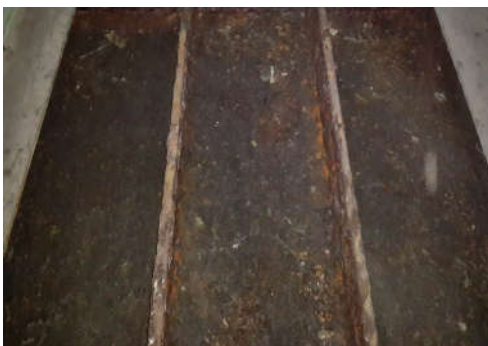


Рис. 2.8. Корозія металу в сталевих прогонових будовах

2.4. Висновки. Аналіз результатів обстеження конструкцій моста, а також результатів розрахунків вантажопідйомності, визначення остаточного ресурсу моста та експертної оцінки технічного стану споруди дозволив виконати оцінку та прогнозування технічного стану моста відповідно до вимог [19]. Результати цієї оцінки полягають у наступному: мостове полотно автопроїздів – стан 4 (обмежено працездатний); залізобетонні прогонові будови автопроїздів – стан 4 (обмежено працездатний); сталеві вантові прогонові будови автопроїздів – стан 3 (працездатний); конструкції пілону вище рівня проїзної частини – стан 3 (працездатний); ванти – стан 4 (обмежено працездатний); руслові опори – стан 3 (працездатний); опора № 0 – стан 4 (обмежено працездатний); опора № 14 – стан 3 (працездатний); опори № 4 і № 5

мають розмиви ґрунту під всією площею ростверку завглибшки до 4,0 м і 4,7 м відповідно; опора № 14 – стан 3 (працездатний); підхід на лівому березі р. Дніпро – стан 3 (працездатний). Тому за рейтингом основних конструктивних елементів міст знаходиться у стані 4 – обмежено працездатний. Експлуатаційний стан моста в цілому, за найнижчим із показників експлуатаційного стану основних конструкцій, теж кваліфіковано як 4 – обмежено працездатний. За результатами розрахунків також встановлено, що гранична навантага на міст дорівнює 35 тс для автомобільної навантаги в колоні, а залишковий ресурс моста оцінюється в 7 років.

Відповідно до визначеного експлуатаційного стану моста стандартом [19] задля забезпечення його безаварійної експлуатації передбачено проведення обстежень за спеціальним графіком і виконання капітального ремонту за спеціально розробленим проектом, в якому необхідно врахувати не тільки рекомендації відомостей дефектів, передбачити ін'єктування тріщин, ремонт вантів та виконання підсилення конструкції прогонів 9 – 11, а і виконати підсилення металевієї плити мостового полотна враховуючи сучасну інтенсивність руху транспорту, яка сьогодні перевищує проектну більш ніж у 5 разів. Окрім того, необхідно передбачити, по-перше, ваговий контроль руху негабаритних та великовагових вантажів, що прямують Південним мостовим переходом, і, по-друге, обмеження швидкості їхнього руху.

Після невідкладного вжиття всіх зазначених заходів залишковий ресурс мосту може бути збільшений і, навпаки, у разі зволікання з ними в найближчі роки можна неминуче отримати подальшу деградацію конструкцій, в результаті якої міст перейде до непрацездатного експлуатаційного стану, що унеможливить його безпечну експлуатацію.

Глава 3

Нагальні проблеми технічного стану Південного моста через р. Дніпро в м. Києві

3.1. Вступ. Передусім нагадаємо про те, що у вже достатньо далекому 1990 році в м. Києві через р. Дніпро за проєктом Київської філії Державного інституту з проєктування і вишукування автомобільних доріг «Союздор-проєкт» під керівництвом головного інженера проєкту Г.Б. Фукса був збудований черговий міст для пропуску автомобільного та пішохідного руху, а також потягів метрополітену (рис. 3.1). Міст з'єднує розташовані на правому березі Саперно-Слобідську вулицю та Столичне шосе з проспектом Миколи Бажана (житловий масив Позняки) на лівому березі й до того ж слугує частиною автошляху міжнародного значення М03 (Е40). Рішенням виконавчого комітету Київської міської Ради народних депутатів за № 905 від 19 жовтня 1990 року «Про повернення історичних назв, найменування та перейменування вулиць, станцій метро та нового мостового переходу в м. Києві» цьому мостовому переходу була присвоєна назва «Південний».

Будівництво моста розпочалося у 1983 році згідно з проєктом, розробленим з урахуванням норм проєктування [45]. У постійну експлуатацію мостовий перехід введено в 1990 році спочатку під автомобільний рух, а після спеціального обстеження в 1992 році по мосту було відкрито рух потягів метрополітену. Автомобільний рух здійснюється по роздільним для кожного напрямку проїздам – з верхового й низового боку від колій метрополітену, які проходять уздовж осі моста, причому на кожному автомобільному проїзді розташовані три смуги руху завширшки по 3,75 м. Колії метрополітену запроектовано відокремленими від автопроїздів бар'єрною та залізобетонною огорожами.

У плані міст розміщується на прямій, а його подовжній профіль утворений низкою вертикальних кривих із вершиною у вантовому прогоні з короткими прямолінійними вставками між ними.

Розрахункові тимчасові навантаги на міст прийняті у вигляді шести смуг автомобільної навантаги класу А-11, одиночної навантаги НК-80, двох колій для п'ятивагонних потягів метрополітену, чотирьох трубопроводів Ø 1220 мм і тридцяти кабельних мереж до 1,0 кВ кожна.

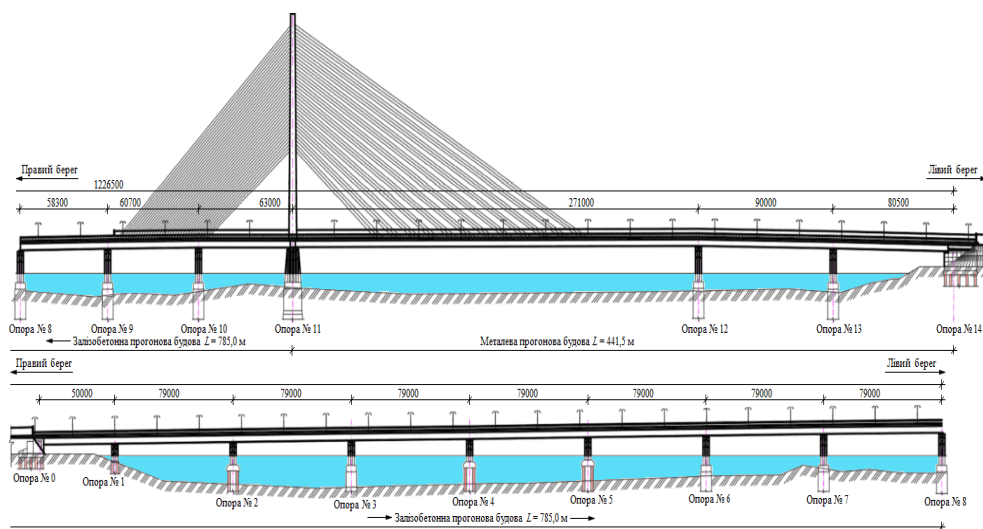
3.2. Стислий опис основних конструктивних рішень. А тепер перейдемо до розгляду основних конструктивних рішень моста. Прогони моста перекриті у такий спосіб: лівобережна однопілонна вантова споруда – трипрогонова нерозрізна сталева прогонова будова (з вантовим прогоном) за схемою 80,5 + 90,0 + 271,0 м і двопрогонова нерозрізна залізобетонна коробчаста прогонова будова (анкерна частина вантового прогону) за схемою 60,7 + 63,0 м, а правобережна частина – дев'ятипрогонова нерозрізна залізобетонна коробчаста прогонова будова за схемою 58,3 + 7×79,0 + 50,0 м. Сталеві вантові прогони будови та залізобетонні вантові прогони примикають до пілона на опорі № 11 і шарнірно спираються на нього.



а



б



в

Рис. 3.1. Панорамні вигляди (а, б) і фасад (в) Південного моста

Нерозрізна трипрогонова балка жорсткості сталевго вантового прогону завдовжки 441,5 м виконана за схемою в осях обпирання 271,0 + 90,0 + 80,5 м і вертикально оперта на опорах №№ 12, 13, 14 й вертикально та горизонтально на пілон (опора № 11). Сталева балка жорсткості Південного моста складається з двох трьохстінчастих коробчастих балок, що симетрично розташовані відносно подовжньої осі моста (рис. 3.2, *а*). Над коробчастими балками влаштовано автопроїзди. Коробчасті балки зверху поєднані сталеву ортотропною плитою, на якій знаходяться дві колії метрополітену, а по низу – в'язями-розпірками. Всередині великих коробок балок містяться трубопроводи холодної води – по одному в кожній коробці, а під проїздом метрополітену – два трубопроводи гарячої води. Всередині малих коробок балок влаштовано анкерні кріплення вант.

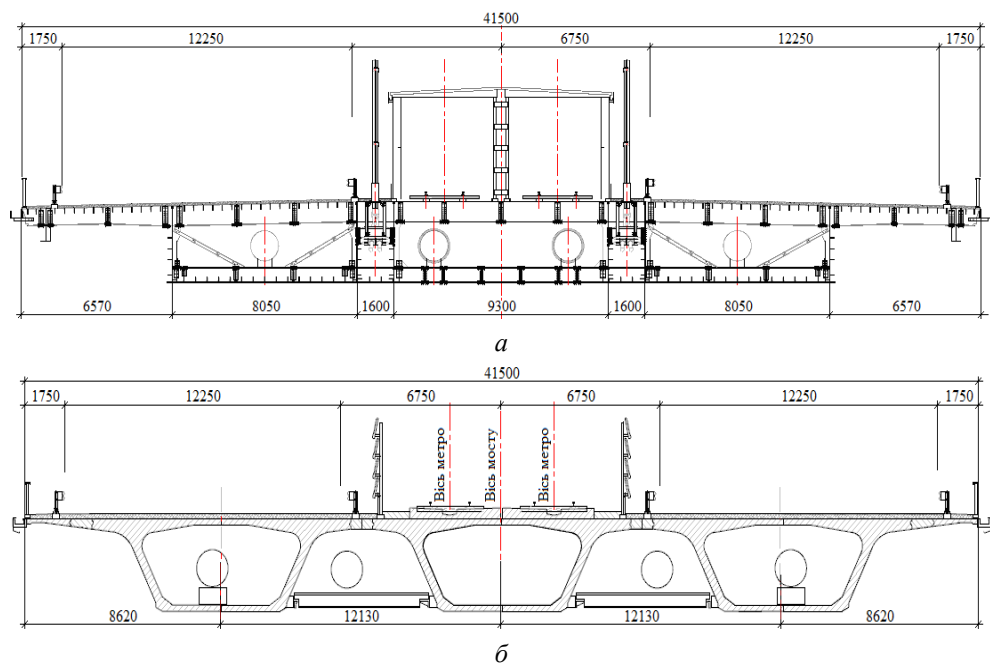


Рис. 3.2. Поперечний переріз балки жорсткості Південного моста:
а – на сталевих прогонах, *б* – на залізобетонних прогонах

Пілон моста заввишки 110 м від рівня проїзду виконано із монолітного залізобетону, а поперечний переріз його ні», розміщених у зоні між авто- і метропроїздом, у площині проїздів становить 2×5 м. Важливим також є те, що зменшення гнучкості ніг пілона поперек моста досягнуто шляхом встановлення горизонтальних розпірок, які створюють раму, а їх жорсткість у поперечному напрямку збільшено з допомогою збірних залізобетонних елементів, в яких передбачені сходові марші з боку автопроїздів і монолітні виступи з боку метропроїзду.

Вантова система моста реалізована у двох паралельних площинах, ванти в яких простягаються в зоні між авто- і метропроїздом. Ванти, що йдуть у бік головного прогону, мають горизонтальну орієнтацію канатів, а в бік залізобетонної частини, навпаки, – вертикальну. Умовно всі ванти розподілені на 12 груп по 3 ванти у групі, причому їхня довжина змінюється від 77,74 до 226,41 м.

Що ж стосується внутрішньої структури вант, то кожна з них сформована з пари канатів $\varnothing$ 62 мм, виготовлених за технічними умовами [60]. Між собою канати у ванті об'єднуються спеціальними стяжними пристроями, а самі ванти за довжиною сполучаються завдяки трьом гасникам коливань із метою зміни частот і зменшення амплітуди їх (вант) коливань. В поперечному перерізі канат складається з чотирьох шарів Z-подібних дротин і чотирьох шарів круглих дротин, отже загалом у канаті налічується 154 дротини за схемою $1 \times 154 (1 + 7 + 7/7 + 14 + 20Z + 28Z + 32Z + 38Z)$.

Вузли анкерування вант у сталевій балці жорсткості розміщені в малих коробках групами по три через 2,5 м за довжиною балки. Відстань між групами вант становить 10,0 м. Канати вант обперті через систему шайб на нахилені по осі вант траверсні балки. На поясах траверсних балок встановлена опорна шайба, в якій утворено отвір задля пропускання анкера й сферичної випуклої шайби. Між сферичною випуклою шайбою і торцем анкера встановлені пакети роз'ємних шайб для коректування довжини канату. А на поверхнях коробок встановлено кожух, в якому міститься дубовий вкладиш, що не тільки фіксує положення вант, а й не допускає їхніх коливань у зоні анкерування.

Балка жорсткості вантових прогонових будов обпирається на пілон за допомогою системи вертикальних та горизонтальних опорних частин, які уможливають не тільки її поворот, а й незначні подовжні переміщення. Розпір (іншими словами, горизонтальна складова від зусилля в вантах) близько 18000 тс передається на пілон за допомогою вісімнадцяти горизонтальних опорних частин, встановлених на нижній ортотропній плиті, подовжні ребра якої влаштовані підсиленими і зближеними. Що ж стосується вертикальної складової від зусилля в вантах, то вона передається на шість обмежено рухомих опорних частин, що розташовані під стінками балки жорсткості.

В частині залізобетонних прогонів моста зазначимо наступне. По-перше, прогони моста 0 – 9 перекриті дев'ятипрогоновими нерозрізним залізобетонними прогоновими будовами з розрахунковою схемою $50,0 + 7 \times 79,0 + 58,3$ м і повною довжиною 661,3 м. В поперечному перерізі прогони складаються з трьох коробчастих балок з попередньо-напруженим армуванням (рис. 3.2, б). Коробчасті балки об'єднані між собою по верхніх плитах. Над середньою балкою розміщено дві колії метрополітену, а над крайніми – автопроїзди та пішохідні тротуари. Два трубопроводи холодної води знаходяться всередині крайніх коробчастих балок, два трубопроводи гарячої води – між середньою і крайніми коробчастими балками на поперечних балках. Коробчасті балки складені зі збірних залізобетонних блоків типу «К», що були виготовлені на Дніпропетровському заводі мостових залізобетонних конструкцій.

Об'єднання блоків вздовж моста проведено за допомогою плоских клейових стиків із фіксуючим виступом і обтиском пучками попередньо-напруженої арматури. Зовнішні розміри блоків однакові за всією довжиною прогону, а саме: заввишки 3,40 м, завширшки по верху 11,20 м і завдовжки вздовж моста 1,98 м для рядового блока й 1,50 м для надопорного. Потовщення нижньої плити та стінок блоків виконано за рахунок зміни їх внутрішніх розмірів, а в надопорних блоках влаштовано діафрагми. В якості монтажною та робочою попередньо-напруженої арматури використано пучки з дванадцяти семидрових пасм, що натягувались на зусилля 180 тс. Пасма розташовані в каналах Ø 90 мм і заін'єктовані цементним розчином. В опорній зоні в верхній плиті містяться вісімдесят вісім пучків, всередині прогону в нижній плиті – тридцять шість пучків. З'єднання коробок між собою виконано подовжнім монолітним стиком по верхній плиті. Консольні частини плит крайніх коробок сполучені подовжніми монолітними стиками зі збірними плитними тротуарними блоками, а між тротуарними блоками влаштовані поперечні монолітні стики.

По-друге, прогони моста 9 – 11 перекриті двопрогоновими нерозрізним залізобетонними прогоновими будовами з розрахунковою схемою $60,7 + 63,0$ м і повною довжиною 123,7 м, які за своїм функціональним призначенням слугують прогонами-противагами. На опорі № 9 в прогоні заанкерені ванти з метою відтягування пілона. Аналогічно прогоновим будовам 0 – 9 в поперечному перерізі прогони складаються з трьох коробчастих балок із збірних залізобетонних блоків типу «К» із попередньо-напруженим армуванням. Коробчасті балки об'єднані між собою по верхніх плитах. Над середньою балкою розміщено дві колії метрополітену, а над крайніми – автопроїзди та пішохідні тротуари. Два трубопроводи холодної води розташовано всередині крайніх коробчастих балок, два трубопроводи гарячої води – між середньою і крайніми коробчастими балками на поперечних балках. В прогоні 9 – 10 подовжні стики омонолічування верхньої плити між середньою і крайніми коробками виконані потовщеного перерізу з влаштованими вузлами анкерування вант-відтяжок. Стики коробок мають подовжнє та поперечне попередньо-напружене армування, що поширюється в прогін 10 – 11. В прогоні 9 – 10 між середньою та крайніми коробками в рівні плити влаштовано днище, на яке вкладені чавунні елементи привантаження задля врівноваження вертикальної складової від розпору в вантах. Додатково на опорі № 9 влаштовано анкерний вузол для притискання кінця прогонової будови до опори за допомогою канатів. Постійне зусилля притискання кінця балки жорсткості виконано за допомогою шістнадцяти витих закритих канатів Ø 62 мм, що були використані для канатів вант. Горизонтальна складова зусилля від розпору в вантах сприймається подовжньо-нерухомими шарнірними опорними частинами на опорі № 11 у рівні нижньої плити.

А наприкінці цього розділу вкажемо ще й на те, що проміжні опори моста складені зі збірних залізобетонних контурних блоків із монолітним залізобетонним ядром. Фундаменти опор виконано на буронабивних палях, а внутрішній простір стоянів (крайніх опор) моста використано для розведення комунікацій.

3.3. Результати обстеження конструкцій моста. Попереднє обстеження споруди було виконано у 2017 році, а в 2021 році проведене чергове комплексне планове обстеження Південного моста. Результати обстеження свідчать, що конструкції моста мають низку дефектів і недоліків, в основному корозійного походження, що знижує не тільки їх (конструкцій) несну здатність, а й довговічність і надійність споруди у цілому.

На підтвердження наведеного найперше звернемо увагу на те, що найбільше занепокоєння викликає стан канатів вант сталеві частини вантової споруди, які мають значну кількість корозійних дефектів. Причому головним чинником не тільки виникнення, а й швидкого розвинення цих дефектів є вода (а точніше, розчини агресивних протиожеледних соляних сумішей). Приміром, місця входу канатів вант в анкерні вузли сталеві прогонової будови закриті металевими кожухами квадратного перерізу, котрі в зимовий період постійно зазнають впливу цих розчинів, які потрапляють на них із проїзної частини. А додатково обтяжує реальну ситуацію ще декілька небезпечних факторів. Перший з них полягає в тому, що гумові ковпаки, які повинні закривати вхідні отвори в кожухи, практично повністю відсутні. По-друге, дерев'яні вкладиші, які встановлені в кожухах, зокрема й з метою герметизації вхідних отворів, внаслідок постійного замокання акумулюють у собі хлориди й інші хімічні складові розчинів, що спричиняє постійну активізацію деградаційних процесів. І, нарешті, третій фактор, який, напевне, є найгіршим, пов'язаний з тим, що стан нанесеного на кожухи герметика, який повинен заважати просочуванню розчинів крізь вхідні отвори, є незадовільним – він майже повністю зруйнований, що зумовлює безперешкодне потрапляння розчинів всередину анкерних вузлів.

Всі зазначені вище фактори призвели до того, що на нижній грані дерев'яних вкладишів для фіксації положення як самих вант, так і їх канатів зафіксовані помітні сліди іржі та просочування води. Причому такий дефект виявлено у **ста десяти** канатах при їх загальній чисельності в сталевій частині моста **сто сорок чотири** (тобто у **76,4%** канатів)!!! У цьому сенсі принагідно нагадаємо, що у 2017 році таких канатів було лише **двадцять один**, інакше кажучи, за **чотири** роки їхня кількість катастрофічно зросла в неприпустимі **5,3** рази.

Ба більше, вже тоді у **п'яти** канатах було виявлено перші обриви дротин зовнішнього шару канатів, а всього обірваними було **вісімнадцять** дротин. Наразі кількість канатів із корозійними обривами дорівнює **чотирнадцяти** в сталевій частині моста (рис. 3.3), а кількість обірваних дротин у цих канатах за **чотири** роки (а саме, з 2017 по 2021) збільшилась загалом із **вісімнадцяти** до **вісімдесяти дев'яти**.

Автор привертає особливу увагу читачів на ці позначені в останніх двох абзацах товстим шрифтом цифри, бо ці цифри самі по собі не тільки просто свідчать, а й «красномовно промовляють» (якщо лише в даному випадку можливе застосування таких мовних побудов) про існуючі серйозні проблеми технічного стану конструктивних елементів Південного моста.



Рис. 3.3. Обриви дротин зовнішнього шару канатів вант Південного моста

Не останню роль у ситуації, яка склалася, відіграли недоліки конструкції канатів вант Південного моста, а насамперед – відсутність антикорозійного захисту внутрішніх шарів дротин. Тут йдеться про те, що цинкове покриття, а також захисне фарбове покриття, котре, до речі, оновлювалось востаннє тринадцять років тому, було нанесене виключно на зовнішню поверхню канатів. Слід пам'ятати, що схожа ситуація раніше трапилася на іншому відомому київському мості – Гаванському вантовому, де на початку 2000-х років було виявлено перші корозійні обриви дротин канатів. Через це рух по мосту було негайно припинено, балку жорсткості підперто риштуванням, а у 2020 році канати вант взагалі були розвантажені та обрізані.

Іншими суттєвими негативними обставинами, пов'язаними з експлуатаційним станом залізобетонних елементів моста, є вилугування бетону (рис. 3.4), утворення сколів захисного шару бетону конструктивної арматури та її корозія. Причому у повній відповідності з розглянутим вище прикладом канатів вант, чинником розвинення всіх вказаних пошкоджень залізобетонних прогонових будов і в цьому випадку слугували розчини проти-ожедєдних соляних сумішей, що внаслідок початкових недоліків гідроізоляції та її природного зношення потрапляли й наразі продовжують потрапляти на елементи конструкцій. А найбільш загрозливим у цьому деградаційному процесі є те, що з моменту попереднього обстеження у 2017 році кількість таких дефектів значно збільшилась, що свідчить про пришвидшення руйнування гідроізоляції та необхідність термінової її заміни.

Що ж стосується сталевих балки жорсткості вантової прогонової будови моста, то вона в цілому знаходиться у задовільному експлуатаційному стані. Проте основними дефектами та пошкодженнями елементів конструкцій, що знижують їх довговічність, несну здатність та надійність, є такі:

- лущення та відшарування антикорозійного фарбового покриття ззовні та всередині коробок балки жорсткості (рис. 3.5);
- пошкодження антикорозійного покриття та вогнища поверхневої корозії металу листа настилу та повздовжніх ребер ортотропної плити мостового полотна проїзду внаслідок термічного впливу від зварювання при влаштуванні бар'єрної огорожі та огорожі зони пропуску проїздів метрополітену (рис. 3.6);

- прогресуюча місцева корозія листа настилу нижньої ребристої плити, стінки та подовжніх ребер у відсіках малих і великих коробок балки жорсткості біля опори № 11, що сягає глибини до 15% товщини їх перерізу;
- корозія листів настилів та подовжніх ребер у місцях потрапляння води, сміття та бруду крізь вентиляційні отвори, деформаційні шви, анкерування вант у відсіках малих коробок балки жорсткості біля опори № 11.



Рис. 3.4. Вилуговування бетону елементів залізобетонних прогонових будов



Рис. 3.5. Руйнування антикорозійного фарбового покриття поверхонь стінок та подовжніх ребер ззовні коробки балки жорсткості



Рис. 3.6. Пошкодження антикорозійного покриття та поверхнева корозія ортотропної плити внаслідок термічної дії зварювання

А далі зупинимося на основних результатах ще одного вкрай важливого етапу комплексного планового обстеження Південного моста – обстежені підводних частин руслових опор, яке було проведено у червні – липні 2021 р. Зауважимо, що попередні обстеження підводної частини руслових опор виконувалися у 2009 й у 2017 роках, причому з висновків обстеження 2017 року випливає, що в підводній частині руслових опор не було зафіксовано ані руйнування бетону з оголенням і корозією арматури, ані їхнього підмиву.

Що ж стосується обстеження 2021 р., то його результати загалом збігаються з даними, які були отримані у 2017 році, в розумінні відсутності видимих нахилів, перекосів, просядок і деформацій руслових опор, а також дефектів і пошкоджень несних конструкцій підводних частин опор і фундаментів, що впливають на несну здатність і стійкість як проміжних опор, так і моста в цілому, через що технічний стан підводної частини опор відповідно до [19] є цілком працездатним (стан 3).

Втім, не зважаючи на те, що понадрозрахункових загальних розмивів обабіч більшості руслових опор і в створах моста не було знайдено, все ж таки навколо опор №№ 4 і 5 їх вдалося відшукати. Теж саме було встановлено й щодо наявності місцевих розмивів – вони були помічені вздовж як ростверків опор №№ 2, 4 на глибину від 0,7 до 1,8 м, так і периметра опори № 5 на глибину від 1,0 до 3,8 м (рис. 3.7). Поза тим, порівнянням нинішніх глибин розмивів по периметру опор із отриманими у 2017 році їхніми значеннями виявлено зменшення місцевих розмивів ростверку опори № 4 (від 4,0 м до 1,8 м) (рис. 3.8) та опори № 5 (від 5,8 м до 3,8 м) й утворення підмиву фундаменту опори № 2 (рис. 3.9). Внаслідок вказаного, технічний стан фундаментів опор №№ 2, 4, 5 відповідно до [19] визнаний обмежено працездатним (стан 4).

Тому задля продовження строків експлуатації та довговічності фундаментів руслових опор слід провести відновлювані роботи з укріплення підмостового русла навколо фундаментів опор №№ 2, 4, 5, 6, 10. А додатково до цього, враховуючи величини місцевих розмивів по периметру фундаменту опори № 5, невідкладно потрібно вжити спеціальних заходів щодо укріплення підмостового русла навколо даної опори.

Отже, якщо зараз підсумувати наведені вище результати обстеження в частині рейтингу експлуатаційного стану основних конструктивних елементів Південного моста, то в цілому відповідно до [19] його можна кваліфікувати як стан 4 (обмежено працездатний).



Рис. 3.7. Обростання біологічними організмами всієї поверхні підводної частини тіла та ростверку опори № 5.

З верхової та низової сторін моста ростверк підмито на глибину до 2,0 м зі зменшенням глибини розмиву до 1,0 м по центру опори з лівого боку, а з правого боку підмив ґрунту зафіксовано по всій довжині на глибину до 3,8 м



Рис. 3.8. Обростання біологічними організмами всієї поверхні підводної частини тіла та ростверку опори № 4. З низової сторони моста ростверк занурений у ґрунт, а з верхової сторони з лівого боку підмив ґрунту на глибину від 0,7 до 1,8 м



Рис. 3.9. Обростання біологічними організмами всієї поверхні підводної частини тіла та ростверку опори № 2. Підмиви ростверку з верхової сторони моста на глибину 1,2 – 1,4 м

3.4. Висновки. Узагальнюючи викладене вище та враховуючи нинішній технічний стан усіх конструкцій Південного моста з метою подовження строків їх експлуатації та довговічності перш за все рекомендується вжити низку заходів, зокрема з проведення:

- укріплення підмостового русла навколо фундаментів руслових опор №№ 2, 4, 5, 6, 10;
- відновлення захисного шару бетону контурних блоків усіх руслових опор у межах змінного рівня води;
- ремонту ділянок захисного шару бетону, на яких містяться місцеві сколи бетону на опорах №№ 12 і 13;
- відновлення захисного шару бетону з ліквідацією оголення й корозії арматури на опорі № 0;
- заміни конструкцій деформаційного шва на опорі № 0;

- ремонту ліхтарної щогли № 4 із низової сторони в бік проїзної частини шляхом ліквідації її нахилу;
- герметизації тріщин у залізобетонних блоках прогонових будов при їхньому розкритті більше 0,3 мм зі встановленням відповідних «маяків»;
- заміни гідроізоляції автомобільних проїздів;
- відновлення захисного шару бетону з ліквідацією його сколів і оголення й корозії арматури на локальних ділянках, що знаходяться з низового та верхового боку ніг пілона;
- відновлення герметизації та заміни елементів конструкції більшості входів канатів вант в анкерні вузли в сталеву прогонову будову;
- заміни чотирнадцяти канатів вант, які мають обриви від двох до двадцяти дротин;
- зачищення та відновлення антикорозійного захисту за всією довжиною сталевої прогонової будови на ділянках із зафіксованим відшаруванням антикорозійного покриття та поверхневою корозією металу;
- зачищення та відновлення антикорозійного захисту сталевої прогонової будови на опорах №№ 11 і 14 із зафіксованою локальною корозією в межах до 15% перерізу конструкцій;
- зачищення та відновлення антикорозійного захисту у всіх внутрішніх відсіках коробок сталевої балки жорсткості зі зафіксованою поверхневою корозією листа та ребер ортотропної плити мостового полотна.

А насамкінець необхідно вказати на важливий закономірний висновок, що у випадку неусунення найближчим часом виявлених у рамках обстеження дефектів (зокрема тих, які вимагають першочергового усунення), деградація конструкцій моста буде продовжуватися й міст у недалекій перспективі перейде до стану 5 (непрацездатний) що, звісно, ніяк не зможе гарантувати безпечну експлуатацію споруди. Причому особливого нагляду потребують ванти, в яких обриви Z-подібних дротин зовнішнього шару канатів внаслідок їх корозії значно збільшились у порівнянні з попереднім обстеженням 2017 року.

Глава 4

Технічний стан автодорожньої частини Дарницького залізнично-автомобільного мостового переходу через р. Дніпро в м. Києві

4.1. Вступ. Загальні дані. Дарницький залізнично-автомобільний мостовий перехід через р. Дніпро запроєктовано ВАТ «Трансмист» у 2004 – 2007 роках на замовлення ДТГО «Південно-західна залізниця» й побудовано у 2004 – 2011 роках ТОВ «БМК Планета-Міст» і ВАТ «Мостобуд» із метою покращення транспортного сполучення у м. Києві, стресовий стан якого був зумовлений не лише зростанням обсягів залізничних перевезень на Київському залізничному вузлі, а й надмірною навантаженістю існуючих автомобільних мостів міста. Оскільки в цьому ж році міст було прийнято в постійну експлуатацію, то наразі він є найновішим діючим мостом через р. Дніпро в м. Києві. Міст сполучає правобережну частину м. Києва з розташованими на лівому березі р. Дніпро Дарницьким і Дніпровським районами та однойменними житловими масивами. Дарницький залізнично-автомобільний мостовий перехід через Дніпро в м. Києві містить дві складові: залізничну, яка має у своєму складі дві колії з проектною потужністю у 182 пари поїздів на добу, й автомобільну, яка складається із шести смуг автомобільного руху (по три у кожному напрямку) з пропускною спроможністю 35 тис. автомобілів на добу.

До складу Дарницького переходу входить суміщений залізнично-автомобільний міст (рис. 4.1) та транспортні розв'язки на обох берегах р. Дніпро. Загальна довжина мосту дорівнює 1061,6 м (рис. 4.2), залізничних колій – 32,71 км й автомобільних підходів – 15,08 км. Під час його будівництва споруджено 106 мостових опор, змонтовано 13,6 тис. тон металоконструкцій та покладено 31,2 тис. м² асфальтового покриття.

За чинною класифікацією міських вулиць та доріг автодорожня частина Дарницького мостового переходу, яка має два автопроїзди, відноситься до категорії магістральних доріг регулюемого руху по три смуги в кожному автопроїзді з шириною смуг 3,75 м. Автопроїзди знаходяться по обидва боки від залізничного двоколійного проїзду. Ширина автопроїздів дорівнює 13,25 м, а розміщених із зовнішніх сторін автопроїздів службових проходів – 0,75 м (рис. 4.3, 4.4).

4.2. Конструкція автодорожньої частини моста. Автодорожні прогони руслової частини моста виконані за схемою $56,5 + 3 \times 111,6 + 56,7$ м у вигляді металевих нерозрізних п'ятипрогонових балок. Прогонова будова у перерізі складається з двох металевих коробок постійної висоти, об'єднаних між собою металевою ортотропною плитою. Висота коробок дорівнює 3,24 м. По заплавній частині прогони виконані за схемами: $55,0 + 55,8 + 2 \times 56,1 + 55,4$ м та $55,4 + 4 \times 56,1 + 55,4$ м і мають конструкцію, аналогічну русловим. Матеріал конструкцій прогонової будови – сталевий прокат для несних елементів мос-

тів із сталі марок 10ХСНД-2 та 15ХСНД-2 за ГОСТ 6713-91, а опорні частини та деформаційні шви прийняті німецької фірми «MAURER». Антикорозійна обробка конструкцій прогонової будови виконана матеріалами фірми «Jotun» (Великобританія). Монтажні з'єднання металоконструкцій прийняті зварними та на високоміцних фрикційних болтах діаметром 22 мм, герметизація яких виконана зі застосуванням силіконового герметика «Sikaflex».



а



б

Рис. 4.1. Денний (а) та нічний (б) загальні види Дарницького залізнично-автомобільного моста через р. Дніпро у м. Києві

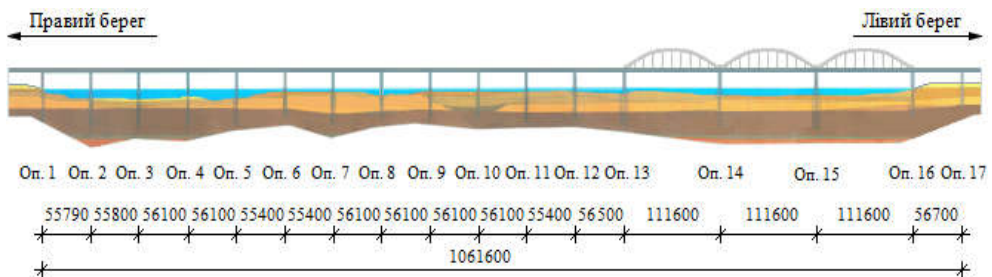


Рис. 4.2. Фасад Дарницького залізнично-автомобільного моста

Що ж стосується конструктивного рішення автодорожньої частини моста, то вона складається з ортотропної плити, поперечних зварних балок двотаврового перерізу однакової висоти між головними балками та змінної висоти ззовні та головних балок коробчастого перерізу (рис. 4.4). Крок поперечних балок становить 3,1 м, кріпляться вони до головних балок за допомогою накладок на високоміцних болтах в одному рівні. Також на мосту по обидва боки автопроїзду передбачені металеві опори контактної мережі з кроком $\approx 21,7$ м.

Бар'єрна огорожа «Bridge guardrail H4B» прийнята німецької фірми SGGT із кроком стійок 1,1 м заввишки 1,14 м (біля службового проходу) та 1,54 м (з боку залізничного проїзду) і виконана з оцинкованої сталі. Стійки огорожі кріпляться до прогонової будови болтами M20. Марка сталі елементів бар'єрної огорожі СтЗпс5 та СтЗсп5 за ГОСТ 14637-89.

Перильна огорожа заввишки 1,1 м розташована зі сторони службового проходу. Крок стояків перерізом $80 \times 60 \times 7$ мм складає 1,5 м, поручень має розміри $100 \times 70 \times 5$ мм, нижня і верхня тятива – $50 \times 30 \times 3$ мм, а заповнення – $20 \times 20 \times 3$ мм (крок 150 мм). Всі стики виконані зварними, а над деформаційними швами прогонових будов передбачені температурні шви перильної огорожі. Матеріал конструкцій – сталь вуглецева марки Ст5пс за ГОСТ 14637-89. Фарбування виконане матеріалом «Hardtop XP».

Покриття автопроїзду та службового проходу – двошарове з мастикасфальтобетону «Гусасфальт» завтовшки 80 мм (два шари по 40 мм кожен). Захисний зчеплювальний шар – гідроізоляційне покриття на основі метилметакрилатних смол «Eliminator» (всього чотири шари) завтовшки 3,2 мм. Щодо влаштування водовідведення зазначимо, що з проїзної частини воно відбувається за рахунок поперечного ухилу в бік залізниці до системи дренажних трубок (рис. 4.4).

4.3. Результати обстеження конструкцій моста. У 2018 році відповідно до вимог [10] було проведено планове комплексне спеціальне обстеження верхової частини автодорожньої частини Дарницького залізнично-автомобільного мостового переходу. За його результатами щодо обстежених конструктивних елементів встановлено наступне.

Прогонові будови. Головні балки прогонових будов у цілому знаходяться в задовільному стані. А основним дефектом, виявленим під час обстеження, є незначна корозія нижнього поясу головної балки (верхова сторона) в районі опор №№ 16, 15, 6 (рис. 4.5).

На відміну від стану головних балок *горизонтальні та вертикальні в'язі* мають суттєві недоліки, які полягають, по-перше, у відсутності елементів горизонтальних в'язей по нижніх поясах прогонової будови на всіх опорах, що кваліфікується як основний дефект (рис. 4.6), і, по-друге, у наявності на опорах №№ 17, 12, 6, 1 на вертикальних в'язях залишків монтажних елементів, зруйнованого антикорозійного покриття та поверхневої корозії металу (рис. 4.7).

Ортотропна плита автодорожньої частини мосту знаходиться у пристойному технічному стані та не містить суттєвих дефектів.



Рис. 4.5. Корозія нижнього поясу балки



Рис. 4.6. Відсутній (демонтований) елемент горизонтальних в'язей по нижніх поясах прогонової будови

Опорні частини мають дефекти, які можуть впливати не тільки на довговічність, а й на надійність конструкції, а саме: відсутні захисні кожухи (кришки) окремих опорних частин, мають місце тріщини в набетонці та поверхнева корозія опорних плит (рис. 4.8). Проте, незважаючи на вказане, було констатовано, що наразі всі опорні частини знаходяться у задовільному стані.



Рис. 4.7. Не видалені залишки монтажних елементів, антикорозійне покриття зруйноване, поверхнева корозія металу



Рис. 4.8. Поверхнева корозія опорних плит опорної частини

Поперечні балки проїзної частини перебувають у прийнятному технічному стані, оскільки незначними дефектами, виявленими при обстеженні, є відсутність зварних швів у місцях приварення поперечних балок до ортотропної плити на опорі № 12 і поверхнева корозія поперечних балок внаслідок термічного впливу зварювання при влаштуванні деформаційних швів на опорах №№ 17, 12, 6, 1 (рис. 4.9).

А серед дефектів, виявлених при обстеженні *оглядових ходів*, можна виділити відсутність деяких ділянок оглядових ходів (рис. 4.10), деформування та перерізання окремих елементів заповнення перил і відсутність оглядового містка на опорі № 13.



Рис. 4.9. Поверхнева корозія поперечних балок внаслідок термічного впливу зварювання



Рис. 4.10. Відсутні ділянки оглядових ходів

Мостове полотно та експлуатаційні облаштування. Стан дорожнього покриття загалом визначено як задовільний, але тим не менш воно має місцеві пошкодження та дефекти у вигляді тріщин. А в *деформаційних швах* виявлені наступні недоліки: необрізана ущільнювальна гума та незначна корозія елементів деформаційного шва. В частині ж стану *бар'єрної огорожі* вкажемо на те, що він загалом є цілком прийнятним, проте містить окремі дефекти, а саме: нез'єднані, деформовані й відсутні окремі елементи бар'єрної огорожі (рис. 4.11).

Дефекти *перильної огорожі* полягають у незначному руйнуванні антикорозійного покриття елементів перил; відсутності заповнення перил у місці розташування деформаційного шва (рис. 4.12) і окремих об'єднувальних елементів заповнення перил.

Ліхтарні щогли знаходяться в задовільному стані, але мають низку неістотних дефектів, які стосуються їхніх заглушок: відсутні болти кріплення, незакріплені чи взагалі відсутні деякі заглушки, крім того, має місце руйнування антикорозійного покриття; *службовий прохід* перебуває у прийнятному стані, але має один дефект, наявний по всій його довжині – значне забруднення, а *знаки навігації* на мосту відсутні.



Рис. 4.11. Нез'єднані елементи бар'єрної огорожі



Рис. 4.12. Відсутнє заповнення перил у місці розташування деформаційного шва

4.4. Аналіз результатів обстеження та необхідні заходи щодо подальшої експлуатації моста. За результатами проведеного обстеження елементів мостового полотна автодорожньої частини Дарницького залізнично-автомобільного мостового переходу встановлено, що основний чинник виявлених дефектів полягає у несвоєчасному виконанні поточних ремонтних робіт. Проте, в цілому, експлуатаційний стан мостового полотна класифікується як обмежено справний (стан 2), а задля його поліпшення рекомендується провести наступні ремонтні роботи: відновити антикорозійне покриття перильної огорожі, попередньо усунувши сліди існуючої корозії й заваривши накладками дірки в нижньому елементі перил; поновити фрагмент перил на опорі № 12; встановити відсутні заглушки ліхтарних щогл і болти у місцях кріплення заглушок; відрихтувати пошкоджені елементи бар'єрної огорожі, встановити відсутні болти кріплення й елемент огорожі на опорі № 6; очистити від бруду та заповнити бітумною мастикою тріщини в дорожньому покритті; прибрати пісок і сміття зі службового проходу за всією довжиною моста.

Аналіз результатів проведеного обстеження металоконструкцій прогонової будови та опорних частин засвідчив, що виявлені основні дефекти конструкцій моста є наслідками незадовільного монтажу конструкцій моста та експлуатаційного утримання споруди. За результатами обстеження експлуатаційний стан металоконструкцій прогонової будови та опорних частин класифіковано як обмежено справний (стан 2). Однак, з метою покращення технічного стану та подовження строку служби металоконструкцій прогонової будови та опорних частин необхідно виконати низку ремонтних робіт, у тому числі: відновити в окремих місцях антикорозійне покриття нижнього поясу головної балки та зварні шви в місцях приварення поперечної балки до ортотропної плити; поновити антикорозійний захист поперечної балки після термічного впливу зварювання при влаштуванні деформаційного шва; встановити відсутні елементи горизонтальних в'язей по нижніх поясах прогонової будови; вилучити на вертикальних в'язях залишки монтажних елементів на зварці та відновити антикорозійне покриття; відновити відсутні елементи конструкцій: захисні кожухи опорних частини, оглядові ходи, окремі деталі заповнення перил і встановити знаки навігації.

Що ж стосується результатів розрахунків вантажопідйомності моста стосовно рухомої навантаги Н-40, то вони вказують на те, що максимальна допустима вага автомобіля у колоні дорівнює 19 тс, що не відповідає вимогам чинних норм [8]. З огляду на це, на мосту потрібно встановити знаки, що обмежують в'їзд на нього важковагового транспорту, а для окремих транспортних засобів додатково передбачити проведення постійного контролю тиску на одиночну вісь (не має перевищувати 10 тс) і максимальної ваги одиночних транспортних засобів (не має перевищувати 19 тс). Крім того, задля збільшення вантажопідйомності моста до 40 тс, необхідно підсилити опорні перерізи прогонової будови на опорах №№ 14 та 15.

За результатами обстеження та виконаних розрахунків відповідно до вимог [19] основні елементи моста віднесено до наступних експлуатаційних станів: мостове полотно – стан 2 (обмежено справний); прогонова будова – стан 3 (працездатний); опорні частини – стан 2 (обмежено справний). В частині ж рейтингу основних конструктивних елементів зазначимо, що автодорожня частина Дарницького залізнично-автомобільного мостового переходу перебуває у стані 3 (працездатний).

4.5. Висновки. Виходячи з вище викладеного, можна дійти таких висновків:

- наразі автодорожня частина Дарницького залізнично-автомобільного мостового переходу через р. Дніпро знаходиться у задовільному технічному стані та має відносно незначні дефекти. Проте виявлені недоліки необхідно усунути найближчим часом. В іншому випадку, в перспективі, це призведе до суттєвого погіршення технічного стану конструкцій моста та необхідності більших фінансових затрат на виправлення ситуації;

- задля приведення несної здатності прогонових будов автодорожньої частини моста до показників, передбачених чинними нормами, необхідно виконати підсилення опорних ділянок прогонової будови (опори №№ 14 та 15).

Глава 5

Особливості технічного стану та капітального ремонту моста Метро через р. Дніпро в м. Києві

5.1. Вступ. Міст Метро через р. Дніпро в м. Києві побудовано у 1965 році Мостозагоном № 2 Мостобуду № 1 за проектом Київської філії Державного інституту з проектування і вишукування автомобільних доріг «Союздорпроект» під керівництвом головного інженера проекту Г.Б. Фукса (рис. 5.1). У цьому ж році міст було прийнято в постійну експлуатацію. Міст призначений для пропуску автомобільного руху по чотирьох смугах та поїздів метро по двох коліях. По мосту проходить найстаріша лінія Київського метрополітену – Святошинсько-Броварська. Міст Метро разом із інфраструктурно з ним пов’язаним Русанівським мостом сполучають правобережну частину м. Києва з Русанівським, Лівобережним, Воскресенським і Лісовим житловими масивами та парковою зоною відпочинку – Гідропарком. На правому березі р. Дніпро міст завершує станція «Дніпро» Київського метрополітену.

*a**б*

Рис. 5.1. Загальні види моста Метро з низового (а) і з верхового (б) боків

5.2. Стилісний опис основних конструктивних рішень. Міст Метро є арковою інженерною спорудою з великими прогонами загальною довжиною близько 700 м, а його прогонові будови прийняті арково-консольного типу (рис. 5.2). Що ж стосується загальної характеристики конструктивної системи моста, то вона складається з врівноважених аркових консолей та зтяжок – так званих «пташок». Причому кожна «пташка» – це симетрична, статично врівноважена консольна система, яка вирішена у вигляді чотирьох консольних напіварок (по дві з кожного боку), об'єднаних із тілом масивної опори, та зтяжками зі забетонованих попередньо напружених витих канатів, розміщених між блоками плити проїзної частини. Між собою «пташки» з'єднані чотирма металевими шкворневими шарнірами (по два на кожен арку), розрахованими як на передавання вертикальних зусиль (поперечної сили), так і на сприйняття горизонтальних і вертикальних температурних переміщень.

В поперечному перерізі моста розташовані дві напіварки незамкненого коробчастого перерізу, складені з блоків на сухих та частково на мокрих стиках (рис. 5.3). Над кожною напіваркою передбачена двоярусна надаркова будова, що призначена для пропуску в верхньому ярусі двох колій метрополітену, а в нижньому ярусі по обидва боки метроестакади – автомобільного транспорту і пішохідного руху. Колії метрополітену розташовані в центральній частині поперечного перерізу моста завширшки 9,4 м. Естакада метропроїзду має власний профіль, що піднімається над автопроїздом на кінцях моста, а всередині перебуває з ним в одному рівні. З кожного боку від колій метрополітену улаштовані дві смуги під автомобільний рух завширшки 7,0 м кожна, а по краях моста знаходяться два тротуари для пішоходів завширшки 2,5 м, підняті над проїзною частиною на 0,5 м.

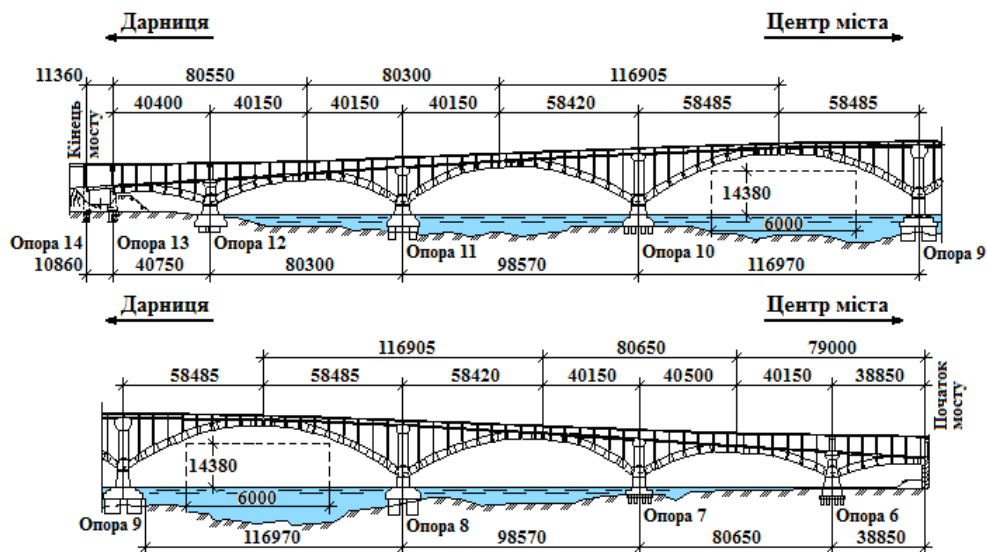


Рис. 5.2. Поздовжній переріз моста Метро

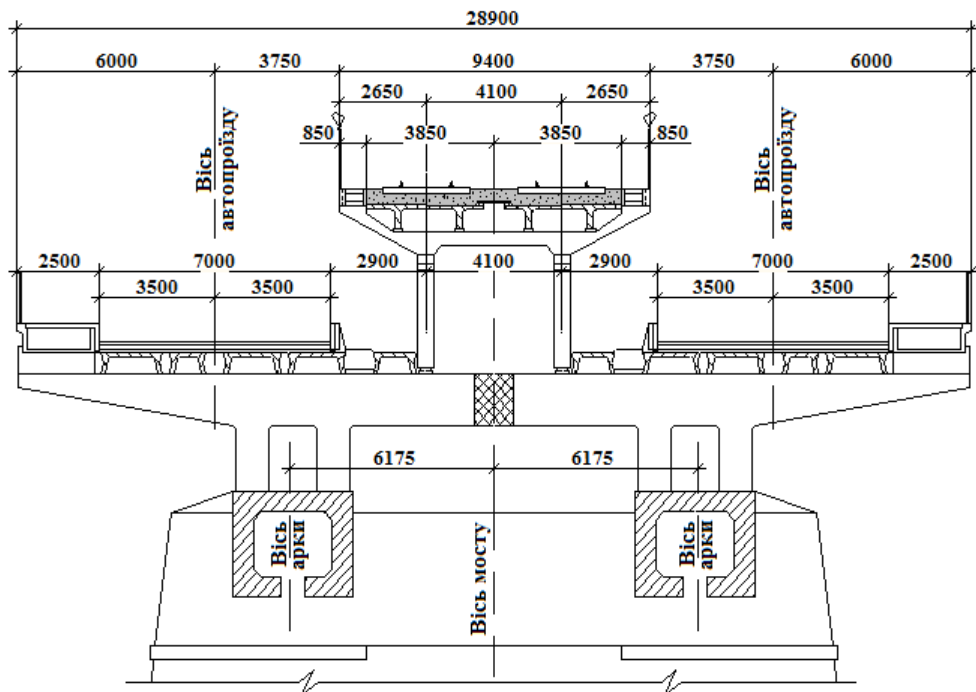


Рис. 5.3. Поперечний переріз моста Метро

Через те що міст Метро будувався на місці зруйнованого під час Другої світової війни моста, то при проектуванні фундаментів були застосовані різно-типні рішення. А саме: всі його опори, крім правобережного стояна, опираються на фундаменти глибокого залягання, а правобережний стоян влаштований над існуючою на момент проектування і будівництва опорою старого моста, основа якої являє собою масивну плиту мілкого залягання. Фундаменти чотирьох проміжних опор виконані у вигляді оболонки діаметром від 1,36 до 3,0 м, а фундаменти решти опор є опускними колодязями діаметром 5 і 6 м. Крім того, над кожною опорою запроектовані монолітні пілони.

5.3. Результати обстеження конструкцій моста. Тепер перейдемо до результатів обстеження моста Метро. І одразу вкажемо на те, що під час експлуатації моста його обстеження проводились достатньо регулярно – починаючи від моменту введення в експлуатацію у 1965 році й закінчуючи 2015 – 2016 роками, коли ДП «Науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» виконало комплексне спеціальне обстеження всіх конструкцій споруди, включаючи і підводне обстеження опор. А найбільш істотні дефекти, виявлені під час цього обстеження, полягають у пошкодженні захисного шару бетону елементів конструкцій і корозії звичайної та попередньо напруженої арматури (рис. 5.4), переміщенні консольних ділянок напіварок, ураженні корозією ключових шарнірів (рис. 5.5) і руйнуванні системи водовідведення та гідроізоляції.



Рис. 5.4. Руйнування захисного шару монолітного бетону затижки з корозією попередньо напружених канатів



Рис. 5.5. Корозія конструкцій шарніра

Що ж стосується чинників виникнення вказаних дефектів, то вони зводяться до:

- неефективності систем водовідведення та гідроізоляції моста, що призводить до пришвидшення руйнування основних несних конструкцій в результаті їхнього систематичного заливання дощовими та талими водами, які містять розчини агресивних протиожедних соляних сумішей;
- довготривалих деградаційних процесів у затяжках через усадку та повзучість бетону й релаксацію напружень у попередньо напружених канатах й арматурі у комплексі з їхньою корозією, що спричинює зменшення зусиль попереднього натягу та перевищення вертикальними деформаціями консольних ділянок піварок їхніх проєктних значень;
- вимушеної репрофіляції профілів метро- й автопроїздів із огляду на зростання вертикальних деформацій консольних ділянок піварок за рахунок потовщення шару баласту колій метрополітену і влаштування монолітної плити проїзної частини під час капітального ремонту в 1998 році, наслідком чого є не тільки приріст вертикальних навантаж понад показники проєкту, а й чергове зростання прогинів консольних ділянок піварок;
- відсутності можливості виконання робіт із коригування натягу канатів або заміни канатів чи конструкцій ключових шарнірів зважаючи на прийняте проєктне рішення конструктивної схеми моста;
- нерівномірності деформування мостової споруди, що збільшує навантаги на окремі несні конструкції.

Зазначимо, що аналіз і систематизація дефектів і пошкоджень обстежених конструкцій були виконані у відповідності з вимогами [10] із метою визначення категорії експлуатаційного стану згідно з класифікацією, наведе-

ною у таблиці 4.1 [19]. Що ж стосується технічного стану обстежених конструкцій, то він класифікувався шляхом порівняння кількісних і якісних характеристик дефектів та пошкоджень із відповідними показниками, наведеними у Додатку А [19]. В залежності від наявних пошкоджень технічний стан конструкцій оцінено таким чином: мостове полотно – стан 4 (обмежено працездатний); прогонова будова – стан 4 (обмежено працездатний); опори та опорні частини – стан 3 (працездатний); фундаменти – стан 3 (працездатний); підмостове русло – стан 3 (працездатний). За рейтингом основних конструктивних елементів стан моста визначено як обмежено працездатний (4). А залишковий ресурс даної споруди (до переходу в непрацездатний стан) оцінюється за найнижчим із показників залишкових ресурсів прогонових будов, опор і фундаментів згідно з [19] і складає 6 років.

Відповідно до визначеного експлуатаційного стану моста для подальшої безаварійної експлуатації необхідно проводити обстеження за графіком (не рідше одного разу на три роки для мостів із терміном служби 40 – 60 років) і виконати капітальний ремонт, в якому врахувати рекомендації звіту з комплексного обстеження моста ДП «Науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», передбачити підсилення прогонової будови, відновлення конструкцій прогонових будов та опор, засипку місцевих розмивів, повну заміну мостового полотна проїзної частини включно із бар’єрною та перильною огорожами та деформаційними швами.

5.4. Пропозиції з проведення капітального ремонту моста. А тепер перейдемо до розгляду основних конструктивно-технологічних рішень із проведення капітального ремонту моста Метро, які містяться у розробленій проектно-кошторисній документації. Причому перед початком розроблення цієї документації, з урахуванням результатів проведених обстежень, серед усіх дефектів була визначена низка основних дефектів, які найбільше впливають на надійність та довговічність споруди в цілому, та полягають у руйнуванні монолітного бетону затяжок із корозією попередньо напруженого армування, інтенсивній корозії з розшаруванням металу елементів ключових шарнірів, вертикальних прогинах консолей «пташок» та зниженні несної здатності основи внаслідок місцевого розмиву плит фундаментів на опорах № 8, 9 і 10.

У розвинення викладеного наголосимо на тому, що серед усіх згаданих дефектів і пошкоджень найбільше запитань було пов’язано з величинами вертикальних переміщень консолей піварок. Виникнення цих питань пояснюється тим, що під час аналізу результатів нівелювання «пташок» моста Метро було виявлено, що малі прогони 6 – 7 та 11 – 12 мають прогини консолей більші, ніж у суміжних із ними більших прогонах 7 – 8 та 10 – 11 (рис. 5.2). А в прогонах 8 – 9 та 9 – 10 прогини взагалі мають максимальні значення. Як виявилось причиною такої, на перший погляд, несподіваної картини деформування є те, що у прогонах 5 – 6 і 12 – 13 консолі «пташок» 6 і 12 є невривноваженими, оскільки крайні напіварки спираються на стояни. Засвідчене й тягне за собою перевантаження другого «крила пташки» (з боку опор 7 та 11 відповідно), які, в свою чергу, через ключовий шарнір передають зусилля

спочатку на суміжні консолі «пташок» 7 та 11, а потім вже далі уздовж всього моста. В результаті виходить, що додаткові навантаги від обпирання крайніх консолей моста приходяться на максимальні за довжиною прогони 8 – 9 і 9 – 10, що й призводить до найбільших значень прогинів у вказаних прогонах.

Що ж стосується інших чинників основних складових наявних деформацій, то вони пов'язані з впливом, по-перше, існуючої навантаги (причому розглядається тільки постійна навантага, оскільки вважається, що деформації від тимчасової навантаги є пружними), по-друге, обпирання крайніх «пташок» на стояни, по-третє, повзучості та усадки бетону (процеси, що залежать від часу) і, нарешті, по-четверте, втрат попереднього напруження через релаксацію та корозію арматурних пучків. Більше того, має велике значення ще й те, що руйнування попередньо напруженої арматури не тільки суттєво впливає на рівновагу всієї системи, а й разом із релаксацією пучків та довготривалими процесами в бетоні спричиняє «провисання» кінців консолей «пташок». А останнє, в свою чергу, призводить до сприймання шарнірами додаткових зусиль із пришвидшенням через це руйнування самих шарнірів.

З огляду на вказане цілком зрозумілим є те, що задля оцінювання частки втрат попереднього напруження від корозії арматури, повзучості та релаксації пучків, насамперед конче потрібно визначити деформації від постійної навантаги, повзучості та усадки бетону. Вказана задача була вирішена зі застосуванням ПК «MIDAS Civil», специфічна особливість якого полягає у можливості задавання реальних параметрів стадій монтажу та здатності активування чи деактивування протягом усього часу стадії довільних граничних умов. Причому кожна з цих стадій характеризується своїм проміжком часу, різними видами навантаг, які до того ж можуть прикладатися в будь-який момент впродовж тривалості стадії.

Отже з метою найбільш адекватного відображення конструктивних властивостей існуючої споруди та максимально допустимого врахування в розрахунковій моделі моста Метро технологічних особливостей монтажу, заплановано його (монтажу) проведення у три стадії. Типова послідовність таких стадій на прикладі «пташки» 9 (8) представлена на рис. 5.6, з якого зокрема вбачається, що загальний час монтажу однієї «пташки» дорівнює 195 дням (6,5 місяців).

А тепер звернемо увагу ще на одну важливу проєктну пропозицію, яка виражається в тому, що додатково до зазначених вище трьох стадій монтажу проєктом передбачена ще й четверта спеціальна «контрольно-експлуатаційна» стадія, тривалість якої досягає 18250 днів (50 років) і відповідає часу від початку експлуатації моста до дати його останнього обстеження у 1965 – 2015 роках. Мета ж цієї стадії полягає у проведенні постійного натурного моніторингу розвинення процесів повзучості та усадки бетону й втрати попереднього напруження шляхом фіксації показників деформацій конструктивних елементів моста Метро. А задля вчасного виявлення імовірних неочікуваних відхилень від проєктної роботи споруди намічено проведення регулярного порівняння цих деформацій з їх прогнозованими розрахунковими значеннями, отриманими з використанням ПК «MIDAS Civil».

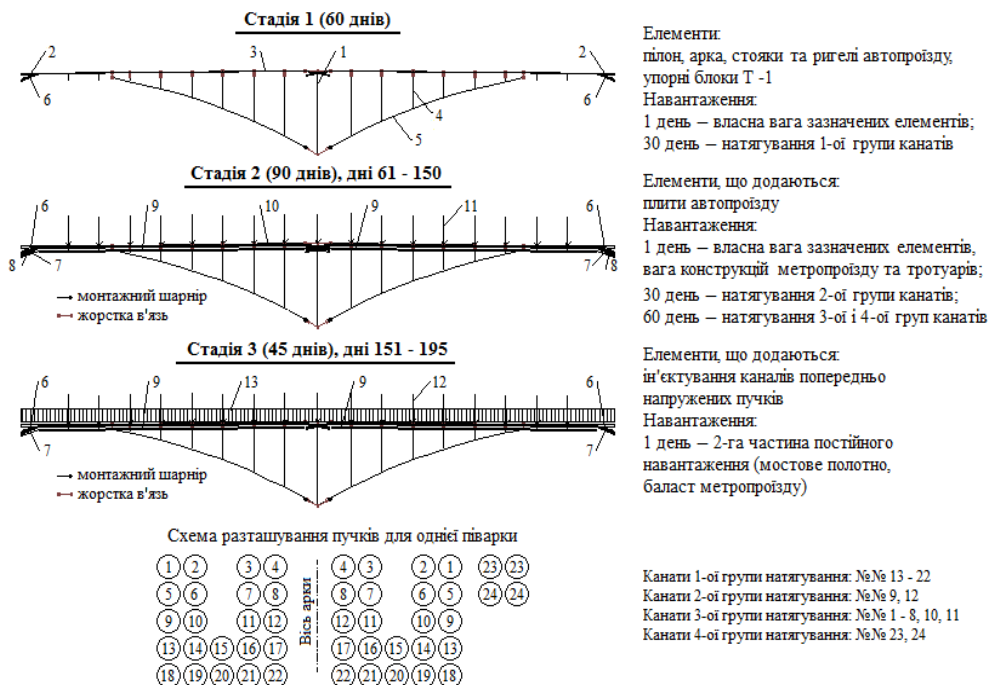


Рис. 5.6. Розрахункова схема «пташки» 9 (8) та стадії її монтажу: 1 – пілон; 2 – упорний блок Т-1; 3 – жорсткість плит автопроїзду без врахування власної ваги; 4 – стояки та ригелі; 5 – арка; 6 – перша група натягування (20 канатів по 115 т); 7 – друга група натягування (4 канати по 145 т); 8 – третя група натягування (20 канатів по 145 т); 9 – четверта група натягування (4 канати по 136 т); 10 – плити автопроїзду; 11 – конструкції метропроїзду та тротуарів; 12 – баласт метропроїзду; 13 – мостове полотно

Підсумовуючи викладене зазначимо, що задля відновлення несної здатності та подовження терміну експлуатації моста Метро в межах капітального ремонту було розглянуто три варіанти його ремонту, а саме:

1. Збереження існуючої геометричної схеми. Встановлення додаткового напруженого армування в усіх «пташках».

2. Перетворення арково-консольної системи в аркову шляхом омонолічування ключових шарнірів, жорстке об'єднання напіварок в прогонах 5 – 6, 12 – 13 із опорами 5 і 13, підсилення фундаментів опор 5, 6, 12, 13.

3. Перетворення арково-консольної системи в аркову шляхом омонолічування ключових шарнірів усіх «пташок», вільне обпирання напіварок у прогонах 5 – 6, 12 – 13 на стояни, підсилення фундаментів опор 6 і 12.

Проте після аналізування всіх результатів розрахунків третій варіант було відхилено через те, що в цьому варіанті, по-перше, в опорах 6 і 12 виникають значні зусилля, які конструктивно неможливо сприйняти в існуючих умовах і, по-друге, з'являється необхідність додаткового попереднього напружування армування в прогонах 5 – 6 та 12 – 13.

Що ж стосується порівняння між собою першого і другого варіантів капітального ремонту, то для розуміння чинників остаточного рішення щодо обрання одного з них, необхідно звернути увагу на те, що як і в інших існуючих транспортних спорудах, корозія арматури та руйнування захисного шару бетону конструкцій моста Метро майже цілком відбуваються внаслідок зношення та пошкодження гідроізоляції проїзної частини. Тому поверхнева вода з розчинами агресивних протиожеледних соляних сумішей, постійно просочуючись крізь існуюче покриття проїзної частини (звичайний асфальтобетон) та місця руйнування захисного шару й гідроізоляції, вільно потрапляє на поверхню залізобетону зтяжки та пришвидшує його руйнування. Додатково ж погіршують стан справ ще дві об'єктивні обставини. Перша з них полягає в тому, що всі стики між монолітним та збірним залізобетоном традиційно є слабкими місцями залізобетонних конструкцій, що призводить до збільшення обсягів просочування води. Друга ж обставина властива виключно конструктивній схемі моста Метро та зводиться до того, що вісь поздовжнього водовідведення в поперечному перерізі перебуває у безпосередній близькості від монолітного вузла, через який проходять пучки попередньо напруженого армування, що, на жаль, сприяє потраплянню на нього більшої кількості поверхневих вод. Таким чином, безсумнівним є той факт, що будь-який з запропонованих варіантів ремонту споруди крім відновлення несної здатності моста обов'язково повинен передбачати системні заходи щодо захисту арматури від корозії, влаштування водонепроникного покриття проїзної частини та усунення чи хоча б відтермінування передумов для погіршення їх технічного стану у майбутньому.

Тому з урахуванням наведених вище міркувань та порівняння даних щодо вартості робіт та трудовитрат людських ресурсів за першим та другим варіантом капітального ремонту дійшли остаточного висновку, що перший варіант ремонту моста Метро є більш раціональним і рекомендованим до практичної реалізації. Причому термін виконання всіх будівельно-монтажних робіт для цього варіанта складає 22 місяці при цілодобовому режимі роботи.

Глава 6

Північний міст через р. Дніпро в м. Києві. Особливості технічного стану

6.1. Вступ. Північний міст через р. Дніпро в м. Києві (будівництво якого було розпочато в 1971 р., а завершено й прийнято в постійну експлуатацію в 1976 р.) запроєктовано Київською філією Державного інституту з проєктування і вишукування автомобільних доріг «Союздорпроект» під керівництвом головного інженера проєкту Г.Б. Фукса й призначено для автомобільного та пішохідного руху. Міст зв'язує правобережний Оболонський житловий район м. Києва з розташованими на лівому березі р. Дніпро його житловими масивами Райдужний, Троєщина та Воскресенка й складається з безпосередньо вантового моста через р. Дніпро (завдовжки 816 м і завширшки 31,4 м, рис. 6.1, *а – в*) й інфраструктурно з ним пов'язаним мостом через р. Десенку завдовжки 732 м та шляхопроводом через проспект Героїв Сталінграда завдовжки 55 м. Проєкт споруди розроблено згідно з чинними на той час нормами проєктування СН 200-62 і СН 365-67. Вантова частина моста запроєктована під автомобільну навантагу НА-10 (на 8 смуг руху) і НК-80 та натовп на тротуарах (400 кг/м^2), а сталезалізобетонна естакадна частина – під навантагу НК-30 (на 8 смуг руху) і НК-80 та натовп на тротуарах (400 кг/м^2).

Судноплавна частина Північного моста перекрита двома нерозрізними прогоновими будовами, перша з яких становить розташовану біля лівого берега трипрогонову однопілонову вантову систему за схемою $84,51 + 300 + + 63,65 = 448,16 \text{ м}$, а друга – правобережна частина – являє собою балкову естакаду з одним прогоном завдовжки 63,65 м, трьома прогонами по 63 м кожен і одним прогоном завдовжки 42 м (рис. 6.1, *з*). У плані міст знаходиться на прямій, а у профілі – на сполученні опуклих вертикальних кривих із верхньою точкою у вантовому прогоні. Сталеву балку жорсткості у вантовому прогоні (завдовжки 300 м, яка, до речі, є найдовшою в колишньому СРСР) підтримують ванти зі сталевих канатів (по 20 – 40 штук у ванті), загальна довжина яких сягає 54,6 км.

Ванти підвішені до А-подібного пілона заввишки 125 м, а висота від проїзної частини до склепіння пілона дорівнює 53 метри. В двох ногах пілона міститься по одній монтажній шахті з залізними драбинами у 8 прогонів кожна, які сходяться над склепінням пілона і утворюють внутрішнє допоміжне приміщення площею близько 10 м^2 . Вгорі на пілоні розміщене скульптурне зображення герба м. Києва, з кожного боку від якого є по одному балкончику.

По Північному мосту в 1983 році був відкритий рух тролейбусів від станції метро «Петрівка» на Воскресенку, а в 1984 році – на Троєщину. До 2005 року автомобільний транспорт рухався по мосту трьома смугами у кожному напрямку. Крім того, на проїзній частині були облаштовані розподільна смуга завширшки 2,2 м, захисні смуги з боків проїзної частини по 0,5 м кожна і тротуари для пішоходів завширшки 2,85 м. У серпні 2005 року на мосту

за рахунок ущільнення смуг була з'явилась реверсивна смуга руху. Проте зазначена модернізація, на превеликий жаль, лише призвела до погіршення безпеки руху, внаслідок чого відбулось значне зростання випадків аварійних подій і аварій на мосту. І тому з метою зменшення кількості дорожньо-транспортних пригод та постраждалих людей з 24 грудня 2007 року реверсивна смуга була замінена відбійником, а кількість смуг за рахунок зменшення їх ширини збільшена до чотирьох у кожному напрямку.



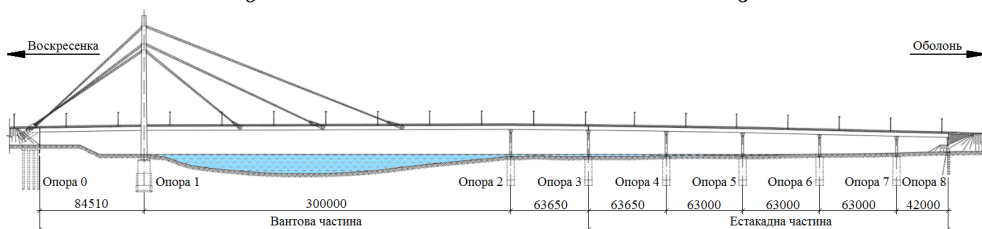
а



б



в



г

Рис. 6.1. Панорамний вигляд (а), загальні вигляди (б, в) і поздовжній переріз (г) Північного моста

6.2. Основні конструктивні рішення моста. Розглянемо тепер основні конструктивні рішення Північного моста, які були використані при його проектуванні. Вантова прогонова будова, яка перекриває фарватерну частину р. Дніпро, – сталева з ортотропною плитою і асфальтобетонним покриттям проїзної частини. Сталева балка жорсткості, що жорстко защемлена на стоянні та має поздовжньо-рухоме шарнірне обпирання на пілони й проміжних опорах в поперечному перерізі, складається з двох коробок. В свою чергу, прогонова будова естакадної частини моста прийнята сталезалізобетонною, а її габаритні контури поперечного перерізу відповідають поперечнику вантової прогонової будови. А-подібний пілон моста, виконаний з монолітного залізобетону і розташований між прогонами з довжинами 84,51 і 300 м, є жорстко об'єднаним із фундаментом. Ванти закріплені на пілоні в трьох ярусах по висоті й розташовані в двох площинах. Берегові гілки вантів заанкерені в стоянні противазі. А самі ванти сформовані з канатів, що складаються з паралельних дротів. По довжині моста наявні два деформаційні шви: на правобережному стоянні й по стикі вантової і естакадної прогонових будов.

Стояни моста запроектовані роздільного типу з перехідними прогонами задля пропуску комунікацій. Проміжні опори виконані зі збірно-монолітного залізобетону конструктивно стінової форми, посередині висоти яких влаштовані декоративні отвори діаметром 9 м. Фундаменти проміжних опор прийняті у вигляді опускних колодязів.

6.3. Результати обстеження конструкцій моста. Переходячи тепер до характеризування технічного стану моста одразу зазначимо, що за даними «Книги штучної споруди» за час експлуатації спеціалізовані обстеження проводились шість разів, а саме у 1976, 1983, 1987, 1989, 1999 і 2008 роках.

У 2017 році було виконано комплексне спеціальне обстеження моста, результати якого свідчать, що конструкції Північного моста мають низку дефектів і недоліків, в основному корозійного походження, що знижують не тільки їх (конструкцій) несну здатність, а й довговічність і надійність споруди у цілому. Причому виникненню цих дефектів беззаперечно можливо було б запобігти достатньо простим способом – дотриманням міжремонтних термінів та проведенням регламентованих поточних ремонтів у попередні десятиліття.

Метал перильної огорожі тротуарів знаходиться в незадовільному стані. В результаті обстеження встановлено значні дефекти перильної огорожі тротуарів, сутність яких полягає у наскрізній корозії поручнів в усіх прогонах моста, а тому бар'єрна огорожа загалом не відповідає вимогам чинних нормативних документів. Конструкції деформаційних швів також мають значні пошкодження, негерметичні (рис. 6.2), відслужили нормативний термін експлуатації (20 років) і потребують заміни на сучасні шви малошумної герметичної конструкції.

А зараз наголосимо на тому, що як і на інших мостових спорудах головною причиною виникнення та швидкого розвитку корозійних дефектів конструктивних елементів моста є вода (а, точніше, розчин агресивних проти-

ожеледних соляних сумішей), яка потрапляє на них внаслідок початкових недоліків та природного зношення елементів водовідведення й, в першу чергу, гідроізоляції. Сліди замокання і вилугування бетону залізобетонних плит, в окремих місцях із слідами іржі, виявлено в усіх прогонових будовах естакадної частини моста (рис. 6.3).



Рис. 6.2. Застій води, що потрапляє крізь деформаційний шов на нижній пояс коробчастої балки, призводячи до корозії металу



Рис. 6.3. Просочування води у сталезалізобетонних прогонових будовах

А у вантових прогонових будовах виявлено отвори в сталевих листах ортотропної плити із протіканням води крізь дорожнє покриття і пошкоджену гідроізоляцію, що призводить до корозійного пошкодження сталевих елементів головних коробчастих балок. Через це та з метою запобігання розвиненню корозійних процесів у майбутньому система водовідведення на мосту потребує повної перебудови з використанням сучасних технологічних та конструктивних рішень.

Як було вказано вище, головною причиною виникнення дефектів конструкцій моста є практично повне руйнування системи водовідведення. Причому найгірше в цьому сенсі полягає в тому, що крім корозії бетону та арматури залізобетонних плит естакадних прогонів, вода, що фільтрується крізь плиту прогонової будови, є головним чинником корозії металу всіх елементів балкової клітини: головних балок, прогонів, поперечних та поздовжніх в'язей. На жаль, пришвидшує цей негативний вплив ще й застосоване конструктивне рішення, згідно з яким площини поперечних в'язей перебувають саме під монолітними стиками плити, крізь які найбільш інтенсивно просочується вода. Що ж стосується загального корозійного ушкодження фасадних головних балок моста, то його можна оцінити в 4 – 5% при наявності локальних ділянок балок, на яких корозійне зношення металу (за загальною площею перерізу балки) дорівнює 11 – 13%. При цьому найбільше ушкодження природно має верхній пояс балок, де це зношення досягає вже 19%. Тим не менш результати виконаних перевірних розрахунків із врахуванням корозійних пошкоджень засвідчили, що на момент обстеження загальна вантажопідйомність естакадної частини моста все ще відповідає (винятково завдяки якісно вибраному проєктному рішенню!) проєктним тимчасовим навантагам Н-30 і НК-80.

З приводу ж корозійних дефектів на вантових прогонових будовах необхідно констатувати, що найбільші зони ураження металу мають головні балки сталевих вантових прогонових будов у місцях входу вантів і анкерування балки жорсткості на опорі № 0, поблизу відкритого кінця балки жорсткості неподалік опори № 3 та під поперечними балками ортотропної плити, де знаходяться отвори для пропуску кабелів для опор освітлення (рис. 6.4). Зауважимо, що вказані отвори в гідроізоляції та в листі настилу ортотропної плити головних балок утворились і залишилися після демонтажу опор освітлення в 2008 році; вони розташовані поблизу поперечних балок як у верховій, так і у низовій коробках симетрично осі моста, тому вода безперешкодно через ці отвори потрапляє всередину коробок. З урахуванням наведеного одразу стає зрозумілим, що вода, яка потрапляє в коробку, зумовлює не тільки корозію листа ортотропної плити, а й нижніх поясів і стінок поперечних балок, поперечних в'язей під балкою, листа настилу нижньої плити, поздовжніх нижніх ребер й нижньої поперечної балки.

Ванти в сталеві прогонові будови проходять через отвори у верхній ортотропній плиті балки жорсткості в зонах під тротуарами, які зачинені спеціальними металевими захисними кожухами з тонколистового металу зі

застосуванням болтових з'єднань. Втім прилягання захисних кожухів до конструкції ортотропної плити головних балок є нещільним, через що вода вільно потрапляє у внутрішній простір головних балок, зумовлюючи таким чином корозію їх сталевих елементів. Додатково до викладеного вкажемо ще й на те, що корозія ортотропної плити виявлена навколо всіх отворів входу вантів, вузлів їх анкерування, а також на листах нижньої ребристої плити та поздовжніх нижніх ребрах. А захисне покриття упорів та деталей їх кріплення до стінок балок пошкоджене практично в усіх вузлах.



Рис. 6.4. Корозія металу у вантових прогонах

Щодо стану самих вантів слід зазначити, що через багаторічну відсутність належного нагляду та регламентного фарбування, захисна металострічка на них вже почала руйнуватися. Стосовно ж металевих конструкцій вузлів анкерування вантів із низового та верхового боку моста та анкерних обойм канатів вантів відмітимо, що вони містять дефекти у вигляді незначних пошкоджень фарбового покриття та поверхневої корозії в місцях його відшарування. В свою чергу, конструкціям об'єкту входу вантів у камери анкерування притаманна низка дефектів, знов-таки спричинених незадовільним станом водовідведення. Показовим прикладом цих дефектів слугує замокання поверхні бетону нахиленої стінки, вода на яку просочується крізь зіпсовану гідроізоляцію тротуарних плит, що врешті-решт викликає засмічення, замокання та корозію трубчастих обойм. При цьому найбільші корозійні ураження

обойм властиві верхній анкерній групі з боку проїзної частини – тут корозії зазнали не тільки трубчасті обойми анкерів, а й верхній шар металострічки канатів вантів на вході до камери анкерування (рис. 6.5).



Рис. 6.5. Корозія металу трубчастих обойм і пошкодження металострічки канатів вантів

В частині ж технічного стану опор Північного моста в першу чергу звернемо увагу на те, що у порівнянні з результатами двох попередніх обстежень, проведених у 1999 та 2008 роках, розвинення отримали лише дефекти корозійного походження, які мають місце на ригелях опор № 3 і № 8, а також на фасадних (консольних) частинах ригелів усіх опор. Втім згадані дефекти, практично майже як і усі інші, зумовлені непередбаченим проникненням агресивних розчинів на конструкції, – в даному випадку крізь деформаційні шви над опорами № 3 і № 8 та з тротуарів (рис. 6.6, а).



а



б

Рис. 6.6. Руйнування консольних частин ригелів опор (а) і видавлювання фторопласту з опорних частин (б)

На відміну від цього опорні частини балок внаслідок зношення їх конструктивних елементів знаходяться в непрацездатному стані та потребують невідкладної заміни, оскільки термін їх безперервної служби не просто проминув, а майже у півтора рази перевищив тридцятирічний нормативний строк

використання. Причому виявлені дефекти опорних частин, зокрема відшарування ковзних полірованих листів із неіржавіючої сталі та видавлювання фторопласту (рис. 6.6, б), небезпечні тим, що не тільки збільшують тертя, погіршуючи тим самим роботу самих опорних частин, а й ускладнюють роботу основних несних елементів моста через виникнення додаткових горизонтальних зусиль в опорах і в балках жорсткості.

6.4. Аналіз результатів обстеження та необхідні заходи щодо подальшої експлуатації моста. Аналіз результатів обстеження конструкцій моста, а також результатів розрахунків вантажопідйомності, визначення остаточного ресурсу моста та експертної оцінки технічного стану споруди дозволив виконати оцінку та прогнозування технічного стану моста відповідно до вимог [19]. Результати цієї оцінки полягають у наступному: мостове полотно – стан 5 (не працездатний); сталезалізобетонні прогонові будови естакадної частини моста – стан 4 (обмежено працездатний); сталеві вантові прогонові будови – стан 4 (обмежено працездатний); конструкції пілона – стан 3 (працездатний); ванти – стан 3 (працездатний); опори моста – стан 4 (обмежено працездатний); опорні частини – стан 5 (не працездатний); оглядові пристрої – стан 5 (не працездатний); підходи – стан 3 (працездатний). Тому за рейтингом основних конструктивних елементів міст знаходиться у стані 4 – обмежено працездатний. Експлуатаційний стан моста в цілому, за найнижчим із показників експлуатаційного стану основних конструкцій, теж кваліфіковано як 4 – обмежено працездатний. Додатково до цього за результатами розрахунків встановлено, що гранична навантага на міст дорівнює 35 тс для автомобільної навантаги в колоні, а залишковий ресурс моста наразі оцінюється у 3 роки.

Відповідно до визначеного експлуатаційного стану моста стандартом [19] задля забезпечення його безаварійної експлуатації передбачено проведення обстежень за спеціальним графіком і виконання капітального ремонту за спеціально розробленим проектом, в якому необхідно врахувати рекомендації відомостей дефектів, передбачити відновлення конструкцій прогонових будов, ін'єктування тріщин, відновлення захисного покриття канатів вантів, заміну бар'єрної огорожі, заміну деформаційних швів та опорних частин. Проте ще до початку розробки проектної документації на капітальний ремонт, конче потрібно виконати роботи із заміни гідроізоляції проїзної частини і тротуарів, перильної огорожі тротуарів й водовідвідних лотків вантової частини моста, оскільки зволікання із цими роботами лише пришвидшить погіршення технічного стану. Крім того, необхідно передбачити ваговий контроль руху негабаритних та великовагових транспортних засобів, що прямують Північним мостом.

Глава 7

Технічний стан висячого Паркового моста через р. Дніпро в м. Києві

7.1. Вступ. Труханів острів завжди був, є і буде улюбленим місцем відпочинку киян. Але до середини 50-х років минулого століття переправитись на нього можна було виключно за допомогою плавзасобів. Це викликало великі труднощі в організації перевезень маси відпочиваючих на лівий берег р. Дніпро, у зв'язку з чим було прийняте рішення про побудову пішохідного моста. Проєкт моста виконав Український інститут сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського. Під час проєктування було розроблено декілька варіантів мостового переходу з урахуванням різноманітних конструктивних і експлуатаційних умов, а також вимог матеріалоемності, економічності та архітектурної виразності. Перевага була віддана великопрогоновій висячій прогоновій будові з двома спареними пілонами, несними елементами зі сталевих закритих канатів і зварною балкою жорсткості. Але через відсутність в той час сталевих закритих канатів великих діаметрів замість них були застосовані ланцюги зі сталевих листів.

7.2. Основні конструктивні рішення моста. Парковий міст через р. Дніпро в м. Києві був відкритий 2 липня 1957 р. (рис. 7.1). Головне його призначення – пропуск пішоходів, але у деяких випадках також допускається проїзд спеціальних машин. Довжина моста – 425,9 м, а ширина пішохідної частини – 7,0 м. Суднохідна ділянка моста перекрита трипрогоною висячою прогоною будовою за схемою $60 + 180 + 60$ м (рис. 7.2). Дві головні двотаврові зварні балки заввишки 2400 мм разом із залізобетонною плитою пішохідної частини та повздовжніми і поперечними в'язями утворюють балку жорсткості висячого прогону. Елементи ланцюгів виконані зварними з листів Н-подібного перерізу з клепаними монтажними з'єднаннями, а пілони – зварні, коробчастого перерізу.

Берегові ділянки прийняті з балковими сталезалізобетонними прогоновими будовами: на лівобережній ділянці – три прогони по 36,0 м кожен; на правобережній – один прогін 17,9 м.

Пішохідна частина складається з Т-подібних збірних залізобетонних блоків завдовжки 7600 мм, заввишки 500 мм і завширшки 1400 мм, що спираються на дві головні двотаврові балки прогонової будови.

Для гасіння від'ємних реакцій на кінцях висячої прогонової будови влаштовані противаги у вигляді бетонних масивів, розташованих у середині головних балок. Опорні частини прийняті каткового типу зі сталевих листів.

Опори моста – залізобетонні, рамні. Основи всіх опор виконані з залізобетонних забивних паль перерізом 350×350 мм, причому на опорах 4 і 5 довжина паль становить 13,0 м, а на інших опорах – 9,0 м.

Цікавим тут також є те, що для зменшення наднормативних горизонтальних коливань посередині 180-метрового прогону встановлені чотири пружинисті вгамовувачі безударного типу.



Рис. 7.1. Загальний вигляд Паркового пішохідного моста через р. Дніпро в м. Києві

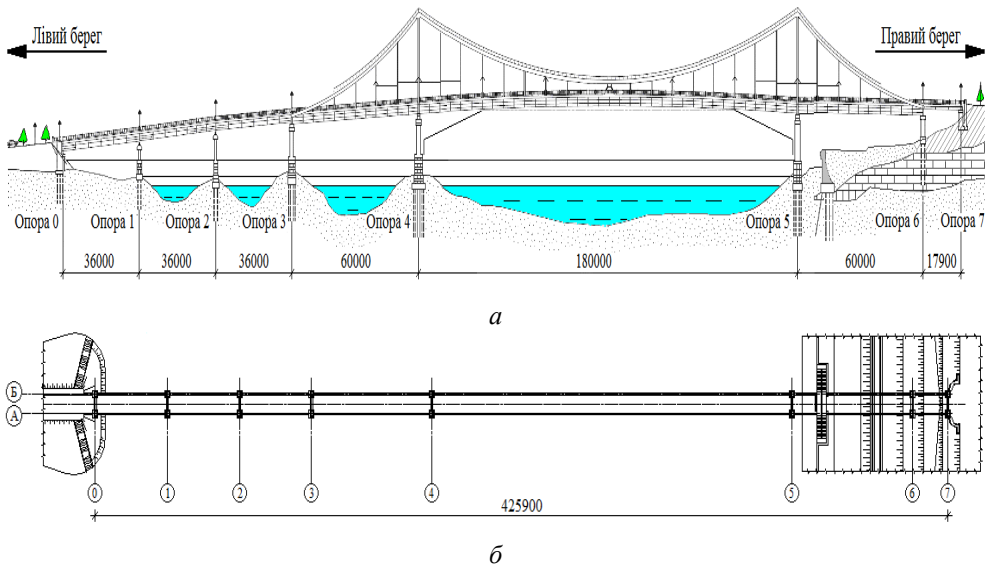


Рис. 7.2. Парковий міст через р. Дніпро в м. Києві: а – поздовжній переріз; б – план

Обстеження конструкцій моста виконувалося тричі: у 1979, 1982 і у 1989 роках.

У 1980 році був розроблений проєкт підсилення виявлених дефектів підвісок, пішохідної і опорних частин. Але до травня 1982 р. роботи з виправлення дефектів не були виконані, що призвело до аварії: 5 травня 1982 р. випали валки опорних частин ($h = 600$ мм) на опорах 1 і 2, через що трипрогонова нерозрізна будова лівобережної естакади, яка спиралася на ці опори, впала на ригелі опор моста. В результаті падіння були частково пошкоджені нижні пояси і вертикальні стінки головних балок, утворилися тріщини в залізобетонній плиті пішохідної частини в зоні опор (роботи з ліквідації наслідків аварії були виконані 24 травня 1982 р. Мостозагоном № 2).

7.3. Результати обстеження конструкцій моста. При обстеженні конструкцій моста в 1989 р. були зафіксовані такі дефекти:

- зростання розмивів дна, причому у деяких випадках відмітки розмиву дна на відстані 30 м від створу моста знаходилися нижче відміток вістря паль;
- тріщини з розкриттям більше 0,3 мм на частині стояків опор і ригелів, а також на деяких плитах пішохідної частини;
- значна кількість місць пошкоджень герметичності захисного лакофарбового покриття й корозії завглибшки до 3 мм металевої прогонової будови естакади;
- обриви вертикальних підвісок, розташованих біля правобережного пілона з низової сторони моста.

Рекомендації, які були сформовані для усунення виявлених дефектів, на жаль, виконані не були, тому за подальші 10 років технічний стан моста погіршився. При огляді конструкцій моста фахівцями Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського та Інституту електрозварювання ім. Є.О. Патона (проведений навесні 2002 р.) були виявлені нові обриви вертикальних підвісок і значна корозія металевих елементів в'язей. Крім того, зсув ґрунту в районі облаштування правобережного стояка спричинив затискування висячої прогонової будови, що призвело не тільки до деформування несних елементів будови, а й до їх деякого перевантаження (рис. 7.3). Зафіксовано наявність ґрунтових вод у розташованому за шкафною стінкою біля правобережного устою зливоприймальника, що, по-перше, свідчить про неефективну роботу підземного дренажу і, по-друге, про можливість зсуву ґрунту. Деякі з основних, виявлених в результаті попереднього огляду, ушкоджень представлені на рис. 7.4.

7.4. Аналіз результатів обстеження та необхідні заходи щодо подальшої експлуатації моста. Аналізуючи результати подальшого огляду конструкцій моста, Український інститут сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського та Інститут електрозварювання ім. Є.О. Патона прийняли рішення, що міст перебуває в аварійному стані. Тому було рекомендовано заборонити рух автотранспорту по мосту та провести необхідні роботи з підсилення дефектних елементів.

За завданням Комунальної корпорації «Київавтодор» проводяться роботи з детального обстеження усіх конструктивних елементів моста та розроблення проєктних рішень щодо їх реконструкції з підсиленням чи заміною (у випадку корозії більш ніж 30% поперечного перерізу) пошкоджених несних елементів прогонової будови, особливо вертикальних підвісок.

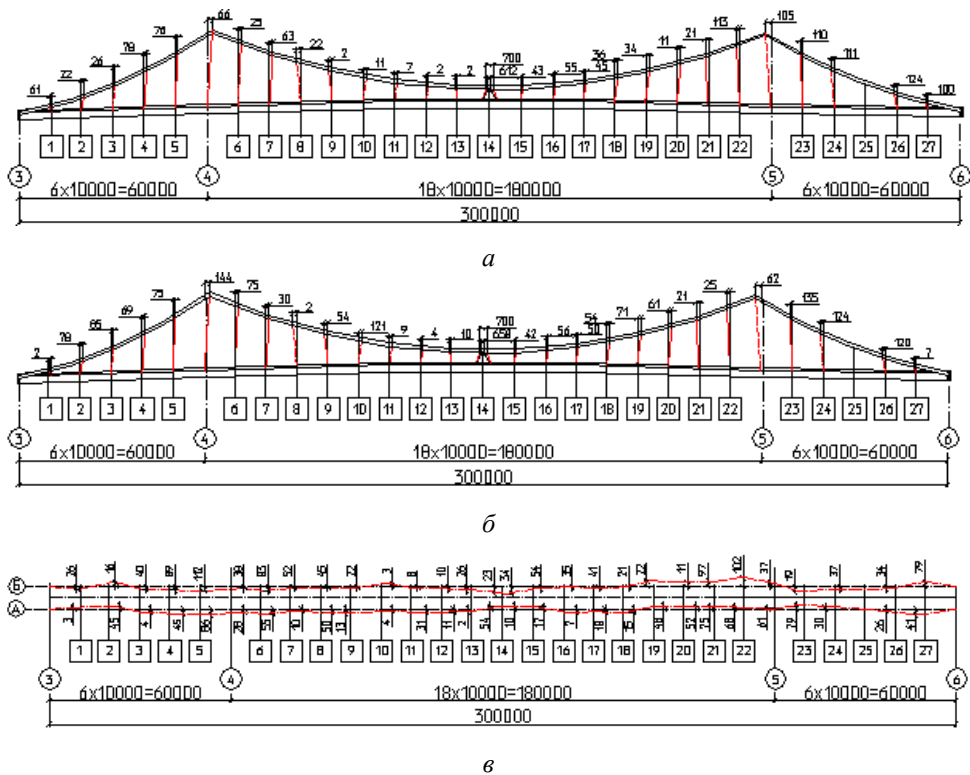


Рис. 7.3. Схема деформування несних елементів Паркового моста через р. Дніпро в м. Києві (у квадратах наведені номери підвісок): *a* – вздовж осі А; *б* – вздовж осі Б; *в* – в поперечному напрямку; — — проєктна вісь підвіски; — — дійсна вісь підвіски

Задля того щоб розвантажити підвіски від ваги прогонової будови, передбачено влаштування тимчасових рамок, які складаються з горизонтальних балок та вертикальних тяжів, розміщених по зовнішньому контуру висячої прогонової будови. Стягуючи вертикальні тяжі за допомогою встановлених на рамках домкратів, можна повністю розвантажити підвіски. Після їх заміни чи підсилення рамки роздомкрачуються і вага прогонової будови знову передається на вертикальні підвіски (рис. 7.5). Поступово, за вказаною схемою, відновлюються усі підвіски. Крім того, передбачено відновлення захисного лакофарбового покриття по всіх металоконструкціях моста та дренажної системи в районі правобережного устою, що може запобігти подальшому зсуву ґрунту.



а



б



в



г



д

Рис. 7.4. Дефекти несних елементів Паркового пішохідного моста через р. Дніпро в м. Києві: а, б, в – корозія та руйнування вертикальних підвісок над пішохідною частиною моста (олівець ілюструє висоту розкриття тріщини в стику підвіски); г – корозія вертикальних в'язей балки прогонової будови; д – корозія вертикальної підвіски під пішохідною частиною моста

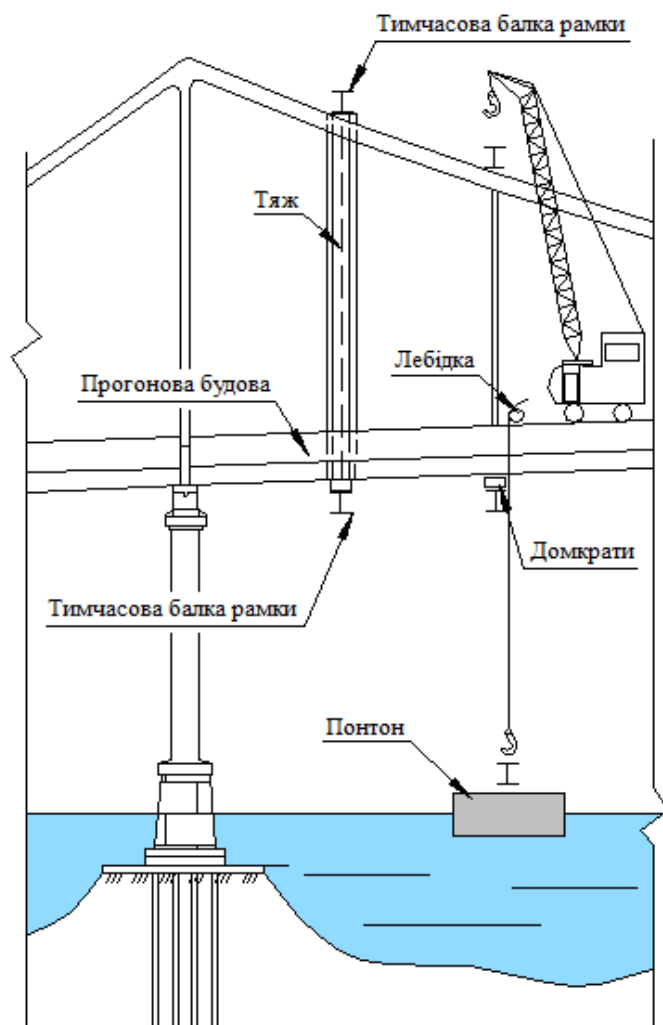


Рис. 7.5. Принципова схема заміни та підсилення підвісок Паркового пішохідного моста через р. Дніпро в м. Києві

Глава 8

Парковий пішохідний міст через р. Дніпро в м. Києві. Технічний стан

8.1. Вступ. Загальні дані. Парковий пішохідний міст через р. Дніпро в м. Києві запроєктовано Українським інститутом сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського (на той час Проектна контора «Проектстальконструкція») за участю Інституту електрозварювання ім. Є.О.Патона НАН України і введено в експлуатацію в 1957 р. (рис. 8.1, *а, б*). Міст з'єднує центральну частину м. Києва з парковою зоною та піщаними пляжами Труханового острова. За конструкцією міст є суцільнозварним і змонтованим із використанням сучасних технологій автоматичного зварювання. Загальна довжина моста дорівнює 425,9 м, а ширина пішохідної частини – 7 м. Міст складається з трьох центральних прогонів висячої будови й берегових ділянок балкової конструктивної системи (рис. 8.1, *в*). Його центральні прогони влаштовані за схемою $60 + 180 + 60 = 300$ м й підняті над урізом ріки на 26 м, що цілком забезпечує вільний прохід суден при найвищих рівнях води. Гіперболічні за абрисом та жорсткі за конструкцією несні ланцюги (зварені з металевих листів) закріплені на двох пілонах рамної форми заввишки 32 м, а вертикальні підвіски, які йдуть із кроком 10 м, виготовлені зі сталевих кутників. Дорожнє полотно зі залізобетонних плит спирається на дві двотаврові зварні балки заввишки 2,4 м кожна. А берегові частини моста вирішені у вигляді балкових сталезалізобетонних прогонових будов: на лівобережній ділянці – три прогони по 36 м кожен, а на правобережній – один прогін завдовжки 17,9 м. Опори моста запроєктовані рамної конструкції залізобетонними, а їх фундаменти – у вигляді залізобетонних забивних паль поперечним перерізом 35×35 см завдовжки від 9 до 13 м. У проєкті тимчасова вертикальна навантага була прийнята у відповідності до чинних на той час технічних умов на проєктування мостів на міських вулицях МКГ РЕФСР 1948 р., а саме: натовп інтенсивністю 400 кг/м^2 і окрема нормативна навантага від поодиноких вантажівок Н-6.

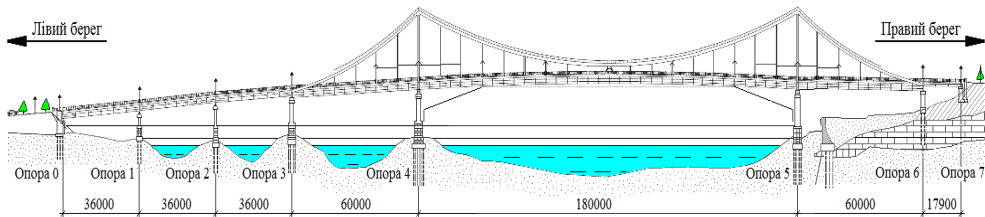
У 2017 році, тобто на 60-ту річницю відкриття, Парковий міст було частково реконструйовано: викладено покриття пішохідної частини правобережних та лівобережних підходів із фігурних елементів мощення; встановлено нові чавунні секції перильної огорожі; нанесено антикорозійне покриття на перильну огорожу, стовпи освітлення, підвіски та несні ланцюги; розміщено спеціальні перепони на підходах до мосту та з боку проїзду від сходів Магдебурзького права, які втім не заважають пересуванню перехожих, але блокують рух автомобілів; обладнано підземні контейнери для збирання твердих відходів; нанесено на поверхню пішохідної частини сучасне полімерне покриття з шаром базальтового щебеню. До того ж на мосту з метою підвищення безпеки руху пішоходів була змінена організація пішохідних і велосипедних потоків – посередині було влаштовано велосипедну доріжку червоного кольору завширшки три метри.



а



б



в

Рис. 8.1. Панорамні вигляди Паркового пішохідного моста вдень (а), вночі (б) та його поздовжній переріз (в)

Що ж стосується більш детального характеризування конструктивного рішення Паркового пішохідного моста вкажемо на те, що суднохідна частина моста перекрита трипрогоною висячою прогоною будовою, пілони якої виконані зварними коробчастого поперечного перерізу, а балка жорсткості реалізована з двох двотаврових зварних балок заввишки 2,4 м кожна, залізобетонної плити пішохідної частини, що включена у їх сумісну роботу, та поздовжніх і поперечних в'язей. Несний ланцюг Н-подібного поперечного перерізу зварений з листів, з клепаними монтажними з'єднаннями на заклепках діаметром 23 мм із сталі марки Ст2. Причому основні конструктивні елементи ланцюга – полиці та стінки двотавру – зварювались на заводі з низьколегованої високоміцної сталі НЛ2 за ГОСТ 5058-49, а всі інші елементи прогонової будови – балка жорсткості з в'язями, кінцеві ділянки ланцюга та пілони виготовлені зі сталі марки М16С за ГОСТ 6713-53.

Пішохідна частина складається з Т-подібних збірних залізобетонних блоків завдовжки 7600 мм, заввишки 500 мм і завширшки 1400 мм, що спираються на головні сталеві балки. Покриття на пішохідній частині влаштовано з емульсійного акрилового полімеру на основі метилметакрилату з домішками кольорових пігментів. А з боків пішохідна частина обмежена перильною огорожею, в площині якої встановлені металеві стовпи освітлення.

Опори моста прийняті залізобетонними монолітними, а проміжні опори – з масивною нижньою частиною на ростверках і рамною надбудовою. Надводна частина опор складається із двох колон, що об'єднані ригелем, а їхні ростверки облицьовані гранітом. Крім того нижня частина руслових опор № 1, № 2, № 3 і № 4 укріплена каменевою обкладкою. А фундаменти опор виконано із залізобетонних забивних паль, за винятком опори № 7, фундамент якої влаштовано на природній ґрунтовій основі. Стояни моста запроектовано обсіпними залізобетонними масивними.

Вкажемо також на те, що по мосту прокладені комунікації інженерних мереж: дві труби газопроводу Ø108 мм, труба водогону Ø159 мм, труба каналізації Ø159 мм, 7 азбестоцементних труб Ø100 мм і різноманітні кабельні мережі.

8.2. Історія експлуатації. Наведемо скорочену і найбільш цікаву інформацію з історії експлуатації Паркового моста. З цієї історії відомо, що ще у 1979 р. за завданням Комунального підприємства по ремонту і утриманню мостів і шляхів м. Києва «Київавтошляхміст» (КП «Київавтошляхміст») Українським інститутом сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського вперше було проведено комплексне спеціальне обстеження конструкцій моста, здійснена інструментальна зйомка конструкцій з метою оцінювання їхнього стану та виконані перевірні розрахунки прогонової будови моста.

У 1980 р. за завданням КП «Київавтошляхміст» Українським інститутом сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського розроблено проєкт підсилення конструкцій Паркового моста, яким передбачалось усунення дефектів конструкцій проїзної частини, підвісок, реконструкція деформаційних швів і виправлення перекосів опорних частин. Проте, на превеликий жаль, до травня 1982 р. ці роботи не були виконані, що й призвело до аварії. А саме: внаслідок вчасно не виправленого угону опорних частин випали валки цих частин на опорах № 1 та № 2, в результаті чого трипрогонова нерозрізна будова лівобережної естакади впала на ригелі опор моста. Роботи з ліквідації наслідків аварії та з відновлення прогонової будови були проведені Мостозагоном № 2 Мостобуду № 1 та Головним управлінням житлового і цивільного будівництва при Київському міськвиконкомі «Головкивміськбуд» за роботами креслениками Українського інститут сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського. Проте після завершення вказаних ремонтних робіт виникла необхідність у черговому комплексному спеціальному обстеженні, яке й було виконано у травні – серпні 1982 року.

У 2002 – 2003 роках у зв'язку з виявленими обривами вертикальних підвісок та їх частковими пошкодженнями Український інститут сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського провів обстеження та розробив робочий проєкт із підсилення підвісок моста та часткового усунення дефектів залізобетонної плити пішохідної частини.

У 2009 р. на замовлення Комунальної корпорації «Київавтодор» Український інститут сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського розробив проєкт капітального ремонту Паркового пішохідного моста. Цим проєктом було передбачено здійснення ремонтних робіт із усунення дефектів несного ланцюга, підвісок, в'язей головних балок, плити пішохідної частини, опор (стійок, ригелів, підферменників) та відновлення антикорозійного захисту металевих конструкцій моста із застосуванням сучасних матеріалів. За цим проєктом у 2017 р. проведено ремонтні роботи на мосту, про які вже згадувалось у першому розділі цієї статті.

8.3. Результати обстеження 2017 року. Після завершення ремонтних робіт у 2017 році було виконано нове комплексне спеціальне обстеження моста, результати якого свідчать, що конструкції Паркового моста мають низку дефектів і недоліків, в основному корозійного походження, що знижують не тільки їх (конструкцій) несну здатність, а й довговічність споруди у цілому. Вказане є наслідком того, що ремонт, на жаль, не передбачав відновлення пошкоджених корозією конструктивних елементів моста. Однак завдяки ремонту покриття пішохідної частини з застосуванням сучасних матеріалів міст у цілому має оновлений зовнішній вигляд.

Що ж стосується металоконструкцій несних ланцюгів висячих прогонів моста, то вони знаходяться в задовільному стані, на який навіть не впливають такі помічені дефекти, як відсутність окремих заклепок у вузлах стиків ланцюга (дефект виявлений та не усунений із моменту будівництва) і засміченість в місцях його кріплення до прогонової будови. Крім того зазначимо, що в результаті проведеного ремонту у 2003 – 2004 роках підвіски, які знаходилися у аварійному стані, були підсилені. Але при цьому не були проведені роботи з підсилення вузлів їхнього кріплення до ланцюгів. Окрім того, в місцях де відсутні заклепки у з'єднаннях помічена щільна корозія. В частині ж стану пілона вкажемо на те, що відновлення антикорозійного захисту виконано лише ззовні, через що воно залишилось порушеним як на внутрішніх поверхнях пілона, так і в місцях опорних частин; до речі, там же є бруд і сміття (рис. 8.2).

Дефектами прогонової будови є корозія металу балок та в'язів між ними, що виникли внаслідок багаторічної відсутності належного нагляду та регламентного фарбування, замокання та вилуговування бетону залізобетонних плит у вигляді сталактитів, формування тріщин на плиті пішохідної частини, руйнування захисного шару бетону, оголення та корозія арматури (рис. 8.3).

*а**б*

Рис. 8.2. Пошкодження антикорозійного захисту на внутрішніх поверхнях пілонів (а) та бруд і сміття в його коробці (б)

*а**б**в**г*

Рис. 8.3. Наскрізна корозія стінки головної балки суднохідного прогону (а), пошкодження корозією нижніх в'язей (б), руйнування захисного шару й корозія арматури плит пішохідної частини (в), тріщини в плиті з вилуговуванням бетону (г)

А в частині технічного стану опор моста звернемо увагу на те, що основними дефектами конструкцій є вилуговування бетону ригелів опор через їх багаторічне замокання, що було спричинене порушенням системи водовідведення. Це ж є і причиною пошкоджень металу елементів опорних частин, поверхня яких має корозійні дефекти (рис. 8.4).



Рис. 8.4. Засміченість ригелів опор і пошкодження антикорозійного захисту опорних частин (а) і пошкодження бетону ригелів опор та їх захисного фарбового покриття (б)

А наприкінці висвітлимо один вельми цікавий факт із «життєвої» історії Паркового моста, який безпосередньо не стосується результатів комплексних спеціальних обстежень конструкцій моста, а скоріш за все є свідченням того, що може статися з будь-якою мостовою спорудою під час її експлуатації. Справа полягає в тому, що у грудні 2017 року мала місце небезпечна аварійна подія, яка зводилась до того, що судно, яке рухалося по річці, раптово зіштовхнулося з однією з опор моста. Якщо ж говорити точніше, то відбувся несподіваний навал плавзасобу на верховий бік опори № 4, яка є однією з двох головних опор центрального прогону висячої будови моста (рис. 8.1, в). Вказаний аварійний випадок міг би мати дуже серйозні негативні наслідки аж до руйнування споруди, проте завдяки щасливому збігу обставин цього не трапилося. Причини ж цього сприятливого перебігу подій пов'язані з тим, що всі руслові опори моста мають захист від розмивів у вигляді достатньо щільної й міцної кам'яної обкладки. І саме ця обкладка, прийнявши на себе та поглинувши повну енергію удару від навалу й при цьому тільки трохи деформувавшись, вчасно зупинила судно та унеможливила пошкодження опори. Таким чином, в результаті цього вдало завершеного аварійного інциденту маємо тільки дещо зім'яту кам'яну обкладку зі слідом від форштевня плавзасобу (який дуже чітко вбачається на рис. 8.5) і непостраждалу опору моста.

8.4. Висновки. Аналіз результатів обстеження конструкцій моста, а також результатів розрахунків вантажопідйомності, визначення залишкового ресурсу моста та експертної оцінки технічного стану споруди дозволив виконати оцінку та прогнозування технічного стану моста відповідно до вимог [19]. За результатами цієї оцінки технічний стан елементів моста відповідає

наступним експлуатаційним станам: ланцюги висячих прогонів – стан 3 (працездатний); підвіски висячих прогонів – стан 4 (обмежено працездатний); пілони – стан 3 (працездатний); перильна огорожа – стан 4 (обмежено працездатний); мостове полотно – стан 1 (справний); прогонова будова – стан 4 (обмежено працездатний); опори та опорні частини – стан 3 (працездатний); підходи – стан 2 (обмежено справний). Тому експлуатаційний стан моста в цілому, за найнижчим із показників експлуатаційного стану основних конструкцій, кваліфіковано як 4 – обмежено працездатний.

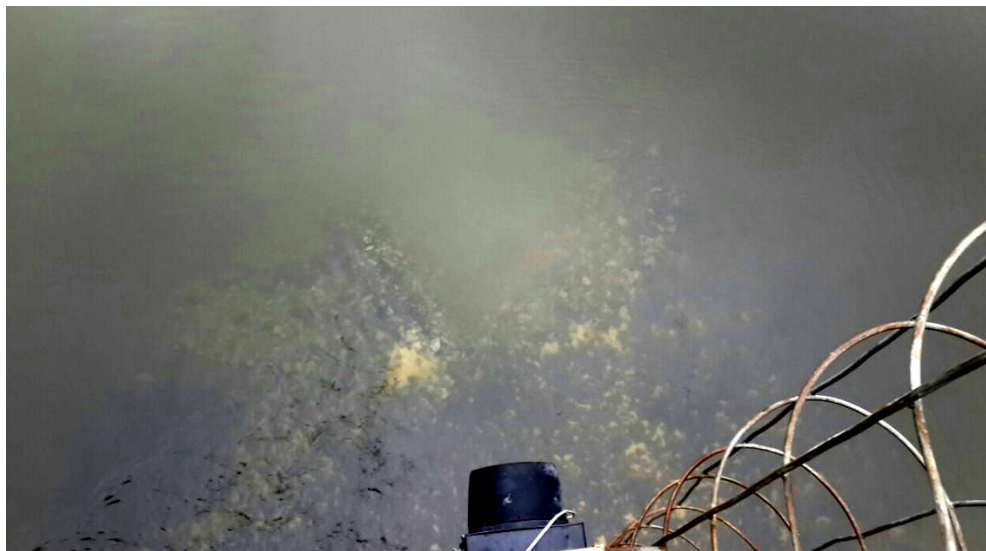


Рис. 8.5. Слід в кам'яній обкладці, що залишив фортштєвень плавзасобу при зіткненні

Відповідно до визначеного експлуатаційного стану моста стандартом [19] задля забезпечення його безаварійної експлуатації передбачено проведення обстежень за спеціальним графіком і виконання капітального ремонту за спеціально розробленим проектом, так як всі дефекти несних конструкцій моста прогнозовано погіршують технічний стан прогонових будов споруди та опор, якщо найближчим часом не будуть виконані ремонтні заходи.

Глава 9

Спеціальне обстеження аварійного Паркового пішохідного моста через р. Дніпро на Труханів острові у м. Києві

9.1. Вступ. Розташований навпроти центральної частини м. Києва на головному річищі р. Дніпро зелений і мальовничий Труханів острів із його великими золотисто-піщаними пляжами, водними станціями, спортивними спорудами, ресторанами й будинками відпочинку був, є і безсумнівно назавжди залишиться улюбленим місцем відпочинку киян. Проте до середини 50-х років минулого століття потрапити на нього можна було тільки за допомогою плавзасобів. Останнє викликало великі труднощі в організації перевезень безлічі відпочиваючих на Труханів острів, внаслідок чого було прийняте рішення про його безпосереднє сполучення з правобережною частиною м. Києва шляхом побудови пішохідного моста. Проект моста розроблено Проектною конторою «Проектстальконструкція» (нині ТОВ «Укрінсталькон імені В.М. Шимановського»). Під час проектування розглядалися декілька варіантів мостового переходу з урахуванням різноманітних конструктивних і експлуатаційних умов, а також вимог матеріалоемності, економічності та архітектурної виразності. У кінцевому підсумку з усіх напрацьованих варіантів перевага була віддана великопрогонової висячій прогонової будові з двома спареними пілонами, несними елементами зі сталевих закритих канатів і зварною балкою жорсткості. Однак через відсутність на той час сталевих закритих канатів великих діаметрів, замість них були застосовані ланцюги зі сталевих листів.

Парковий міст через р. Дніпро в м. Києві був відкритий 2 липня 1957 р. (рис. 9.1, знімок зроблено після завершення ремонтних робіт 2017 р.). Зрозуміло, що головне його призначення полягає в пропуску пішоходів, але у виняткових випадках також допускається проїзд спеціальних машин. Довжина моста дорівнює 425,9 м, а ширина пішохідної частини – 7,0 м. Суднохідна ділянка моста перекрита трипрогоною висячою прогоною будовою за схемою 60 + 180 + 60 м (рис. 9.2, а). Дві головні двотаврові зварні балки заввишки 2400 мм разом із залізобетонною плитою пішохідної частини та повздовжніми і поперечними в'язями утворюють балку жорсткості висячого прогону. Елементи ланцюгів виконані зварними з листів Н-подібного перерізу з клепанними монтажними з'єднаннями, а пілони – зварними, коробчастого перерізу.

Берегові ділянки моста прийняті з балковими сталезалізобетонними прогоновими будовами: на лівобережній ділянці – три прогони завдовжки 36,0 м кожен, а на правобережній – один прогін завдовжки 17,9 м (рис. 9.2, б).

Пішохідна частина моста складається з однотипних Т-подібних збірних залізобетонних блоків завдовжки 7600 мм, заввишки 500 мм і завширшки 1400 мм, що спираються на дві головні двотаврові балки прогонової будови. Що ж стосується опорних частин моста, то вони прийняті каткового типу зі сталевих листів.

Задля гасіння від'ємних реакцій на кінцях 180-метрової висячої прогонової будови, а саме біля опор № 3 і № 6, влаштовані залізобетонні противаги у вигляді бетонних масивів, розташованих між головними балками. А з метою зменшення наднормативних горизонтальних коливань у середині цієї будови встановлені чотири пружинисті гасителя коливань безударного типу.

Опори моста виконані залізобетонними, рамними, а основи всіх опор – із залізобетонних забивних паль перерізом 350×350 мм, причому на опорах № 4 і № 5 довжина паль становить 13,0 м, а на всіх інших опорах – 9,0 м (рис. 9.1, а).

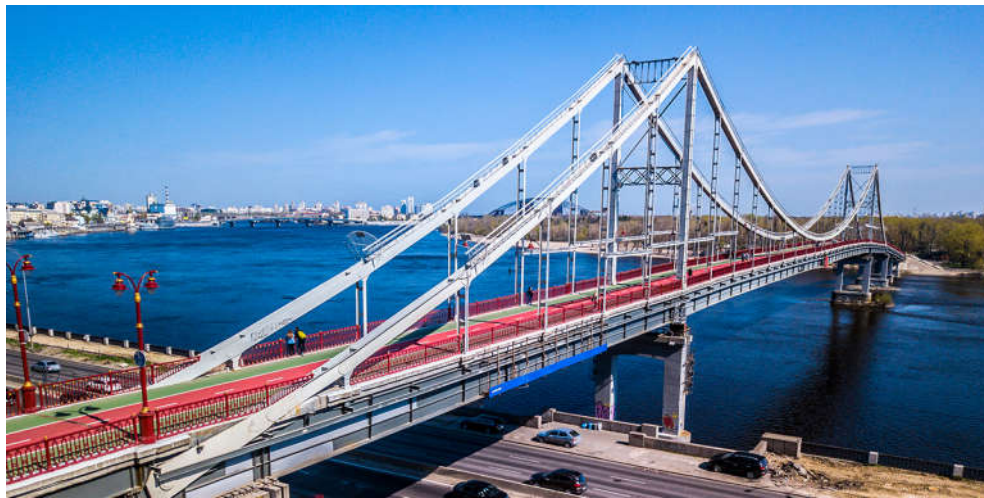


Рис. 9.1. Загальний вигляд Паркового моста через р. Дніпро в м. Києві

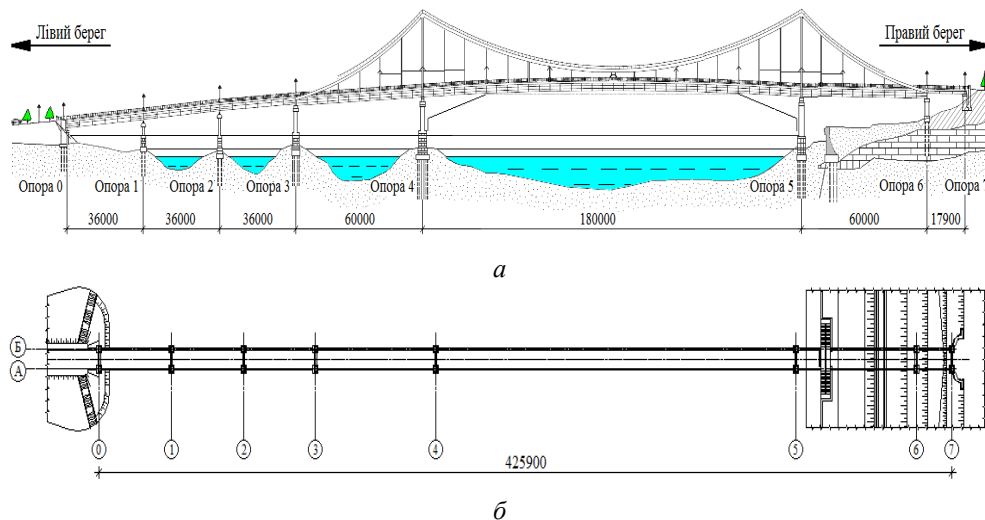


Рис. 9.2. Парковий міст через р. Дніпро в м. Києві: а – поздовжній переріз; б – план

9.2. Результати обстеження конструкцій моста. 2 серпня 2019 р. на Парковому мосту сталася надзвичайна подія, а саме – вивалилася частина бетону баласту та залізобетонних блоків противаги біля опори № 3. З огляду на це, у жовтні – листопаді 2019 р. було проведено спеціальне обстеження конструкцій, за результатами якого було встановлено наступне.

Балка жорсткості. Основним дефектом балки жорсткості є прогресуюча корозія металу головних балок, вертикальних та горизонтальних в'язей в місцях просочування води (влітку) і розчинів агресивних протиожеледних соляних сумішей (взимку) з пішохідної частини: це місця біля негерметичних люків, деформаційних швів, підвісок висячого прогону та зі зруйнованих водовідвідних трубок. Особливу увагу треба звернути на майже повне корозійне руйнування окремих в'язей (рис. 9.3), а також на те, що вперше за довгий час експлуатації моста (нагадуємо, що міст був відкритий у 1957 р.) виявлено наскрізну корозію в стінках головних балок (рис. 9.4).



Рис. 9.3. Майже повністю зруйнована корозією в'язь



Рис. 9.4. Наскрізна корозія в стінці головної балки

Противаги. Внаслідок руйнування металоконструкцій кріплення балок противаги біля опори № 3 у напрямку лівого берега, відбувся вивал шматків бетону баласту та залізобетонних блоків противаги загальним об'ємом близько 40 м³ (рис. 9.5). Підкреслимо, що основним дефектом, або іншими словами, чинником, що зумовив це руйнування, є корозія і обрив елементів в'язі, яка забезпечувала суцільність конструкції (рис. 9.6).

Щодо інших металоконструкцій кріплення противаги вкажемо на те, що в самих балках противаги була виявлена значна виразкова корозія металу, що місцями призвела аж до утворення отворів в стінках балок. З огляду на наведене є цілком зрозумілим, що частини блоків противаги та баласту, які ще залишилися на балках противаги в напрямку від опори № 3 до лівого берега, знаходяться в аварійному стані під загрозою падіння (рис. 9.7).

На відміну від зазначеного, конструкції противаги біля опори № 6 поки що перебувають у задовільному технічному стані і не потребують ремонту.



Рис. 9.5. Обвалені залізобетонні елементи протиага біля опори № 3



Рис. 9.6. Зруйнована в'язь балок протиага

Однак у будь-якому випадку, задля відновлення належного технічного стану пішохідного моста в цілому та ліквідації наявної аварійної ситуації зокрема, необхідно відновити зруйновані елементи протиага за окремо розробленим проектом.

Залізобетонні плити пішохідної частини моста мають дефекти, які знижують несну здатність і довговічність споруди, а саме: вилугування бетону у вигляді сталактитів, мережа тріщин по плиті, відсутність захисного шару бетону, оголення арматури (рис. 9.8).



Рис. 9.7. Залізобетонні елементи протиага знаходяться під загрозою падіння



Рис. 9.8. Вивал захисного шару бетону в плиті пішохідної частини. Арматура оголена і кородує

Оглядові проходи знаходяться в незадовільному стані: майже скрізь відсутній дерев'яний настил (рис. 9.9), зруйнована огорожа із захисної сітки, місцями дерев'яний настил нагромаджений купою, що унеможливує прохід.

Кріплення комунікацій та знаків судноплавства. За результатами візуального обстеження вузлів кріплення знаків судноплавної сигналізації до прогонової будови моста було виявлено корозію та відсутність антикорозійного

захисту. Кріплення кабелів також зазнали руйнівної дії корозії, місцями навіть до виникнення дір у металі. Вузли кріплень труб водогону, каналізації та газопроводу знаходяться у задовільному стані.

Ланцюги висячих прогонів. Металоконструкції ланцюгів висячих прогонів моста, в цілому знаходяться в задовільному стані, проте були виявлені й деякі дефекти: відсутність окремих заклепок у вузлах стиків ланцюга (дефект зафіксований і не усунений з моменту будівництва), засміченість в місцях кріплення ланцюга до прогонової будови.

Підвіски. Металоконструкції підвісок, за винятком двох із них, перебувають у задовільному стані. При цьому виявлені наступні дефекти підвісок: відсутність заклепок у з'єднаннях, щільна корозія, недостатність зварних швів.



Рис. 9.9. Відсутній дерев'яний настил оглядових проходів



Рис. 9.10. Порушене антикорозійне покриття на внутрішній поверхні пілона

Пілини. Порушено антикорозійне покриття на внутрішніх поверхнях пілонів (рис. 9.10), в місцях опорних частин, усюди бруд і сміття. Виявлена також відсутність деяких заклепок у вузлах з'єднань із ланцюгом та деформація фасонки.

Перильна огорожа в цілому знаходиться в задовільному стані. До незначних дефектів можна віднести: перекош тумби парапету та тріщину в стійці перил.

Пішохідна частина загалом знаходиться в задовільному стані. Проте, виявлені наступні дефекти: водовідвідні трубки у 30% місць відсутні, а окремі трубки вкриті глибокою корозією (рис. 9.11), поліуретанове покриття має незначні пошкодження, а саме – невеликі дірки та тріщини. До того ж внаслідок аварійної ситуації з противагами на мосту встановлені залізобетонні блоки на опорі № 3 задля гасіння від'ємної реакції (рис. 9.12). На пішохідній частині утворилось підвищення, яке обладнане додатковою перильною огорожею та пандусами.

Опори та опорні частини. При обстеженні опор моста були виявлені наступні недоліки та дефекти: замокання бетонних поверхонь та укусів опор № 6 та № 7, вилугування бетону ригелів опор, руйнування перильної огорожі площадок на опорах (рис. 9.13). Всі підферменники опор моста знахо-

дяться в задовільному стані за винятком підферменників на опорах № 4 і № 6, бокові грані яких мають сколи бетону. Дефектами опорних частин є окремі місця з корозійними пошкодженнями металу елементів опорних частин (рис. 9.14), також пошкоджені та відсутні елементи захисних кожухів опорних частин. Кути нахилу катків на опорах є близьким до розрахункових.



Рис. 9.11. Корозія водовідвідних труб



Рис. 9.12. Тимчасовий настил на блоках противаг, влаштований до моменту ліквідації аварійної ситуації на мосту

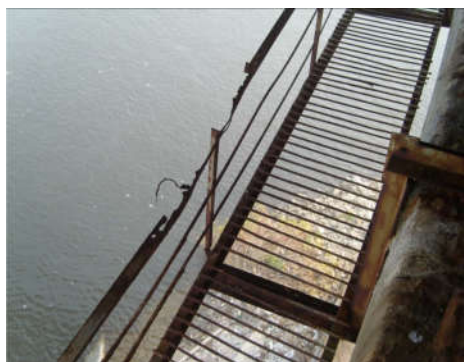


Рис. 9.13. Руйнування корозією перильної огорожі площадки опори



Рис. 9.14. Корозія елементів опорної частини

Підводне обстеження опор показало, що руслові опори моста не мають розмивів та пошкоджень кам'яної обкладки, за винятком опори № 4, з верхнього боку якої кам'яна обкладка містить пошкодження, що виникли в результаті навалу судна у 2017 р. [71]. Тому обкладку необхідно якнайшвидше відновити.

Аналіз результатів проведеного обстеження засвідчив, що виявлені основні дефекти конструкцій моста, чинники їх виникнення та розвинення, є наслідками недотримання нормативних термінів проведення необхідних ремонтних робіт (що може бути пов'язано як з недостатністю, так і відсутністю

належного їх фінансування). Виявлені дефекти негативно впливають на довговічність конструкцій, знижують безпеку та комфортність руху пішоходів по мосту, а у разі часткового руйнування конструкцій протиаг знижують несну здатність моста.

9.3. Висновки. За результатами обстеження та виконаних розрахунків відповідно до [19] основні елементи моста віднесено до наступних експлуатаційних станів: пішохідна частина – стан 2 (обмежено справний); прогонова будова – стан 5 (непрацездатний); опори та опорні частини – стан 3 (працездатний); оглядові проходи – стан 5 (непрацездатний). В цілому ж за рейтингом основних конструктивних елементів міст знаходиться у стані 5 – непрацездатний.

З урахуванням наведених вище результатів спеціального обстеження та з метою гарантування подальшої безпечної експлуатації моста й недопущення аварій, необхідно невідкладно виконати ремонтні роботи із усунення всіх вище описаних дефектів, а особливо – ремонт протиаги біля опори № 3 за окремо розробленим проектом. Причому до завершення будівельних робіт із відновлення конструкцій протиаги експлуатація моста можлива тільки за умови постійного моніторингу технічного стану його конструкцій й лише в обмеженому режимі, який передбачає значне зменшення навантаги від натовпу з 400 кгс/м² до 100 кгс/м².

Наприкінці звернемо увагу ще на один важливий висновок. Суть цього висновку полягає в тому, що порівняння результатів даного обстеження з останнім обстеженням, яке було проведено у 2017 р. [71], свідчить про наростання корозійних пошкоджень металу практично всіх конструктивних елементів мостової споруди. Зазначимо, до речі, що застереження про можливість саме такого негативного розвитку подій містилось у раніше згадуваній статті [71]. Тому на мосту терміново слід провести ремонтні роботи з метою створення умов для його подальшої безпечної експлуатації.

Глава 10

Розроблення протипаварійних заходів для Паркового пішохідного моста через р. Дніпро на Труханів острові у м. Києві

10.1. Вступ. Парковий пішохідний міст через р. Дніпро на Труханів острові (рис. 10.1) без перебільшення можна назвати однією зі знакових споруд м. Києва. Виразний силует моста став одним із традиційних елементів панорами міста. Парковий міст користується великою популярністю серед мешканців та гостей столиці, особливо у літню пору року, коли значно збільшується кількість відпочиваючих. З огляду на це, належний технічний стан моста є запорукою безпеки великої кількості людей.

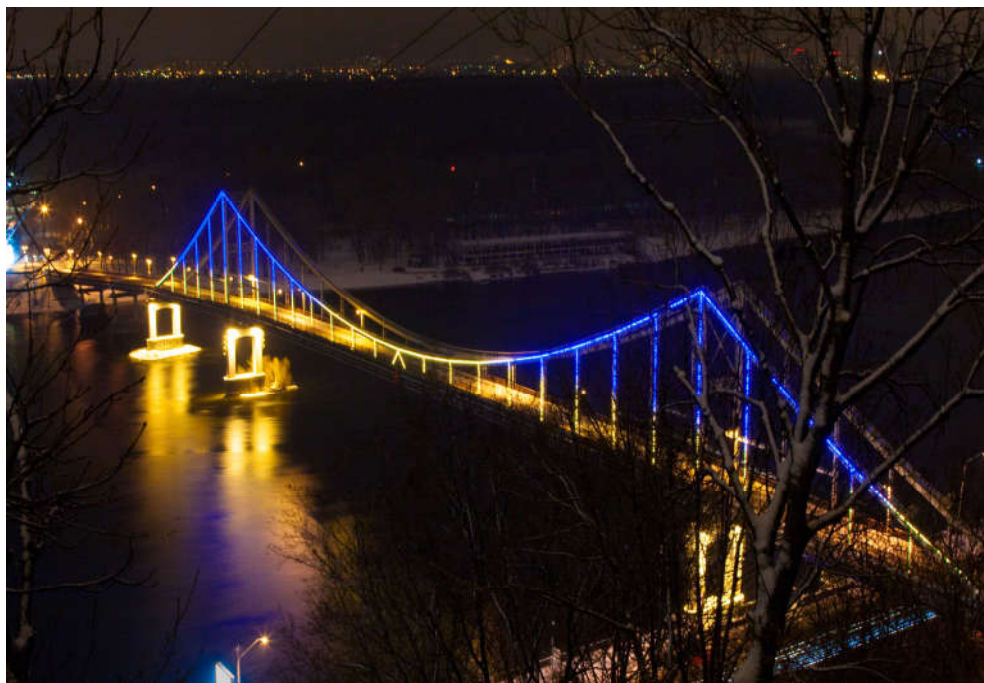


Рис. 10.1. Загальний вигляд Паркового моста через р. Дніпро в м. Києві

Як відомо, другого серпня 2019 року на Парковому мосту сталася непередбачувана подія – внаслідок руйнування металоконструкцій кріплення балок протипави біля опори № 3 у напрямку лівого берега відбувся вивал частини монолітного бетону баласту та залізобетонних блоків протипави загальним об'ємом близько 40 м³. Враховуючи той факт, що залізобетонні протипави гасять від'ємні реакції на кінцях висячої прогонової будови, така подія поставила під загрозу безпеку експлуатації моста в цілому. Причини та наслідки цієї події детально висвітлені автором у попередньому параграфі.

Слід зазначити, що підприємство з ремонту і утриманню мостів і шляхів м. Києва «Київавтошляхміст» оперативно відреагувало на вказану аварійну ситуацію та негайно вжило необхідних запобіжних заходів. Ці заходи полягали в тому, що на пішохідну частину прогонової будови біля опори № 3, саме там де відбулося часткове руйнування противаги, задля компенсації її втраченої ваги тимчасово були укладені залізобетонні плити привантаження. А створене за рахунок цього підвищення заради збереження комфорту пересування пішоходів обладнали додатковою перильною огорожею та пандусами, пофарбованими у кольори, тотожні забарвленню моста.

10.2. Необхідні заходи щодо подальшої експлуатації моста. З метою ліквідації наявної аварійної ситуації та відновлення зруйнованих конструкцій противаги ТОВ «Укрінсталькон імені В.М. Шимановського» терміново було розроблено проєкт відповідних протиаварійних ремонтних заходів, здійснення яких передбачено провести у чотири послідовних етапи.

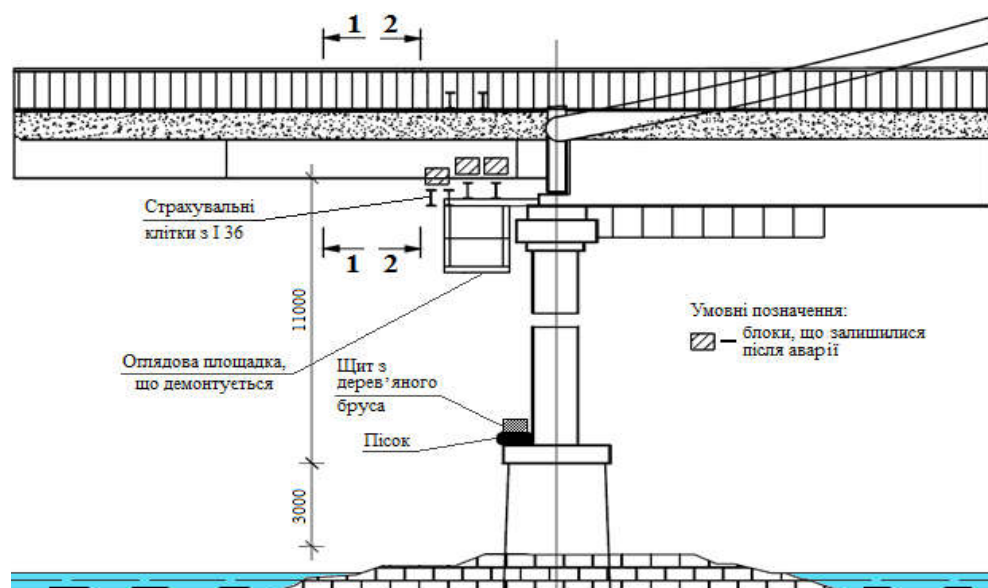
Насамперед заплановано проведення комплексу підготовчих робіт із розчищення знівченої противаги, яке передбачає видалення залишків бетону та металу. З огляду на наведене спеціально наголосимо, що оскільки ця, на перший погляд «проста» робота, пов'язана з підвищеною небезпекою для працівників, які мають справу з вкрай небезпечними рештками конструктивних елементів, то при її виконанні необхідно суворо дотримуватись вимог техніки безпеки при розбиранні конструкцій (рис. 10.2). При цьому черговість виконання робіт встановлена наступною:

- захист конструкцій тіла опори від падіння уламків баласту (монолітного бетону та залізобетонних блоків) зруйнованої противаги, що знаходяться в ній після аварії, шляхом укладання мішків із піском і захисного щита з дерев'яного бруса;
- влаштування риштувань (пересувного візка) з метою ремонту противаги (рис. 10.3, на якому чорним кольором показані конструкції візка, а сірим – елементів мостового прогону);
- вжиття страхувальних заходів щодо забезпечення контрольованого демонтажу уламків баласту, а саме: встановлення гвинтових стяжок до існуючих балок противаги; демонтаж оглядової площадки, яка заважає виконанню робіт; монтаж лебідками страхувальних кліток із двотаврів № 36 під залізобетонні блоки, що залишилися в противазі після аварії;

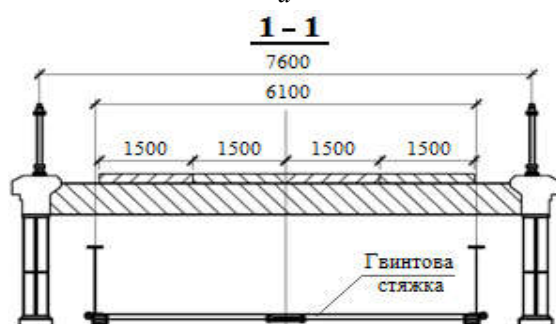
- розбирання залишків баласту противаги.

Вслід за тим проводиться демонтаж решти баласту противаги, що залишився після аварії, в наступному порядку:

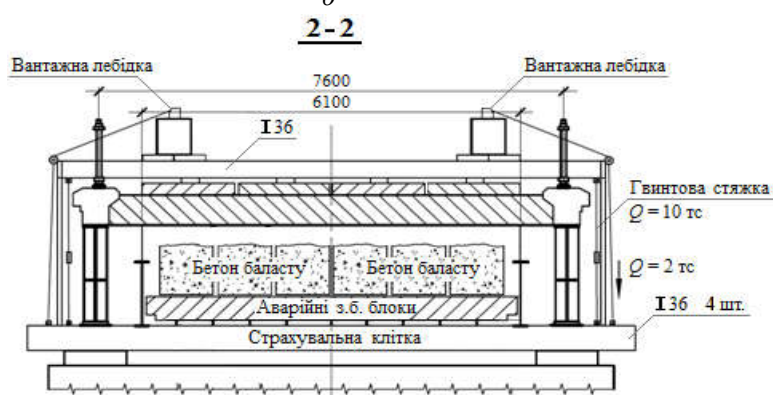
- влаштування робочих місць задля демонтажу уламків баласту та проведення робіт із підсилення балок противаги;
- звільнення кінців балок противаги від кріплень до головних балок прогонової будови моста;
- розведення кінців балок противаги шляхом зменшення натягу гвинтової стяжки;
- розбирання залишків монолітного бетону баласту та рубання залізобетонних блоків.



а



б



в

Рис. 10.2. Перший та другий етапи протиаварійних заходів:
а – загальна схема; б – розріз 1 – 1; в – розріз 2 – 2

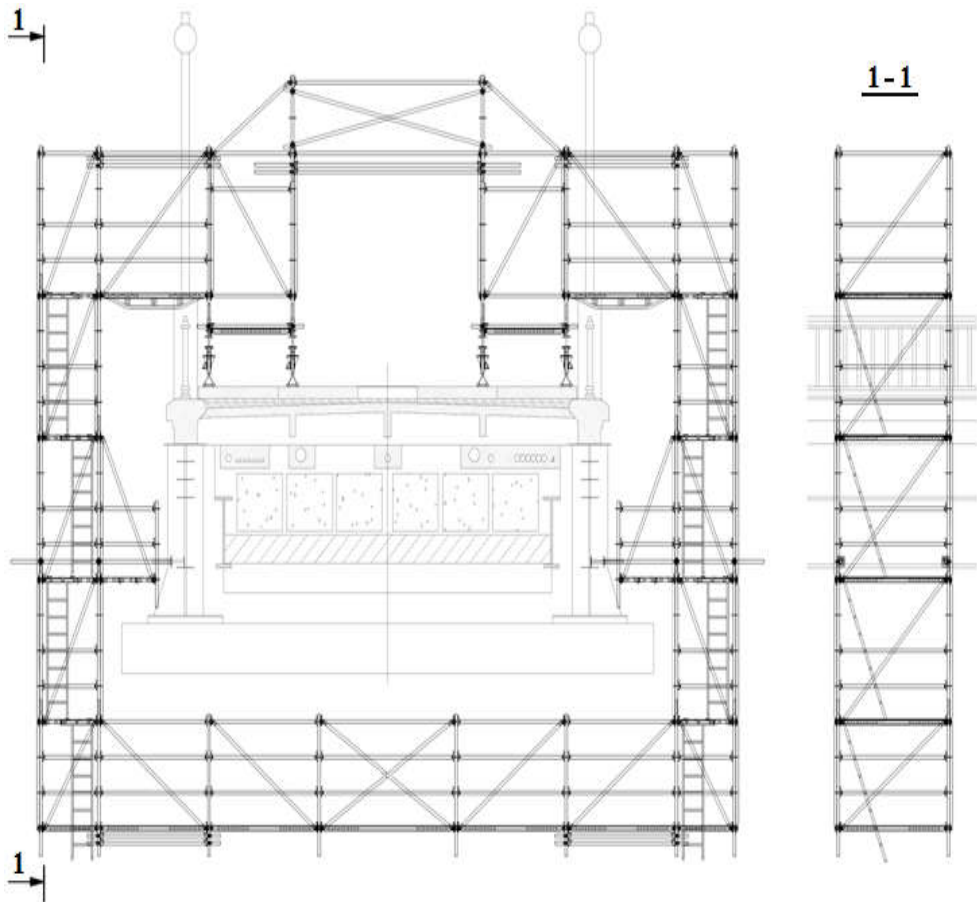


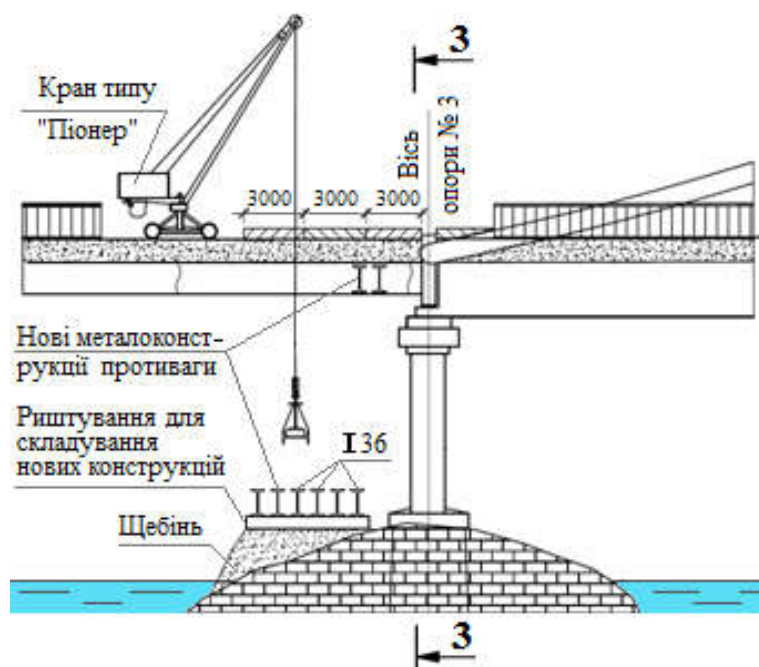
Рис. 10.3. Конструкція пересувного візка для ремонтних робіт

Згодом на третьому етапі здійснюється підсилення існуючих балок та монтаж нових конструкцій противаги у такій послідовності (рис. 10.4):

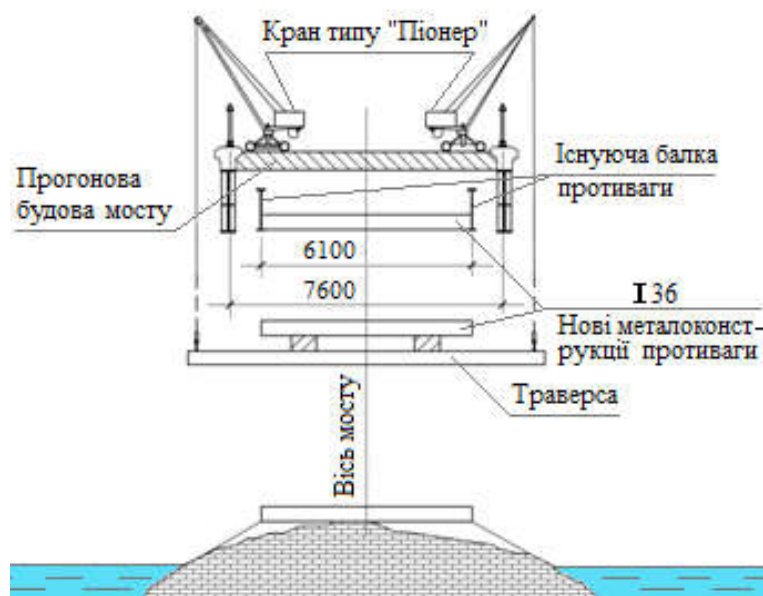
- підготовка балок противаги до підсилення (видалення залишків старої конструкції й приведення в проєктне положення конструкцій, що залишаються). Влаштування риштувань (пірсу) біля опори № 3 із метою складування нових конструкцій противаги, які доставляються до місця монтажу баржами;

- підсилення балок противаги;
- монтаж нових конструкцій противаги з використанням кранів типу «Піонер» (або лебідок) вантажопідйомністю 0,5 т.

На прикінцевому етапі ремонту виконується бетонування противаги шляхом влаштування між її новими несими металоконструкціями монолітних залізобетонних плит завтовшки 400 мм (призначення яких, поміж іншим, полягає в сприйнятті ваги вище розташованого масиву монолітного бетону), на які, в свою чергу, після набрання монолітним бетоном плит необхідної міцності, вкладається решта бетону (рис. 10.5).



а

3-3

б

Рис. 10.4. Третій етап протипаварійних заходів: а – загальна схема; б – розріз 3 – 3

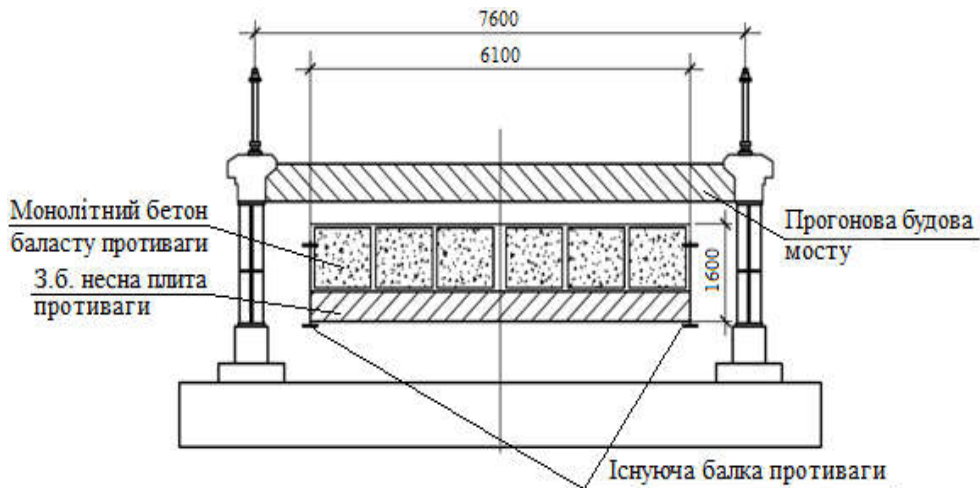


Рис. 10.5. Четвертий етап протиаварійних заходів

А наостанок звернемо увагу ще на одне важливе інженерно-технологічне рішення, використаного у проєкті виконання ремонтних робіт при влаштуванні тимчасових пересувних риштувань (пересувного візка). Проєктом передбачено, що візок може рухатися вздовж моста по спеціальних тритрубних фермах, встановлених на пішохідній частині моста. А його (рішення) головною особливістю є те, що монтаж візка з окремих елементів ведеться найпростішим способом – зверху (з пішохідної частини) до низу (під головні балки моста), утворюючи таким чином замкнений контур. При цьому важливим тут є те, що монтаж візка не потребує улаштування додаткових тимчасових опор або підйомних механізмів, що не тільки значно пришвидшує виконання робіт, а й суттєво зменшує їхню вартість.

Після виконання усіх відновлювальних робіт, передбачених проєктом ТОВ «Укрінсталькон імені В.М. Шимановського», Парковий пішохідний міст вийде з переліку аварійно небезпечних, а вантажопідйомність моста повернеться до проєктних показників. У той же час слід звернути увагу на те, що крім вжиття вище перелічених ремонтних заходів також необхідно усунути всі інші наявні дефекти конструкцій моста, які виявлені за результатами обстеження і викладені авторами у попередньому параграфі. Можливо, на перший погляд, ці дефекти не здаються такими небезпечними, проте у перспективі можуть створити серйозні проблеми в експлуатації моста.

Глава 11

Обстеження Паркового пішохідного моста через р. Дніпро на Труханів острів у м. Києві після ліквідації наслідків аварійної ситуації

11.1. Вступ. Однією зі знакових споруд м. Києва є Парковий пішохідний міст через р. Дніпро на Труханів острів, який був відкритий 3 липня 1957 р. (рис. 11.1). Виразний силует моста став одним із традиційних елементів панорами української столиці. Парковий міст користується великою популярністю серед мешканців і гостей столиці, головним чином у літню пору року, коли значно збільшується кількість відпочиваючих.



Рис. 11.1. Загальний вигляд Паркового моста через р. Дніпро в м. Києві

Проект моста розроблено Проектною конторою «Проектстальконструкція» (нині ТОВ «Укрінсталькон імені В.М. Шимановського»). Основне призначення моста полягає в пропуску пішоходів, але у деяких випадках також допускається проїзд спеціальних машин. Довжина моста дорівнює 425,9 м, а ширина пішохідної частини – 7,0 м. Суднохідна ділянка моста перекрита трипрогоновою висячою прогоновою будовою за схемою $60 + 180 + 60$ м (рис. 11.2, а). Дві головні двотаврові зварні балки заввишки 2400 мм разом із залізобетонною плитою пішохідної частини та повздовжніми і поперечними в'язями утворюють балку жорсткості висячого прогону. Елементи ланцюгів виконані зварними з листів Н-подібного перерізу з клепаними монтажними з'єднаннями, а пілони – зварними, коробчастого перерізу.

Берегові ділянки моста прийняті з балковими сталезалізобетонними прогоновими будовами: на лівобережній ділянці – три прогони завдовжки 36,0 м кожен, а на правобережній – один прогін завдовжки 17,9 м (рис. 11.2, б).

Пішохідна частина моста складається з однотипних Т-подібних збірних залізобетонних блоків завдовжки 7600 мм, заввишки 500 мм і завширшки 1400 мм, що спираються на дві головні двотаврові балки прогонової будови. Що ж стосується опорних частин моста, то вони прийняті каткового типу зі сталевго листа.

Задля гасіння від'ємних реакцій на кінцях 180-метрової висячої прогонової будови, а саме біля опор № 3 і № 6, влаштовані залізобетонні противаги у вигляді бетонних масивів, розташованих між головними балками. А з метою зменшення наднормативних горизонтальних коливань усередині цієї будови встановлені чотири пружинисті гасителі коливань безударного типу.

Опори моста виконані залізобетонними, рамними, а основи всіх опор – із залізобетонних забивних паль перерізом 350×350 мм, причому на опорах № 4 і № 5 довжина паль становить 13,0 м, а на всіх інших опорах – 9,0 м (рис. 11.2, а).

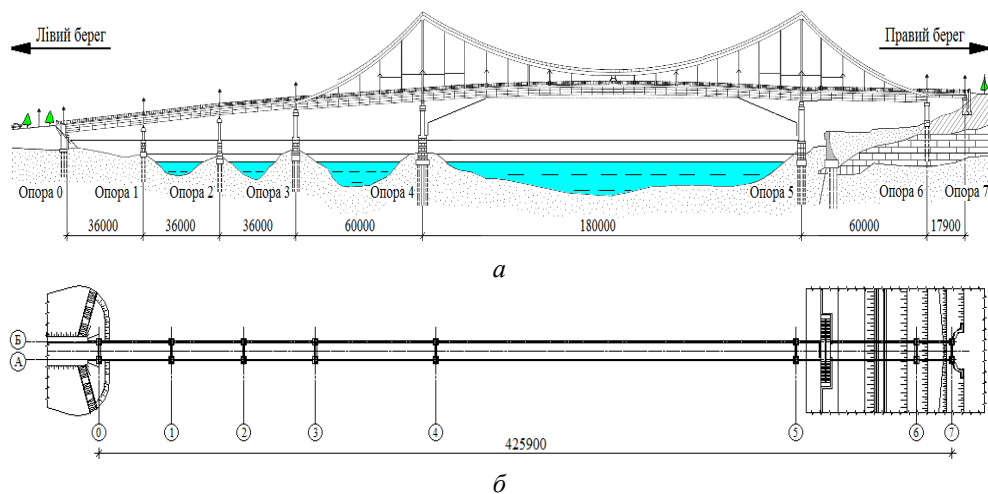


Рис. 11.2. Парковий міст через р. Дніпро в м. Києві: а – поздовжній переріз; б – план

11.2. Результати обстеження конструкцій моста. У квітні – травні 2021 року було проведено планове обстеження Паркового моста – вперше з часу завершення протиаварійних ремонтних заходів, пов'язаних із ліквідацією наслідків непередбачуваної (а точніше кажучи, аварійної) події, яка трапилася 2 серпня 2019 року та під час якої зруйнувалися металоконструкції кріплення балок противаги біля опори № 3 у напрямку лівого берега та вивалилися частини монолітного бетону баласту й залізобетонних блоків противаги [86]. За результатами обстеження встановлено наступне.

Балка жорсткості. Основним дефектом балки жорсткості є прогресуюча корозія металу головних балок, а також вертикальних та горизонтальних в'язей в місцях просочування дощових опадів (влітку) і розчинів агресивних протиожеледних соляних сумішей (у зимовий період) із пішохідної частини: поблизу негерметичних люків, деформаційних швів, підвісок висячих прогонів,

а найпаче, в місцях розташування водовідвідних трубок, вода з яких, внаслідок відсутнього організованого водовідведення, потрапляє на нижні пояси головних балок, викликаючи тим самим значні корозійні процеси стінки балки в нижній її частині. В цьому сенсі найбільше занепокоєння викликає майже повне корозійне руйнування окремих в'язей (рис. 11.3) і локальна наскрізна корозія стінок головних балок (рис. 11.4), які призводять до виникнення додаткових ризиків із розвинення негативних процесів для всієї балки жорсткості.



Рис. 11.3. Зруйнована корозією в'язь



Рис. 11.4. Наскрізна корозія в стінці головної балки

Противаги. Після виконання ремонтних робіт на противазі біля опори № 3 за проєктом ТОВ «Укрінсталькон імені В.М. Шимановського» [85] її технічний стан загалом суттєво покращився та перестав бути аварійним, що дозволило продовжити експлуатацію споруди в звичайному режимі. Проте, окремі дефекти все ж таки були виявлені: виразкова корозія балки противаги біля опори № 6 (рис. 11.5), а також деформація й відрив фасонки однієї з балок противаги (рис. 11.6).



Рис. 11.5. Виразкова корозія балки противаги біля опори № 6



Рис. 11.6. Деформація та відрив фасонки балки противаги

Залізобетонні плити пішохідної частини моста мають дефекти, які впливають на зниження довговічності споруди, а саме: вилюговування бетону

в вигляді сталактитів, тріщини в плитах, в окремих місцях руйнування захисного шару бетону та оголення арматури (рис. 11.7).

Оглядові проходи знаходяться в незадовільному стані через те, що майже скрізь відсутній дерев'яний настил (рис.11.8), зруйнована огорожа зі захисної сітки, місцями дерев'яний настил нагромаджений купою, що унеможлиблює прохід.



Рис. 11.7. Руйнування захисного шару бетону залізобетонної плити.
Арматура оголена та кородує

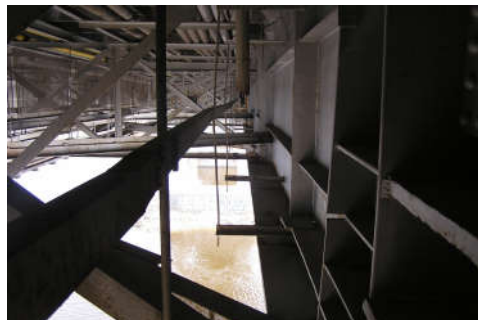


Рис. 11.8. Відсутній дерев'яний настил оглядових проходів

Кріплення комунікацій та знаків судноплавства. За результатами обстеження вузлів кріплення знаків судноплавної сигналізації до прогонової будови моста була виявлена корозія конструкцій їхнього кріплення. Також було встановлено, що кабелі живлення світлової сигналізації розміщені хаотично без спеціальних коробів або захисних гофрів і мають ознаки старіння, через що існує ризик ураження електричним струмом обслуговуючого персоналу.

Ланцюги висячих прогонів. Металоконструкції ланцюгів висячих прогонів моста перебувають у задовільному стані, проте були виявлені й деякі дефекти: відсутність окремих заклепок у вузлах стиків ланцюга (дефект зафіксований і не усунений з моменту будівництва моста) та засміченість у місцях кріплення ланцюга до прогонової будови.

Підвіски. З огляду на те, що у 2003 – 2004 роках за проектом ВАТ «Укрдипроєктстальконструкція імені В.М. Шимановського» (нині ТОВ «Укрінсталькон імені В.М. Шимановського») було проведено ремонт усіх підвісок, стан яких на той час був аварійний, то наразі технічний стан всіх металоконструкцій підвісок визначений як задовільний. Проте, окремі дефекти все ж таки мають місце: корозія підвісок у вузлах кріплення до прогонових будов (рис. 11.9), нестача деяких зварних швів.

Пілони та домкратні балки. На опорних частинах пілонів пошкоджено антикорозійне покриття; у домкратних балках пілонів виявлено нагромадження бруду, сміття та залишків електричних кабелів (рис. 11.10), а також встановлені деформації окремих фасонки вертикальних в'язей між стійками пілонів.



Рис. 11.9. Корозія підвіски у вузлі кріплення до прогонової будови



Рис. 11.10. Корозія металоконструкцій, сміття та накопичення атмосферної води в домкратній балці пілона на опорі №4

Перильна огорожа моста має прийнятний стан, що ж стосується незначних дефектів, то можна вказати на деяке перекошення тумби парапету та тріщину в стійці перил.

Пішохідна частина загалом знаходиться в задовільному стані, а до незначних дефектів можна віднести часткову нестачу водовідвідних трубок (близько 30% від їх загальної кількості) та невеликі пошкодження поліуретанового покриття.

Опори та опорні частини. При обстеженні опор моста були виявлені наступні дефекти: сліди вилугування та замокання бетонних поверхонь та укосів опор № 0, № 6 й № 7 (рис. 11.11), а також подекуди тріщини захисного шару бетону. Всі підферменники опор моста перебувають у пристойному стані за винятком підферменників на опорах № 4, № 6 і № 7, бокові грані яких мають сколи бетону.

Дефектами опорних частин є окремі місця з корозійними пошкодженнями металу їх елементів, а також пошкоджені та відсутні елементи захисних кожухів опорних частин (рис. 11.12). Що ж стосується кутів нахилу катків на опорах, то вони є близькими до розрахункових.



Рис. 11.11. Вилугування та замокання бетону на опорі № 6



Рис. 11.12. Корозія елементів опорної частини, відсутні захисні кожухи

Узагальнюючи результати обстеження та виконаних розрахунків зазначимо, що відповідно до [19] основні елементи моста віднесено до наступних експлуатаційних станів: пішохідна частина – стан 2 (обмежено справний); прогонова будова – стан 4 (обмежено працездатний); опори та опорні частини – стан 3 (працездатний); оглядові проходи – стан 5 (непрацездатний). В цілому ж за рейтингом основних конструктивних елементів міст перебуває у стані 4 – обмежено працездатний.

11.3. Підсумки. Аналіз даних проведеного обстеження засвідчив два важливих результати. Перший з них полягає в тому, що виконані у 2020 році ремонтні роботи з відновлення конструкцій протиаваги біля опори № 3 після аварійної події 2 серпня 2019 року не тільки усунули загрозу раптового руйнування моста, а й надали можливість продовжити його експлуатацію в звичайному режимі. А другий результат, напевно, найголовніший, пов'язаний з виявленням нової існуючої суттєвої небезпеки – пришвидшеного корозійного руйнування в'язей прогонової будови. І хоча в'язі безпосередньо не слугують несними конструкціями моста, їхня корозійна руйнація може в перспективі призвести до втрати геометричної незмінності конструкції прогонової будови та, як наслідок, до її аварії.

Виходячи з вище викладеного, задля уникнення розвинення аварійної ситуації через стан балок (локальні корозійні пошкодження балок) і, насамперед, в'язей (які одночасно виконують функцію несних конструкцій для газопроводу, що проходить під пішохідною частиною моста), передусім потрібно терміново відновити проєктні перерізи усіх дефектних місць балок, в'язей та вузлів їх кріплення за окремо розробленим проєктом. Причому попередньо належить відновити експлуатаційний стан оглядових проходів під прогоновими будовами моста, що надасть змогу не тільки проводити належний моніторинг технічного стану конструкцій пішохідного моста, але й вжити повний обсяг відповідних ремонтних заходів. У випадку ж невиконання зазначених робіт технічний стан Паркового пішохідного мосту, на жаль, неодмінно погіршиться і він перейде у 5 стан (непрацездатний).

Наприкінці, підсумовуючи викладене вище, можна дійти закономірного висновку, що всі споруди, зокрема й мости, потребують постійного нагляду та проведення своєчасного обслуговування. У цьому сенсі стає зрозумілим, що виконання невідкладних ремонтних робіт **сьогодні** для якихось одних конструкцій моста не є гарантією, що вже **завтра** не виникне необхідність проводити ремонт інших його елементів. І саме тому цей процес повинен бути безперервним, адже лише в такому випадку можна гарантувати безпечну експлуатацію споруди. А особливо актуальним зазначене є для споруд, які експлуатуються багато років, таких, наприклад, як Парковий пішохідний міст у м. Києві.

Глава 12

Щодо технічного стану автодорожнього переходу по греблі Канівської ГЕС

12.1. Вступ. Насамперед нагадаємо про те, що будівництво Канівської ГЕС (рис. 12.1) розпочалося у вже далекому 1964 році й було приурочене до 150-річчя від дня народження Тараса Шевченка. Вона стала останнім елементом, який довершив цілісну систему гідроелектростанцій у межах України і була запущена в експлуатацію у 1972 році. Канівська ГЕС розташована на заплаві правого берега р. Дніпро біля північної околиці м. Канева і є другим ступенем Дніпровського каскаду. До складу Канівського гідровузла входять: суміщена з водозливною греблею зі спряженими стоянами будівля ГЕС, правобережна та лівобережна земляні греблі зі шлюзом і монтажним майданчиком і розділова дамба з відкритим розподільним пристроєм 110/330 кВ. Зазначимо, що важливою технологічною особливістю цієї споруди є, крім безпосередньо виробництва електроенергії, забезпечення транспортного сполучення між правим і лівим берегами р. Дніпро з використанням влаштованого за всією її довжиною автодорожнього переходу.



Рис. 12.1. Загальний вигляд Канівської ГЕС

12.2. Стислий опис конструкцій автодорожнього переходу. Автодорожній мостовий перехід проходить по греблі Канівської ГЕС і призначений для пропуску автомобільного транспорту та пішоходів (рис. 12.2).



Рис. 12.2. Автдорожний перехід по греблі Канівської ГЕС

Основні геометричні характеристики автдорожного переходу наведені на рис. 12.3 і полягають у наступному: повна довжина – 342,25 м, геометрична схема – $24 \times 12,8$ м, габарит проїзної частини – 8 м, тротуари – один тротуар із верхової сторони завширшки 1,25 м із пішохідним проходом завширшки 1,0 м. Вкажемо також на те, що в плані міст знаходиться на прямій ділянці дороги, а в профілі – на горизонтальній площині.

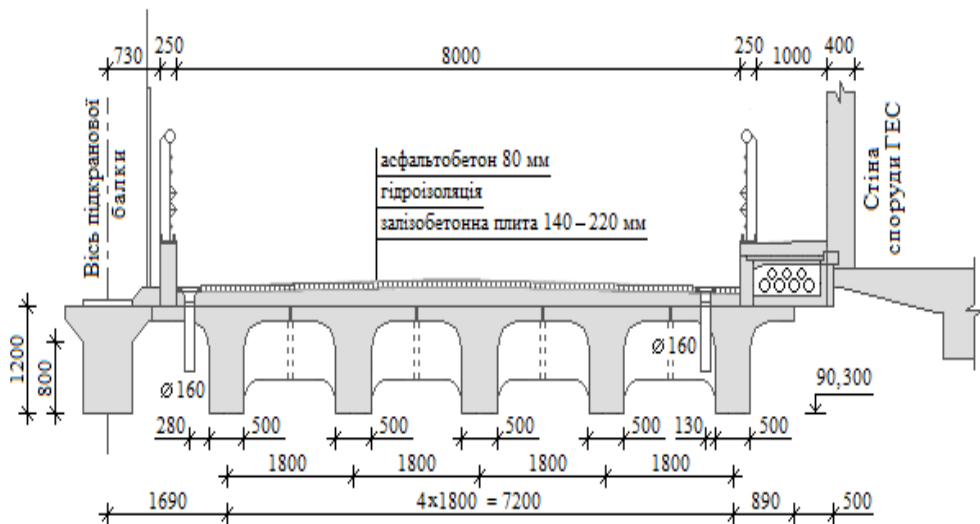


Рис. 12.3. Поперечний переріз автдорожного переходу

Характеристична рухома навантага на споруду прийнята Н-30 і НК-80, а проєкт розроблено відповідно до чинних на час проєктування норм [47].

Прогонова будова моста вирішена балковою, залізобетонною. Балки з каркасним армуванням завдовжки 13,75 м виконані на основі типового проєкту залізничних мостів внаслідок того, що при будівництві ГЕС міст тимчасово використовувався під залізничну навантагу. Підферменники під прогонові будови моста розміщені на опорах греблі.

А зараз більш детально розглянемо конструктивні особливості основних елементів автодорожнього переходу.

Опори та опорні частини. Міст розміщено на виконаних із монолітного бетону опорах греблі з боку нижнього б'єфа. Тіло греблі має шість секцій, які відділяються одна від одної деформаційними швами. Кожна секція має чотири прогони з отворами по 12,0 м. Всі опори запроєктовано у вигляді стінок завтовшки 1,8 м, окрім опор, які розділяють секції греблі. А особливістю конструктивного рішення останніх є те, що вони складаються з двох стінок завтовшки 1,8 м, між якими є деформаційний зазор завширшки 50 мм.

Опорні частини тангенціального типу металеві зварні за типовим проєктом залізничних мостів, встановлені на залізобетонні підферменники з підливкою під них цементно-піщаного розчину. Вздовж підферменників по гранях опор влаштовані оглядові ходи із залізобетонних плит, які огорожені металевими поручнями.

Прогонові будови. Всі прогони моста перекриті однаковими прогоновими будовами – балковими розрізними завдовжки 13,75 м із розрахунковою довжиною 12,8 м. Балки мають каркасне армування та виготовлені згідно з типовим проєктом залізничних мостів під тимчасову навантагу С14, при цьому типові балки подовжені на 0,25 м завдяки плиті проїзної частини, через що довжина їх ребер дорівнює 13,5 м. Висота балок становить 1,2 м, а товщина ребра – 0,5 м.

Поперечний переріз прогонової будови складається з п'яти балок, які об'єднані між собою діафрагмами над опорами (рис. 12.3). Плитні частини суміжних балок не сполучаються між собою, бо між ними існує зазор за винятком окремих швів заповнених при ремонті. З низової сторони плита фасадної балки примикає до плити підкранової балки (портальний кран, що обслуговує затвори), зазор між яким заповнено монолітним бетоном.

Мостове полотно. Дорожнє покриття на мосту має наступну конструкцію: монолітна плита з ухилом 0,02 завтовшки від 140 до 220 мм, гідроізоляційний шар і асфальтобетон завтовшки 80 мм.

Огорожа. Огорожа проїзної частини на мосту виконана залізобетонною із бортом заввишки 0,35 – 0,45 м, який додатково нарощений металевою бар'єрною огорожею заввишки 1,2 м.

Тротуар. На автодорожньому переході з його верхової сторони влаштовано односторонній тротуар, що розташований на блоках із збірного залізобетону, всередині яких влаштовано канал для прокладення кабельних комунікацій. Фактична ширина пішохідної частини тротуару в «світлі» становить

1,0 м. Тротуар впритул примикає до стіни службового приміщення ГЕС. Покриття на тротуарі прийняте асфальтобетонним, а огорожа – металевою.

З низової сторони міст відгороджено від зони проїзду порталного крана бар'єрною огорожею.

Підходи. Покриття проїзної частини на правобережному та на лівобережному підходах виконане асфальтобетонним. А огорожа проїзної частини ближніх підходів є продовженням огорожі проїзної частини мосту.

12.3. Результати обстеження конструкцій мостового переходу. Під час проведеного у жовтні 2021 року обстеження була виявлена низка дефектів конструкцій автодорожнього переходу, найбільш суттєві з яких полягають у наступному.

Основними дефектами *опор та опорних частин* є: поверхнева корозія опорних плит, балансирів і закладних деталей (рис. 12.4); забруднення та засміченість опорних частин; подекуди тріщини, відколи в підливці під опорними частинами; в окремих місцях тріщини, оголення та корозія арматури в монолітному ригелі (рис. 12.5).



Рис. 12.4. Поверхнева корозія закладних деталей і опорних балансирів балки, зазори на місці бетонної підливки



Рис. 12.5. Вертикальна тріщина в монолітному залізобетонному ригелі

До дефектів *прогонових будов* можна віднести карбонізацію бетону, а в окремих місцях руйнування його захисного шару та корозію арматури, що супроводжується незначним зменшенням площі перерізу (рис. 12.6); подекуди тріщини в балках прогонових будов і діафрагмах суміжних балок із розкриттям 0,1 – 0,3 мм (рис. 12.7).

В *плитних частинах залізобетонних балок* виявлені наступні дефекти: в окремих місцях сліди зволоження, затікання з патьками іржі та вилугування цементного каменю; ремонтна суміш Sika під час останнього ремонту нанесена частково на відшарованих поверхнях бетону плит та не виконує свої функції відновлення та ізоляції; незначна корозія арматури збірних плит; часткова корозія металу кріплень у службових оглядових проходах.



Рис. 12.6. Руйнування захисного шару бетону, корозія арматури



Рис. 12.7. Характерні тріщини з шириною розкриття 0,1 – 0,3 мм у діафрагмах, ребрах і полицях балок

Покриття проїзної частини має суттєвий недолік у вигляді наявності води та зволоження під асфальтобетонним покриттям (рис. 12.8), що при поперемінному заморожуванні та відтаванні в холодну пору року з часом призведе до відшарування і руйнування асфальтобетонного покриття на автодорожньому переході. Також, на підходах до моста, в асфальтобетонному покритті виявлені поперечні тріщини до 4 мм (рис. 12.9).



Рис. 12.8. Застій води під асфальтобетонним покриттям проїзної частини, зволоження нижнього шару



Рис. 12.9. Поперечні тріщини до 4 мм в асфальтобетонному покритті підходів до проїзної частини

Серед дефектів конструкцій *водовідведення* можна відзначити наступні: корозійні пошкодження нижніх частин водовідвідних труб і їх недостатню довжину, яка є менше проектної (рис. 12.10), та відсутність організованого водовідведення дощових вод у міську каналізацію або до очисних споруд.

Щодо дефектів *бар'єрної огорожі* можна вказати на одну деформовану стійку та в окремих місцях часткову корозію елементів бар'єрної огорожі (рис. 12.11).



Рис. 12.10. Корозія сталевих труб водовідведення з проїзної частини, недостатня довжина труб водовідведення, яка є менше проєктної



Рис. 12.11. Часткова корозія елементів бар'єрної огорожі

12.4. Висновки. Згідно з [19] основні елементи автодорожнього переходу через греблю відповідають наступним експлуатаційним станам: мостове полотно – стан 2 (обмежено справний); прогонова будова – стан 3 (працездатний); опорні частини – стан 3 (працездатний). А за рейтингом основних конструктивних елементів автодорожній перехід перебуває у стані 3 – працездатний.

Для недопущення погіршення технічного стану автодорожнього переходу, рекомендовано вжити ремонтних заходів із усунення вище наведених дефектів, в першу чергу – дефектів несних залізобетонних конструкцій. Також особливу увагу треба приділити видаленню вологи з-під асфальтобетонного покриття проїзної частини, бо в протилежному випадку вона призведе до швидкого його руйнування. Вирішення цієї проблеми пропонується шляхом влаштування отворів у металевих воронках водовідведення на рівні низу асфальтобетонного покриття над гідроізоляцією, що забезпечить відтік води до водовідвідних труб. При цьому необхідно прокласти дренаж між водовідвідними трубками вздовж моста з низової та верхової сторін. З цією метою можна використати стандартну дренажну стрічку.

Окремо треба зазначити про відсутність організованого водовідведення дощових вод із проїзної частини в міську каналізацію або до очисних споруд, як це передбачено вимогами чинних норм [12]. Тому, виходячи з вимог [12], необхідно виконати ремонт системи водовідведення.

Глава 13

Найвищий у світі віадук. Симпозіум мостовиків

У французькому місті Мійо (Millau) із 22 по 30 червня 2004 року відбувся Міжнародний Симпозіум із металевих мостів, який був організований заснованою в 1929 році французькою асоціацією сучасних проблем використання сталі в будівництві OTUA (Office Technique pour l'Utilisation de l'Acier). Симпозіум зібрав близько 300 мостовиків (науковців, інженерів, виготовлювачів, будівельників і експлуатаційників) із 27 країн світу – Франції, Великої Британії, Італії, Німеччини, Бельгії, Іспанії, Угорщини, Польщі, України, Китаю, Японії, Сінгапуру, Бразилії, США, Канади та інших країн. Україну представляла делегація у складі членів Міжнародної асоціації з оболонкових і просторових конструкцій IASS, докторів технічних наук, професорів О.В.Шимановського і В.М.Гордєєва та доктора технічних наук, професора О.І.Оглоблі (рис. 13.1).



Рис. 13.1. Під час робочих засідань Міжнародного Симпозіуму із металевих мостів

На робочих засіданнях Симпозіуму було розглянуто 174 доповіді, анотації яких опубліковані у відповідному збірнику. Наукові праці учасників Симпозіуму представлені в електронному вигляді і стосуються багатьох напрямків

наукових досліджень, проектування, виготовлення, монтажу, експлуатації та утримання металевих мостів, які будуть цікавими для науковців, інженерів, архітекторів, будівельників та інших фахівців будівельної галузі.

Місце та час проведення Симпозіуму були присвячені завершенню будівництва і підготовці відкриття руху по віадуку Мійо (офіційна назва «Le Viaduc de Millau») – вантовому мосту, що проходить через долину ріки Тарн поблизу розташованого на півдні Франції у департаменті Аверон міста Мійо (рис. 13.2).



а



б



в



г

Рис. 13.2. Панорамні види віадука Мійо зі східної (а), північно-східної (б), південно-західної (в) та південно-східної (г) сторін

Проект віадука Мійо був розроблений під керівництвом французького інженера Мішеля Вірложа, який є також автором проекту другого за довжиною (на час введення в експлуатацію у 1988 році) вантового моста в світі – моста Нормандія, і англійського архітектора Нормана Фостера, який є також автором проектів аеропорту в місті Гонконзі й реставрації будинку Рейхстага у місті Берліні. Будівництво віадука було здійснено французьким об'єднанням «Compagnie Eiffage du Viaduc de Millau», основною складовою якого є група «Eiffage».

Віадук Мійо був урочисто відкритий президентом Франції Жаком Шираком 14 грудня 2004 року, а рух по ньому було розпочато 16 грудня 2004 року (на один місяць раніше запланованого строку).

Віадук є вантовим мостом, загальна довжина якого становить 2460 м, ширина – 32 м (у тому числі проїзної частини між бордюрами – 27,75 м і тротуарів для пішоходів – 2,125 м), висота над рівнем землі у найвищій точці – 270 м, а радіус кривини прогонової частини – 20 км. Міст має вісім прогонів – у центральній частині шість прогонів по 342 м і біля берегових устоїв два прогони по 204 м (рис. 13.3).

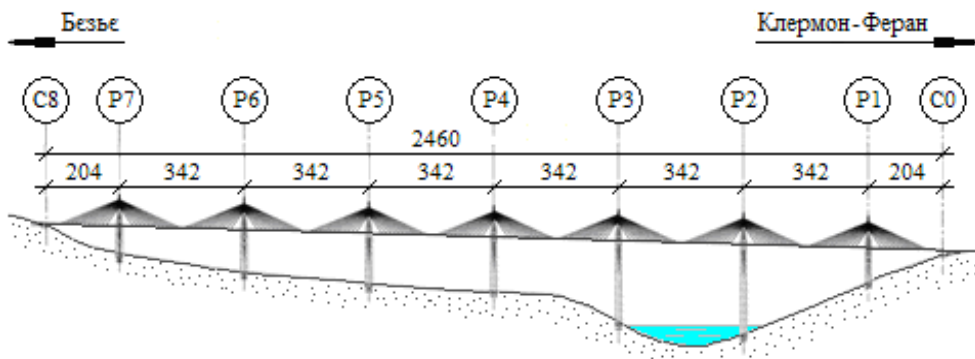


Рис. 13.3. Поздовжній переріз віадук Мійо з нумерацією опор і берегових устоїв

Загальний термін будівництва віадук склав 38 місяців, його вартість дорівнює 400 млн. євро, а гарантований термін експлуатації – 120 років.

Розрахункова інтенсивність руху при проектуванні була прийнята такою, що дорівнює 30 тис. автомобілів за добу, а сам рух здійснюється по чотирьох смугах (дві смуги в кожному напрямку) з урахуванням двох додаткових резервних смуг.

Проїзна частина моста виконана з полегшеної металевої ортотропної плити, яка має довжину 2460 м, ширину 27,75 м і загальну масу 36000 т (рис. 13.4). Плита складається з 173 центральних блоків, кожний з яких утворений із секцій по 4 м завширшки і 15 – 22 м завдовжки при загальній масі 90 т. До центральних блоків приварені бічні настили і крайні блоки. У цілому проїзна частина має форму перевернутого крила літака з метою зменшення динамічного впливу вітру.

Віадук підтримується сімома прогоновими залізобетонними опорами і двома береговими устоями. Опори моста виконані на фундаментах з чотирьох кесонних колодязів завглибшки 15 м і діаметром 5 м. Висота опор змінюється у межах від 77 до 245 м і представлена в табл. 13.1. Загальний обсяг застосованих залізобетонних конструкцій становить 85000 м³, а їхня маса досягає 206000 т.

Кожна із прогонових залізобетонних опор увінчується пілоном заввишки 88,92 м із закріпленими на ньому 11 парами вантів, що підтримують проїзну частину. Маса пілона становить близько 700 т.

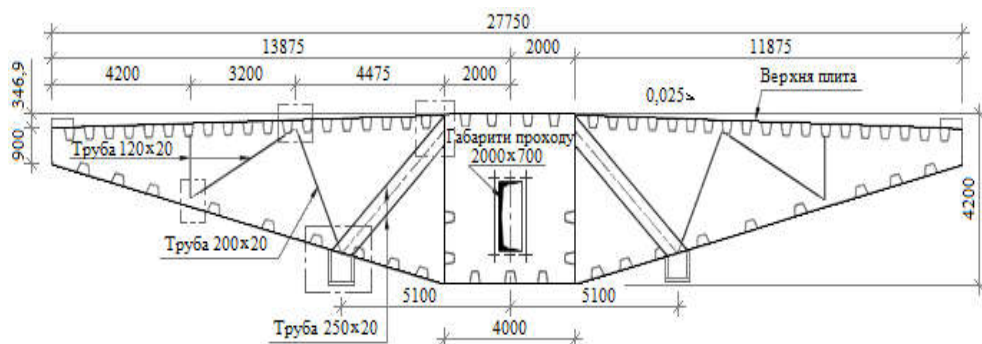


Рис. 13.4. Поперечний переріз полегшеної металевої ортотропної плити проїзної частини віадукта Мійо

Таблиця 13.1

Висота опор віадукa Мійo

Номер опори (див. рис. 13.3)	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
Висота опори, м	94,501	244,96	221,05	144,21	136,42	111,94	77,56

Конструкція вантів розроблена фірмою «Freyssinet» і виконана з канатів. Кожний канат має потрійний захист від корозії, у тому числі гальванізацію, покриття захисним воском і еструдованою поліетіленовою оболонкою. Зовнішня оболонка вантів по всій своїй довжині обладнана гребенями у вигляді подвійної спіралі з метою усунення стікання води, що у випадку сильного вітру може привести до вібрації вантів і зменшення стійкості віадуків.

Для зменшення деформацій верхньої металевої плити під час руху автотранспорту був застосований спеціальний асфальтобетон на основі мінеральної смоли, який не тільки має підвищену тріщиностійкість і пристосованість до деформацій металевої плити, але й одночасно задовольняє усі автодорожні критерії (зношуваність, щільність, структура, зчеплення, стійкість до дорожнього борознуутворювання тощо).

Зазначимо, що задум щодо будівництва віадука Мійо виник у 1993 році. У цей же час була створена міжнародна експертна група на чолі з Жаном-Франсуа Костом з метою вибору кращого технічного рішення для здійснення проекту. У лютому 1994 року експертною групою було визначено п'ять попередніх варіантів технічного вирішення віадука. На підставі цього був оголошений відповідний конкурс проектів, і 15 липня 1996 року міністром Бернаром Поном був затверджений концептуальний варіант рішення вантового віадука, наданого групою інженерних («Sogelerg», «Europe Etudes Gecti» і «Serf») і архітектурних («Norman Foster & Partners») компаній.

Остаточно проєкт був затверджений французьким урядом наприкінці 1998 року після завершення численних додаткових досліджень, у тому числі

й випробувань у аеродинамічній трубі, в результаті яких було уточнено конструктивне рішення проїзної частини і опор віадук. У 1999 році був оголошений міжнародний тендер на будівництво віадук, по завершенню якого був визначений переможець – французьке об'єднання «Compagnie Eiffage du Viaduc de Millau», а саме будівництво розпочалося 16 жовтня 2001 року.

Як уже зазначалося, загальний термін будівництва віадук склав 38 місяців, у тому числі:

- у січні 2002 року були закладені фундаменти опор;
- у вересні 2002 року був розпочатий монтаж полегшеної металевої ортотропної плити проїзної частини моста, а 25 лютого 2003 року – її насув;
- 20 листопада 2003 року було завершено будівництво усіх семи прогонових залізобетонних опор і двох берегових устоїв віадук;
- 28 травня 2004 року було проведене стикування полегшеної металевої ортотропної плити, насув якої проводився одночасно з північної і південної сторін моста;
- у липні 2004 року був завершений підйом усіх семи пілонів, що вносять прогонові залізобетонні опори;
- 14 грудня 2004 року відбулося урочисте відкриття віадук президентом Франції Жаком Шираком, а 16 грудня 2004 року о 9:00 віадук був відкритий для постійного руху автотранспорту.

Віадук Мійо є останньою ланкою автотраси A75, що забезпечує рух з міста Парижа через місто Клермон-Феран до міста Безьє, яка, після введення моста в експлуатацію, перетворилася на четверту високошвидкісну автодорожню вісь між північчю і півднем Франції. Крім того, успішна реалізація цього грандіозного проєкту сприяла істотному зниженню вартості автомобільних перевезень.

Нова автотраса A75 має чотири основних переваги:

- вона є самою прямою і відповідно самою економічною трасою із усіх існуючих у цьому регіоні автомобільних доріг, у результаті чого досягається зменшення часу руху транспортних засобів від 30 хвилин до 4 годин залежно від пори року і витрат пального внаслідок укорочення дороги на 60 кілометрів;
- значно поліпшує зв'язок центру Франції з південними французькими територіями;
- доповнює французьку автодорожню мережу і у більш глобальному масштабі спрощує транзитний зв'язок між Північною Європою і паризьким регіоном з одного боку та Іспанією і східним узбережжям Середземного моря з іншого боку;
- істотно розвантажує існуючі автотраси в напрямку з півночі Європи до Іспанії і Португалії, які активно використовуються пасажирським і вантажним автотранспортом (до створення віадук рух здійснювався по національній трасі № 9, яка проходить поблизу міста Мійо, і супроводжувався значною кількістю заторів наприкінці літнього сезону відпусток).

Важливим є також і те, що бічні захисні екрани моста повністю виконані зі світлопрозорого матеріалу, що дозволяє усім водіям і пасажирам, що проїжджають по віадуку, захоплюватися чудовими краєвидами і різноманітними пейзажами, які відкриваються перед ними воістину з позахмарних висот (рис. 13.5).



а



б



в



г

Рис. 13.5. Позахмарні висоти віадук Мійо:
а – в – під час будівництва; г – під час експлуатації

Таким чином, віадук Мійо є найвищим автомобільним мостом у світі. Одна з його опор має висоту 343 м, що приблизно на 20 м вище Ейфелевої вежі й на 40 м нижче відомого нью-йоркського хмарочоса Empire State Building. У цілому віадук має на своєму рахунку три світових рекорди, зокрема щодо висоти:

- опор: опори P2 і P3, які мають відповідно висоту в 244,96 і 221,05 м, значно перевершили попередній рекорд Франції – віадук Тюлля й Веррьєра заввишки 141 м і нещодавно встановлений рекорд Німеччини – віадук Кохерталь заввишки 181 м;

- опор із пілоном: висота пілона, що підіймається над опорою P2, досягає 343 м;
- дорожнього полотна: висота полотна досягає 270 м над рівнем землі у найвищій точці (тільки полотно моста Royal Gorge Bridge має висоту 321 м у штаті Колорадо у США, який вважається найвищим пішохідним мостом у світі, перевершує віадук Мійо).

ЧАСТИНА 4

УБЕЗПЕЧЕННЯ БУДІВЕЛЬ ТА ІНЖЕНЕРНИХ СПОРУД ВІД МОЖЛИВИХ ТЕРОРИСТИЧНИХ АКТІВ

Глава 1

Особливості вибухових навантаж та практичні прийоми захисту будівель від вибуху

1.1. Вступ. Загальні положення. Відомо, що навантаги від вибуху й повітряних ударних хвиль, які на своєму шляху послідовно діють на споруди та об'єкти різного призначення, можуть генеруватися найрізноманітнішими пристроями або умовами, що спрацювали чи трапилися випадково або були створені навмисно. У цьому сенсі джерелом вибухів найчастіше є:

- ємності під тиском, заповнені інертними, горючими або легкозаймистими газами;
- миттєве займання та детонація пилу та інших частинок;
- викид (випадковий або навмисний) горючих або вибухових газів у напівзамкнутому або незамкнутому просторі;
- саморобні вибухові пристрої, в яких застосовуються сільськогосподарські добрива й дизельне паливо, порохові заряди чи видозмінена військова зброя;
- широкий асортимент комерційних і військових вибухових речовин.

Загалом, вибухи слід розглядати як «розриви бомб» у результаті протікання екзотермічних хімічних реакцій, коли енергія вивільнюється за порівняно малий проміжок часу у відносно невеликий простір у такий спосіб, що при цьому виникає хвиля стиснення кінцевої амплітуди і довжини, яка розповсюджується від джерела вибуху. На відміну від цього, під «ідеальними» вибухами розуміються вибухи, поняття яких ґрунтується на припущенні про миттєве вивільнення енергії у певній точці. Проте в будь-якому випадку, утворені в результаті вибуху вибухові хвилі можуть поширюватися не тільки в повітрі, що зазвичай становить найбільший інтерес при проектуванні будівельних конструкцій, а й проходити і по поверхні землі (так званий земляний удар) або води.

Що ж стосується внутрішньої природи вибуху, то вона полягає у вивільненні накопиченої потенційної енергії, а саме це вивільнення характеризується яскравим спалахом і сильним звуком. Під час вибуху частина енергії перетворюється у теплове випромінювання (спалах), а частина викидається в повітряний простір як вибухова хвиля, а також іде в ґрунт як земляний удар, одночасно поширюючись в радіальних напрямках у вигляді ударної хвилі. Зрозуміло, щоб стати вибуховою речовиною, матеріал повинен:

- містити речовину або суміш, які залишаються без змін за звичайних умов, однак зазнають швидких змін хімічного характеру при активації;
- створювати реакцію, яка дає вихід газам, обсяг яких при нормальному тиску стабільний, а при високих температурах набагато більший, ніж у початковому стані;
- викликати зміни ізотермічного характеру для нагрівання продуктів реакції з подальшим збільшенням їх тиску.

Вибухові навантаги найчастіше розглядаються як похідні екзотермічних реакцій, які утворюються в результаті так званої «детонації», втім ударні хвилі у повітрі можуть виникати й у результаті розриву посудин під тиском і високої швидкості фронту полум'я при згорянні (що найбільш характерно для необмеженого поширення хмари вибухових парів). Коли вихідний матеріал може протистояти надзвуковій хвилі (фронту полум'я) значної швидкості, що створює локальний високий тиск у межах вихідного матеріалу, то реакція вважається детонацією, де вся накопичена потенційна енергія вивільнюється у результаті протікання хімічної реакції. А швидкості фронту полум'я при згорянні, нижчі за швидкість детонації, дають у результаті реакцію (вибух) незабаром після детонації, що має назву миттєве займання, під час якого вивільнюється лише частина накопиченої потенційної енергії в процесі протікання хімічної реакції. Тому часто-густо клас вибуху при миттєвому займанні або детонації встановлюється в залежності від виходу наявної енергії. Такий вихід енергії зазвичай відбувається у вигляді потужного удару, викликаного динамічним впливом (імпульсом), детонацією первинної вибухової речовини або ж у результаті тертя.

1.2. Типові параметри вибухової хвилі. Спочатку зазначимо, що у найбільш загальному розумінні вибухова хвиля являє собою породжений вибухом рух середовища. Вказане визначення можна перефразувати ще й у такий спосіб – вибухова хвиля – це ознака процесу, під час якого внаслідок високого тиску газів, що утворилися під час вибуху, спочатку незбурене середовище зазнає різкого стиснення і набуває великої швидкості. А стан руху передається від одного шару середовища до іншого так, що область, охоплена вибуховою хвилею, швидко розширюється, і на її фронті середовище стрибком переходить із початкового незбуреного стану до стану руху з більш високим тиском, щільністю і температурою. Причому, що характерно, ця стрибкоподібна зміна стану речовини на фронті вибухової хвилі поширюється з надзвуковою швидкістю.

Типовими параметрами вибухової хвилі є піковий тиск (амплітуда), тривалість, форма і сумарний тиск у кожен конкретний момент часу, або імпульс. Поза тим, вибуховим хвилям, які походять від джерел у незамкненому просторі, властива ще й низка наступних факторів:

- мають миттєве зростання у декілька разів і експоненціальне загасання, хоча складна геометрія поширення зовнішніх і внутрішніх вибухових впливів може проявлятися й у більш складних формах хвиль;

- можуть бути масштабовані або описуватися у вигляді масштабної величини відстані від джерела вибуху до даної конструкції, при цьому масштабовану величину відхилення Z можна визначити наступним чином:

$Z = R / \sqrt[3]{W}$, де R – відстань від джерела вибуху; W – вага вибухового заряду;

- можуть мати як позитивні, так і негативні фази (негативна фаза є результатом «відновлення» атмосфери поблизу джерела вибуху).

Характерний приклад спрощеного графіка залежності зміни тиску вибухової хвилі в часі у вільному просторі представлений на рис. 1.1.

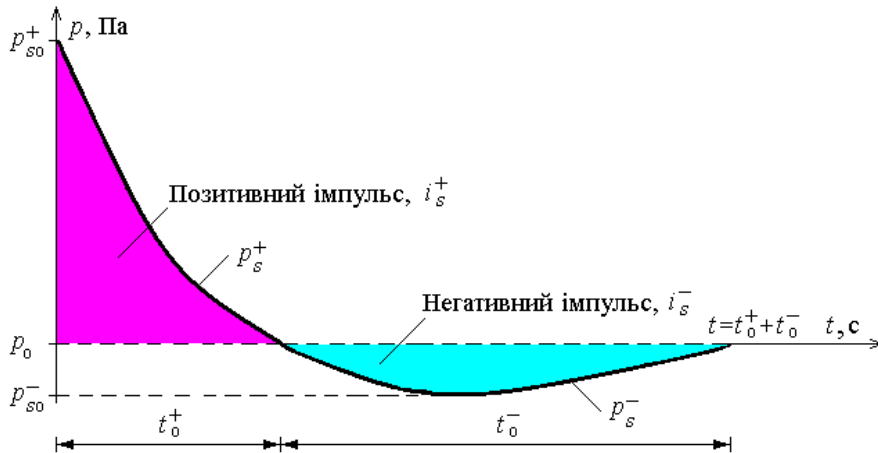


Рис. 1.1. Спрощений графік залежності зміни тиску вибухової хвилі в часі у вільному просторі $p=f(t)$: t_0^+ – тривалість позитивної фази; t_0^- – тривалість негативної фази

Що ж стосується вибухів у замкненому просторі або там, де має місце часткове обмеження (приміром, міські квартали по типу «каньйону», коли будинки, які стоять щільно поряд один із одним, створюють часткове обмеження), то вони характеризуються більш складними параметрами і формами кривих. Відбиваючі поверхні будинків у таких випадках посилюють тиск і, в результаті, імпульс. На рис. 1.2 наведені графіки кривих функціональної залежності коефіцієнта відбитого тиску вибухової хвилі k , що являє собою відношення відбитого тиску p_{ra} до пікового аварійного тиску p_{s0} , від кута відбиття α при взаємодії хвилі та споруди при різних значеннях пікового аварійного тиску.

1.3. Відмінність вибухових навантаж від сейсмічних впливів. Як вже вказувалось вище, вибухові навантаги діють протягом відносно нетривалого проміжку часу у порівнянні з сейсмічними впливами. З огляду на вказане ефект деформування матеріалу при вибуху виходить на критичний шлях, що тягне за собою його обов'язкове врахування при прогнозуванні роботи вузлових з'єднань будівельних конструкцій. Так само зазначимо, що навантаги вибухового типу діють на споруду нерівномірно, що засвідчується, по-перше, змінністю амплітуд навантаж на передньому фасаді будівлі і, по-друге, різким зменшенням їхніх величин на її (будівлі) бокових і задньому фасадах по мірі віддалення від центру вибуху. Вказане ілюструють рисунки 1.3 – 1.5. Причому на рис. 1.3 наведені зовнішні вигляди зруйнованих будівель, що знаходилися в семи кілометрах від епіцентру землетрусу 1994 року інтенсивністю 6,7 бала в районі Нортрідж на північному заході від м. Лос-Анджелес, штат Каліфорнія, США, а на рис. 1.4 – зовнішній вигляд будівлі імені Альфреда Марра в м. Оклахома-Сіті, штат Оклахома, США, зруйнованої внаслідок вибуху в 1995 році припаркованої біля будівлі завантаженої трьома тоннами вибухівки

вантажівки. У свою чергу на рис. 1.5 представлені загально відомі дані стосовно пришвидшень для цих споруд, із якого також вбачається, що землетрус тривалістю 12 секунд у районі Нортрідж тривав приблизно у 1000 разів довше, ніж вибух із 9-мілісекундним імпульсом перед будівлею імені Альфреда Марра.

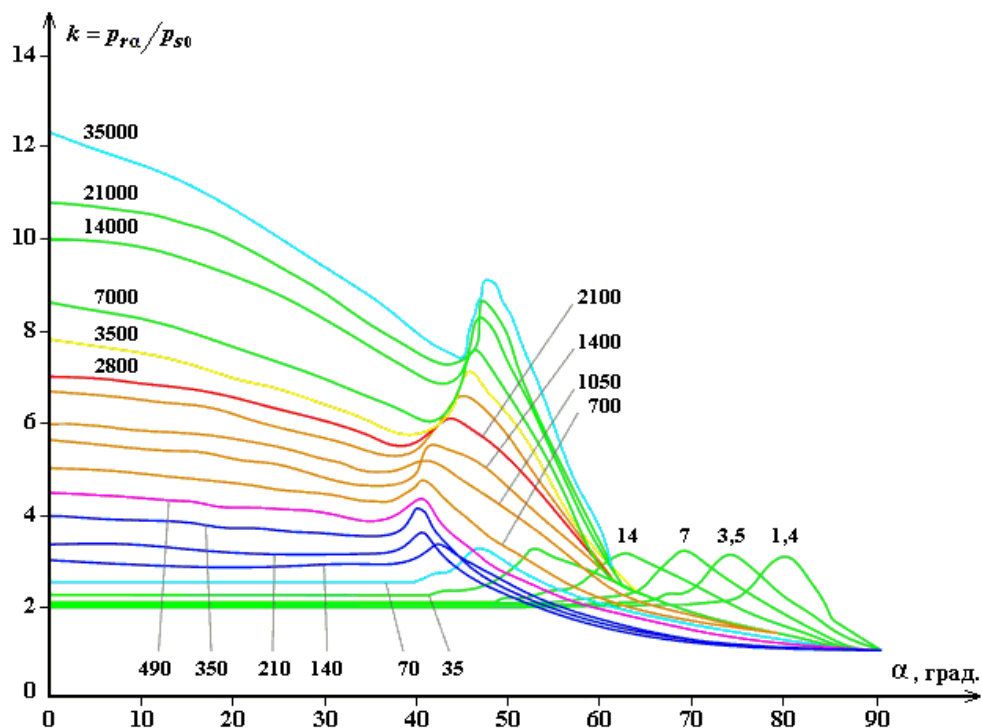


Рис. 1.2. Графіки залежності коефіцієнта відбитого тиску від кута відбиття у замкнутому просторі $k = f(\alpha)$
(цифри поруч із кривими вказують на піковий аварійний тиск p_{s0} , кПа)

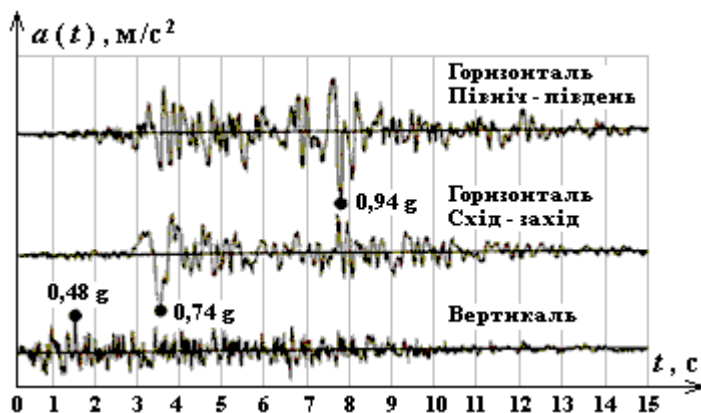
Тепер звернемо увагу на те, що впливи від вибухових навантаж зазвичай носять локальний характер, що призводить до місцевих серйозних пошкоджень або руйнувань. І, навпаки, сейсмічні впливи проявляються у русі земляного масива, рівномірно прилеглого до основи або фундаменту будівлі, під час якого як споруда загалом, так й усі її складові частини піддаються «струсу». Причому важливим є те, що під час таких поштовхів наявність розподіленого непружного потенціалу конструктивних елементів та їхніх вузлових з'єднань пом'якшує умови глобального руйнування споруди завдяки поступовому формуванню і накопиченню у з'єднаннях різних дефектів із подальшою їх трансформацією в специфічний аварійний механізм – так званий «шарнірний вузол», який є типовим результатом реагування переважної більшості вузлових з'єднань балок із колонами на рівні міжповерхового перекриття на дію навантаж за умови роботи матеріалу за межею пружності.

*a**б*

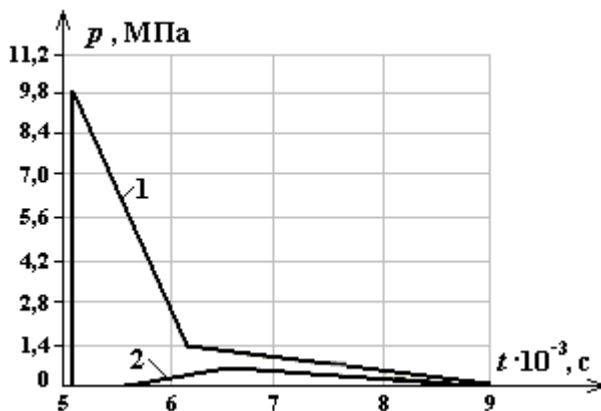
Рис. 1.3. Зруйновані будівлі в районі Нортрідж після землетрусу 1994 року інтенсивністю 6,7 бала: *a* – будівля Northridge Meadows; *б* – будівля Kaiser Permanente



Рис. 1.4. Зруйнована будівля імені Альфреда Марра в м. Оклахома-Сіті після вибуху в 1995 році замінованого автомобіля перед будівлею



а



б

Рис. 1.5. Пришвидження для споруди в районі Нортрідж згідно з тривалістю події (а) і тиск на колони у результаті вибуху замінованого автомобіля перед будівлею імені Альфреда Марра в м. Оклахома-Сіті (б): 1 – передній фасад будівлі; 2 – задній фасад будівлі

Проілюструємо викладене наступним простим прикладом. На рис. 1.6 зображено вузлове з'єднання сталеві балки зі сталевією колоною та відображена його пластична робота під дією згинального моменту у вигляді графіка отриманої експериментальним шляхом залежності між відношенням згинального моменту M до його граничного значення $M_{гр}$ і кутом вигину α . Аналізування графіка цієї залежності дозволяє дійти декількох важливих висновків. Перший із них полягає в тому, що як дослідженому типу вузлового з'єднання зокрема, так і з'єднанням сталевих конструктивних елементів загалом, властиві значні запаси роботоспроможності. А другий стосується прогнозування роботи споруд, які зазнають локалізованих пошкоджень від вибуху, із меншими пластичними властивостями вузлових з'єднань, – руйнування усього лише обмеженого числа вузлових з'єднань із великою вірогідністю може призвести до виникнення наростаючого обвалування.

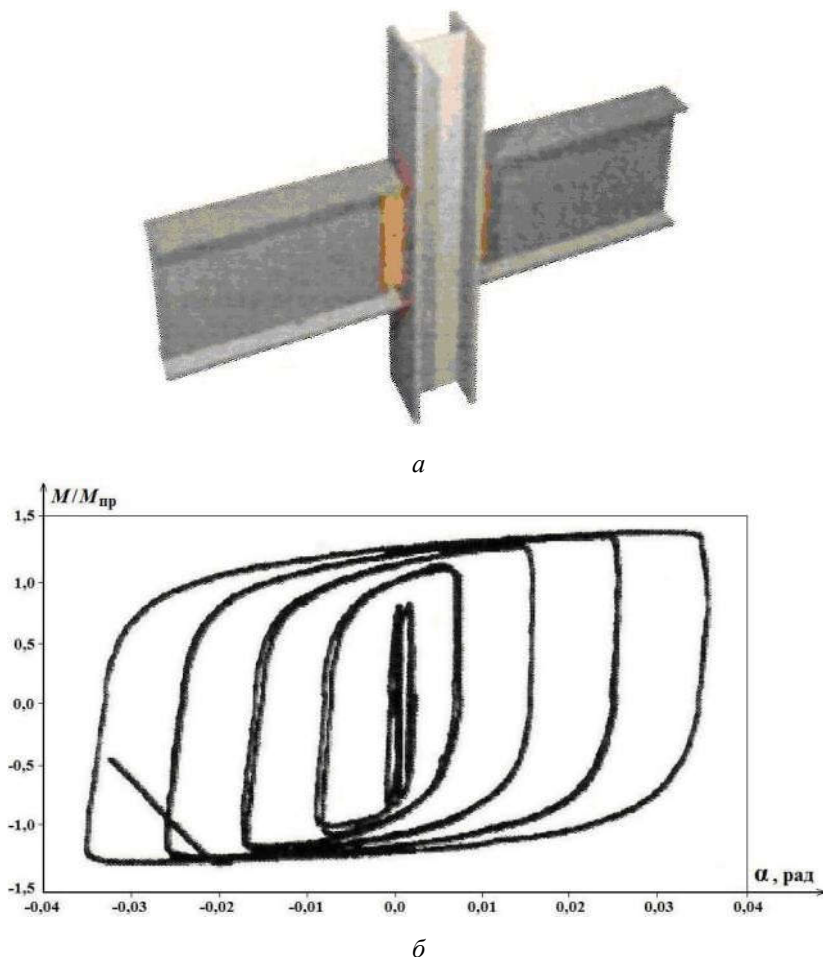


Рис. 1.6. Вузлове з'єднання балки з колоною (а) та графік залежності « $M/M_{pr} - \alpha$ » (б)

Незважаючи на природну відмінність вибухових навантаж від сейсмічних впливів, все ж таки деякі аспекти сейсмічного розрахунку можуть використовуватися для споруд, які піддаються впливу вибухових навантаж. Так, проведені після землетрусів дослідження з'єднань елементів конструкцій принесли істотну користь шляхом накопичення інформації про додаткові згинальні моменти й обертальний потенціал при подальшому застосуванні цих даних у розрахунках на вибухові або наростаючі руйнування. Проте, на жаль, у більшості досліджень не проводилось вимірювання інших вкрай важливих для оцінювання роботи непружних з'єднань в умовах інтенсивних впливів від вибухових навантаж параметрів, а саме: скручування та бокового вигину елементів і показників деформації матеріалу. До того ж згадані дослідження не брали до уваги непружну роботу, пов'язану з ослабленням наростаючого руйнування, у випадках осьового розтягування балки при взаємодії

зі згинальним моментом і деформування рамних систем із статично визначуваними з'єднаннями. Таким чином, особливі характеристики споруди при детальному розгляді фактора сейсміки, які можуть адекватно враховуватися у випадках землетрусів, такі, наприклад, як бічна жорсткість, за умови зсуву лише однієї стіни, можуть бути гармонізовані з випадками вибухів.

1.4. Можливість штучного захисту будівлі від вибуху. З метою захисту будівлі або споруди від ударних хвиль із використанням способу облаштування поверхні, що відбиває вибух і обмежує певною мірою прогнозовану навантагу на конкретну споруду, можна споруджувати так звані «вибухобезпечні стіни». На жаль, ефективність такого роду стінок істотно залежить від відстані задньої частини цієї захисної стінки до споруди або будівлі. Захисна стінка може також застосовуватись для протидії повністю відбитій вибуховій навантазі. Проте треба мати на увазі, що під впливом перенавантаги стінка може стати сама по собі джерелом значних небезпечних ушкоджень. Один із найбільш типових прикладів можливої конфігурації захисної стінки наведено на рис. 1.7.

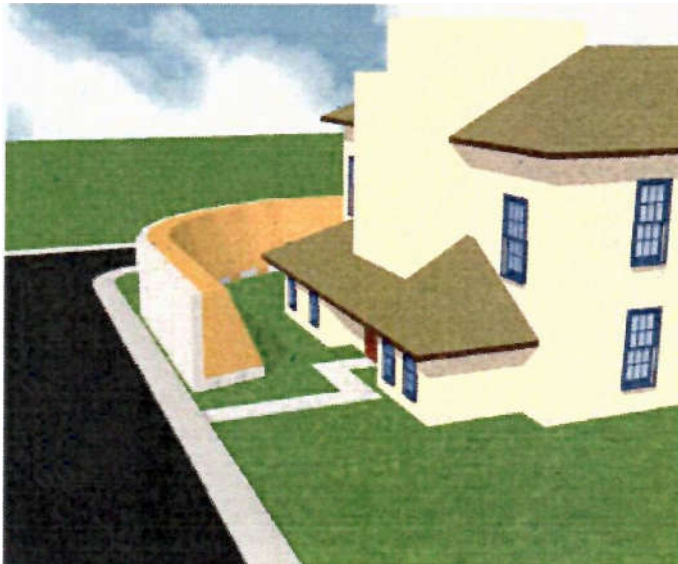


Рис. 1.7. Принциповий зовнішній вигляд вибухозахисної стінки

Як випливає з рисунка, вибухозахисна стінка заввишки близько 3 м розміщена з метою захисту споруди, яка має приблизно в три рази більшу висоту. Стінка ззаду підперта земляною масою задля зменшення ефекту розкидання уламків бетону у разі її обвалення. В цьому випадку вибуховий імпульс посередині стіни зменшується приблизно на 70% свого початкового значення без вибухозахисної стінки. Втім, можна досягти і більш істотного зменшення величини вибухового імпульсу в залежності від конфігурації і геометрії стінки.

1.5. Умови, за яких вибухові навантаги можна розглядати як рівномірно розподілені. Відомо, що якщо кут зіткнення між ударною хвилею від вибухового заряду і конструкцією або краєм конструктивного елемента, або його кінцем перевищує 45 градусів, то на споруду діють істотно знижені тиски й імпульси. Тому, коли відстань до заряду перевищує половину ширини і висоти споруди або її елемента (за умови, що заряд знаходиться по центру конструкції або елемента), то навантаги на них можуть бути наближено усереднені. А для менших відстаней навантаги зазвичай слід розглядати як нерівномірні. Ілюструє сказане рис. 1.8, на якому зображені можливі зміни навантаг по поверхні в залежності від її геометрії. Як приклад на рисунку показані три моделі колон (заввишки 3,6 м і завширшки 0,3 м кожна) під навантагою від вибуху: перша від заряду 56 кг на відстані 1,5 м; друга від заряду 450 кг на відстані 3,0 м і остання від заряду 12150 кг на відстані 9,0 м. Визначення масштабів кожного вибуху припускає, що пікові тиски повинні бути практично ідентичними при таких поєднаннях відстані і ваги заряду, проте геометричні дані (кути зіткнення) сильно впливають на розподіл тиску по висоті колон.

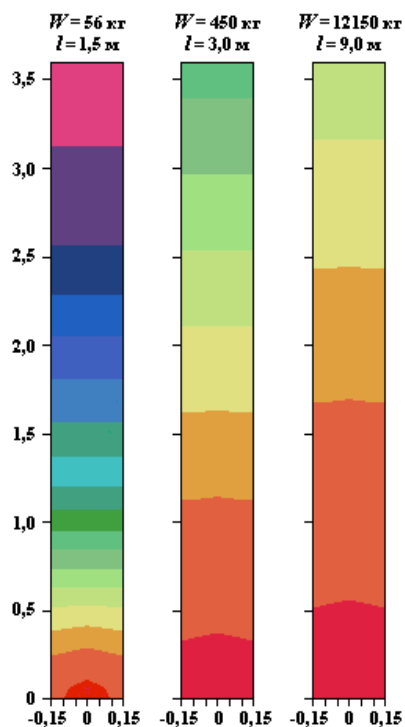


Рис. 1.8. Порівняння розподілу вибухового тиску (МПа) на колони, навантажені однаковим піковим тиском при різних масштабованих відстанях

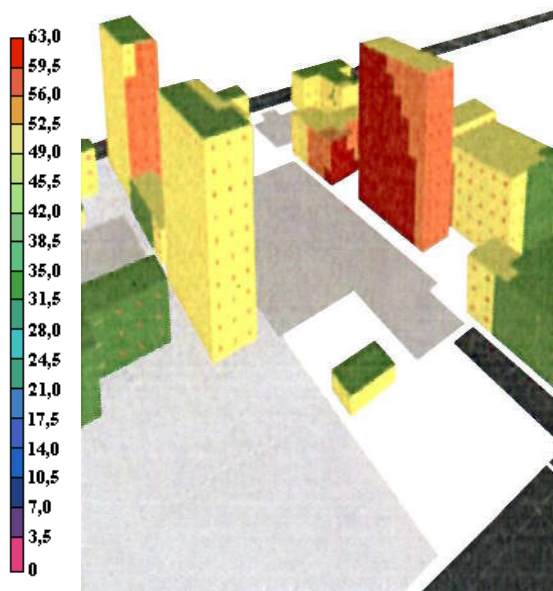


Рис. 1.9. Моделювання розподілу вибухового тиску в умовах міської забудови

В свою чергу на рис. 1.9 наведено складний стан середовища, що оточує споруди у результаті вибуху в умовах міської забудови. З цього рисунка вбачається, що численні будівлі створюють багато поверхонь для відбивання вибухової хвилі, що, насамперед, ускладнює визначення її параметрів.

Однак задля досягнення цієї мети можна використовувати спрощені методи, щоб «оцінити» або отримати «відчуття» того, як спрацює запроєктвана конструкція на протидію вибухам. Існує багато рішень щодо роботи і енергії, які обмежують ступінь нееластичної реакції різних конструктивних елементів. Так звані діаграми «тиск – імпульс», або « $p - i$ », у графічному вигляді представляють собою асимптотичні межі для тих випадків, коли зміна пікового тиску незначно змінює імпульс у часі для максимальної реакції, залежної від тиску. Також ця діаграма може бути застосована і для тих випадків, коли тривалість вибухового навантаження короткочасна у порівнянні з часом для максимальної реакції або частотою власних коливань споруди. Характерний приклад діаграми « $p - i$ » наведений на рис. 1.10.

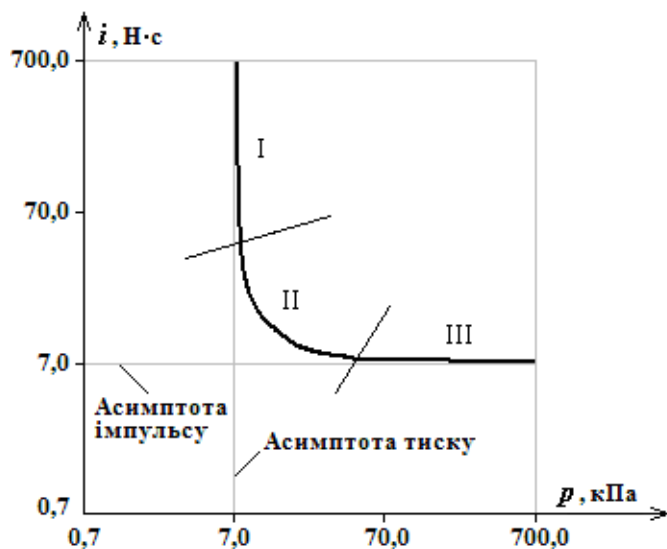


Рис. 1.10. Характерний приклад діаграми « $p - i$ »: I – область квазістатичного навантаження; II – область динамічного навантаження; III – область імпульсного навантаження

А на завершення звернемо увагу ще на один суттєвий аспект ударних впливів, який різко відрізняється від уже розглянутих – навантаги від удару транспортного засобу або повітряного судна. Врахування цих навантаг є достатньо складною проблемою, коли жорсткість і руйнівна сила об'єкта, який завдає удару (автомобіля чи літака), визначають навантаги, які передаються на споруди. При цьому задля реалізації сформульованої задачі доцільно застосовувати для розрахунку метод скінченних елементів, який надає можливість детально проаналізувати ситуацію.

Глава 2

Особливості забезпечення будівель та інженерних споруд при терористичних актах

2.1. Вступ. Добре відомо, що традиційна система будівельного проектування за наявності змінних навантаж була розроблена на основі ретельного вивчення повторюваних явищ (приміром, навантаж, які виникають через регулярні проміжки часу, починаючи з помірного і закінчуючи сильним ступенем інтенсивності), які можна передбачити за допомогою статистичного підходу. На відміну від цього, випадки вибухів або нанесення навмисного удару надзвичайної сили при терористичних нападах характеризуються як навантаження з дуже низьким ступенем ймовірності, хоча саме вони призводять до найкатастрофічніших наслідків.

Тісна взаємодія між навантаженнями вибухового характеру і типовими будівельними навантаженнями є одним із важливих чинників, який почав враховуватися у практичній проектній діяльності лише останнім часом. І тому в багатьох випадках наразі потрібно брати до уваги всі навантаження, як би рідко вони не зустрічалися або якими б неймовірними вони не були, а саме навантаження, викликані нападами злочинних елементів на будівлі та інженерні споруди з огляду на наміри терористів використовувати руйнування об'єктів задля досягнення своїх цілей.

Особливе і одночасно першорядне значення все вказане має для України у зв'язку з воєнними діями на сході країни та пов'язаними з цими діями можливостями терористичних загроз чи атак не лише у східних регіонах, а й в інших областях країни. Через це Службою безпеки України відповідно до Постанови № 92 від 18.02.2016 р. Кабінету Міністрів України «Про затвердження Положення про єдину державну систему запобігання, реагування і припинення терористичних актів та мінімізації їх наслідків» визначено чотири рівні терористичної загрози для регіонів України, в тому числі:

- найвищий «червоний» рівень отримали Донецька і Луганська області та анексована Росією Автономна Республіка Крим, а сам він означає реальну загрозу й призначається у разі вчинення терористичного акту;

- «жовтий» рівень одержали Запорізька, Миколаївська, Одеська, Сумська, Харківська, Херсонська і Чернігівська області, а сам він свідчить про ймовірну загрозу й встановлюється за наявності підтвердженої інформації про підготовку до вчинення терористичного акту;

- «синій» рівень отримали Дніпропетровська, Закарпатська, Рівненська, Хмельницька, Черкаська, Чернівецька, Київська області та м. Київ, а сам він вказує на потенційну загрозу й призначається за наявності інформації, що потребує підтвердження, про підготовку до вчинення терористичного акту;

- «сірий» рівень одержали Вінницька, Волинська, Житомирська, Івано-Франківська, Кіровоградська, Львівська, Полтавська і Тернопільська області, а сам він означає можливу загрозу й встановлюється за наявності факторів (умов), що сприяють вчиненню терористичного акту.

У цьому сенсі є дуже актуальним завчасне розпізнавання надзвичайних ситуацій і убезпечення об'єктів від можливих терористичних посягань, до яких найчастіше за все належать об'єкти зі стратегічним життєво важливим значенням (державні об'єкти, об'єкти підвищеної небезпеки, об'єкти єдиної транспортної інфраструктури, особливо важливі об'єкти електроенергетики, місця масового перебування людей тощо) та прийняття відповідних випереджувальних заходів задля забезпечення роботи їх основних несних будівельних систем і конструктивних елементів, достатніх для протидії розвитку таких ситуацій.

А зараз, спираючись на попередні міркування, перейдемо до розгляду найбільш важливих складових загальної проблеми виявлення й усунення причин і умов, що сприяють вчиненню терористичних актів, які мають суттєве значення для запобігання, реагування, припинення та мінімізації наслідків можливих терористичних нападів.

2.2. Основні відмінності вибухових і ударних впливів від звичайних навантаж, які враховуються при будівельному проєктуванні. Вибухові навантаження і навантаження від ударної хвилі мають досить складний перехідний характер і враховуються, як правило, у динамічній постановці у вигляді короточасного впливу повітряної хвилі, або у вигляді контактних впливів, а також вібрації при передачі енергії. Ця перехідна навантаження додається виключно протягом конкретного і зазвичай дуже стислого періоду часу, як-от у разі навантаження від ударної хвилі час її дії не перевищує однієї десятої частки секунди. Останнє означає, що додатковий набір динамічних конструктивних властивостей, які зазвичай не беруться до уваги, таких, зокрема, як властивості матеріалу й інерційні ефекти, залежні від швидкості впливів, слід неодмінно враховувати.

Розрахунок на протидію вибуху, удару або інших особливих видів навантаж часто-густо повинен проводитись у контексті безпеки експлуатації, а не у плані зручності експлуатації або життєвого циклу споруди. Критерії експлуатаційних якостей окремих особливо відповідальних об'єктів можуть відігравати важливу роль при визначенні зручності експлуатації і повторного використання, проте більшість громадських підприємств і інженерних споруд не потребують забезпечення такого рівня безпеки. Споруди, запроєктовані для протидії підривному і ударним впливам, допускають об'єднання всіх своїх можливостей опірності як за лінійними, так і за нелінійними параметрами (пружними і непружними) місцевому сприйняттю ушкоджень із таким розрахунком, щоб не порушувалась цілісність усієї конструкції. Втім, руйнування місцевого характеру не тільки можуть, а й повинні враховуватися у проєктуванні з огляду на істотну невизначеність, властиву таким екстраординарним навантагам.

Цілком зрозуміло, що вибухова хвиля істотно відрізняється від усіх інших видів навантаж, які викликаються надзвичайними природними явищами, такими як землетруси або ураганні вітри. Вказані види навантаж призводять до пошкодження, яке сприймається лише небагатьма конструктивними меха-

нізмами, тим не менш впливають вони «глобально», так що вся конструктивна система працює на протидію таким навантагам. На відміну від зазначеного, вибухова хвиля запускає в хід безліч конструктивних механізмів, що реагують на навантагу, з огляду на особливі просторові й часові зміни по силі й тривалості впливу. У цьому сенсі особливо важливим є те, що основною метою протидії вибуху є захист людей. І саме через це потрібно мати уявлення про звичайні механізми, які проявляються в умовах вибуху, задля підготовки такого проєкту об'єкта, який зможе мінімізувати вплив цих механізмів. Також необхідно брати до уваги важливість виходу живих і евакуації поранених після вибуху. Звичайно, неможливо повністю запобігти нещасним випадкам в умовах вибуху, проте можна багато чого зробити задля мінімізації пошкоджень і руйнувань. Причому цю мінімізацію значно легше реалізувати, якщо мати на увазі, що нещасні випадки під час вибуху відбуваються, як правило, внаслідок:

- потрапляння в людей уламків, що розлітаються, зовнішніх і внутрішніх стін, віконного скла і т. ін.;
- безпосереднього впливу вибухової хвилі на людей, наслідком чого є падіння чи натикання людей з різною швидкістю на тверді поверхні, закріплені й незакріплені предмети або інших людей (довідково – удар людини головою об тверду поверхню зі швидкістю близько 7 м/сек призводить до фатального результату);
- удару людини об поверхню землі, якщо вона викинута з нижніх і особливо з верхніх поверхів будівлі.

2.3. Впливи, яким повинна протистояти будівельна конструкція.

Ударні хвилі у повітрі характеризуються експоненціальним загасанням по мірі віддалення від центру вибуху. Крім того, при зустрічі з перешкодою на своєму шляху ударні хвилі «відбивають» амплітуди багато разів за своїм обсягом «атмосферного повітря». Це відбивання є функцією потужності повітряного удару, а також кута α нахилу фронту ударної хвилі по відношенню до споруди. Коли конструкція піддається впливу ударної або вибухової хвилі, то вона реагує на це декількома способами в залежності від потужності вибуху (функції відстані від центру вибуху, розміру і розташування конструкції по відношенню до центру вибуху), а також від часу впливу хвилі. Вказане представлено на рис. 2.1, де зображена схема дії вибухової хвилі та її вплив на споруду.

Також цілком очевидно, що тривалість типового імпульсу вибуху вкладається у дуже невеликий проміжок часу порівняно з часом експлуатації будівельної конструкції. Ба більше, навантаги від вибуху мають доволі незначний вплив на сукупні бічні зусилля при протидії їм усіх систем будівлі. Проте частоти коливань окремих конструктивних елементів часто-густо знаходяться в діапазоні коливань ударної хвилі й саме через це в таких елементах можуть трапитися серйозні пошкодження. Природно, якщо вказана ситуація має місце, то це з великою вірогідністю призводить до нестійкості усієї конструкції.

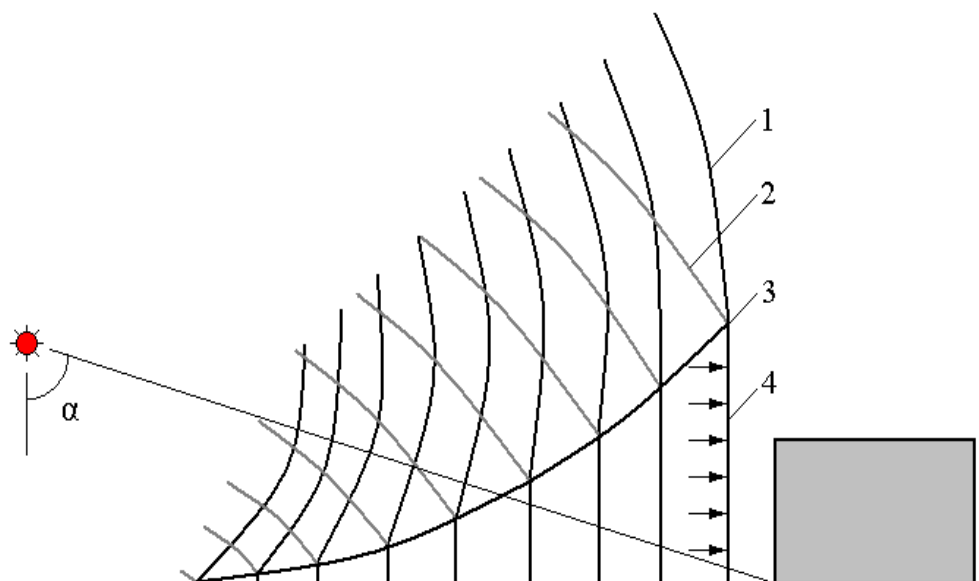


Рис. 2.1. Принципова схема впливу вибуху в повітрі на споруду:
 1 – падаюча ударна хвиля; 2 – відбита ударна хвиля; 3 – шлях потрійної точки;
 4 – фронт головної ударної хвилі; * – центр вибуху

Що ж стосується реакції конструкції на вплив вибухової хвилі, то вона може реагувати локально шляхом струсу, зміщення або стирання свого матеріалу. Це явище історично отримало назву «бризантної дії (роздроблення)» або ефекту впливу дуже високого тиску від вибуху. А на ділянці меншого і більш рівномірного тиску конструкція реагує, як правило, традиційним чином, тобто її деформації обумовлюються параметрами вигину або опорного зсуву. При цьому пластичність конструкції має дуже важливе значення через те, що під час деформування її елементів енергія вибуху гаситься до початку обвалення або падіння конструкції. Характерний приклад такої деформації наведений на рис. 2.2, на якому зображена значна пластична деформація сталевих елементів, що спостерігалася під час реального вибуху.

І тому, одними з головних цілей розрахунку й проектування з метою протистояння вибуховим і ударним впливам є, по-перше, запобігання ушкодженню або руйнуванню конструктивної системи та забезпечення її цілісності й надійності з використанням пластичної роботи споруди. Причому, ця цілісність повинна зберігатися навіть після локального виходу з ладу основних конструктивних елементів, перешкоджаючи, таким чином, непропорційному чи наростаючому обваленню споруди. А друге взаємопов'язане (напевно, навіть і більш важливе!) завдання, полягає у зменшенні кількості або усуненні уламків, які після руйнування є головним чинником нещасних і смертельних випадків під час вибуху.



Рис. 2.2. Деформація колони від впливу вибухової хвилі

У сенсі забезпечення конструктивної цілісності споруди наведемо ще й такі міркування. Якщо навантага від вибуху досить велика для збереження несної здатності при вертикальному навантаженні колони або іншого опорного елемента, який сприймає вертикальну навантагу, то післявибухове розвинення великих зусиль розтягу у балках навряд чи буде мати місце внаслідок значних прогинів, викликаних утворенням так званого «подвійного прогону» – себто подвійним збільшенням відстані між колонами через руйнування якоїсь однієї колони. Останнє пов'язане з тим, що у таких випадках балки починають працювати не за балковими схемами (іншими словами, протидіючи вертикальним навантагам своїм вигином), а, швидше, як тяжі, що сприймають вертикальні навантаги подібно провисаючий нитці при роботі за межею пружності від згинальних моментів і осьових зусиль у балках і вузлах їх кріплення до колон.

До речі, до виникнення згаданого подвійного прогону крім безпосереднього впливу ударної хвилі може призвести й руйнування поверхів (перекриттів) внаслідок поширення вибухових тисків ззовні споруди крізь її пошкоджені фасади (облицювання та скління). А самі вибухи стають при-

чиною появи первинних уламків (від бомби або фрагментів автомобіля) або вторинного сміття, яке складається з продуктів вибуху або уламків зруйнованої споруди у межах джерела вибуху. Тому конче необхідно брати до уваги можливість формування цих уламків під час проєктування конструкцій із метою зменшення небезпеки для населення і запобігання втрати ключових конструктивних елементів.

А з приводу особливостей роботи цих ключових елементів під час вибуху відзначимо наступне. Коли конструкція сталевго каркаса піддається удару повітряної хвилі або іншим потужним місцевим впливам, то у більшості випадків відбувається, по-перше, кручення балок, викликане бічним закріпленням їх верхніх полиць. Це кручення відбувається в результаті безпосереднього кріплення до плоского елемента жорсткості при приєднанні до плити перекриття (при допущенні, що плита перекриття залишається прикріпленою до полиці балки). Поза тим, цьому крученню сприяє бічний вигин балок, які утворюють із колонами рамні системи. Зауважимо, що такі випадки роботи не є типовими у практиці стандартного проєктування балок і їх вузлових з'єднань із колонами, оскільки в таких обставинах сили тяжіння, які діють на прилеглі системи перекриттів, здатні здійснювати несприятливий вплив на підтримуючі їх балки і з'єднання, що піддаються крученню. По-друге, в колонах сталевго каркаса спостерігаються такі ефекти: скручування, місцеві деформації стінок і полиць балки, а також інтенсивні динамічні зміщення у їхніх основах і зонах спирання перекриття.

2.4. Ступінь врахування рівня ризику під час проєктування. Вимоги проєктування споруд із урахуванням їх протистояння вибуховому, ударному і наростаючому руйнуванню включають кількісне визначення рівнів ризику й відповідних критеріїв експлуатаційних характеристик. До того ж відповідальні споруди, як мінімум, підпадають під вимоги послаблення наростаючих руйнувань; також для них заздалегідь можуть бути передбачені розміри загроз аварійних ситуацій під час вибухів.

Тому в згаданих випадках проєктування і розрахунок будівель потрібно проводити з використанням способів оцінювання загроз, коли кількісно встановлюється ймовірність загроз вибуху або удару. Звичайно це визначення повинно проводитися експертами у галузі безпеки, які володіють інформацією про загрози локального і національного масштабу й уразливість споруд, і залучаються до роботи з метою формулювання, подальшого оброблення та необхідного деталізування такої інформації. Зокрема такий експерт може дати об'єктивну оцінку щодо можливості доступу транспортних засобів і персоналу в зону об'єкта, діяльності з отримання/відправлення/доставлення і постачання різноманітних вантажів, візуально з'ясувати можливість балістичної атаки, а також проаналізувати робочі процедури забезпечення безпеки задля виявлення і кількісного визначення загроз загоряння, удару або балістичного вибуху. При цьому тільки потрібно мати на увазі, що оцінювання загроз і рівня ризику пересічно проводиться покроково приблизно у такій послідовності:

1. Визначення видів, типів і кількості активів, які підлягають захисту, а саме: люди? обладнання? інформація? а також окреслення рівнів критичності наслідків потенційної загрози для сталої роботи.

2. Визначення агресивних чинників, яке полягає в оцінюванні типу об'єкта, який підлягає захисту, а саме: національна або місцева історична, політична або естетична цінність? чітка видимість? доступність? впізнаваність? цінність для агресора (або «чого він, власне, хоче»)? історія нападів? засіб стримування?

3. Визначення тактики і рівнів серйозності загрози, а саме: оцінювання відповідності тактики потенційних агресорів і визначення рівнів серйозності загрози.

4. Визначення комбінацій вищевказаних чинників для розрахунку основної загрози.

5. Визначення рівня захисту, який пов'язаний з вартістю активів і розрахунковою основною загрозою.

6. Визначення рівня ризику та допустимості такого ризику з урахуванням деталізованих параметрів тактики і захисту.

7. Встановлення обмежень для користувача в частині вартості, наявного операційного контролю, розташування оточуючих об'єктів, архітектурних та естетичних вимог.

З викладеного випливає, що проектування будівлі й будівельного майданчика повинно здійснюватись комплексно з урахуванням експлуатаційної безпеки, максимальних відстаней і зворотних переміщень транспортних засобів. Також необхідно враховувати ступінь захисту у функціональній схемі, приділяючи особливу увагу розгляду загроз високого рівня й уразливості навіколишніх споруд.

2.5. Визначення вірогідності навмисного нападу із застосуванням вибухівки. Звичайно навмисні напади розподіляються на два типи: із використанням автомобіля з бомбою або при посередництві терориста, який проносить вибухівку на собі. Причому, аналізуючи численні терористичні атаки, можна стверджувати, що масштаби нападів першого типу між собою сильно відрізняються – від застосування декількох десятків кілограмів вибухівки аж до приблизно 10 тон вибухового матеріалу. У другому ж випадку – з приводу ваги вибухівки, яка проноситься терористом, зазначимо, що вона в залежності від фізичних можливостей людини, як правило, не перевищує 50 кілограмів, але зазвичай її вага обмежується 25 кілограмами. Тож з метою візуалізації наслідків цих нападів на рис. 2.3 наведено декілька графіків залежності між вагою вибухівки у закладених в автомобілях різних типах бомб та їх відстаней від об'єкта при характерних значеннях тиску, які вказані на кривих.

Цілком зрозуміло, що випадки нападів із бомбами на транспортних засобах обмежуються умовами їхнього можливого проривання до наміченого пункту. І саме тому необхідно заздалегідь розглядати різноманітні варіанти

несанкціонованого проникнення на бажану позицію неконтрольованого транспортного засобу. Тільки при цьому потрібно пам'ятати, що терористи не дотримуються жодних правил дорожнього руху, а також не звертають увагу на наявність тротуарів і газонів. Через це задля забезпечення цілісності границі уздовж усього периметру об'єкта доцільно проводити облаштування захисних огорожень і спеціальних бар'єрів.

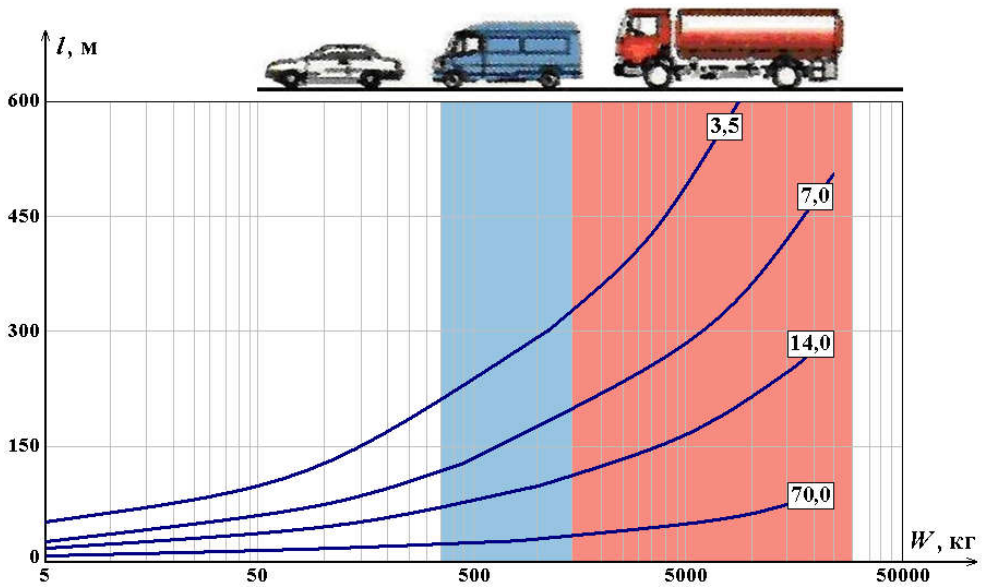


Рис. 2.3. Графіки залежності між вагою вибухівки у закладених в автомобілях різних типів бомб та їх відстаней від об'єкта при різних значеннях тиску (величина тиску вказана в кПа)

Що ж стосується ймовірності вчинення будь-якого з таких нападів і визначення зони застосування вибухівки, то вони пов'язані очевидною функціональною залежністю з доступністю об'єкта та його максимальною близькістю до епіцентру вибуху. На відміну від цього, на жаль, житлові будівлі також можуть наражатися на небезпеку, просто значною мірою з огляду на їхню близькість до основної мети нападу: наявний досвід свідчить, що найбільші бомбові удари викликали значні «побічні пошкодження» у довколишніх будівлях.

У розвинення наведеного наголосимо ще й на тому, що максимізація відстані істотно зменшує ефект від вибуху конкретної ваги заряду, оскільки вибухові тиски значно зменшуються при збільшенні відстані. Проте зрозумілим є й те, що хоча дотримання належної відстані є ефективним засобом зменшення ризику від вибухових впливів, однак саме по собі це не є достатнім. Остання теза пояснюється тим, що ранцеві заряди, впливи військової техніки і невизначеність під час небезпеки можуть призвести до наперед неочікуваних рівнів навантаг від вибуху на споруди. Тому під час розрахунку і проєк-

тування сталевих каркасів необхідно вживати низку заходів захисту розпорядчого характеру, зокрема: прогнозувати можливість видалення окремих конструктивних елементів, проводити деталізацію елементів і їхніх вузлових з'єднань задля забезпечення пластичної роботи, забезпечувати цілісність і запас міцності як глобально, так і локально.

2.6. Експлуатаційні й «неконструктивні» заходи безпеки. Захист будівель та інженерних споруд краще за все виконувати в термінах «шарів захисту», «кілець захисту» або «захисту в глибину», метою якого є виявлення й ослаблення небезпек на якомога більш віддаленому зовнішньому кільці безпеки. Втім, усі небезпеки не завжди можна (а точніше, майже ніколи!) зупинити на одному і тому ж шарі або кільці, тому застосування підходу з пошаровим і об'єднаним забезпеченням безпеки є надзвичайно важливим. Ефективний пошаровий захист передбачає використання усіх захисних ресурсів, що включають:

- постійне відслідковування і своєчасне оповіщення про місцеві та національні джерела загроз і повідомлення інформації секретного характеру;
- здійснення постійного нагляду за прилеглою територією;
- ефективне використання майна на прилеглій території, місцях доступу сторонніх і транспортних шляхах;
- ефективне використання адміністративного контролю, ідентифікації транспортних засобів і персоналу;
- постійне проведення інспекцій транспортних засобів і персоналу, а також техніки разом із ефективними протоколами їх використання;
- створення фізичних бар'єрів для перешкоджання пересуванню транспортних засобів і персоналу;
- застосування сучасних методів і технічних засобів контролю доступу;
- використання захисних пристосувань при проєктуванні та зведенні елементів будівель;
- ефективне залучення до роботи експертів із захисту споруд у поєднанні з використанням захисних заходів.

Як вбачається з наведеного переліку, експлуатаційні обмеження і проведення контролю є важливими складовими забезпечення безпеки як території зокрема, так і захисної системи будівлі й території в цілому. При цьому безперечним є те, що облаштування уздовж периметра бар'єрів проти проникнення транспортних засобів допомагає збільшити відстань до вибуху. На рис. 2.4 показані типові підходи, що найчастіше застосовуються задля захисту периметра території, які не «ображають» смак із точки зору архітектури.

Додатково до рекомендацій щодо облаштування території та встановлення обмежень, розподіл внутрішнього простору будівлі варто проєктувати таким чином, щоб мінімізувати для людей небезпеку наслідків вибуху і уламків, які розлітаються. Скажімо приміщення уздовж периметра, які мають невеликі розміри та площі, можуть бути переплановані під склад або приміщення,

де заборонено постійне перебування людей. Дуже важливе значення має проведення контролю доступу біля входів у будівлю, яке безсумнівно не тільки запобігає проникненню всередину осіб, які несуть вибухівку, а й усуває необхідність посилення внутрішніх конструктивних елементів. Також у багато разів обмежує небезпеку вибуху в головній будівлі ще й проведення перевірки предметів, пошти та пакетів, які доставляються до неї, яку конче необхідно проводити поза стінами будівлі або навіть поза прилеглою територією в окремому спеціально обладнаному приміщенні.

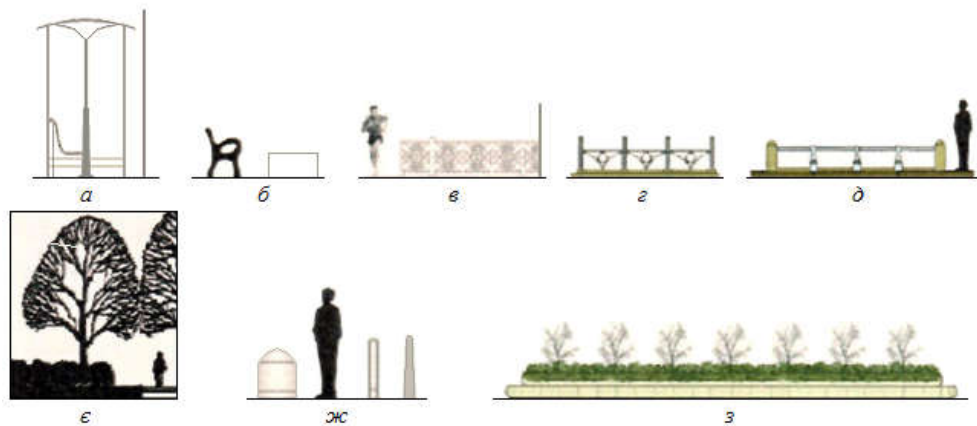


Рис. 2.4. Найбільш поширені типи бар'єрів проти проникнення транспортних засобів: *а* – елементи важкого вуличного обладнання; *б* – посадкові місця вуличних кав'ярень; *в* – декоративні стіни; *г* – декоративні огорожі; *д* – огорожі та лавки; *е* – стіни з рослин і зелених насаджень; *ж* – огорожі та тумби; *з* – зелені насадження

Стосовно ж прийнятних експлуатаційних якостей конструкції в умовах вибухових, ударних чи наростаючих руйнувань зауважимо, що ці якості пов'язані з послабленням небезпеки і запобіганням нещасним випадкам. Зазвичай, оскільки допускається непружна робота елементів, які піддаються впливу цих навантаж, вони працюють в умовах контрольованих деформацій, тобто, вказуються деякі допустимі переміщення, повороти або пластичність (на основі мінімізації уламків) для кожного типу конструктивного елемента в розрахунку на вибухові навантаження. А для прогресуючих руйнувань необхідно додатково обумовлювати межі деформацій задля забезпечення існування деяких залишкових можливостей.

2.7. Відмінності проєктування з урахуванням ослаблення вибуху від проєктування опору наростаючому руйнуванню. Проєктування з урахуванням ослаблення вибуху або розрахунку сталевих конструкцій на опір вибуховим впливам передбачає оцінювання окремих будівельних елементів або всієї системи загалом в залежності від розподілу вибухової навантаги. Тому в цьому випадку завданням проєкту є зменшення або усунення уламків

шляхом утворення захисної «оболонки» для обладнання і людей всередині або запобігання руйнуванню основних будівельних елементів шляхом забезпечення місцевого опору вибуховим навантагам.

На відміну від цього, розрахунок на опір наростаючому руйнуванню є, у певному сенсі, незалежним від загрози, оскільки в такій ситуації концепція проектування полягає у досягненні достатнього запасу міцності будівельної системи з метою запобігання розвитку руйнувань. Разом з тим очікується, що руйнування місцевого характеру можуть траплятися, через що під час розрахунку видаляється єдиний вертикальний конструктивний елемент (зазвичай колона), а до всієї конструкції висувається вимога щодо забезпечення її робоздатності у вигляді «мостового перекриття» над видаленим елементом. З огляду на вказане значна частина розрахунків на наростаючі руйнування стосується «перерозподілу» запасу міцності по всій конструкції таким чином, щоб ефект «мостового перекриття» мав змогу проявитися у будь-якому місці, де потенційно може бути втрачена колона.

2.8. Забезпечення живучості конструктивних систем при вибухових навантагах. Цілком зрозуміло, що будь-яка вибухостійка споруда має бути запроєктована у такий спосіб, щоб була забезпечена її живучість, необхідна для протистояння прикладеним вибуховим навантагам як локально на рівні елемента і вузлового з'єднання, так і глобально – на рівні усієї конструктивної системи. Іншими словами, міцна і стійка конструкція з достатнім запасом міцності повинна працювати найкращим чином під впливом потужних перехідних навантаж, викликаних вибухом. Саме через це існує думка, що залізобетон є оптимальним матеріалом для протистояння вибуху завдяки своїм масивним, монолітним якостям. І дійсно, детально опрацьована і побудована належним чином споруда з монолітного залізобетону з характерною для нього масою має хороші експлуатаційні можливості. Однак відомо також і те, що бетонні конструкції з конструктивними розривами і зонами нестійкості (збірні попередньо напружені балки, ригелі, системи перекриттів) за деякими напрямками прикладення навантаж часто-густо ведуть себе вкрай незадовільно під дією вибухових навантаж.

На противагу цьому щодо сталевих конструкцій відомо, що вони мають значну пластичність у випадках належного проектування та виконання вузових з'єднань, що робить їх цілком ефективними у протистоянні ефекту вибуху. Більше того, ці конструкції страждають скоріше від нестачі основної інформації стосовно навантаж від вибухів, ніж від прямих фізичних впливів вибухових хвиль.

Стосовно ж матеріалів, які використовуються для систем перекриттів, облицювання зовнішніх стін та їх вузових з'єднань зі сталевим каркасом відомо, що вони мають менший спротив вибуховим впливам. Отже каркас може встояти, проте люди, які знаходяться у ньому, і внутрішній вміст будівлі можуть постраждати. Тому незаперечним є той факт, що належна деталізація розміщення віконних прорізів, заповнення каркаса і перекриттів, солідна вага

і наявність систем опору бічним навантагам та, як правило, пластична робота конструктивної системи визначають ефективність будь-якого будівельного проєкту та його стійкість до вибухових впливів.

З викладеного випливає, що проєкт протидії вибухам та іншим екстремальним навантагам повинен бути збалансованим у розумінні того, що посилення одного ключового конструктивного компонента викликає перерозподіл навантаг на прилеглі опорні або інші несні елементи, які можуть бути, а можуть і не бути заздалегідь розраховані на опір цим додатковим навантагам. Прикладом цього може слугувати оболонка або система облицювання ненесної стіни, які модернізуються з метою протидії вибуху або, принаймні, забезпечення протистояння інтенсивним вибуховим навантагам. Ця ненесна стіна буде передавати більш інтенсивні вибухові навантаги (більший тиск із більшою тривалістю) на перекриття і колонний каркас на відміну від не підсиленої системи. І тому такі навантаги необхідно брати до уваги задля запобігання виникненню «слабкої ланки» в існуючій конструктивній системі.

2.9. Принципова стратегія використання геометрії будівлі чи споруди для послаблення дії вибуху. Безсумнівно, що форма будівлі значно впливає на обсяг загальних руйнувань усієї споруди від вибухових навантаг. У нових будівлях правильне та рівномірне розташування конструктивних елементів (балки, колони, стіни й т. ін.) є істотним чинником посилення здатності конструкції витримувати наростаючі руйнування, викликані вибухом. До того ж рівномірність проєкту дозволяє забезпечити міцність і цілісність, більший запас міцності й більш легкий перерозподіл навантаг у разі виходу елемента з ладу. На відміну від цього, наявність нерівномірностей, таких як вхідні кути і навислі елементи, сприяє уловлюванню ударної хвилі з подальшим посиленням навантаг від вибуху. Загалом, для зовнішньої частини будівлі кращими є опуклі, а не увігнуті поверхні, оскільки відбивний тиск зменшуватиметься на опуклих поверхнях у порівнянні з плоскими або увігнутими.

Отже, загальні рекомендації з розроблення вибухостійкого проєкту споруди полягають у наступному:

- обмежувати відстані між колонами через те, що великі відстані між ними суттєво зменшують здатність конструкції компенсувати несну спроможність втрачених вертикальних елементів. Проте, одночасно слід пам'ятати, що короткі проміжки між колонами посилюють вразливість двох сусідніх колон у залежності від розміру вибухового заряду;
- використовувати для облицювання зовнішніх стін порожнисті панелі через те, що зовнішні прогони завжди є найбільш уразливими;
- вводити додаткові передавальні конструктивні системи виключно зі зовнішньої сторони будівлі через те, що руйнація внутрішніх передавальних балок або колон, які їх підтримують, значно посилює завдані будівлі загальні пошкодження;

- передбачати зовнішню обробку (або облицювання) відкритих зовнішніх колон через те, що кожен сантиметр додаткового віддалення від колон закладених вручну або принесених із собою вибухових зарядів може істотно поліпшити їхню (зовнішніх колон) живучість і здатність до безвідмовної роботи;
- застосовувати часте розташування ригелів між балками через те, що таке розташування допомагає оптимізувати перерозподіл навантаг при виході з ладу хоча б однієї балки;
- застосовувати перші консольні прогони від першого ряду втоплених урівень колон уздовж периметра будівлі через те, що це створює додаткову відстань до першого ряду колон; однак консольні прогони повинні проектуватися з урахуванням їх підйому вгору;
- всіляко полегшувати облицювання стін через те, що таке полегшення зменшує навантаги, які передаються на конструктивну систему;
- планувати кріплення облицювання до прогонових будов у вертикальному положенні між плитами перекриття.

2.10. Вплив властивостей матеріалу та геометрії перерізів на опір вибуховим навантагам. Як вже зазначалося раніше, основна властивість матеріалу, яка сприяє успішній роботі конструкцій під час вибухових навантаг, – пластичність. Ця властивість є здатністю матеріалу або всієї конструкції реагувати на значну сталу деформацію, включаючи пластичні деформації матеріалу, до моменту розриву або досягнення нею будь-якого іншого граничного стану. Міцність і жорсткість є дуже важливими параметрами, проте маса елемента, який сприймає безпосередню навантагу від вибуху, сприяє посиленню загальної опірності завдяки інерційному опору. Крім того, поняття маси нерозривно поєднане з таким параметром як товщина, яка у сталевих елементах і вузлових з'єднаннях сприяє загальному позитивному ефекту, забезпечуючи опір місцевому зсуву, відриву, а також місцевому викривленню. Тому з метою підвищення живучості будівлі або споруди, рекомендується використовувати при розробленні проекту так звані «сейсмічні» секції, які можуть із більшим ступенем ймовірності сприяти досягненню очікуваного рівня роботи конструкції без передчасних деформацій. Рисунок 2.5 показує характерне вузлове з'єднання сейсмічного типу, яке може бути використане у проектуванні на вибухобезпечність завдяки своїм потенційним можливостям щодо сприйняття пластичних деформацій.

2.11. Особливості проектування вузлових з'єднань несних сталевих елементів. Не викликає сумніву той факт, що для сталевих конструкцій робота усієї системи буде настільки ефективна, наскільки ефективними виявляться її з'єднувальні елементи. Оскільки вузлові з'єднання є найбільш уразливими місцями системи (особливо під дією вибухових навантаг), то дуже важливим є їхній ретельний розрахунок, належне проектування і деталізація задля забезпечення пластичної роботи.

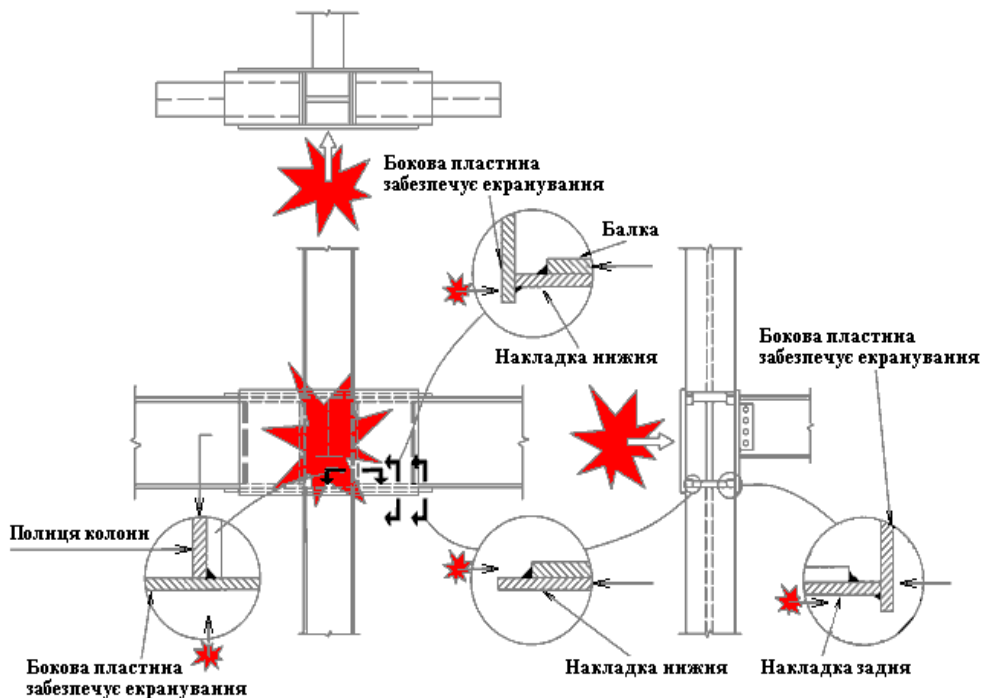


Рис. 2.5. Приклад конструктивного рішення сейсмічного вузлового з'єднання сталевих несних елементів, які забезпечують також захист від вибуху

Безсумнівним тут також є те, що якщо сталеві елементи запроектовані відповідним чином, вони можуть мати необхідну пластичність, щоб забезпечити належний опір впливу вибуху й наростаючим руйнуванням. Однак через характерні складнощі при створенні однорідних, іншими словами конгруентних, будівельних систем із серії дискретних взаємоз'єднаних елементів, які розраховуються на вибух, часто не застосовується конструктивна сталь. Внаслідок чого вузлові з'єднання являють собою важливу проблему, яка викликає найбільшу кількість питань під час проєктування вибухобезпечних конструкцій через наявність широкого спектра типів з'єднань із властивими їм різноманітними конфігураціями і параметрами пластичності. В цілому, обґрунтований розрахунок вузлових з'єднань несних елементів сталевих каркасів повинен враховувати наступні вимоги:

- брати до уваги основні конструктивні властивості з'єднань;
- застосовувати з'єднання, які відповідають положенням обертально-поворотного потенціалу для каркасів, розрахованих на особливі моменти;
- проєктувати з'єднання з урахуванням розвитку у балці пластичного моменту, а також здатності балки до осьового розтягування; крім того, з'єднання повинні перевірятись на сумісність щодо деформацій;

- використовувати з'єднання, розраховані на згинальний момент в обох напрямках від периметра, що дозволяє балкам працювати як консоль з одного прогону всередину від зовнішньої частини;
- приймати розміри болтових з'єднань такими, щоб модулі руйнування з меншими механізмами розсіювання енергії (скажімо при зсуві блоку) не контролювали ситуацію;
- виконувати розрахунок з'єднань, які працюють лише на зсув, у такий спосіб, щоб вони давали змогу розвиватися достатнім осьовим зусиллям розтягу у балках;
- практикувати з'єднання на високоміцних болтах задля запобігання крихкому руйнуванню від напружень, зосереджених у зонах зварних швів;
- використовувати наплавлений метал із початковою ударною в'язкістю;
- уникати з'єднань, які мають тенденцію до концентрації пластичності на невеликих площах споруди. Через це, на відміну від випадків урахування сейсмічних впливів у проектуванні, краще за все розподіляти пластичність по конструктивних елементах задля того, щоб звести до мінімуму концентрацію напружень.

2.12. Вплив облицювання і перекриттів на передавання навантаг.

Системи облицювання приймають на себе принаймні частину загальної вибухової навантаги і розподіляють її через свої реакції на несні стіни, балки і колони. Причому, що зрозуміло, навантага передається на опорні елементи лише тоді, коли системи облицювання протидіють вибуховій навантазі, тому що після руйнування ніяка додаткова навантага вже не передається. Загалом, всі облицювальні системи, які реагують на вибухові навантаги, повинні проектуватися спільно з несним каркасом або конструкцією. У цьому сенсі підкреслимо, що застосування надмірно жорсткого або потужного облицювання може фактично завдати шкоди усій роботі конструктивної системи. Також необхідно відзначити, що навіть найлегші облицювальні системи у змозі витримувати навантаги від звичайних вибухових речовин достатньо довго для того, щоб забезпечити повний розвиток відбитих тисків.

Що ж стосується міжповерхових перекриттів, зокрема розташованих у прогонах уздовж периметра споруди, вони можуть піддаватися впливу вибуху, який проривається у внутрішній простір крізь зруйноване облицювання. При кращому розвитку подій, вказані системи перекриття відповідатимуть на вибух і реактивні навантаги, впливаючи, в свою чергу, на несні балки або прогони. А в найгіршому варіанті ці міжповерхові балкові системи й крокви піддадуться руйнуванню, що позбавить несні балки, прогони або колони бічної опори, тим самим не тільки збільшуючи вільні довжини цих елементів, а й провокуючи їхнє руйнування й обвалення, пов'язане з набутою нестабільністю.

2.13. Найтипівіші помилки проєктних і технічних рішень. Результати виконаного останнім часом аналізу багатьох проєктних рішень будівель і споруд (в тому числі відповідальних) дали змогу сформулювати перелік найбільш типових помилок у конструктивних підходах, які не слід застосовувати у реальному проєктуванні у сенсі забезпечення потрібного рівня безпеки при вибухових навантагах. Що ж стосується безпосередньо рекомендації щодо попередження цих помилок, то вони пов'язані з невикористанням при розробленні проєктів наступних конструктивних рішень:

- деталей вузлових з'єднань, робота яких потенційно може проходити в режимах непластичного або крихкого руйнування;
- передавальних систем уздовж периметра будівлі, які не мають достатнього запасу міцності;
- колон або бічних елементів, розташованих із великими інтервалами;
- фасадних або облицювальних систем, які «збирають» вибухові навантаги внаслідок ввігнутої форми або кутів, більших 180° ;
- потужних облицювальних і слабких рамних систем, де руйнування облицювального покриття не відбувається до руйнування каркаса;
- слабких вузлових з'єднань колон внапуск у районі нижніх рівнів.

Глава 3

Методи та практичні заходи з ослаблення наростаючого руйнування сталевих конструкцій

3.1. Вступ. Загальноприйняте визначення такого важливого поняття як наростаюче (прогресуюче, лавиноподібне) руйнування полягає в наступному: під наростаючим руйнуванням розуміється процес перерозподілення початкового локального руйнування від елемента до елемента, що в кінцевому підсумку призводить до руйнування всієї споруди або непропорційно великої її частини. І саме з цього визначення природним чином випливає й те, що будівлі повинні проектуватися для протидії місцевим пошкодженням конструктивної системи у такий спосіб, щоб у цілому вони залишалися стабільними і не мали б змоги отримати пошкоджень, непропорційних по відношенню до первинного місцевого пошкодження. На жаль, за винятком спеціально запроєктованих захисних систем, зазвичай у будівельній практиці конструкція не розраховується на протидію загальному руйнуванню, викликаному інтенсивними наднормативними навантаженнями, які діють безпосередньо на її більшу частину. Проте, конструкції не лише можуть, а й мусять розраховуватися так, щоб не тільки обмежити наслідки місцевих руйнувань, а й запобігти або мінімізувати наростаюче руйнування. І тому вимоги до вжиття розумних запобіжних заходів у будівельному проєктуванні розробляються з огляду на такий специфічний випадок, коли не визначені джерела, які викликають початкові локальні пошкодження, і величина цього локального пошкодження також невідома.

Наростаюче руйнування саме по собі в будівельній практиці зустрічається досить рідко, оскільки для цього потрібна наявність наднормативних навантаж, які ініціюють виникнення локальних пошкоджень, і такої конструкції, в якій відсутня необхідна цілісність, пластичність і стійкість для протидії поширенню руйнувань. Ці наднормативні навантаження можуть виникати як внаслідок помилок і проблем на стадії будівництва, так і викидів енергії в будь-який час протягом періоду експлуатації конструкції, або ж через навмисні напади терористів або інших агресорів.

3.2. Вимоги до споруди, яка перебуває в екстремальних умовах. Спочатку звернемо увагу на той факт, що звичайно до споруди не пред'являються спеціальні вимоги в частині збільшення її ваги з метою запобігання руйнуванню будь-якого конкретного елемента, якщо він буде зазнавати навантаження від вибуху або удару. Також до споруди не пред'являються спеціальні вимоги в частині обмеження її реакції на серйозні пошкодження або руйнування місцевого характеру в результаті прямого нападу. Однак якщо наявна інформація про конкретну загрозу може дозволити збільшити вагу окремих конструктивних елементів на випадок вибуху або удару, то проєктування на протистояння наростаючому руйнуванню відбувається «незалежно від загрози» в тому сенсі, що запас міцності заздалегідь «вбудовується»

зادля протидії цим локалізованим руйнуванням. Тому значні пошкодження або руйнування елемента в точці місцевого пошкодження не мають розвиватися далі й викликати реакцію всієї конструкції більш інтенсивну, ніж та, яка була викликана первинним нападом. Через це бажані експлуатаційні якості конструкції включають активізацію резерву пластичності й жорсткості у разі локалізованого пошкодження. З цього зокрема випливає, що найбільш життєздатною і практично виправданою альтернативою контролю й обмеженню поширення локалізованих пошкоджень є можливе забезпечення структурної цілісності всієї конструкції. При цьому розуміється, що якщо мають місце локалізовані пошкодження, оточуючим конструктивним елементам потрібно використовувати свій резерв можливостей задля перекриття або «встановлення перемички» над пошкодженим вузловим з'єднанням чи ділянкою.

З іншого боку, в практиці будівництва досить часто реалізуються пропозиції щодо використання концепції конструктивного поділу споруди на окремі блоки з тієї причини, щоб замкнути пошкодження, завдане конструкції, у межах її невеликої частини. Хоча ця концепція може бути цілком доцільною, такий поділ на блоки зазвичай вимагає застосування невеликих прогонів і просторів із незалежними конструктивними системами. Проте, останнє рішення є значно менш ефективним з точки зору зручності спорудження і використання простору, та зазвичай обмежується особливими випадками застосування, в першу чергу – деякими масивними об'єктами військового призначення. Тому метод забезпечення цілісності й нерозривності конструкції рекомендується застосовувати у формі двох конструктивних різновидів – обв'язки і перекриття, які небезпідставно вважаються найбільш ефективними й економічними рішеннями для створення умов посилення опору наростаючому руйнуванню.

3.3. Методи непрямого і прямого розрахунку запасу міцності конструкції. Наразі існують два альтернативні методи розрахунку запасу міцності конструкції: непрямий і прямий. Непрямим методом розрахунок опору наростаючому руйнуванню виконується завдяки забезпеченню мінімальних рівнів міцності, цілісності й пластичності. При цьому використовуються загальні пропозиції щодо поліпшення цілісності конструкції, які включають: якісне планування; інтегровану систему в'язей; замикання стін; зміну напрямку прогонів плит перекриттів; несні внутрішні перегородки; реалізацію можливості ланцюгової роботи плит перекриття та роботи стін за балковою схемою; конструктивні системи із запасом міцності; деталізацію пластичності; додаткову арматуру на випадок зміни напрямку руху вибухових впливів і навантаг на зворотній; поділ конструкції на відсіки.

Методи непрямого та прямого проектування можуть поєднуватися у разі проходження структурними елементами і в'язями через два спільні механізми трансформації та створення в результаті «мостового перекриття» над зруйнованим елементом. Тоді, по-перше, існуючий потенціал згинального моменту і непружного обертового опору доповнюється параметрами гнучкості при деформації елемента й вузлового з'єднання. І, по-друге, осьовий потенціал

елемента і вузлового з'єднання «активізується» у процесі досягнення системою стану рівноваги під час формування схеми її ланцюгової роботи.

Сутність же методів прямого розрахунку полягає в докладному розгляді спротиву конструкції нарастаючим руйнуванням у ході проектування. До цих методів належать: метод можливого шляху, який вимагає, щоб конструкція була здатна перекрити відсутній конструктивний елемент при локалізації наявного обсягу пошкоджень і метод питомого опору, який вимагає, щоб будівля або її частини були б у змозі зберігати достатню міцність на опір питомим навантагам або їх загрози.

Розкриємо тепер більш докладно алгоритм методу можливого шляху. У цьому методі ключові конструктивні елементи (зазвичай одна колона, яка вважається «втраченою» від дії вибуху або удару) видаляються, і конструкція в подальшому аналізується з метою визначення її здатності створити поперечний прогін або «мостове перекриття» над цим «відсутнім» елементом. Послідовність трансформації конструкції ілюструє рис. 3.1, на якому показано як пошкоджене вузлове з'єднання балки з колоною «перекриває» втрачену колону, утворюючи у такий спосіб так званий «подвійний прогін» (зображений на рисунку пунктирною лінією). При цьому є цілком зрозумілим, що якщо ядро колони має недостатню міцність щоб сприйняти нове збільшене зусилля, то це буде перешкоджати збереженню безперервності з'єднання балка до балки через колону.

Якщо ж говорити про загальний аналіз роботи споруди, яка зазнає нарастаючого руйнування, то для його проведення прийнято керуватися наступною стратегією. По-перше, зовнішні колони, як мінімум, повинні бути видалені десь посередині короткої та довгої сторін і близько кута будівлі. А, по-друге, колони також належить вилучити у тих місцях, де геометричний план споруди істотно змінюється, як, наприклад, при різкому зменшенні розмірів прогону і найближчих кутів, або у місцях, де прилеглі колони навантажені незначно, прогони мають відмінні поперечні перерізи, а елементи каркаса – різну орієнтацію або позначки та інших подібних ситуаціях (рис. 3.2). До того ж важливим тут є те, що розрахунки при використанні методу можливого шляху можуть виконуватися двояко: або лише для першого поверху, або ж для кожного поверху. Зокрема, для багатоповерхової будівлі, якщо обумовлено видалення кутової колони, виконується один розрахунок із видаленням кутової колони першого поверху, а вже інший – для кутової колони другого поверху і так далі. Якщо ж вдається довести, що прогнозується аналогічна реакція конструкції під час видалення колон на інших поверхах (скажімо з 4-го по 10-й), то розрахунок для цих поверхів можна не проводити, проте, що важливо, підтвердження правильності такого рішення має бути обов'язково задокументоване.

Що ж стосується споруд, які мають підземні автомобільні стоянки або інші неконтрольовані громадські зони на цокольному поверсі, то, додатково до розглянутого вище випадку, рекомендується, щоб внутрішні колони були видалені близько середини короткої та довгої сторін і біля кута неконтрольованого простору. Причому вилучена колона повинна простягатися від поверху автостоянки або неконтрольованої громадської зони першого поверху до рівня наступного поверху (таким чином, слід знімати висоту в один поверх).

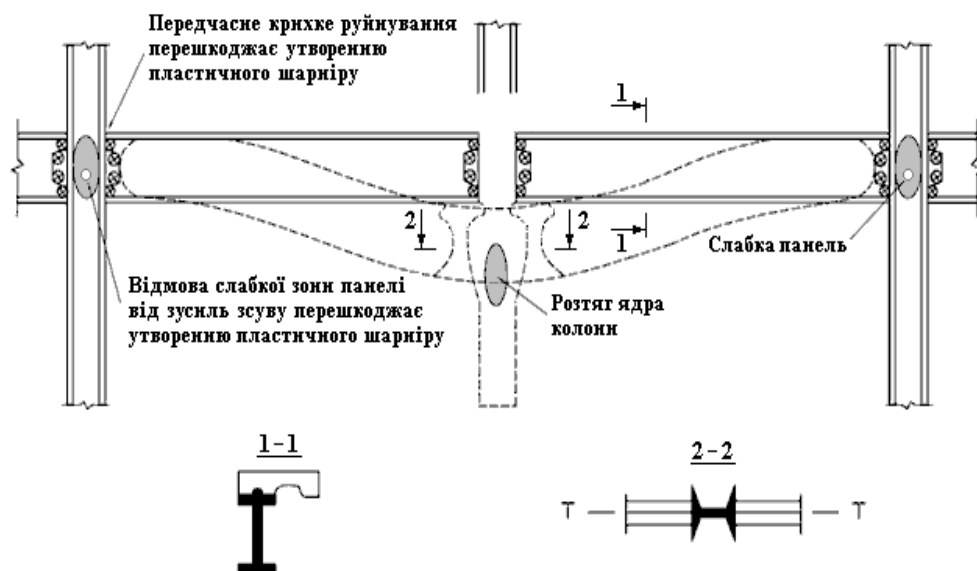


Рис. 3.1. Принципова схема роботи перекриття над «втраченою» колоною, яка використовує механізм критичного переходу

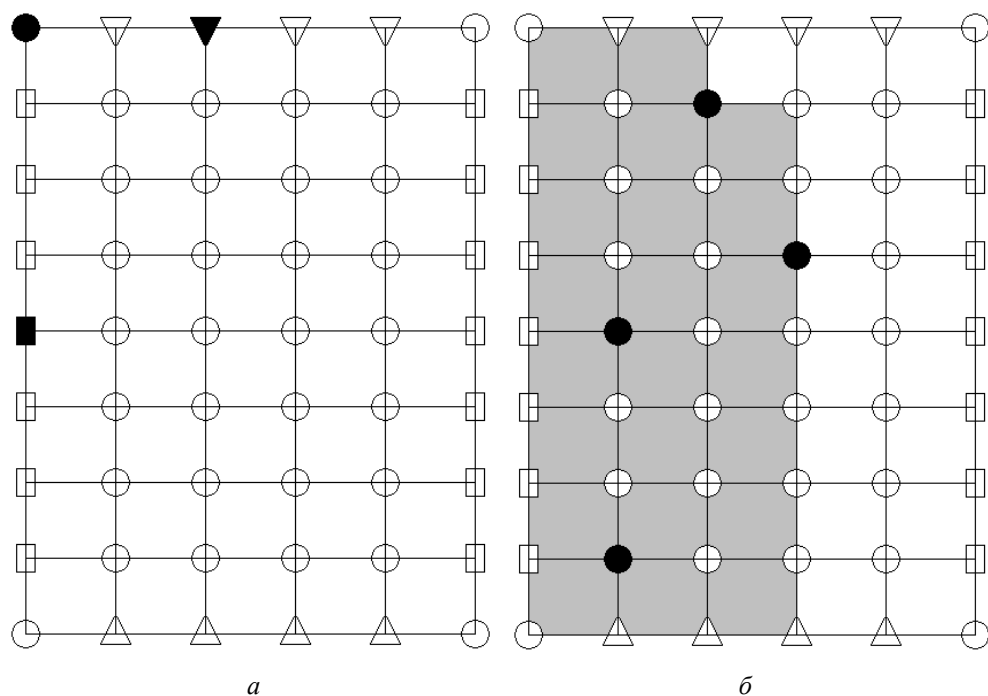


Рис. 3.2. Принципова схема видалення зовнішніх (а) і внутрішніх (б) колон будівлі (виділені чорним кольором), відповідно до критеріїв наростаючого руйнування

Внутрішні колони також слід видаляти в інших критичних місцях неконтрольованої громадської зони відповідно до інженерних міркувань. А особливу увагу під час проведення всіх цих розрахунків необхідно приділяти тому, щоб при вилученні як зовнішньої, так і внутрішньої колони була б наявна нерозривність і цілісність горизонтальних елементів, які з'єднують кінці цих колон.

3.4. Конструктивні рішення і властивості «обв'язки» споруди. Задля гарантування цілісності та надання будівельному каркасу додаткової міцності у практиці будівництва достатньо часто використовуються системи різноманітних в'язей або, іншими словами, системи «обв'язки», схематичне розташування яких зображено на рис. 3.3. Як вбачається з наведеного рисунка, при встановленні такої обв'язки будівля «конструктивно зв'язується», що не тільки збільшує її цілісність і пластичність, а й створює альтернативні шляхи перерозподілу навантаг. Водночас робота самих в'язей забезпечується існуючими конструктивними елементами і вузловими з'єднаннями, які розраховуються із застосуванням загальноприйнятих проектних рішень заради сприйняття стандартних навантаг на споруду. Також необхідно звернути увагу на те, що розглянуті «в'язі» не є подібними «в'язям», які містять горизонтальну арматуру у залізобетонних конструкціях.

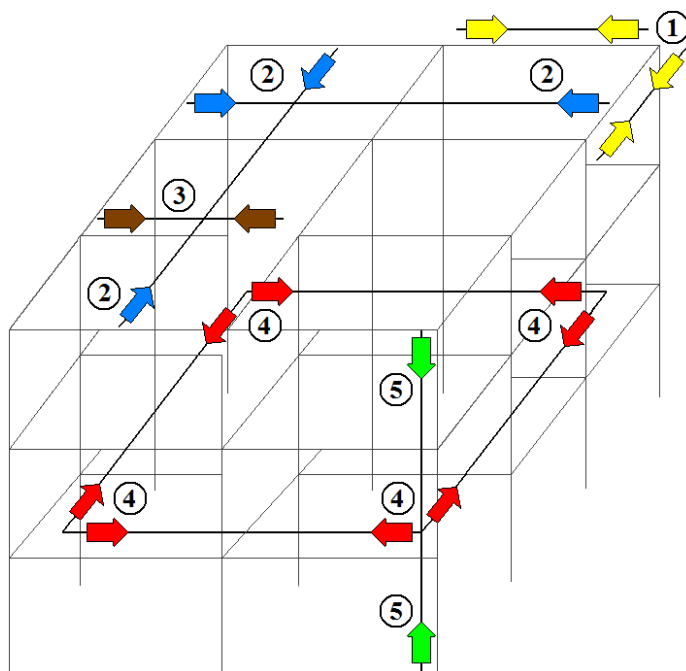


Рис. 3.3. Схематичне зображення в'язей, необхідних для непрямого розрахунку на протидію наростаючому руйнуванню: 1 – кутові в'язі колони; 2 – внутрішні в'язі; 3 – горизонтальна в'язь до зовнішньої колони або стіни; 4 – периферична в'язь; 5 – вертикальна в'язь

А зараз безпосередньо перейдемо до розгляду різновидів й властивостей роботи в'язей, які практикуються в проєктній діяльності. Існує кілька видів горизонтальних в'язей, які слід використовувати в залежності від типу споруди: внутрішні, периферичні й ті, які прилягають до торцевих й кутових колон і стін. Стосовно вертикальних в'язей зазначимо, що вони застосовуються у колонах і несних стінах.

В частині ж конкретизації дійсної роботи в'язей вкажемо на те, що траєкторія зусиль у периферичних в'язях має бути нерозривною за планом конфігурації, а у внутрішніх – її шлях мусить бути безперервним від одного краю до іншого. Причому на шляху конкретних зусиль можуть бути використані різні конструктивні елементи заради утримування рівня необхідної міцності в'язі, за умови, що вони пов'язані один із одним належним чином. Зокрема, міцність внутрішньої в'язі може бути забезпечена низкою балок на лінії балок, із урахуванням того, що з'єднання з проміжними елементами (прогони, балки або колони) у змозі гарантувати необхідну міцність в'язі. Подібним чином вертикальні в'язі повинні бути нерозривними від самого нижнього до самого верхнього рівня. Горизонтальні в'язі у зоні торцевих колон і стін можуть бути й розрізними, проте вони мають бути закріплені у самій конструкції. А для будівель, які складаються з окремих блоків або містять температурні шви, що створюють конструктивно незалежні секції, вимоги до зусиль у в'язях стосуються кожної окремої підструктури або незалежної секції, які розглядаються як окремі вузли.

Вузловим з'єднанням в'язей, так само, як і будь-яких інших конструктивних елементів, потрібно задовольняти вимоги підвищеної пластичності й жорсткості, необхідні для опору впливу вибуху і зменшення потенціалу наростаючого руйнування. Внаслідок цього їх конструктивні рішення мусять забезпечувати нерозривність приєднання балка-до-балки, мати запас міцності, стійкості, надійну обертальну спроможність непружного з'єднання та відповідний резерв потенціалу осьового розтягу.

У даному контексті під стійкістю з'єднання балка-до-балки мається на увазі чіткий і ясно визначений зв'язок поперек колони, який передає навантаження сили тяжіння від видаленої колони незалежно від стану фактичного або потенційного її пошкодження. До того ж це з'єднання має реалізовувати можливість створення безпосередніх і численних шляхів передачі навантаг і проявляти здатність протистояти без розриву впливу деструктивної навантаги, яка супроводжує серйозні пошкодження з'єднувальних елементів від вибуху, включаючи пошкодження або видалення колони. Цілком зрозуміло, що зазначена здатність зобов'язана підкріплюватися міцністю з'єднання на крутіння і згин щодо слабкої осі, його жорсткістю і первинним застосуванням із доведеними властивостями пластичності даного будівельного матеріалу. Коли перераховані вимоги досягнуті, то з'єднання при дії екстремальних навантаг забезпечують опір значним непружним обертанням. Більш того, у зв'язку з доведеною пластичністю з'єднань типу балка-до-колони у сталевому каркасі, вони створюють необхідний рівень обертального потенціалу з'єднання і саме

тому їх можна використовувати у проєктуванні нових будівель заради ослаблення вибухових впливів і наростаючих руйнувань.

Що ж стосується резерву потенціалу осьового розтягу, зазначимо наступне. Якщо вибуховий або ударний вплив є завеликим для підриву вертикальної колони, передавальної балки або іншого елемента, який зазнає значного навантаження сили тяжіння, то у такому випадку відбувається післявибуховий розвиток великих зусиль розтягу у балках через появу значних зсувів в умовах подвійного прогону. Останнє викликає кардинальну зміну традиційної схеми роботи балки (на згин), фактично перетворюючи її на гнучку нитку, яка сприймає вертикальні навантаги при розтягуванні. З механічної точки зору, ця трансформація проявляється у взаємодії за границею плинності крутного моменту і зусилля розтягу у балках і їх вузлових з'єднаннях типу балка-колонна-балка. А для формування схеми ланцюгової роботи, вузловим з'єднанням належить спочатку пройти через значні непружні повороти у процесі протидії зростаючому осьовому напруженню розтягу. При цьому осьова складова цього напруження від прикладеної навантаги буде зростати, оскільки реакція каркаса поступово проходить стадії від опору прогину до опору комбінації крутного моменту і осьового напруження розтягу та, у кінцевому підсумку, опору, головним чином, напруженням розтягу.

3.5. Експлуатаційні критерії для металоконструкцій, які піддаються вибуховим навантагам. Критерії реакції металоконструкцій від вибухових навантаг певною мірою залежать від їх складових елементів (балки, колони, стики, плити, вузлові з'єднання і т. ін.) і зазвичай проявляються як «межа реагування» у вигляді обертань елементів. Іншими словами, кращі з існуючих критеріїв відповідних реакцій, які можна застосовувати для динамічного аналізу й проєктування, ґрунтуються на властивостях згину в перетинах. Звичайно, можна розглянути й інші форми реакцій і режими можливого руйнування, однак наведені критерії стосуються цих режимів і форм лише на підставі статистичних розрахунків або емпірично виведених критеріїв обертання. Рис. 3.4 ілюструє складну реакцію сталевої балки, яка безпосередньо зазнає впливу вибуху.

Критерії зсуву для вибухових навантаг, наприклад, зазвичай ґрунтуються на існуючих розрахунках показників статичного зсуву. Аналогічний підхід застосовується при місцевій нестійкості (деформація стінки балки) і стійкості елемента (вимоги до в'язей жорсткості). Звичайний же підхід у проєктуванні полягає в тому, щоб переконатися, що згинальний опір навантазі, який чиниться елементом, обмежується цими формами руйнувань при незначній пластичності. Якщо задовольняються вимоги щодо зсуву і стійкості, то вважається, що елемент має достатній потенціал для сприйняття пластичних поворотів, які допускаються за критерієм реакції.

У свою чергу, стійкість до динамічного зсуву профілів із широкими полицями традиційно вважається цілком прийнятною, за винятком вузлових з'єднань в опорній (фундаментній) плиті, де руйнування від зсуву має бути

попереджено за допомогою закладних пластин (бетонні перекриття, плити, які забезпечують стійкість до зсуву) або за допомогою підсилювальних деталей в опорних плитах. Однак застосування більших і важчих конструктивних будівельних профілів чи конструктивних систем може звести це припущення до мінімуму.

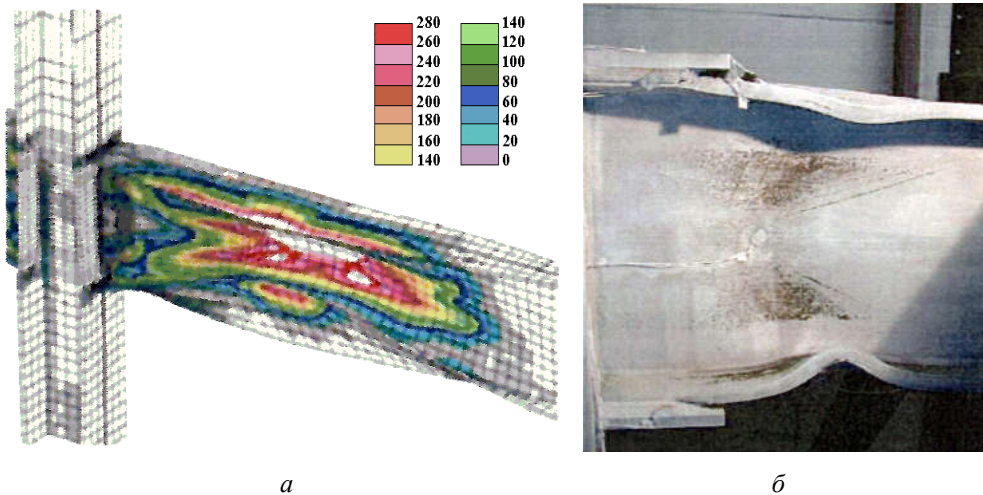


Рис. 3.4. Розрахунковий (а) і дослідний (б) приклади реакції сталевोї балки на локальний вибух (величини напружень вказані в МПа)

3.6. Властивості сталі у розрахунку на вибухобезпечність. Пластичність й міра чутливості є ключовими параметрами при розгляді поведінки конструктивної сталі у розрахунках на опір вибуху. Цій сталі властива лінійна залежність напружень розтягу – стиску до границі пропорційності, яка або дуже близька, або ідентична границі плинності. А вже за цією границею конструктивна сталь може сильно розтягуватися внаслідок пластичної деформації без істотного зростання напружень при подовженні у 10 – 15 разів більше необхідного для досягнення плинності. Цей діапазон називається плато (полога ділянка) плинності. За цією ділянкою відбувається деформаційне зміцнення (нагартівка), тобто додаткове подовження пов'язане зі зростанням напружень.

Після досягнення максимального номінального напруження, іменованого границею міцності на розрив (тимчасовий опір розриву), відбувається різке скидання напруження при подовженні (або розриві), яке досягає 20 – 30% початкової довжини зразка. Таким чином, будівельна сталь має значну пластичність, що дозволяє використовувати її для проєктування вибухобезпечних споруд. Останнє ілюструється на рис. 3.5, на якому зображені графіки залежності «деформація – напруження» для низки звичайних конструктивних сталей.

Показники міцності на розрив будівельної сталі й меншою мірою границя міцності (тимчасовий опір руйнуванню) також залежать від напруження або від швидкості, з якою сталь деформується в осьовому напрямку при згині/зсуві.

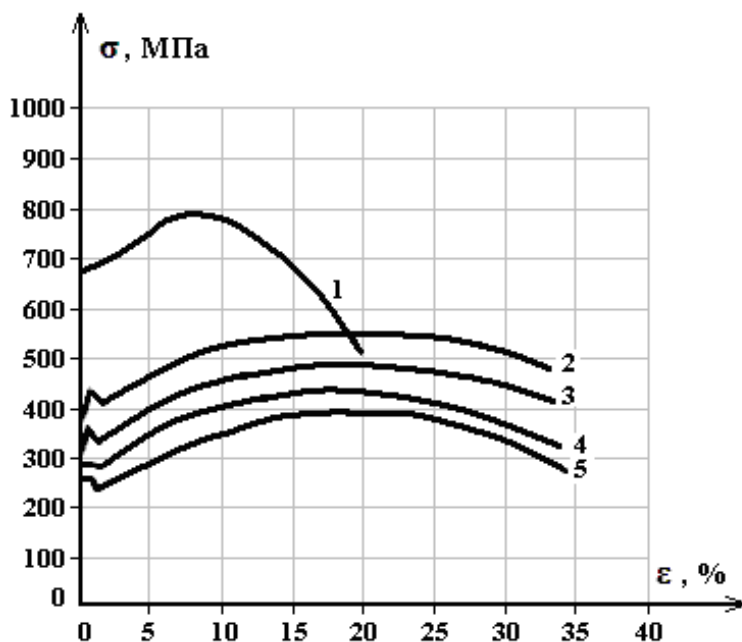


Рис. 3.5. Графіки залежності «напруження – деформація» для звичайних конструктивних сталей: 1 – A514 ($R_e = 690$ МПа); 2 – A572 ($R_e = 414$ МПа); 3 – A572 ($R_e = 345$ МПа); 4 – A572 ($R_e = 290$ МПа); 5 – A36 ($R_e = 248$ МПа)

3.7. Методи і етапи розрахунку на вибухові навантаги. Традиційно розрахунок на вибухобезпечність окремих конструктивних елементів або простих вузлів виконується з використанням аналізу на одну ступінь свободи, який являє собою нелінійний динамічний аналіз, зведений до визначення форми одиничної реакції для динамічної системи. Іншими словами, цей аналіз передбачає режим і форму реакції елемента (згинальну реакцію з трьома шарнірними механізмами для закріпленої балки, наприклад).

Останнім часом були вдосконалені інші складні аналітичні методи, які стали більш доступними для роботи на персональних комп'ютерах. Відомі обчислювальні програмні комплекси, як то вітчизняні – SCAD, LIRA і світові – ANSYS, ADINA, LS-DYNA, не кажучи вже про багато інших, дозволяють розробляти й оцінювати формули повних скінченних елементів і конструктивних систем. Цей аналіз на «мікро» рівні дає можливість детально розглядати окремі будівельні елементи і вузлові з'єднання, а також розробляти їх експлуатаційні характеристики (твердість, міцність, форми розривів) або як частину більш розгорнутої формули скінченного елемента, або у вигляді внеску в «макро» модель конструктивної системи. Зазначені «макро» моделі можуть бути розроблені із застосуванням спеціалізованого програмного забезпечення, в якому характеристики елемента, встановлені за допомогою «мікро» моделей, подаються як вихідні дані, і в якому можуть бути виконані аналіз і проектування будівельної системи.

Одночасно існують й інші прості методики, які базуються на використанні згаданих раніше кривих «тиск – імпульс» ($P - i$) та охоплюють показники нелінійності компонента і його динамічної реакції, однак у подальшому мають обмеження (форма постійної навантаги та межі реакції). Проте нещодавно проведені дослідження показали, що ці прості засоби є досить точними в деяких ситуаціях.

Оскільки розрахунок конструктивних елементів на вплив вибуху передбачає комплексний динамічний і статичний (а у низці випадків і геометричний) нелінійний аналіз, то навіть «спрощений» аналітичний метод типу аналізу на одну ступінь свободи є досить складним завданням. Про що свідчить наведений нижче приклад, котрий містить послідовні етапи для оцінювання «простого» елемента, багато з яких, до речі, використовуються в автоматизованій загальноприйнятій практиці у відповідних обчислювальних програмних комплексах.

Отже, спрощений аналіз типового конструктивного елемента, приміром балки перекриття, яка навантажена силою тяжіння, у системі, що складається зі сталевих балок і плит, виконується поетапно в наступній послідовності:

1. Визначаються навантаги, які діють на балку, шляхом розрахунку вибухових навантаг, прикладених або безпосередньо до системи перекриття, або ж прикладених непрямо – внаслідок розповсюдження через зовнішні отвори будівлі (модель множинних відображень), після чого поступово накопичуються навантаги на плиту перекриття, прикладається до балки повна опорна реакція системи плит перекриття, проводиться розрахунок системи плит перекриття і визначаються динамічні реакції.

2. Визначаються властивості балки і здійснюються статичні перевірки динамічних характеристик матеріалу, включаючи показник надміцності (множник для врахування фактичної міцності) і коефіцієнт динамічного збільшення (для врахування ефектів ступеня напруження); визначається маса реагуючої системи (включаючи доповнювальну систему плит, якщо динамічні реакції або тимчасовий період опору навантазі від системи плит не використовується); розраховується потенціал балки на обертальний момент – при допущенні про наявність повністю пружного перерізу для відповідної пластичності; перевіряються вимоги до товщини полиці й стінки балки на місцеве викривлення; перевіряються вимоги, що висуваються до бічних в'язей жорсткості; перевіряється потенціал перерізу на зсув – зазвичай передбачається, що його забезпечують широкі полиці й стінки балки, однак більші/важчі перерізи можуть вимагати перевірки впливу зсуву при наявному потенціалі на крутний момент; перевіряється взаємодія осевого навантаження і згину, якщо присутні значні навантаги розтягу.

3. Визначаються функції опору згину і відповідних характеристик перерізу: пружної (пружно-пластичної) жорсткості й деформації при максимальному опорі (границя плинності); нелінійного опору, пов'язаного з граничними умовами балки – сюди можна віднести збільшення жорсткості (зміцнення) і

збільшення потенціалу розтягу; коефіцієнтів навантаження і маси для аналізу на один ступінь свободи – форма реакції, прийнята у цьому аналізі на підставі граничних умов, визначає множники, які застосовуються для маси, навантаг, жорсткості і опору системи з метою створення «еквівалента» системи.

4. Виконується аналіз на один ступінь свободи й перевіряється максимальна величина обертання/пластичності по відношенню до меж реакції елемента: поворот/прогин посередині прогону не повинен перевищувати максимальної реакції захисного рівня, а оберти/повороти при опорі не мають перевищувати величин, зазначених для з'єднання.

5. Перевіряються реакції (максимальний опір) по відношенню до стійкості з'єднання на зсув.

3.8. Методи удосконалення робочих характеристик конструктивних елементів і з'єднань. Відомо, що пластичність є такою ж суттєвою фізико-механічною властивістю матеріалу, як жорсткість або міцність, а її врахування так само необхідне при аналізі роботи елементів і вузлових з'єднань, як маса або інерційний опір. Зазначене важливо через те, що ефективні перерізи для опору вибуху врівноважують стійкість і пластичність з'єднання з показниками опору і пластичності фасонного прокату. Тому, виходячи зі сказаного, можна сформулювати перелік перевірок і рекомендацій в частині розрахунку на вибухостійкість сталевих елементів і вузлових з'єднань, виконання яких дозволяє підвищити їх надійність, а саме:

- перевірити, чи місцеве викривлення балки або розрив від зсуву не відбувається до початку розвинення максимальної величини пластичного моменту;
- забезпечити повне спирання балок за довжиною з бажаним застосуванням кріпильних шпильок із метою запобігання бічній крутій деформації при використанні плити на металевому настилі плит міжповерхового перекриття;
- використовувати за можливості сейсмічно компактні перерізи балки;
- забезпечити розвинення повного пластичного моменту в балках, як у позитивному, так і в негативному напрямках (те ж саме стосується й в'язей);
- використовувати вузли з'єднань типу балка-до-балки;
- перевірити стійкість колони по відношенню до більшої незакріпленої в'язями довжини на випадок втрати перекриттів, які забезпечували бічне спирання;
- розглянути можливість застосування бетонного заповнювача, або труб, або ж замуrowаних у бетон широкополичних елементів як колон із метою пом'якшення проблем місцевого викривлення;
- застосовувати систему потужна колона – слабка балка задля утворення шарнірного вузла типу балка/вузлове з'єднання до початку утворення пружного шарніра в колоні;
- закладати пластини основи колони у плиту фундаменту або іншим способом посилювати з'єднання опорної плити при навантаженнях типу зсув/реакція.

Що ж стосується загальних конструктивних способів, які добре зарекомендували себе у будівельній практиці при підсиленні існуючих сталевих конструктивних систем заради протидії вибуху, то вони полягають у наступному:

- захищення ключових елементів шляхом використання архітектурних рішень із метою збільшення відстаней на випадок застосування «ранцевих» зарядів;
- закладення широкополичних колон у бетон відповідно до положень про сейсміку;
- посилення системи плит перекриття (додаткова плита з верхнім сталевим покриттям, складними вузлами і т. ін.) для зменшення можливості втрати бічної стійкості;
- доповнення існуючих конструктивних систем додатковими балками між прогонами задля зменшення прогонів перекриття;
- поліпшення роботи вузлових з'єднань (пластичність) за рахунок використання модернізованих вузлових з'єднань типу балка-до-балки.

3.9. Характеристики конструкцій, які використовуються з метою ослаблення впливу наростаючого руйнування. Як зазначалося раніше, існує два методи, спрямовані на ослаблення наростаючих руйнувань: альтернативний шлях безпосереднього (прямого) розрахунку або метод «мостового перекриття», і метод непрямого розрахунку із застосуванням в'язей для нижніх рівнів захисту в поєднанні з методом можливого шляху на випадок, якщо використання обв'язки неможливо, або для верхніх рівнів захисту.

Методика обв'язки передбачає, що резерв осового потенціалу в елементах і вузлових з'єднаннях є достатнім для того, щоб:

- дати можливість будівельним елементам перекривати «втрачені» вертикальні опори за рахунок ланцюгової роботи, приймаючи величину прогину в 10% від «подвоєного» прогону;
- забезпечити розподілену і резервну міцність для того, щоб «нести» реакції цих «подвоєних» прогонів;
- підтримувати елементи, первинна розрахункова несна здатність яких була втрачена, завдяки застосуванню додаткових резервів міцності у вигляді нерозрізних в'язей, розташованих перпендикулярно до цих елементів.

У цьому сенсі звернемо увагу на те, що застосування обв'язки – це прийнята методологія, яка використовується заради збереження цілісності будівельної системи. Основне положення, на якому ґрунтується ефективність цього методу, полягає в тому, що будівельні елементи та їх з'єднання мають достатню оберталю пластичність, яка створює умови для розвинення осового потенціалу у формі ланцюгової роботи при досить великих прогинах «подвійного прогону». Причому значення цих прогинів приймаються при розрахунку «мінімальних» ланцюгових зусиль і дорівнюють приблизно 10% довжини подвійного прогону. Що ж стосується роботи в'язей, то вони працюють завдяки забезпеченню міцності на розтяг елементів і вузлових з'єднань після

того, як у конструктивній системі відбувається їхнє згинання та перерозподілення напружень від згину і розтягу (рис. 3.6).

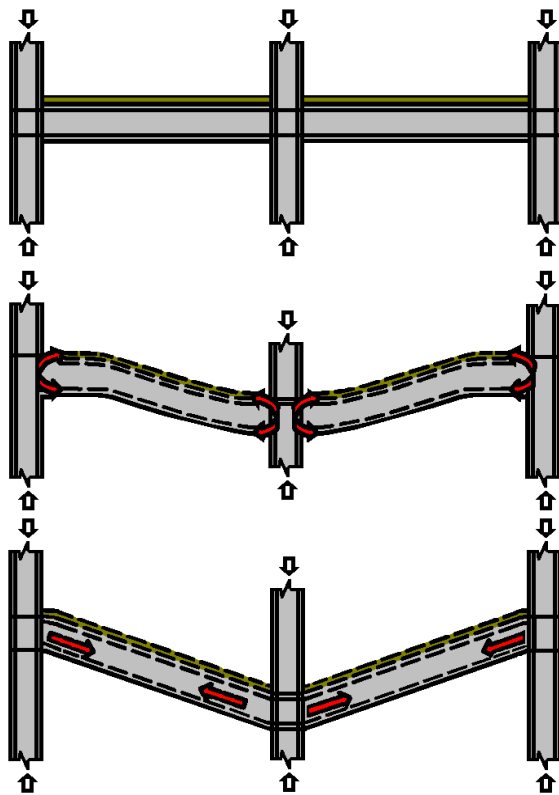


Рис. 3.6. Принципова схема розвитку деформацій сталевих каркасів від згинальної реакції до ланцюгової роботи на розтяг

У розвиток сказаного згадаємо ще й про те, що з практичної точки зору усі будівлі повинні бути надійно і ефективно поєднані одна з одною на кожному основному рівні перекриття. Кожну колону належить ефективно утримувати на місці за допомогою горизонтальних в'язей у двох напрямках, приблизно під прямими кутами на кожному рівні основного перекриття, яке підтримує дана колона. Аналогічним чином необхідно забезпечувати наявність горизонтальних в'язей на рівні покрівлі, за винятком випадків, коли металокаркас утримує лише облицювання, яке важить не більше, ніж $0,7 \text{ кН/м}^2$ і несе лише навантаження, прикладені до покрівлі, а також вітрову навантаження.

Для сталевих будівель ряди нерозрізних в'язей слід встановлювати якомога ближче до торців перекриття або покрівлі, а також до кожного ряду колон. У вхідних кутах елементи в'язей, розміщені найближче до торця, потрібно закріплювати анкерами у сталевому каркасі. Крім того, необхідно мати на увазі, що:

- горизонтальні в'язі мають бути нерозрізними, розташованими у споруді в двох перпендикулярних напрямках на рівні кожного перекриття, і складатися зі сталевих елементів, які є частиною будівельного каркаса;
- периферичні в'язі також треба конструювати нерозрізними уздовж периметра будівлі на кожному рівні перекриття;
- горизонтальні в'язі до колон уздовж периметра або стін повинні закріплювати колону, найближчу до торця перекриття або покрівлі, і розміщуватися перпендикулярно до торця. Крім того, міцність цих в'язей слід забезпечувати на рівні більшої з навантаг, прийнятих для внутрішніх в'язей, або на рівні 1% від сумарного значення максимальних вертикальних змінної і постійної навантаг на об'язувану колону, з урахуванням усіх комбінацій навантаг, використаних у процесі розрахунку.

Стосовно вертикальних в'язей зауважимо, що вони розміщуються таким чином, щоб усі колони були нерозрізними по кожному з'єднанню балки до колони. Усі стикові з'єднання колон мають мати розрахункову міцність в'язей, яка дорівнює найбільшій реакції від вертикальних змінної і постійної навантаг (від усіх комбінацій навантаг, використаних у розрахунку), прикладених до колони на будь-якому рівні одного перекриття. Ілюструє сказане рис. 3.7, на якому представлений вид у плані встановлених необхідних в'язей. Однак якщо виконання об'язки практично не можливе або потрібні більш високі рівні захисту споруди, то аналіз виконується за допомогою методу можливого шляху.

У цьому випадку необхідно прийняти такі максимально допустимі значення пошкоджень і руйнувань:

1. При видаленні стіни або колони на зовнішній поверхні будівлі на висоту більше трьох поверхів площа зруйнованої ділянки перекриття безпосередньо над видаленим елементом повинна бути меншою, ніж менша з величин у 70 м^2 або 15% від загальної площі цього поверху (така ж вимога висувається до міжповерхового перекриття безпосередньо під видаленим елементом). А для триповерхових будівель руйнування можуть бути за усіма трьома поверхами, якщо тільки власником не встановлені більш суворі вимоги. Крім того, будь-які руйнування не мають поширюватися за межі прибудов до будівлі до зруйнованого елемента.

2. При видаленні внутрішньої стіни або колони в будівлі висотою більше трьох поверхів по висоті для пошкоджень вимагається, щоб зруйнована ділянка перекриття безпосередньо над видаленим елементом була меншою, ніж менша з величин у 140 м^2 або 30% від загальної площі цього поверху (така ж вимога висувається до міжповерхового перекриття безпосередньо під видаленим елементом). А для триповерхових будівель руйнування можуть бути за усіма трьома поверхами, якщо тільки власником не встановлені більш суворі вимоги. Крім того, будь-яким руйнуванням не слід поширюватися далі прогонів, які безпосередньо прилягають до видаленого елемента.

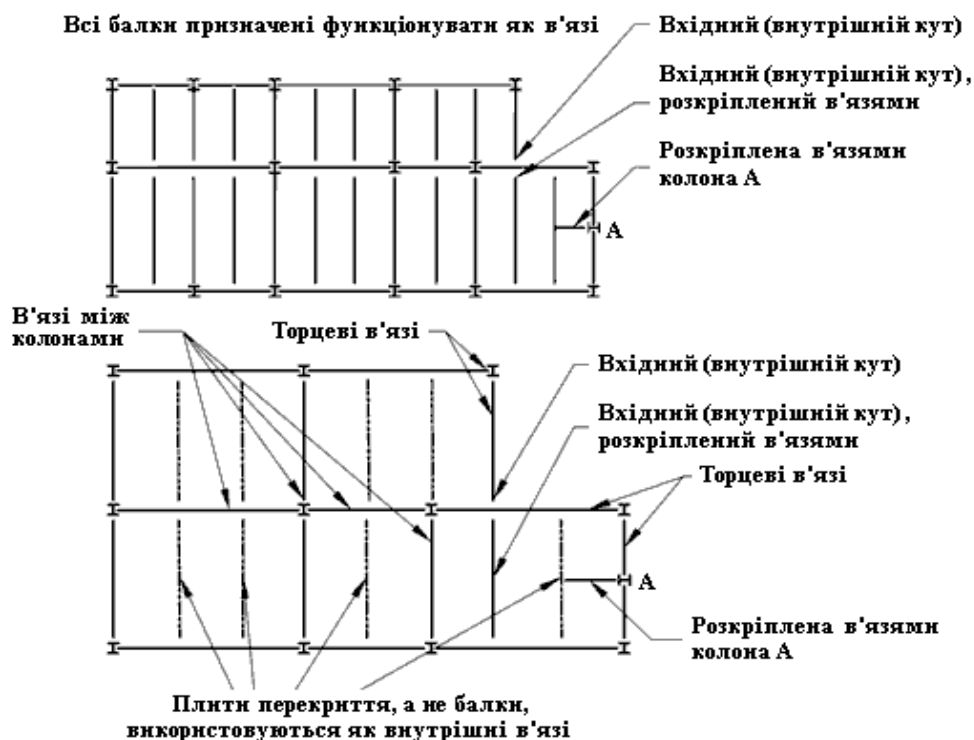


Рис. 3.7. Принципова схема розміщення в'язей

Наведені вище міркування візуалізовані на рис. 3.8, де затемненням виділена рекомендована максимально допустима площа пошкоджень і руйнувань навколо видаленої колони, які відповідають методу зовнішнього (а) і внутрішнього (б) можливого шляху в разі видалення колони.

Критерії допустимості за методом можливого шляху полягають у вимогах дотримання меж деформацій. А прогини і повороти, які розраховуються за методом можливого шляху, потрібно зіставляти з величинами деформацій, які мають специфічний характер для кожного типу елемента. У випадку коли який-небудь конструктивний елемент не задовольняє допустимі критерії (міцності або деформації), то в таку модель необхідно вносити зміни перед повторним аналізом. Критерії допустимості згинальних навантаж грунтуються на міцності на згин конструктивного елемента, включаючи коефіцієнт зменшення міцності, а також коефіцієнт перевантаження до властивостей матеріалу, які використовуються у відповідних випадках.

Якщо згинальний момент, який визначається за методом можливого шляху, перевищує розрахункову міцність на згин, то елемент підлягає або видаленню, або модифікації. Для лінійних статичних моделей конструктивні елементи, які спроможні зберігати постійний момент, піддаючись тривалим деформаціям, мають бути модифіковані з використанням ефективно працюю-

ючого пластичного шарніра. При цьому лише потрібно визначити місце знаходження цього шарніра шляхом інженерного аналізу й прийняття відповідного технічного рішення, або використовуючи вимоги інструкції щодо конкретних типів конструктивних елементів. При застосуванні ж нелінійних статичних і динамічних моделей програмне забезпечення повинно мати змогу адекватно представити нелінійну згинальну реакцію після того, як згинальний момент досягне показника розрахункової міцності елемента на згин.

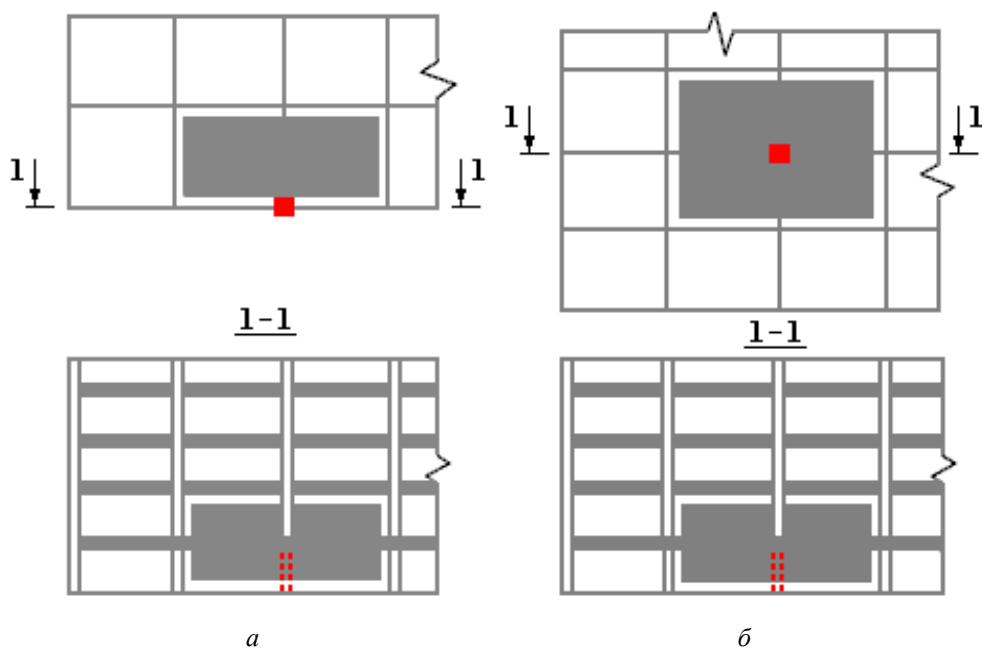


Рис. 3.8. Максимально допустима площа пошкоджень і руйнувань згідно з методами зовнішнього (а) і внутрішнього (б) можливого шляху в разі видалення колони, яка на рисунку позначена червоним кольором

Критерії допустимості для колон, які зазнають комбінації осьових і згинальних навантаж, базуються на критерії міцності. У випадку коли показник міцності у розрахунку на зсув перевищено, то елемент має бути вилючений, а навантаги з нього перерозподілені. Крім того, якщо розрахункова міцність для будь-якого режиму розриву вузлового з'єднання перевищена, або перевищена величина допустимого пластичного повороту для цього вузлового з'єднання, то таке з'єднання також підлягає видаленню. Якщо ж виходять із ладу вузлові з'єднання на обох кінцях елемента, то навантаги від такого пошкодженого елемента мають бути перерозподілені. При цьому рекомендується, щоб при виконанні нелінійного динамічного аналізу:

- подвоювалися навантаги від зруйнованого елемента для урахування ударного впливу і миттєвого прикладення їх до перерізу споруди безпосередньо нижче зруйнованого елемента;

- додавалися навантаги від ділянки, яка підтримується зруйнованим елементом, на площу, яка дорівнює або менша, ніж площа ділянки, від якого вони походять.

А у разі використання лінійного або нелінійного статичного аналізу необхідно:

- навантаги від зруйнованого елемента прикладати до ділянки споруди безпосередньо під зруйнованим елементом;

- якщо навантаги на зруйнований елемент не подвоєні, то їх потрібно подвоїти і прикласти до ділянки споруди безпосередньо під зруйнованим елементом;

- прикласти навантаги від ділянки, яка підтримується зруйнованим елементом, на площу, яка дорівнює або менша, ніж площа ділянки, від якої вони походять.

3.10. Етапи алгоритму розв'язання задачі на ослаблення наростаючих руйнувань. Якщо аналіз на вибухобезпечність сталевих елементів і конструкцій виконується на основі методики єдиного динамічного нелінійного підходу, то для розрахунку наростаючого руйнування існують три можливості, а саме: статична квазілінійна методика, статичний нелінійний аналіз роботи каркаса або системи і динамічний нелінійний аналіз роботи каркаса. Зазвичай краще застосовувати методику динамічного нелінійного аналізу, оскільки статичний еквівалентний підхід має тенденцію до надмірної компенсації інерційних навантаж. Цей підхід може бути трудомістким, у залежності від наявних обчислювальних програмних комплексів і складності споруди. Використовувати статичний нелінійний аналіз, як правило, не рекомендується, оскільки існуючі критерії меж нелінійних деформацій мають обмежувальний характер порівняно з лінійною методикою. Таким чином, слід використовувати або статичну квазілінійну (більш консервативну, менш ефективну), або динамічну нелінійну (менш консервативну, більш ефективну) методики.

Як правило, виконуються наступні кроки під час здійснення динамічного нелінійного аналізу можливого шляху для розрахунку нового проєкту:

- розрахунок і проєктування конструктивної системи проводиться відповідно до чинних норм і стандартів;

- за допомогою «мікро» аналізу або ж із використанням даних випробувань або встановлених критеріїв (допусків повороту елементів, допусків пластичного повороту для з'єднань і т. ін.) готуються вихідні дані для визначення нелінійного шарніра у будівельній моделі (причому шарніри елемента, колони і вузлового з'єднання матимуть різні нелінійні характеристики);

- визначаються і прикладаються навантаги від наростаючого руйнування на будівельну модель;

- відповідно до встановлених критеріїв видаляється вертикальний елемент із моделі при збереженні зусиль у всіх інших її елементах;

- видаляються зусилля з моделі лінійно і в досить короткий проміжок часу для того, щоб таке видалення не вплинуло на розрахункові зміщення (результати досліджень свідчать, що часу не більше однієї двадцятої від

періоду власних коливань конструктивної системи буде достатньо для більшості споруд);

- оцінюються динамічні деформації конструкції і повороти шарнірів із метою визначення можливого перевищення допустимих деформацій у елементах або вузлових з'єднаннях (рис. 3.9). У випадку наявності такого перевищення проводиться перерахунок елементів для зменшення поворотів;
- оцінюється механізм контролю зусиль (зсув, взаємодія крутних моментів колони, осьовий потенціал елемента), а також збільшення розмірів елемента у разі перевищення допустимих зусиль;
- конструкція перераховується доти, поки не буде досягнута відповідність допустимих деформацій і зусиль стійкості елементів і вузлових з'єднань.

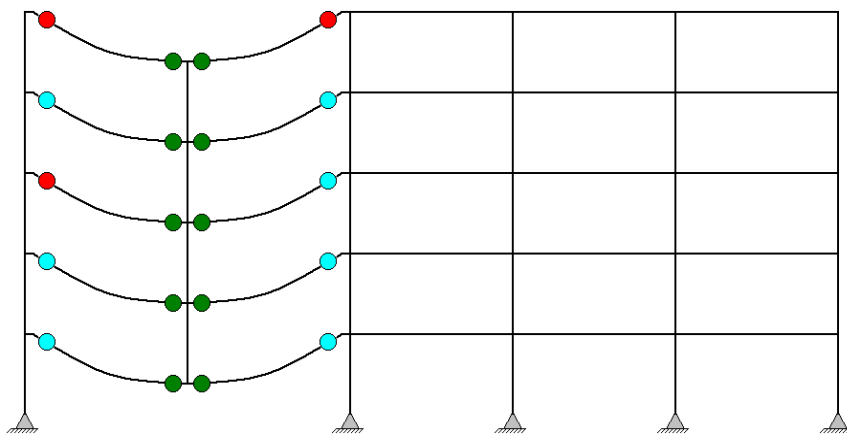


Рис. 3.9. Нелінійні шарнірні повороти при початковому аналізі можливого шляху

Проведені дослідження п'ятиповерхового будинку із достатньо простою конструктивною прогоною схемою 5×4 зі сталевим каркасом, який витримує крутний момент, дають можливість припустити, що методика динамічного аналізу є значно ефективнішою. І тому проектування відповідно до вимог «оптимальної практики» до бічного розпору дає можливість існуючому розрахунку «пройти» через аналіз можливого шляху без суттєвих змін.

3.11. Методи удосконалення та підсилення конструкцій у разі втрати ключового елемента. Найкращим методом ослаблення наростаючого руйнування є поєднання непрямих методів забезпечення запасу міцності шляхом створення додаткових потенціалів згинності та пластичності при задоволенні критеріїв аналізу можливого шляху, а також забезпечення додаткової цілісності всієї конструкції при задоволенні вимог щодо зусиль розтягу. Доповнюючи сказане необхідно підкреслити, що метод можливого шляху не призначений для повного вирішення конкретної небезпечної ситуації при видаленні однієї колони, а лише вказує на той факт, що вимірювана стійкість до наростаючого руйнування існує.

Додаткові вимоги розпорядчого характеру, які вносять свій внесок у питання опірності наростаючим руйнуванням, полягають у наступному:

- для усіх рівнів захисту всі багатоповерхові елементи, які несуть вертикальні навантаги, мають бути здатні витримувати вертикальні навантаги після втрати бічної опори на рівні будь-якого поверху (тобто, для розрахунку або аналізу має бути використана довжина, яка не має бічної опори, що дорівнює двом поверхам). При цьому навантаги від «видаленого» поверху не потрібно прикладати до стіни або колони;

- у кожному прогоні й на всіх поверхах, а також на покрівлі система плита/перекриття повинна мати здатність утримувати вертикальну навантагу наступної величини: $D + 0,5L$, де D – постійна навантага лише власної ваги; L – тимчасова навантага.

Необхідно відзначити, що ця навантага прикладається до кожного прогону послідовно, тобто вертикальні навантаги не прикладаються до усіх прогонів одночасно. Система перекриттів у кожному прогоні та її приєднання до балок, прогонів, колон, капітелей і таке інше має бути розрахована на таку навантагу. При цьому шлях навантаги від плити до фундаменту для такого роду вертикальної навантаги не вимагає визначення. Бажано також щоб усі колони уздовж периметра були запроектовані з достатнім запасом на зсув, щоб міг розвинутися повний пластичний згинальний момент.

Що ж стосується металевих конструкцій, які, як відомо, мають високий потенціал стосовно наростаючих руйнувань, то вони можуть бути посилені ефективно і з найменшими витратами. Концепції ефективного підсилення можуть включати глобальне підсилення системи сталевих каркасів шляхом створення багаторівневої ферми Віренделя (безроскісна ферма, решітчаста балка) і/або місцеве поліпшення сталевих вузлових з'єднань балок до колон заради збільшення конструктивної цілісності, пластичності й нерозривності від балки до балки.

З іншого боку, коли є конкретна інформація про загрозу, прямою розрахунковою альтернативою є «розрахунок ключового елемента» або забезпечення «конкретного місцевого опору». Задля ослаблення наростаючого руйнування це зазвичай зводиться до посилення колони і до збільшення жорсткості передавального елемента. Наприклад, у конструкції, де втрата однієї колони уздовж периметра може не послабити конструктивну систему в умовах місцевого руйнування, при втраті двох колон це може статися. Таким чином, усі колони уздовж периметра можуть бути запроектовані спеціально на опір впливу вибуху великої бомби на транспортному засобі на відстані, що дорівнює половині прогону, це створить достатню стійкість колони для запобігання втрати більш ніж однієї колони при цій конкретній загрозі.

Найкращою ж сучасною методикою посилення сталевих колон є обдування її бетонною оболонкою, заміна її поперечних перерізів на коробчасті або трубні, заповнення бетоном, а також захист плити основи за допомогою закладення опорного листа колони до основи у саму плиту.

Глава 4

Особливості проведення відновлювальних робіт за можливих терористичних актів на позакласних мостах

4.1. Вступ. Наразі в Україні у зв'язку з воєнними діями на сході країни існує високий рівень потенційної терористичної загрози не лише у цих східних регіонах, але й в інших областях країни. Через це Служба безпеки України відповідно до Постанови № 92 від 18.02.2016 р. Кабінету Міністрів України «Про затвердження Положення про єдину державну систему запобігання, реагування і припинення терористичних актів та мінімізації їх наслідків» визначила чотири рівні терористичної загрози для регіонів України, в тому числі:

- найвищий «червоний» рівень отримали Донецька і Луганська області та анексована Росією Автономна Республіка Крим, а сам «червоний» рівень означає реальну загрозу й призначається у разі вчинення терористичного акту;
- «жовтий» рівень одержали Запорізька, Миколаївська, Одеська, Сумська, Харківська, Херсонська і Чернігівська області, а сам «жовтий» рівень свідчить про ймовірну загрозу й встановлюється за наявності підтвердженої інформації про підготовку до вчинення терористичного акту;
- «синій» рівень отримали Дніпропетровська, Закарпатська, Рівненська, Хмельницька, Черкаська, Чернівецька, Київська області та м. Київ, а сам «синій» рівень вказує на потенційну загрозу й призначається за наявності інформації, що потребує підтвердження, про підготовку до вчинення терористичного акту;
- «сірий» рівень одержали Вінницька, Волинська, Житомирська, Івано-Франківська, Кіровоградська, Львівська, Полтавська і Тернопільська області, а сам «сірий» рівень означає можливу загрозу й встановлюється за наявності факторів (умов), що сприяють вчиненню терористичного акту.

Цілком зрозуміло, що за цих обставин вірогідність терористичної загрози в першу чергу безпосередньо стосується об'єктів, які мають стратегічне значення, зокрема позакласних мостів, належне функціонування яких безсумнівно є запорукою стабільного транспортного сполучення у державі. У цьому сенсі нагадаємо, що безпеці мостів в Україні приділялась підвищена увага за часів СРСР під час холодної війни, складовою якої було прогнозування варіантів можливого руйнування стратегічно важливих мостових споруд й методів їх якнайшвидшого відновлення. Оскільки останнім часом дана проблема постала в Україні з новою актуальністю, а вимоги чинних нормативних документів [12, 19] не передбачають проведення подібних робіт, то з метою виправлення вказаної прогалини розглянемо варіанти припустимого руйнування при терористичних нападах деяких позакласних мостів і методи їх якнайшвидшого відновлення.

4.2. Прогнозовані наслідки терористичних актів і методи їх усунення.

Вбачається беззаперечним, що основним і найбільш прийнятним методом всебічного уникнення руйнівного впливу вибухової хвилі на будівлі та інженерні споруди є запобігання проведенню терористичного акту як такого. Оцінка таких загроз та вживані заходи безпеки задля зниження відповідних ризиків детально висвітлені у статтях [61, 63]. У протилежному ж випадку, себто у випадку ймовірного скоєння терористичного нападу, з метою мінімізації його наслідків необхідно завчасно розглянути не тільки потенційні сценарії руйнування об'єкта, а й методи його якнайшвидшого відновлення. І тому нижче наведені мислимі варіанти руйнування конструкцій мостів внаслідок теракту та проєктні рішення необхідних відновлювальних робіт на прикладі двох позакласних мостів у м. Києві через р. Дніпро: моста ім. Є.О. Патона та автодорожньої частини Дарницького залізнично-автомобільного мостового переходу.

4.3. Міст ім. Є.О. Патона через р. Дніпро.

Стислий опис конструкцій моста. Міст побудований у 1953 році. Перший у світі суцільнозварний міст балкової конструкції завдовжки 1543,0 м (рис. 4.1, а). Ширина проїжджої частини між бордюрами складає 21,0 м, а тротуарів для пішоходів – 3,0 м. Міст був запроєктований за нормами 1948 року на пропуск чотирьох колон автотранспорту завширшки 3,375 м кожна (без урахування смуг безпеки) і двох смуг трамвайного руху (наразі трамвайні колії демонтовані) загальною шириною трамвайного полотна 7,5 м (рис. 4.1, б).

Міст має прогони: у пойменній частині – 58,0 м, у судноплавній частині – 87,0 м і біля берегів – 17,1 м. Прогонові будови моста прийняті суцільнозварними, балковими, нерозрізними і складаються з чотирьох головних балок, об'єднаних у поперечних перерізах в'язями з кутиків. Розбиття на нерозрізні прогонові будови прийняте наступне: $(4 \times 58) + (4 \times 58) + (58 + 4 \times 87 + 58) + (5 \times 58) + (5 \times 58) = 1508$ м.

Головні балки мають стінку заввишки 3600 мм (яка на опорах судноплавних прогонів збільшується прямолінійними вутами до 6100 мм) і виготовлені з вуглецевої сталі М16С, що за своїми характеристиками відповідає сталі ВСт3сп. Поперечні й поздовжні в'язі прийнято у вигляді наскрізних ферм із елементів кутикових профілів.

Вірогідні варіанти терористичних актів на мосту ім. Є.О. Патона та методи усунення їх наслідків. Передусім вкажемо на те, що під час останніх спеціальних обстежень моста ім. Є.О. Патона було виявлено низку дефектів мостових конструкцій [66, 73, 74, 76], які не тільки негативно впливають на довговічність останніх, а в окремих випадках навіть призводять до зниження його загальної несної здатності. Тому з метою оцінки впливу цих факторів на напружено-деформований стан мостових конструкцій, а також задля відпрацювання конструктивних та технологічних рекомендацій з усунення наслідків терористичних актів були проведені відповідні дослідження. Для цього наявні дефекти були відображені в скінченно-елементній моделі мостових конструкцій, яка була створена шляхом вибору всіх вихідних даних із робочих креслеників при здійсненні першочергових міцнісних і динамічних розрахунків моста ім. Є.О. Патона з проєктними значеннями геометричних параметрів.

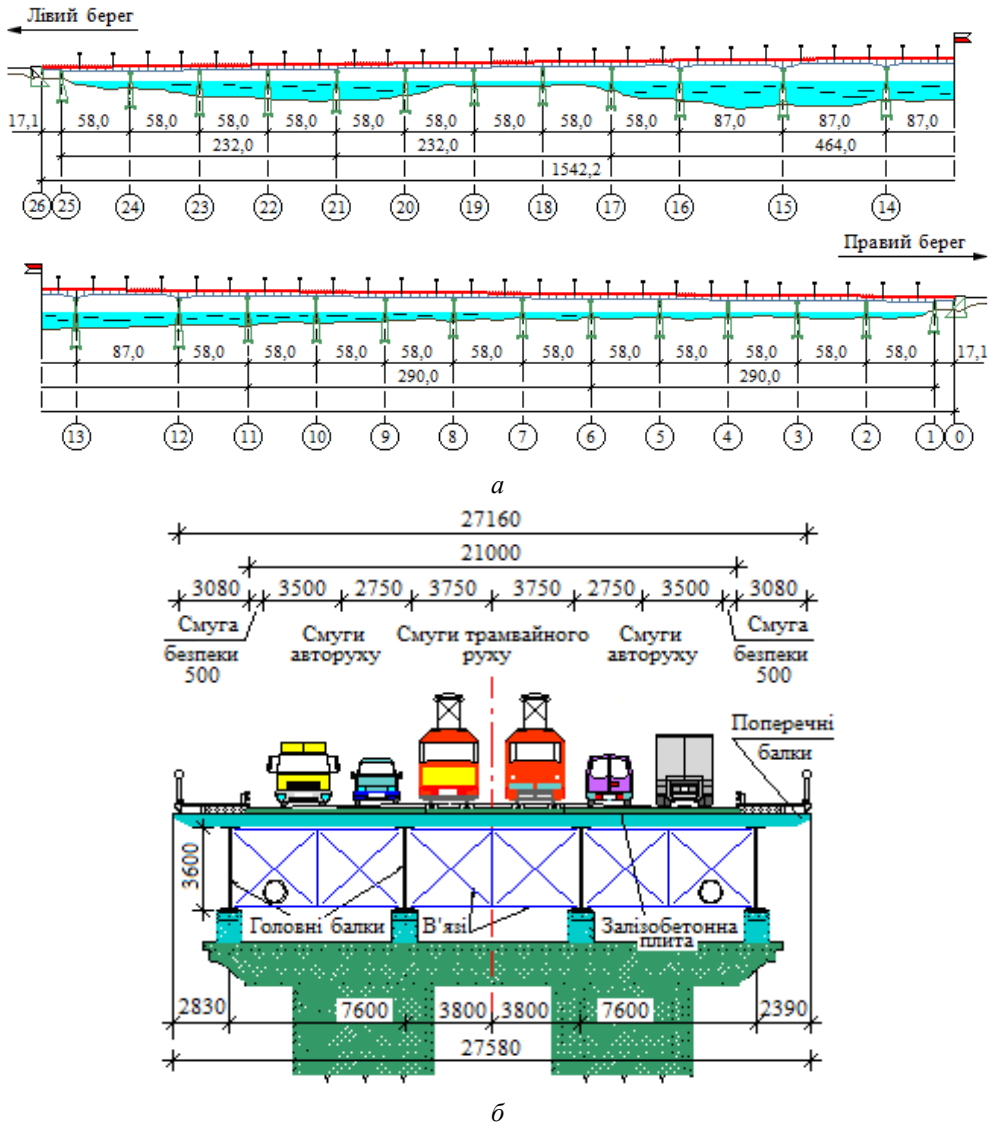


Рис. 4.1. Поздовжній (а) і поперечний (б) розрізи моста ім. С.О. Патона

Однак, внаслідок значної кількості встановлених дефектів, перед їх введенням у скінченно-елементну модель моста, була виконана їхня систематизація та певне типове усереднювання. В результаті було прийнято, що залежно від виду дефектів вони можуть бути відтворені в моделі двома способами: або прямим вилученням відповідних скінченних елементів у тих місцях, в яких розташовані помічені під час обстеження наскрізні діри, отвори й щілини, або шляхом коригування товщини елементів мостових конструкцій залежно від глибини їхнього корозійного пошкодження зі збереженням інших геометричних і жорсткісних параметрів.

Чисельні дослідження містили також детальне аналізування прийнятих конструктивних рішень моста ім. Є.О. Патона через р. Дніпро та впливу вибухової хвилі на сталеві будівельні конструкції зі залученням висвітлених в роботах [61, 63] відповідних методик. В результаті цих розрахунків було встановлено, що у випадку скоєння терористичного нападу на мосту в межах прогону з використанням вибухового пристрою орієнтовною вагою від 160 до 200 кг (залежно від місця вчинення теракту), даний прогін буде повністю зруйновано та відновленню не підлягатиме. Проте прилеглі прогони моста загалом вціліють, а тому їх цілком можливо експлуатувати надалі після завершення необхідних ремонтних заходів. У цьому контексті звернемо увагу на той очевидний факт, що вказану кількість вибухівки на міст можна доправити виключно за допомогою транспортного засобу, бо самотужки людина таку її кількість принести на міст не в змозі.

Отже, під час проведення чисельних досліджень моста ім. Є.О. Патона з урахуванням наявних дефектів при розробленні технічних рішень відновлювальних робіт на мосту було розглянуто чотири найбільш вірогідні варіанти руйнування конструкцій моста, схематичне зображення яких наведено на рис. 4.2 – 4.5:

- варіант 1 – зруйнована прогонова будова прогоном 58,0 м за всією шириною моста в осях опор 6 – 7 у крайньому прогоні п'ятипрогонової нерозрізної балки (рис. 4.2);
- варіант 2 – зруйнована опора № 9 п'ятипрогонової нерозрізної прогонової будови, а прилеглі прогони завдовжки 58,0 м обвалені (рис. 4.3);
- варіант 3 – зруйнована прогонова будова прогоном 87,0 м за всією шириною моста в осях 12 – 13 у другому прогоні шестипрогонової нерозрізної балки (рис. 4.4);
- варіант 4 – повністю зруйнована до обрізу фундаменту опора № 15 шестипрогонової нерозрізної прогонової будови, а прилеглі прогони завдовжки 87,0 м обвалені (рис. 4.5).

Що ж стосується сутності проектних рішень із відновлювальних робіт, зазначимо наступне. В залежності від розглянутих варіантів руйнування конструкцій моста сформульовані технічні рекомендації з відновлювальних робіт за кожним варіантом окремо, які базуються на отриманих результатах розрахунків моста ім. Є.О. Патона та розробленні основних конструктивних рішень прогонових будов і опор. Зокрема для всіх чотирьох розглянутих варіантів руйнувань конструкцій моста прогонові будови, що зруйнувались або мають остаточні деформації такої величини, які роблять їх непридатними для подальшої експлуатації, передбачається замінити новими конструкціями у способи, принципові схеми яких відтворені на рис. 4.2 – 4.5 із застосуванням чорного кольору для зображення відновлених прогонових будов. А суміжні до них прогони багатопрогонової нерозрізної балки, які залишились неушкодженими і на рис. 4.2 – 4.5 представлені сірим кольором, внаслідок руйнування одного прогону перетворюються або на розрізні, або на двох- чи чотирьох-прогонові замість п'яти- чи шестипрогонових. Втім, з огляду на таку значну

трансформацію початкової проектної схеми, зусилля в конструктивних елементах вцілілих суміжних балкових прогонів збільшуються, а самі прогони за результатами перевірних розрахунків потребують деякого підсилення.

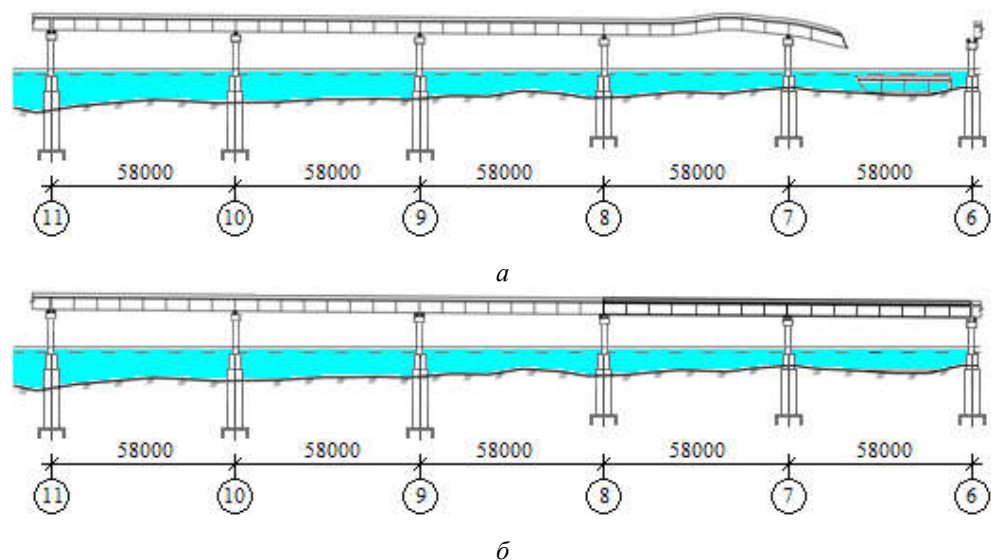


Рис. 4.2. Принципові схеми руйнування та відновлення конструкцій моста у випадку першого вірогідного варіанта руйнування: *а* – прогонова будова після руйнування прогону 6 – 7; *б* – прогонова будова після відновлення

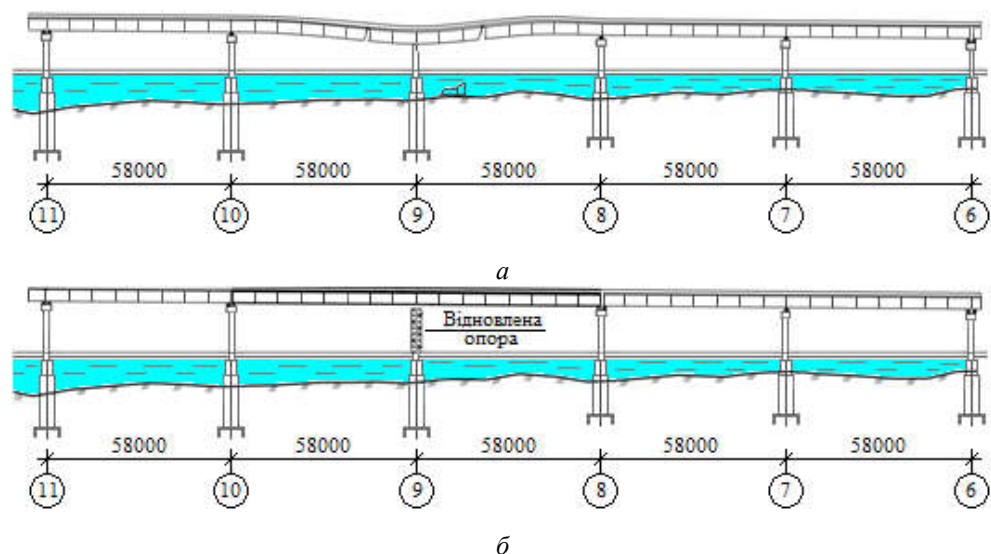


Рис. 4.3. Принципові схеми руйнування та відновлення конструкцій моста у випадку другого вірогідного варіанта руйнування: *а* – прогонова будова після руйнування опори № 9; *б* – прогонова будова після відновлення

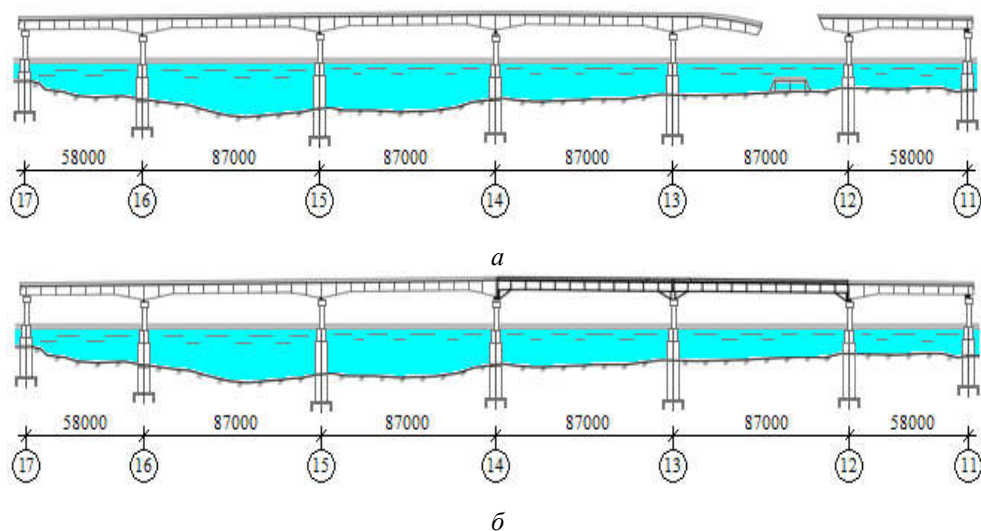


Рис. 4.4. Принципові схеми руйнування та відновлення конструкцій моста у випадку третього вірогідного варіанта руйнування: *a* – прогонова будова після руйнування прогону 12 – 13; *б* – прогонова будова після відновлення

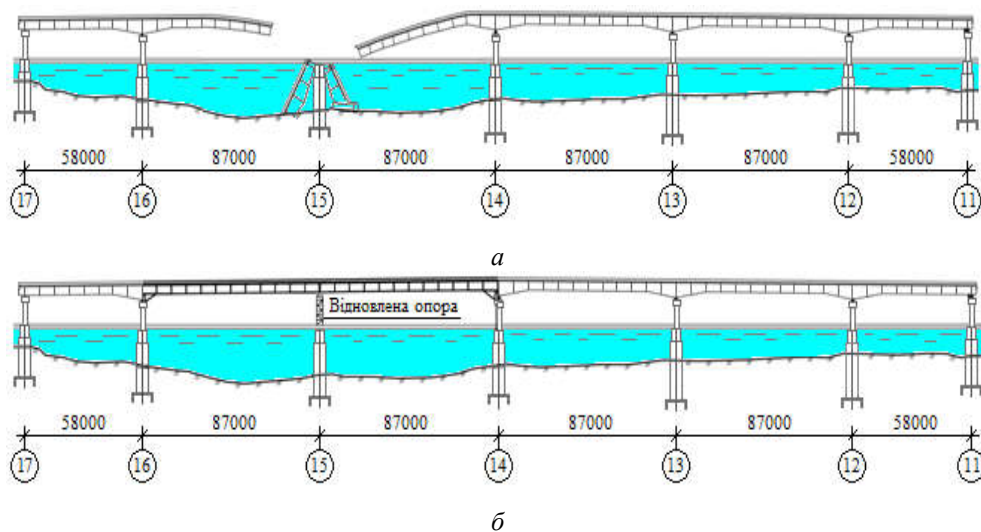


Рис. 4.5. Принципові схеми руйнування та відновлення конструкцій моста у випадку четвертого вірогідного варіанта руйнування: *a* – прогонова будова після руйнування опори № 15; *б* – прогонова будова після відновлення

Повністю зруйновані прогони пропонується замінити заново виготовленими трьома видами подібних інвентарних будов із коробчастих сталевих балок і проїзною частиною у вигляді сталеві ортотропної плити, у першому з яких відстань між осями двох коробчастих балок дорівнює 9500 мм, у дру-

гому – 11900 мм, а в третьому планується встановити три коробчасті балки з відстанню між ними 7300 мм (рис. 4.6). Цікавим тут є те, що вказані відстані обумовлені тільки одним об'єктивним критерієм – розміщенням балок на опорі між опорними конструкціями неушкоджених ділянок прогонових будов. Висота балок для прогону 87,0 м прийнята 3600 мм, а для прогону 56,0 м – 3100 мм. Додатково наголосимо на тому, що за результатами порівняння трьох запропонованих видів інвентарних будов найбільш економічним і найменш трудомістким у виготовленні та монтажі виявився другий варіант, в якому дві головні балки встановлюються на відстані 11900 мм між їхніми осями.

Щодо конструктивного рішення запропонованого блока прогонової будови, то він складається з семи однотипних габаритних для залізничного перевезення елементів: двох блоків коробчастих балок та п'яти плит ортотропної плити. При цьому плити мають всього дві марки – проміжні та кінцеві. Головні балки прогонової будови коробчасті, прямокутного перерізу, завширшки 2300 мм та заввишки 3100 мм й 3600 мм залежно від прогону. Поперечна жорсткість прогонової будови забезпечується влаштуванням всередині балок діафрагм жорсткості та поперечних балок, встановлених із кроком 4,0 м, що відповідає кроку діафрагм. Ортотропна плита проїзної частини складається зі сталевих настилу (лист завтовшки 12 мм), поздовжніх ребер коробчастого трапецеїдального перерізу з кроком 600 мм та поперечних балок із кроком 4000 мм.

А підсилення поясів прилеглих прогонів нерозрізних прогонових будов (про що мова вже йшла раніше) провадиться шляхом приварювання додаткових листів до поясів головних балок.

У випадку руйнування проміжних опор їх відновлення передбачається виконати зі сталевих решітчастих конструкцій, які складаються з двотаврових та кутикових профілів. Пропоноване конструктивне рішення решітчастих конструкцій наведено на рис. 4.7.

Міркування з організації робіт. Головна передумова розроблення даних технічних рішень із виконання відновлювальних робіт в залежності від розглянутої схеми руйнування полягала в якнайшвидшому проведенні робіт із мінімальними трудовитратами при високій індустріальності виготовлення та зручності монтажу конструкцій. Тому заради досягнення цієї мети при відновлювальних роботах практично повністю виключено застосування монолітного залізобетону. Металеві конструкції опор та прогонових будов, які замінують зруйновані, рекомендується завчасно виготовити на заводах металоконструкцій і залежно від кранового обладнання укрупнити задля можливості їх безперешкодного допровадження до місця монтажу. Для цього нові прогонні будови конструюються полегшеними з проїзною частиною у вигляді сталевих ортотропних плит, а опори – металевими решітчастими з об'ємних блоків. Причому додаткова вага перевага запропонованих конструктивних рішень полягає в тому, що заради укрупнення прогонових будов може бути використана набережна акваторія р. Дніпро, яка має зручні причали для швартування та доставки до місця монтажу плашкоутів із понтонів, барж або інших плавзасобів.

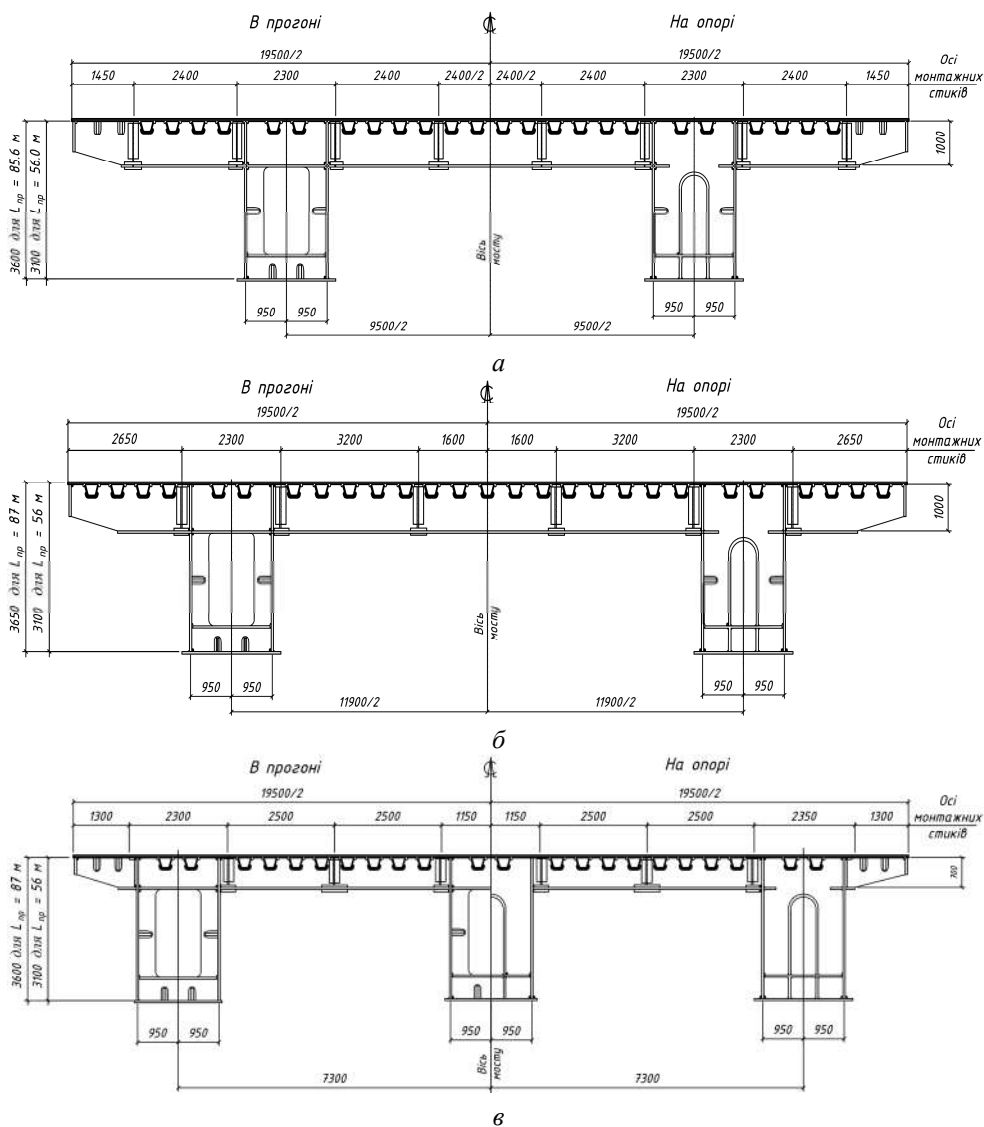


Рис. 4.6. Варіанти прогонових будов для заміни зруйнованих:
а – перший, б – другий (рекомендований); в – третій

4.4. Автодорожня частина Дарницького залізнично-автомобільного мостового переходу через р. Дніпро.

Стислий опис конструкцій моста. Дарницький залізнично-автомобільний мостовий перехід через р. Дніпро (рис. 4.8, а) побудовано у 2004 – 2011 роках із метою покращення транспортного сполучення у м. Києві, стресовий стан якого був зумовлений не лише зростанням обсягів залізничних перевезень на Київському залізничному вузлі, а й надмірною навантаженистю існуючих автомобільних мостів міста.

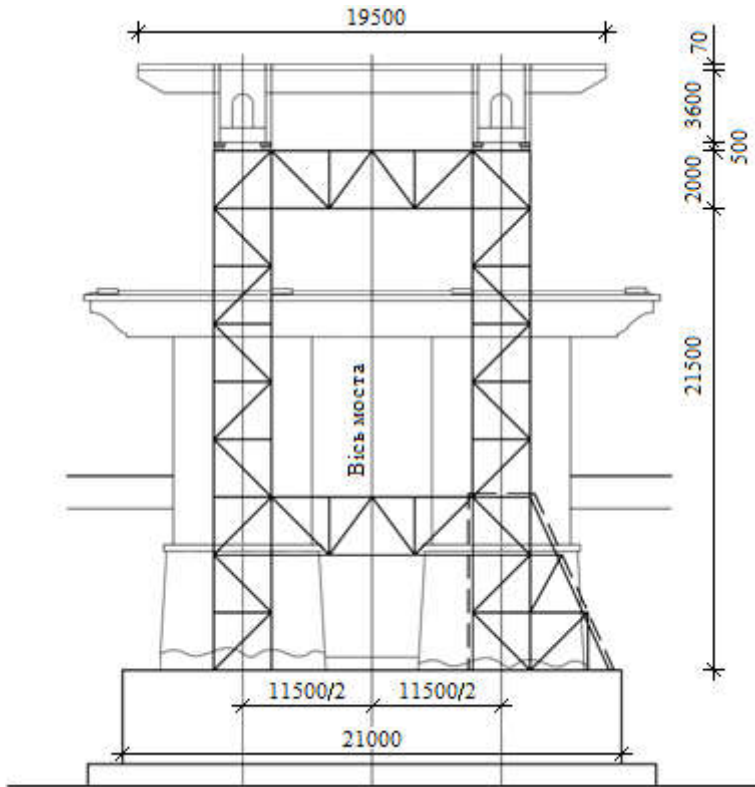


Рис. 4.7. Відновлена зруйнована проміжна опора

Проектна потужність автодорожньої частини мостового переходу – 35 тисяч автомобілів на добу. За чинною класифікацією міських вулиць та доріг автодорожня частина Дарницького мостового переходу, яка має два автопроїзди, відноситься до категорії магістральних доріг регулюемого руху по три смуги в кожному автопроїзді з шириною смуг 3,75 м. Автопроїзди знаходяться по обидва боки від залізничного двоколійного проїзду. Ширина автопроїздів дорівнює 13,25 м, а розміщених із зовнішніх сторін автопроїздів службових проходів – 0,75 м. (рис. 4.8, б).

Автодорожні прогоны руслової частини моста виконані за схемою $56,5 + 3 \times 111,6 + 56,7$ м у вигляді металевих нерозрізних п'ятипрогонових балок. Прогонова будова у перерізі складається з двох металевих коробок постійної висоти, об'єднаних між собою металевою ортотропною плитою. Висота коробок дорівнює 3,24 м. По заплавної частині прогоны виконані за схемами: $55,0 + 55,8 + 2 \times 56,1 + 55,4$ м та $55,4 + 4 \times 56,1 + 55,4$ м і мають конструкцію, аналогічну русловим. Матеріал конструкцій прогонової будови – сталевий прокат для несних елементів мостів із сталі марок 10ХСНД-2 та 15ХСНД-2 за ГОСТ 6713-91, а опорні частини та деформаційні шви прийняті німецької фірми «MAURER». Антикорозійна обробка конструкцій прогонової будови

проведена матеріалами фірми «Jotun» (Великобританія). Монтажні з'єднання металоконструкцій прийняті зварними та на високоміцних фрикційних болтах діаметром 22 мм, герметизація яких виконана зі застосуванням силіконового герметика «Sikaflex».

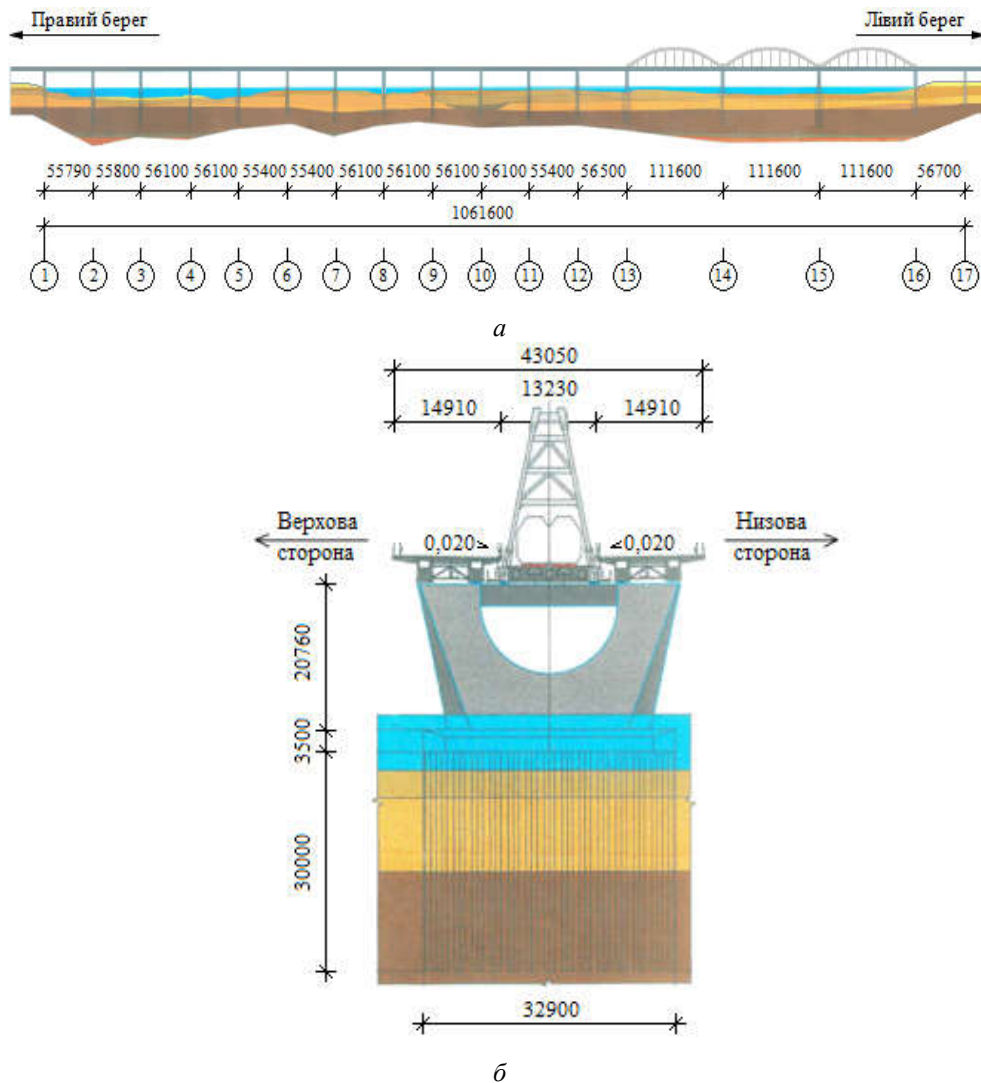


Рис. 4.8. Фасад (а) та поперечний переріз (б)
Дарницького залізнично-автомобільного мостового переходу

Що ж стосується конструктивного рішення автодорожньої частини моста, то вона складається, по-перше, з ортотропної плити і, по-друге, з поперечних зварних балок двотаврового перерізу однакової висоти між головними балками та змінної висоти ззовні та головних балок коробчастого

перерізу. Поперечні балки з кроком 3,1 м кріпляться до головних балок за допомогою накладок на високоміцних болтах в одному рівні. Також на мосту по обидва боки автопроїзду передбачені металеві опори контактної мережі з кроком $\approx 21,7$ м.

Бар'єрна огорожа «Bridge guardrail H4B» прийнята німецької фірми SGGT із кроком стійок 1,1 м заввишки 1,14 м (біля службового проходу) та 1,54 м (з боку залізничного проїзду) і виготовлена з оцинкованої сталі. Стійки огорожі кріпляться до прогонової будови болтами M20. Марка сталі елементів бар'єрної огорожі Ст3пс5 та Ст3сп5 за ГОСТ 14637-89.

Перильна огорожа заввишки 1,1 м розташована зі сторони службового проходу. Крок стояків перерізом $80 \times 60 \times 7$ мм складає 1,5 м, поручень має розміри $100 \times 70 \times 5$ мм, нижня і верхня тягива – $50 \times 30 \times 3$ мм, а заповнення – $20 \times 20 \times 3$ мм (крок 150 мм). Всі стики є зварними, а над деформаційними швами прогонових будов передбачені температурні шви перильної огорожі. Матеріал конструкцій – сталь вуглецева марки Ст5пс за ГОСТ 14637-89. Фарбування виконане матеріалом «Hardtop XP».

Покриття автопроїзду та службового проходу – двошарове з мастик-асфальтобетону «Гусасфальт» завтовшки 80 мм (два шари по 40 мм кожен). Захисний зчеплювальний шар – гідроізоляційне покриття на основі метилметакрилатних смол «Eliminator» (всього чотири шари) завтовшки 3,2 мм. Щодо ж влаштування водовідведення зазначимо, що з проїзної частини воно відбувається за рахунок поперечного ухилу в бік залізниці до системи дренажних труб (рис. 4.8, б).

Вірогідні варіанти терористичних актів на автодорожній частині Дарницького залізнично-автомобільного мостового переходу та методи усунення їх наслідків. Перш за все зауважимо, що загальна методологія чисельних досліджень із визначення варіантів терористичних актів на мостовому переході та методів усунення їх наслідків і в даному випадку ґрунтується на підходах і принципах, висвітлених вище при розгляді моста ім. Є.О. Патона. А деталізувати зміст сказаного можливо ще й такими більш конкретними словами: скінченно-елементна модель мостових конструкцій побудована з використанням початкових проєктних рішень та з урахуванням результатів проведених у 2018 році спеціальних обстежень автодорожньої частини Дарницького залізнично-автомобільного мостового переходу [75].

Беручи до уваги попередні міркування та результати чисельних досліджень, встановлено, що місце вчинення терористичного нападу на мостовому переході найбільш ймовірно перебуває у межах його нерозрізної п'ятипрогонової будови, схематичне зображення руйнувань від якого наведено на рис. 4.9, а. А усунення наслідків цього руйнування полягає в реалізації відновлювальних робіт шляхом здійснення трьох послідовних кроків. Причому на першому з них залишки зруйнованої п'ятипрогонової будови у прогоні, де відбувся теракт, демонтуються. На другому кроці дві двопрогонові будови, що залишаються на місці п'ятипрогонової, перевіряються з метою визначення потреби у підсиленні з причини перерозподілення в їхніх конструк-

тивних елементах параметрів напружено-деформованого стану внаслідок зміни статичної схеми роботи. У разі якщо за результатами обстеження прослідковується необхідність підсилення, то проводяться роботи з його здійснення; втім попередньо розрахунково встановлюється, що зазначені прогонові будови зазвичай не будуть потребувати підсилення. І, нарешті, на третьому кроці замість зруйнованої частини п'ятипрогонової будови зводиться нова однопрогонова будова (рис. 4.9, б; сірий колір – існуючі неушкоджені прогонові будови, чорний колір – відновлені прогонові будови).

Розглянуто два конструктивні рішення нової однопрогонової будови, перше з яких являє собою сталезалізобетонну прогонову будову, а друге – сталеву балкову прогонову будову з ортотропною плитою (рис. 4.10). Проведене порівняння пропонуваніх рішень засвідчило, що більш раціональним є друге з них, яке вирізняється не тільки значною індустріальністю виготовлення й зручністю монтажу, а й пришвидшеними темпами проведення робіт за мінімальних трудовитрат. При цьому, що дуже важливо, всі конструктивні елементи сталевих балкових прогонових будов з ортотропною плитою можуть бути заздалегідь виготовлені у заводських умовах. Єдиним же недоліком другого варіанта нової прогонової будови є дещо більша вартість у порівнянні з першим варіантом. Проте, на думку автора, всі наявні переваги другого конструктивного рішення цей недолік практично нівелюють, а особливо якщо взяти до уваги звичайно жорсткі вимоги до термінів ліквідації наслідків терористичних нападів.

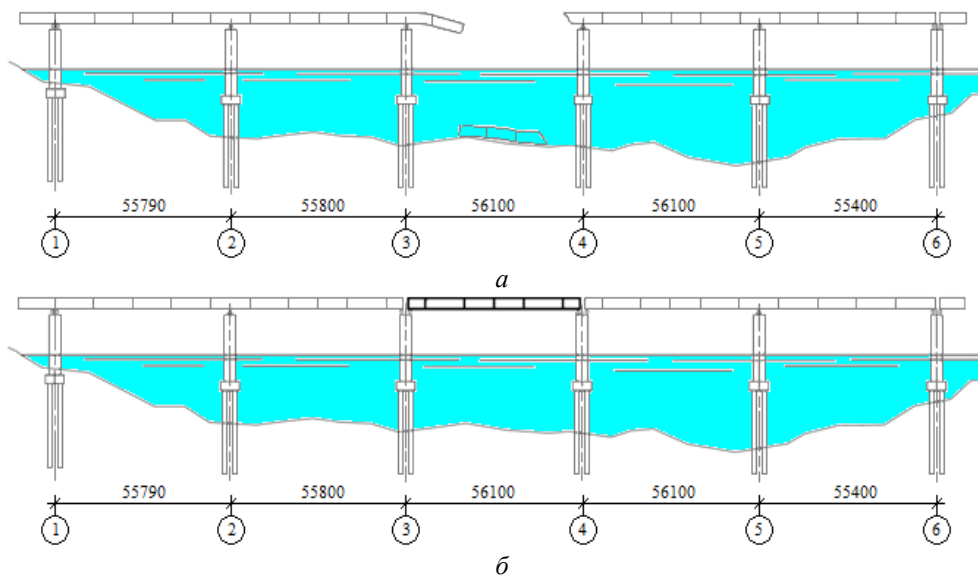


Рис. 4.9. Принципові схеми найбільш ймовірного руйнування та відновлення автодорожньої частини Дарницького залізнично-автомобільного мостового переходу:

а – прогонова будова після руйнування прогону 3 – 4;

б – прогонова будова після відновлення

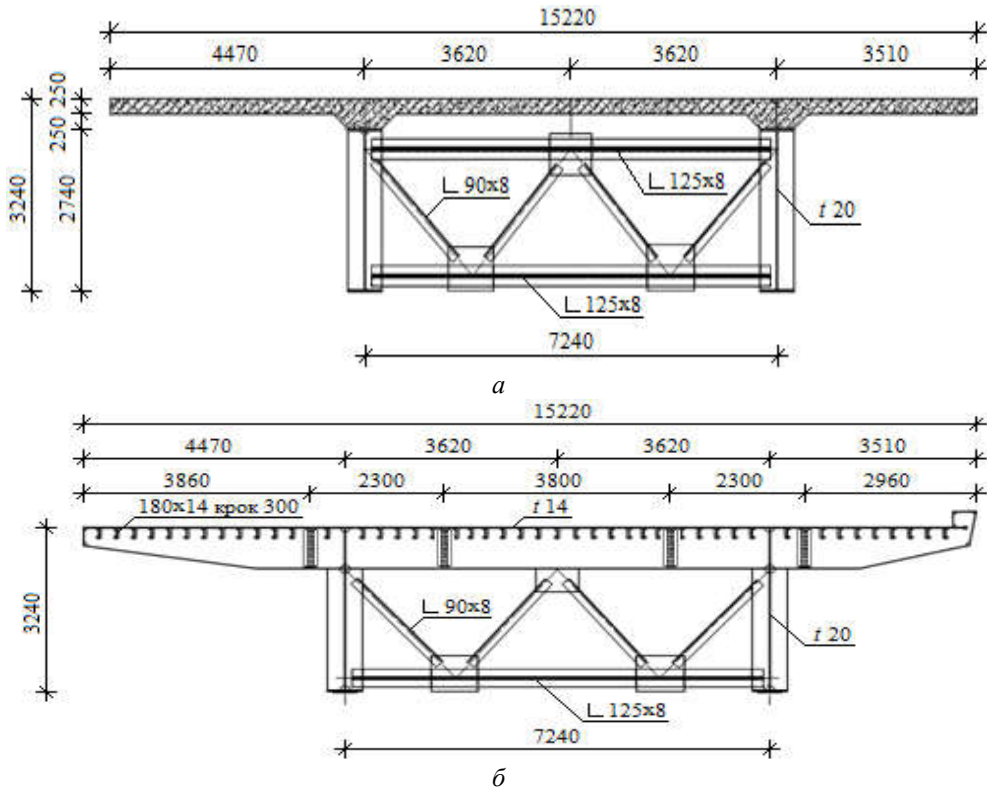


Рис. 4.10. Конструктивні рішення нової однопрогонової будови: *a* – сталезалізобетонна прогонова будова; *б* – сталева балкова прогонова будова з ортотропною плитою

4.5. Висновки.

1. З огляду на існуючу в Україні потенційну терористичну загрозу Кабінетом Міністрів України відповідно до своєї постанови № 92 від 18.02.2016 р. створено єдину державну систему запобігання, реагування і припинення терористичних актів та мінімізації їх наслідків.

2. Розглянуто вірогідні варіанти вчинення терористичних актів на мосту ім. Є.О. Патона через р. Дніпро, розроблено методику усунення їх наслідків і встановлено чотири найбільш ймовірні схеми руйнування конструкцій моста. В рамках цієї методики запропоновано три варіанти заміни пошкоджених ділянок прогонових будов. З урахуванням міркувань якнайшвидшого проведення робіт із мінімальними трудовитратами, високою індустріальністю виготовлення та зручністю монтажу конструкцій перевагу надано металоконструкціям. Рекомендована до застосування полегшена сталева прогонова будова з проїзною частиною у вигляді сталевій ортотропної плити й з двома головними балками, розташованими на відстані 11,9 м одна від одної. Відновлення зруйнованих проміжних опор пропонується здійснити зі сталевих решітчастих конструкцій з об'ємних блоків.

3. Розглянуто вірогідні варіанти вчинення терористичних актів на автодорожній частині Дарницького залізнично-автомобільного мостового переходу через р. Дніпро, розроблено методику усунення їх наслідків і встановлено найбільш ймовірну схему руйнування конструкцій мостового переходу. В рамках цієї методики запропоновано два конструктивних рішення заміни пошкодженої ділянки прогонової будови. Рекомендована до застосування сталева балкова прогонова будова з ортотропною плитою, яка вирізняється не тільки значною індустріальністю виготовлення й зручністю монтажу, а й пришвидшеними термінами проведення робіт за мінімальних трудовитрат.

ЧАСТИНА 5

ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ПРОСТОРОВИХ ВАНТОВО-СТРИЖНЕВИХ СИСТЕМ ВИСЯЧИХ ПРОДУКТОПРОВІДНИХ ПЕРЕХОДІВ ТРУБОПРОВІДІВ

Глава 1

Висячий трубопроводный переход нефтепровода

1.1. Вступление. Описание основных конструктивных решений. На линии нефтепровода Чимкент – Чарджоу запроектирован двухниточный трубопроводный переход через р. Амударью с пролетом 950 м, стрелой провисания 70 м и диаметром труб 630 мм (рис. 1.1, а). Предложенное решение обеспечивает необходимую несущую способность и повышенную жесткость пролетной конструкции. Последнее достигается тем, что несущие канаты очерчены по пространственным кривым, имеющим наклон как к горизонтальной под углом $56^{\circ}12'$, так и к вертикальной под углом $33^{\circ}88'$ плоскостям. Трубопровод крепится к несущим канатам посредством тросовых стяжек, расположенных с шагом 40 м. Посередине пролета расстояние между канатами составляет 6 м.

В поперечном сечении тросовые стяжки располагаются наклонно, причем их длина и угол наклона к вертикали возрастают от середины пролета к опорам. Пилоны приняты V-образными с шарнирным креплением к опорам. Отметка верха пилон над уровнем земли равна 115 м.

1.2. Расчет висячего перехода. В качестве расчетной принята дискретная модель, в которой несущие канаты, оттяжки пилонов, тросовые стяжки и поперечные элементы по верху пилонов представляются растянуто-напряженными стержневыми элементами, пилоны – шарнирно соединяемыми стержнями, способными воспринимать растяжение-сжатие, а трубопровод – стержневыми элементами, воспринимающими усилия растяжения-сжатия и изгиба.

Схема разбивки вантово-стержневой системы трубопроводного перехода нефтепровода на конечные элементы изображена на рис. 1.1, б. Порядок нумерации узлов дискретной модели и ориентация осей глобальной системы координат также понятны из рис. 1.1, б.

Остановимся теперь на действующих нагрузках и воздействиях. Расчет трубопроводного перехода производился при четырех схемах нагружения:

1 – собственный вес перехода ($q_1 = 6,08$ кН/м);

2 – несимметричное нагружение: собственный вес, нагрузка от снега ($q_c = 0,33$ кН/м), вес нефти на половине пролета ($q_n = 4,87$ кН/м) и изменение температуры ($\Delta t = 22^{\circ}\text{C}$);

3 – симметричное нагружение: собственный вес, нагрузка от снега, вес нефти на всем пролете и изменение температуры;

4 – дополнительное сочетание нагрузок: симметричное нагружение плюс ветровая нагрузка ($q_b = 0,99$ кН/м).

Отметим также, что при 1-й схеме нагружения вся нагрузка от собственного веса перехода воспринимается только канатами. При других же схемах труба и несущие канаты работают как единая конструктивная система.

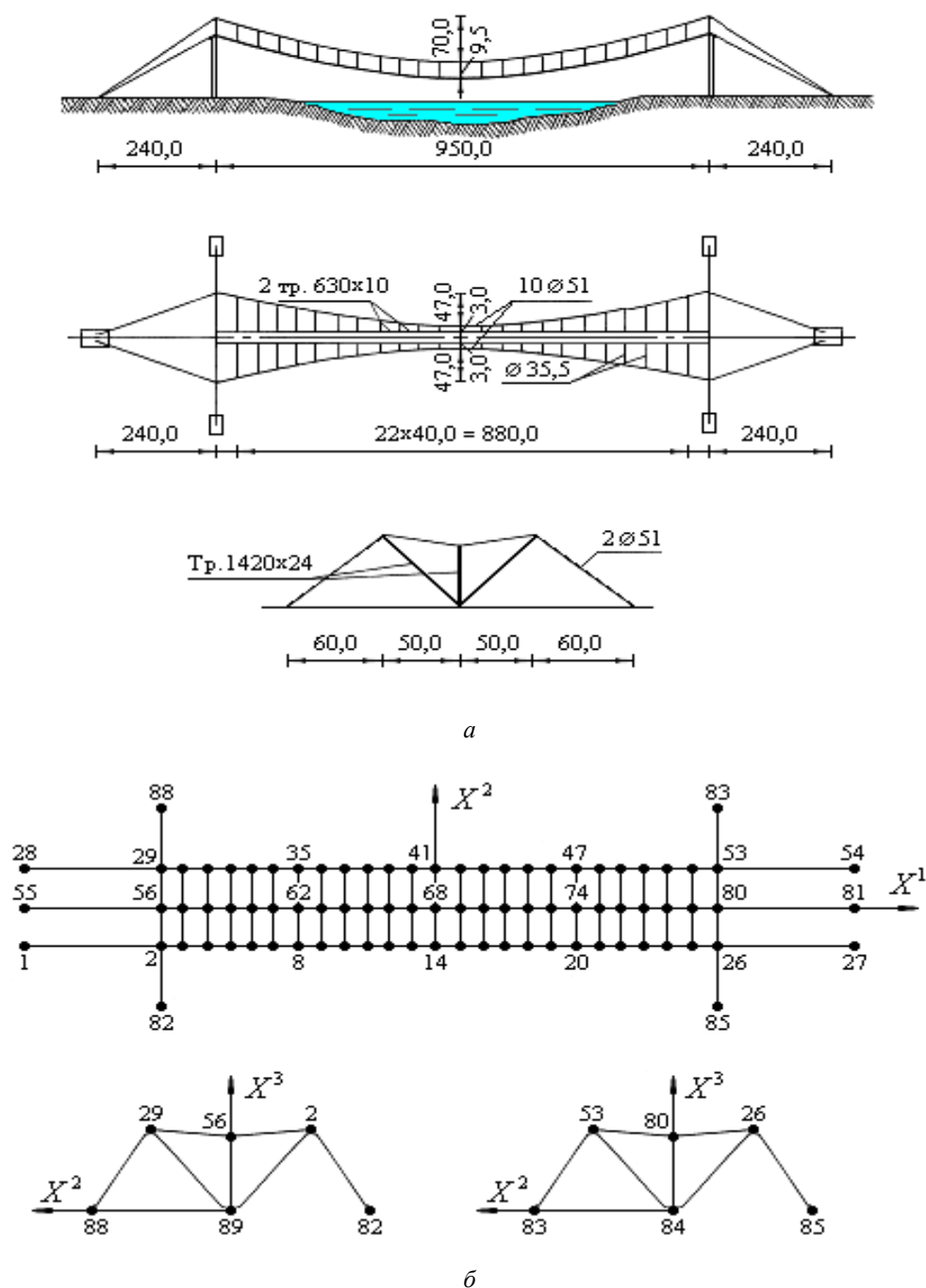


Рис. 1.1. Конструктивная (а) и топологическая с нумерацией узлов (б) схемы висячего трубопроводного перехода нефтепровода

1.3. Анализ результатов расчета. Далее перейдем к анализу напряженно-деформированного состояния трубопроводного перехода нефтепровода. Значения усилий, возникающих в канатах и в трубе при различных схемах нагружения трубопроводного перехода, приведены в табл. 1.1 и 1.2. Из них видно, что несимметричная нагрузка (2-я схема нагружения), существенно влияя на величины усилий в трубе, почти не сказывается на распределении усилий в несущих канатах. И, наоборот, ветровая нагрузка (4-я схема нагружения), почти не сказываясь на усилиях в трубе, значительно влияет на усилия в канатах. При этом усилия в канатах, расположенных с наветренной стороны, по сравнению с 3-й схемой нагружения увеличиваются, а в канатах, расположенных с подветренной стороны, – уменьшаются.

Таблица 1.1

Схема нагружения	Труба					
	продольное усилие, кН			изгибающий момент, кНм		
	середина пролета	узел примыкания к пилону		середина пролета	четверть пролета	
		левому	правому		левая	правая
1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2	917,71	776,0	1352,94	142,86	96,86	185,85
3	2152,46	2387,63	2387,63	147,95	129,54	129,54
4	2142,09	2374,89	2374,89	144,13	125,17	125,17

Таблица 1.2

Схема нагрузки	Канаты					
	с наветренной стороны			с подветренной стороны		
	продольные усилия, кН					
	середина пролета	узел примыкания к пилону		середина пролета	узел примыкания к пилону	
		левому	правому		левому	правому
1	5783,37	6218,79	6218,79	5783,37	6218,79	6218,79
2	7238,19	7739,60	7717,44	7238,19	7739,60	7717,44
3	8086,07	8660,45	8660,45	8086,07	8660,45	8660,45
4	9028,0	9678,18	9678,18	7178,27	7684,59	7684,59

Эпюры перемещений конструктивных элементов нефтепровода, полученные в результате расчетов, изображены на рис. 1.2. Из анализа этих эпюр следует, что перемещения трубы в вертикальной плоскости u^3 и вдоль оси трубопроводного перехода u^1 при 3-й и 4-й схемах нагружения совпадают.

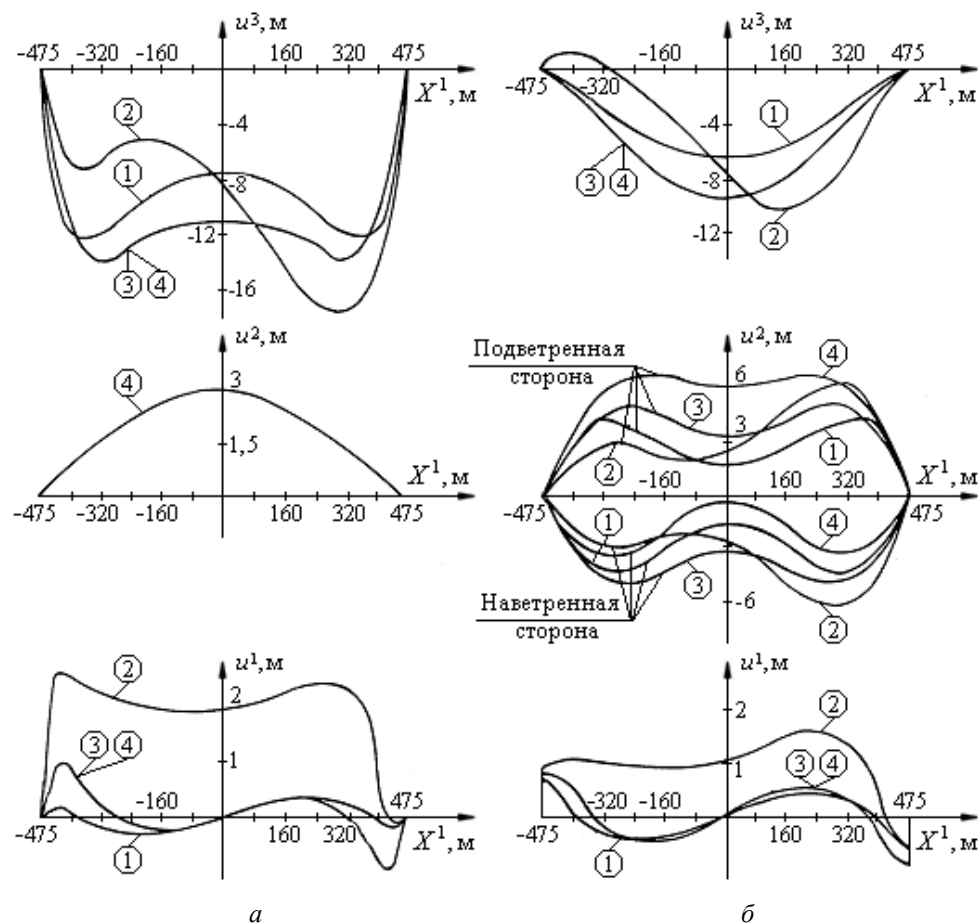


Рис. 1.2. Эпюры перемещений конструктивных элементов висячего трубопроводного перехода нефтепровода при различных схемах нагружения: а – труба; б – канаты; 1 – собственный вес; 2 – несимметричное нагружение; 3 – симметричное нагружение; 4 – дополнительное сочетание нагрузок

Эти же перемещения и при этих же видах нагружения совпадают и для канатов. Кроме того, перемещения трубы и канатов в вертикальной плоскости и вдоль оси трубопровода при 1-й, 3-й и 4-й схемах нагружения имеют одинаковый характер.

Перемещения трубы в вертикальной плоскости и вдоль оси трубопроводного перехода достигают наибольших значений в четвертях пролета для 1-й, 3-й и 4-й схем нагружения. Указанное объясняется тем, что если в сере-

дине пролета перемещения зависят в основном от упругих деформаций нити, то в четвертях пролета велико значение кинематических перемещений, т. е. перемещений за счет изменения формы кривой провисания нити. Это особенно хорошо видно при 2-й схеме нагружения – перемещения трубы вдоль оси перехода u^1 в 5 раз больше (за счет изменения формы равновесия), чем в остальных схемах.

Эпюры перемещений трубы и канатов в горизонтальной плоскости u^2 также показаны на рис. 1.2. Из приведенных эпюр видно, что оба каната при 1-й, 2-й и 3-й схемах нагружения деформируются симметрично относительно оси трубопроводного перехода. При действии же ветровой нагрузки (4-я схема нагружения) величины перемещений обоих канатов в горизонтальной плоскости приблизительно одинаковы, но если абсолютные значения перемещений каната, находящегося с наветренной стороны, уменьшаются, то для каната с подветренной стороны – увеличиваются.

Труба при 1-й, 2-й и 3-й схемах нагружения деформируется только в вертикальной плоскости. При действии ветровой нагрузки максимальное отклонение трубы от вертикали наблюдается посередине пролета и равно 3 м, что составляет 1/317 пролета.

1.4. Выводы. Результаты исследования напряженно-деформированного состояния пространственной вантово-стержневой системы висячего трубопроводного перехода нефтепровода свидетельствуют о том, что предложенное конструктивное решение обеспечивает высокую несущую способность и жесткость пролетной конструкции перехода как в вертикальной, так и в горизонтальной плоскостях, а усилия и перемещения при всех четырех схемах нагружения находятся в допустимых пределах.

Глава 2

Висячий трубопроводный переход керосинопровода

2.1. Вступление. Описание основных конструктивных решений. На линии керосинопровода в районе г. Ангарска запроектирован двухниточный трубопроводный переход через р. Ангару, представляющий собой комбинированную пространственную вантово-стержневую систему, состоящую из несущих канатов, в свою очередь выполненных из 4 канатов диаметром 71,5 мм каждый, пилонов и соединительных тросовых элементов, каждый из которых выполнен из каната диаметром 19,5 мм (рис. 2.1, а). Общая длина перехода составляет 702,958 м, главный пролет равен 450 м, а отметка верха пилона над уровнем земли – 48 м.

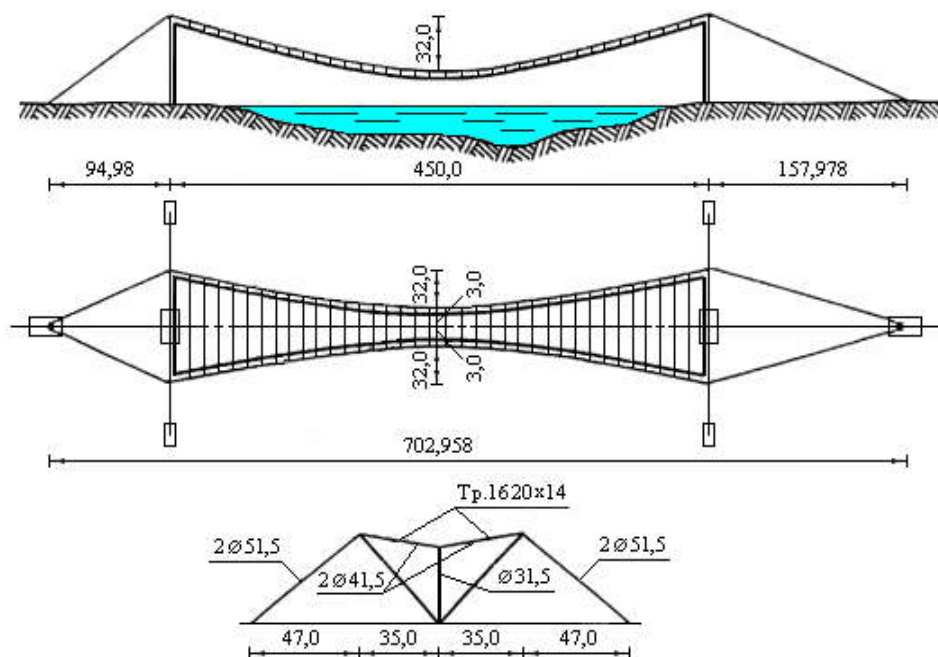
Несущие канаты разведены в плане, образуя пространственную конструкцию из двух наклонно расположенных под углом 45° висячих систем, соединенных между собой тросовыми стяжками с шагом 12 м. Посередине пролета расстояние между канатами составляет 6 м. Причем отметим, что здесь трубы конструктивно исключены из совместной работы с канатами (на рис. 2.1, а показаны жирной линией).

2.2. Расчет висячего перехода. В расчетной схеме тросовые элементы представляются набором прямолинейных растянуто-напряженных стержней, а пилоны – прямолинейными сжатыми стержнями, шарнирно соединенными с тросовыми элементами и основанием. Схема разбивки вантово-стержневой системы перехода на конечные элементы изображена на рис. 2.1, б. Порядок нумерации узлов дискретной модели и ориентация осей глобальной системы координат понятны из рис. 2.1, б.

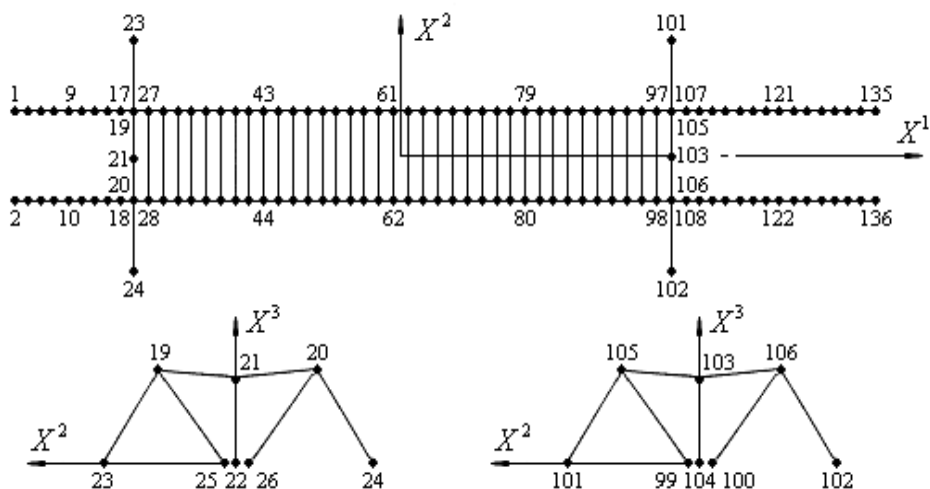
При расчете трубопроводного перехода была поставлена задача определения начальной формы вантово-стержневой системы, напряженной действием собственного веса, и напряженно-деформированного состояния при действии различных эксплуатационных нагрузок и их комбинаций.

На первом этапе расчета была определена начальная конфигурация вантово-стержневой системы по ее заданным основным геометрическим параметрам. На втором – расчет трубопроводного перехода производился при следующих схемах нагружения:

- 1 – собственный вес ($q_1 = 6,55$ кН/м) и снеговая нагрузка ($q_c = 1,828$ кН/м);
- 2 – собственный вес и отрицательная разность температур ($\Delta t^x = -54^\circ\text{C}$);
- 3 – собственный вес и положительная разность температур ($\Delta t^t = 57^\circ\text{C}$);
- 4 – собственный вес и ветровая нагрузка ($q_b = 1,44$ кН/м);
- 5 – собственный вес, снеговая и ветровая нагрузки;
- 6 – собственный вес, снеговая и ветровая нагрузки, а также отрицательная разность температур.



a



б

Рис. 2.1. Конструктивная (а) и топологическая с нумерацией узлов (б) схемы висячего трубопроводного перехода керосинопровода

2.3. Анализ результатов расчета. О характере напряженно-деформированного состояния перехода можно судить по рис. 2.2. Максимальные продольные перемещения наблюдаются в точке крепления к пилону несущего

каната, расположенного с наветренной стороны перехода, при 5-й схеме нагружения. Максимальное перемещение достигает $u^1 = 0,148$ м. При остальных нагружениях перемещения вдоль оси трубопроводного перехода относительно малы.

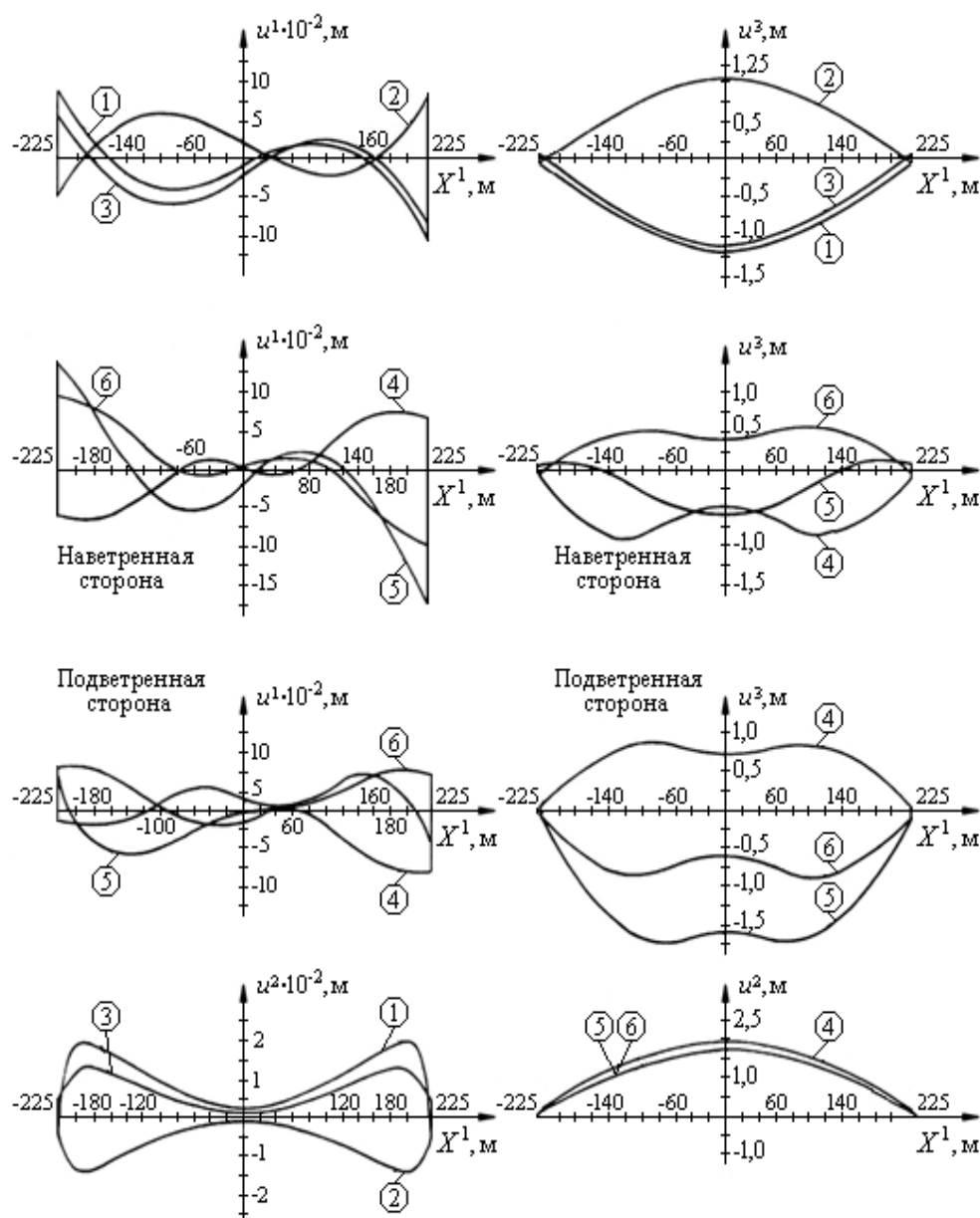


Рис. 2.2. Эпюры перемещений несущих канатов висячего трубопроводного перехода керосинопровода при различных схемах нагружения

Деформирование несущих канатов в горизонтальном, поперечном к оси трубопровода направлении при 1-й, 2-й и 3-й схемах нагружения происходит симметрично. Максимальное перемещение канатов наблюдается в пропорных участках и составляет $u^2 = 0,015$ м. При действии ветровой нагрузки (4-я, 5-я и 6-я схемы нагружения) перемещения обоих канатов в горизонтальной плоскости приблизительно одинаковы. Максимальное отклонение канатов от начального положения наблюдается при 4-й схеме нагружения в середине пролета и равно $u^2 = 1,916$ м, что составляет 1/234 пролета.

Перемещения канатов в вертикальной плоскости при 1-й и 3-й схемах нагружения практически совпадают, а при 4-й и 6-й – имеют одинаковый характер. Максимальные перемещения возникают при 5-й схеме нагружения в несущем канате, расположенном с подветренной стороны перехода, при этом их значения составляют $u^3 = 1,752$ м, что вполне допустимо.

Сопоставление результатов расчетов трубопроводного перехода на действие эксплуатационных нагрузок показало, что наиболее неблагоприятным сочетанием является собственный вес, снеговая и ветровая нагрузки, а также отрицательная разность температур. При этом в несущих канатах величина усилия достигает значения $N = 8,885$ МН, что соответствует величине напряжения $\sigma = 6,117 \cdot 10^2$ МПа.

2.4. Выводы. Полученные результаты свидетельствуют о том, что рассчитанная конструкция висячего трубопроводного перехода керосинопровода обладает высокой несущей способностью и жесткостью, а усилия и перемещения при наиболее неблагоприятном сочетании эксплуатационных нагрузок находятся в допустимых пределах.

Глава 3

Висячий трубопроводный переход газопровода

3.1. Вступление. Описание основных конструктивных решений. При строительстве надземных трубопроводных переходов часто применяют висячие системы, выгодно отличающиеся от традиционных балочных и арочных систем рядом преимуществ: легкостью конструкции, возможностью перекрытия больших пролетов без промежуточных опор, рациональным использованием прочностных свойств материала, малой чувствительностью к различного рода перегрузкам и пр. Висячие переходы трубопроводов могут иметь различные схемы: с одноцепными, решетчатыми вантовыми или радиально-вантовыми фермами, в виде провисающей нити. Причем, независимо от вида принятой схемы висячего перехода необходимо, чтобы примененные конструктивные решения обеспечивали совместную работу всех его элементов для исключения появления недопустимых напряжений и деформаций в висячей системе. В качестве примера рассмотрим проектное решение висячего трубопроводного перехода действующего магистрального газопровода Ялта – Алушта, разработанного с целью предотвращения чрезвычайных ситуаций на участке трассы газопровода из-за активизации оползня, а также результаты его оценки, позволившие внести существенные улучшения в первоначально принятое проектное решение.

Конструкция висячего трубопроводного перехода газопровода (рис. 3.1) принята в виде однопролетной висячей системы пролетом 157,5 м и состоит из двух несущих канатов диаметром 42 мм, свободно опирающихся на стальные пилоны и закрепленных в анкерных железобетонных опорах. Несущие канаты подходят к пилонам со стороны пролета под углом 16° к горизонту, а к анкерным опорам уходят от Ялтинского и Алуштинского пилонов под углами 4° и 21° соответственно. Канаты соединены распорками из уголка 100×8 , установленными в местах расположения подвесок. К несущим канатам на вертикальных стержневых подвесках, выполненных из круглой стали диаметром 20 мм и расположенных с шагом 7,5 м, подвешены балки седловидной формы, поперечное сечение которых принято из двух швеллеров 12П, расположенных полками наружу на расстоянии 130 мм между стенками.

По седловидным балкам свободно уложена труба газопровода $\varnothing 325 \times 8$ (рис. 3.2). Для технического обслуживания трубопроводного перехода предусмотрена смотровая тележка, передвигающаяся по монорельсу из двутавра 18М, закрепленного к седловидным балкам на болтовом соединении. Пилоны высотой 18,3 м и 14,3 м (Алуштинский и Ялтинский соответственно) запроектированы в виде плоских рам из листов, прокатных уголков и швеллеров. По верху пилонов предусмотрены оголовки, состоящие из сварных опорных частей с круговым очертанием и седел, на которые с использованием специальных круговых желобов опираются несущие канаты. Опирающие пилоны на

опорах принято шарнирным. Поперечная жесткость висячего трубопроводного перехода обеспечивается 12-ю ветровыми оттяжками из канатов диаметром 24 мм, закрепленных к седловидным балкам в 1/7 пролета и расположенных под различными углами к специальным боковым анкерным опорам.

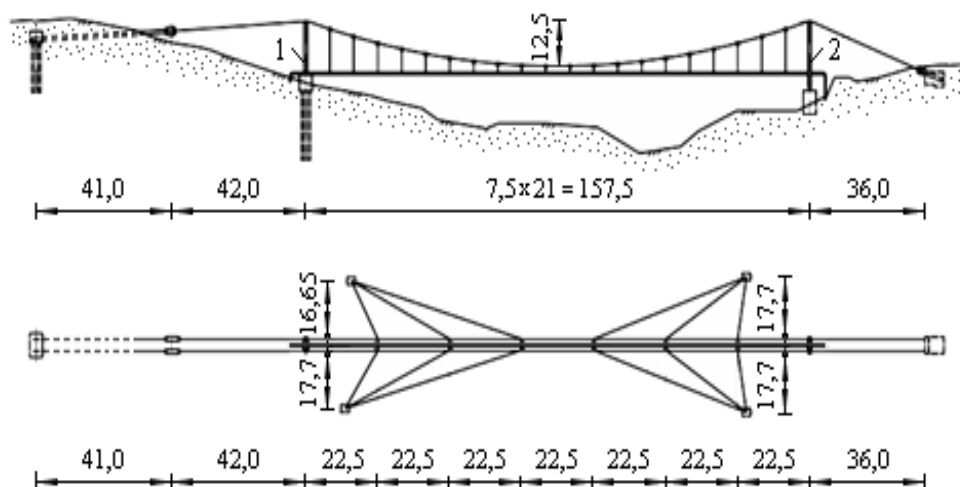


Рис. 3.1. Конструктивная схема висячего трубопроводного перехода газопровода: 1 – Ялтинский пилон; 2 – Алуштинский пилон

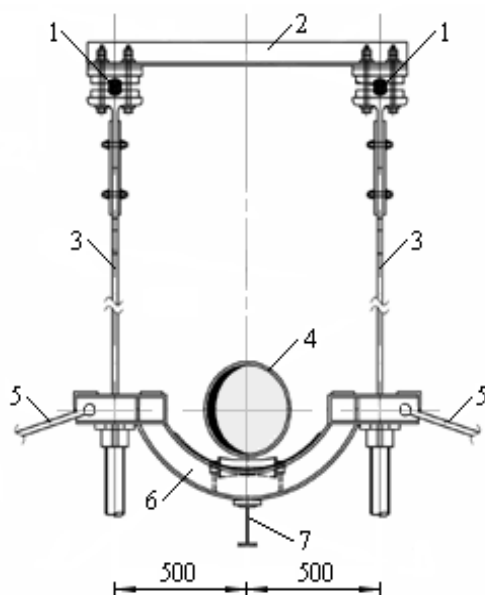


Рис. 3.2.
Поперечное сечение
висячего трубопроводного
перехода газопровода:
1 – несущие канаты;
2 – распорка;
3 – подвески;
4 – труба;
5 – ветровые оттяжки;
6 – седловидная балка;
7 – монорельс

В соответствии с проектом организации строительства монтаж висячего трубопроводного перехода газопровода предусмотрено выполнять следующим образом:

- установка пилонов в вертикальное положение с помощью временных тросов и трех фундаментов: анкерного и двух под ветровые канаты;
- монтаж несущих канатов с последующим закреплением на оголовках пилонов и в натяжных устройствах;
- отклонение от вертикали осей пилонов натяжными устройствами таким образом, чтобы верх оголовков сместился на 150 мм и 140 мм в сторону анкерных фундаментов для Алуштинского и Ялтинского пилонов соответственно;
- монтаж подвесок, седловидных балок и элементов монорельса с помощью временной и смотровой тележек;
- монтаж трубы газопровода продольной подвижкой вдоль перехода по катковым опорам седловидных балок;
- возврат пилонов в вертикальное положение.

Выполненная оценка проекта висячего перехода газопровода выявила ряд неудачных решений.

3.2. Расчет висячего перехода. Проверочный расчет висячего трубопроводного перехода газопровода выполнен при следующих вариантах нагружения: 1 – собственный вес перехода ($q_0 = 1,75$ кН/м); 2 – симметричное нагружение: собственный вес, нагрузка от снега и гололеда, вес газа ($q_1 = 2,57$ кН/м) и изменение температуры ($\Delta t = 60^\circ\text{C}$); 3 – дополнительное сочетание нагрузок: симметричное нагружение плюс ветровая нагрузка ($q_v = 0,75$ кН/м).

При этом расчет трубопроводного перехода на несимметричное нагружение не проводился в связи с тем, что испытание газопровода предусмотрено выполнять сжатым воздухом, а не водой.

Проверочный расчет висячего трубопроводного перехода выполнен с учетом геометрической нелинейности по методике [26]. Расчет трубы газопровода показал, что при принятых в проекте конструктивных решениях, исключающих трубу из работы висячей системы (рис. 3.2), при самом неблагоприятном нагружении (дополнительное сочетание нагрузок) в поперечном сечении трубы в середине пролета возникают максимальные напряжения $\sigma_{\max} = 309,56$ МПа, значительно превышающие расчетное сопротивление ее материала (сталь Ст. 20) $R_2 = 204,5$ МПа. В связи с этим выполнен повторный проверочный расчет перехода с учетом закрепления трубы в местах расположения подвесок и ветровых оттяжек, анализ результатов которого показал, что при самом неблагоприятном нагружении максимальные напряжения в трубе газопровода возникают в местах крепления ветровых оттяжек $\sigma_{\max} = 117,4$ МПа и не превышают допустимых значений. Проверочный расчет также подтвердил, что принятые сечения несущих канатов, ветровых оттяжек и подвесок отвечают нормативным требованиям по прочности и могут быть использованы в висячем переходе.

3.3. Оценка принятых конструктивных решений. В проекте висячего перехода труба не включена в совместную работу с остальными элементами перехода и воспринимается ими в качестве нагрузки. В результате рассматриваемая висячая система является достаточно гибкой и допускает продольные перемещения подвесок с седловидными балками. Увеличить жесткость трубопроводного перехода можно включением трубы в работу висячей системы путем ее закрепления в местах расположения подвесок (рис. 3.3). Кроме того, принятая конструкция узла опирания трубы газопровода на седловидные балки не предусматривает связи между трубой и ветровыми оттяжками, что приводит к возникновению в трубе напряжений, превышающих допустимое значение. Поэтому для обеспечения совместной работы трубы газопровода и ветровых оттяжек предложена конструкция крепления, приведенная на рис. 3.3.

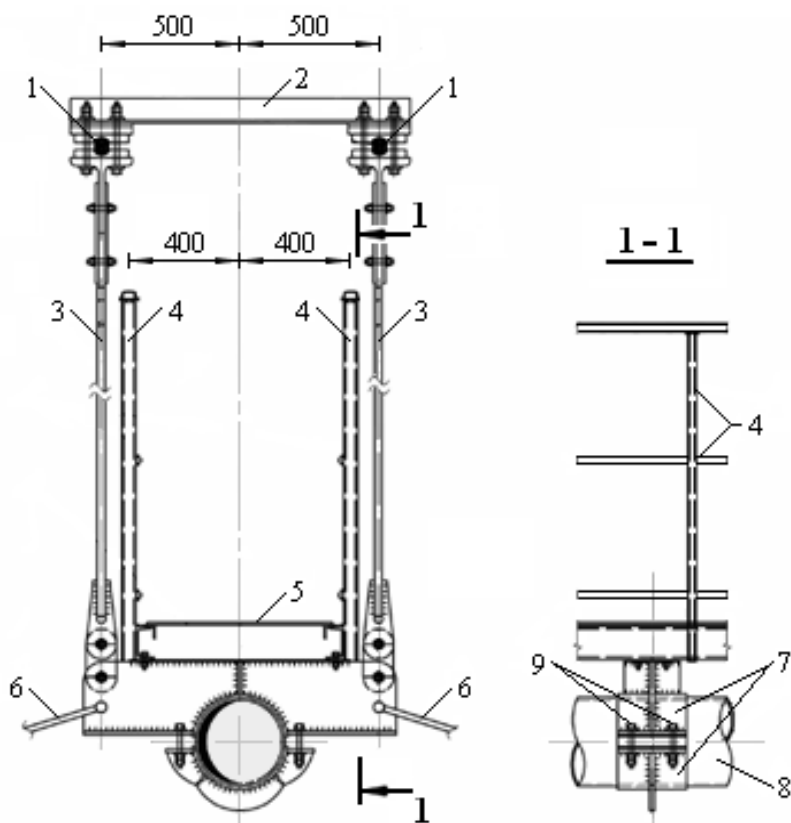


Рис. 3.3. Рекомендуемая конструкция смотрового мостика и узлов крепления трубы газопровода к подвескам и ветровым оттяжкам:

1 – несущие канаты; 2 – распорка; 3 – подвески; 4 – ограждение смотрового мостика; 5 – смотровой мостик; 6 – ветровые оттяжки; 7 – бандажи; 8 – труба; 9 – болты М24

Предусмотренное проектом крепление трубы газопровода в местах опирания пилонов посредством ее подвески к пилонам с помощью седловидных балок допускает перемещение трубы перпендикулярно оси перехода. Во избежание этого рекомендован узел крепления трубы, представленный на рис. 3.4.

Обслуживание конструкций газопровода согласно проекту предусмотрено с помощью подвесной тележки, передвигающейся по подвешенному к седловидным балкам монорельсу. В целом применение таких эксплуатационных устройств в надземных трубопроводных переходах газопроводов допускается, но на практике они себя не оправдывают в связи с относительно большой подвижностью висячих систем, приводящей к заклиниванию тележек. Ввиду этого, более эффективным и хорошо зарекомендовавшим себя решением для обслуживания надземных газопроводов является устройство смотровых мостиков [98] (рис. 3.2), позволяющих не только обеспечить полный доступ к висячим конструкциям, но и ужесточить балку жесткости с одновременным уменьшением деформативности висячей системы.

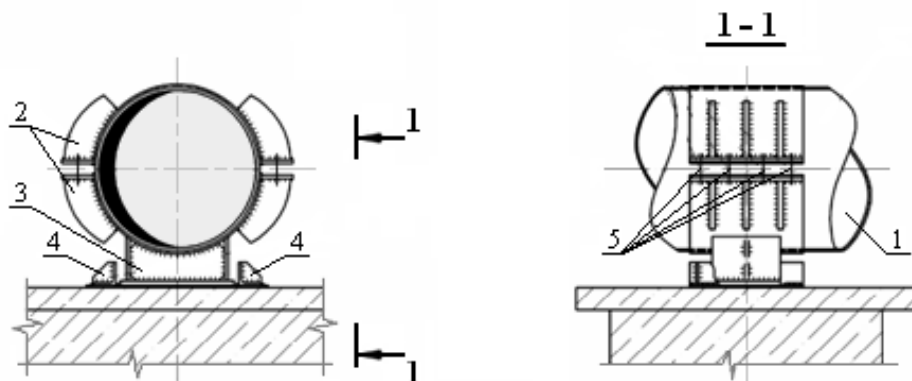


Рис. 3.4. Рекомендуемый узел крепления трубы газопровода в местах опирания пилонов:

1 – труба; 2 – бандажи; 3 – опорный столик; 4 – упоры; 5 – болты М24

3.4. Оценка проекта организации строительства. Согласно разработанному проекту укладка трубы газопровода в пределах перехода осуществляется методом продольной надвигки с последовательным наращиванием трехтрубных секций. Однако данный способ укладки трубы газопровода является нереализуемым, поскольку при надвигке трубы возникнет неравномерное нагружение висячей системы, неизбежно приводящее к большому S-образному прогибу несущих канатов [98]. Последнее приведет не только к возникновению больших напряжений в трубе, но и сделает невозможным ее дальнейшую надвигку из-за больших неравномерных прогибов. В связи с этим рекомендуется произвести монтаж трубопровода навесным способом (рис. 3.5), согласно которому заготовленные заранее трубы (например, длиной 24,0 м) с бандажами и столиками для крепления подвесок и служебного

мостика подаются в пролет для последующего укрупнения в единую плеть. Учитывая неравномерный профиль уровня земли, участки труб укладываются на временные опоры на отметке $-5,0$ м от проектного положения низа трубы, где они свариваются. Готовый участок трубопровода для закрепления к подвескам поднимается полиспастами и двумя автокранами. Закрепление трубы к подвескам и корректировка их продольного профиля выполняется с передвижной автомобильной стреловой вышки, которую последовательно перемещают вдоль оси перехода. Одновременно с монтажом трубы производится установка и натягивание ветровых оттяжек. После этого смонтированный трубопровод соединяется с трубопроводом трассы.

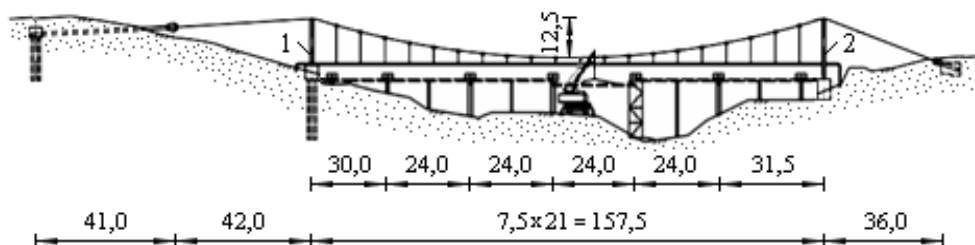


Рис. 3.5. Принципиальная схема монтажа висячего трубопроводного перехода газопровода: 1 – Ялтинский пилон; 2 – Алуштинский пилон

3.5. Выводы и предложения. Анализ результатов оценки проекта висячего перехода газопровода свидетельствует, что:

- при проектировании висячих трубопроводных переходов следует учитывать опыт проектирования аналогичных сооружений, что позволит избежать многих неудачных решений;
- принятые конструктивные решения должны в обязательном порядке обеспечивать соответствие расчетных схем и действительных условий работы конструкций.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. *Бабік К.М., Гах Н.Д., Шалінський В.В.* Динамічні дослідження земляної вставки у складі автодорожнього проїзду спорудами Дніпровської ГЕС // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2020. – № 4. – С. 16 – 22.
2. *Бабік К.М., Гах Н.Д., Шалінський В.В.* Технічний стан конструкцій та елементів земляної вставки автодорожнього проїзду спорудами Дніпровської ГЕС // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2020. – № 4. – С. 7 – 15.
3. ГОСТ 5058-65*. Сталь низколегированная конструкционная. Марки и общие технические требования. – Москва: ГК стандартов Совета Министров СССР, 1967. – 10 с.
4. ГОСТ 6713-53. Сталь углеродистая горячекатаная для мостостроения. Технические условия. – Москва: Издательство стандартов, 1953. – 8 с.
5. ГОСТ 6713-91. Прокат низколегированный конструкционный для мостостроения. Технические условия. – Москва: Издательство стандартов, 1991. – 8 с.
6. ГОСТ 9.402-80*. Единая система защиты от коррозии и старения. Покрытия лакокрасочные. Подготовка металлических поверхностей перед окрашиванием. – Москва: ГК стандартов Совета Министров СССР, 1981. – 93 с.
7. ГОСТ 19282-73. Сталь низколегированная толстолистовая и широкополосная универсальная. Технические условия. – Москва: ГК стандартов Совета Министров СССР, 1974. – 30 с.
8. ДБН В.1.2-15:2009. Споруди транспорту. Навантаження і впливи. Мости та труби. – Київ: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2009. – 66 с.
9. ДБН В.2.3-5:2018. Вулиці та дороги населених пунктів. – Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2018. – 55 с.
10. ДБН В.2.3-6:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Обстеження та випробування. – Київ: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2009. – 44 с.
11. ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування. – Київ: Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства України, 2006. – 359 с.
12. ДБН В.2.3-22:2009. Мости і труби. Основні вимоги проектування. – Київ: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2009. – 73 с.
13. ДБН В.2.3-26:2010. Споруди транспорту. Мости та труби. Сталеві конструкції. Правила проектування. – Київ: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011. – 195 с.
14. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – Київ: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011. – 71 с.

15. ДСТУ Б В.2.7-220:2009. Будівельні матеріали. Бетони. Визначення міцності механічними методами неруйнівного контролю. – Київ: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2010. – 20 с.
16. ДСТУ Б В.2.7-224:2009. Будівельні матеріали. Бетони. Правила контролю міцності. – Київ: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2010. – 23 с.
17. ДСТУ Б В.2.7-226:2009. Будівельні матеріали. Бетони. Ультразвуковий метод визначення міцності. – Київ: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2010. – 22 с.
18. ДСТУ ГОСТ 12.1.012:2008. Система стандартів безпеки праці. Вібраційна безпека. Загальні вимоги. – Київ: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2009. – 26 с.
19. ДСТУ-Н Б В.2.3-23:2012. Настанова з оцінювання і прогнозування технічного стану автодорожніх мостів. – Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2013. – 45 с.
20. ДСТУ 2651-2005. Сталь вуглецева звичайної якості. Марки (ГОСТ 380-2005). – Київ: Держспоживстандарт України, 2006. – 14 с.
21. ДСТУ 8817:2018. Прокат конструкційний з нелогованої та логованої сталі для мостобудування. Технічні умови. – Київ: ДП «Український науково-дослідний і навчальний центр проблем стандартизації, сертифікації та якості», 2018. – 10 с.
22. ДСТУ EN 10025-3:2007. Вироби гарячекатані з конструкційної сталі. Частина 3. Технічні умови постачання зварюваних дрібнозернистих конструкційних сталей, підданих нормалізації або нормалізувальному прокатуванню (EN 10025-3:2004, IDT). – Київ: Держспоживстандарт України, 2009. – 17 с.
23. ДСТУ EN 1317-3:2019. Дорожні стримувальні системи. Частина 3. Класи експлуатаційних характеристик, критерії прийнятності ударних випробувань та методи випробування амортизаційних дорожніх пристроїв (EN 1317-3:2010, IDT). – Київ: ДП «Український науково-дослідний і навчальний центр проблем стандартизації, сертифікації та якості», 2020. – 14 с.
24. Закон України «Про надання будівельної продукції на ринку» № 2698 від 02.09.2020 р.
25. Киреенко В.И. (Заявитель ГПИ «Укрпроектстальконструкция»). Стыковое соединение металлических ортотропных плит настила проезжей части моста. – А. с. 431279 (СССР). Опубл. в Б.И. – 1974. – № 21. – С. 126.
26. Киреенко В.И., Шимановский В.Н., Коршунов Д.А., Смирнов Ю.В. Висячие трубопроводные переходы. – Киев: Издательство «Будівельник», 1968. – 160 с.
27. Корнеев М.М. Стальные мосты: Теоретическое и практическое пособие по проектированию мостов в двух томах. – Киев: Издательство «Академпрес», 2010. – Т. 1. – 532 с.
28. Кудрявцев И.А. Влияние вибрации на основания сооружений. – Гомель: Издательство «БелГУТ», 1999. – 274 с.
29. Лобанов Л.М., Шимановський О.В. Реалії сталевих мостів України // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2022. – № 1. – С. 2 – 11.

30. *Перельмутер А.В., Гордєєв В.М., Горохов Є.В., Єгоров Є.А., Корольов В.П., Лантух-Лященко А.І., Оглобля О.І.* Стан та залишковий ресурс фонду будівельних металевих конструкцій в Україні. – Київ: Видавництво «Сталь», 2002. – 166 с.
31. *Позняков В.Д., Дядін В.П., Давидов Є.О., Дмитрієнко Р.І.* Технічний стан металевих конструкцій головних балок мосту ім. Є.О. Патона через р. Дніпро у м. Києві // *Промислове будівництво та інженерні споруди*. – 2021. – № 1. – С. 9 – 17.
32. Порядок проведення обстеження прийнятих в експлуатацію об'єктів будівництва. – Затверджено постановою Кабінету Міністрів України № 257 від 12.04.2017 р. – 4 с.
33. Постійно діюча адміністративна колегія Антимонопольного комітету України з розгляду скарг про порушення законодавства у сфері публічних закупівель. Рішення № 21796-р/пк-пз від 24.11.2020 р. – URL: <file:///C:/Users/user/AppData/Local/Temp/рішення від 24.11.2020 №21796-3.pdf>
34. Постійно діюча адміністративна колегія Антимонопольного комітету України з розгляду скарг про порушення законодавства у сфері публічних закупівель. Рішення № 9075-р/пк-пз від 26.04.2021 р. – URL: <file:///C:/Users/user/AppData/Local/Temp/рішення від 26.04.2021 №9075.pdf>
35. Постійно діюча адміністративна колегія Антимонопольного комітету України з розгляду скарг про порушення законодавства у сфері публічних закупівель. Рішення № 16609-р/пк-пз від 20.07.2021 р. – URL: <file:///C:/Users/user/AppData/Local/Temp/рішення від 20.07.2021 №16609.pdf>
36. Постійно діюча адміністративна колегія Антимонопольного комітету України з розгляду скарг про порушення законодавства у сфері публічних закупівель. Рішення № 26172-р/пк-пз від 23.11.2021 р. – URL: <file:///C:/Users/user/AppData/Local/Temp/Рішення від 23.11.2021 № 26172-1.pdf>
37. Постійно діюча адміністративна колегія Антимонопольного комітету України з розгляду скарг про порушення законодавства у сфері публічних закупівель. Рішення № 214-р/пк-пз від 05.01.2022 р. – URL: <file:///C:/Users/user/AppData/Local/Temp/рішення від 05.01.2022 № 214.pdf>
38. Постійно діюча адміністративна колегія Антимонопольного комітету України з розгляду скарг про порушення законодавства у сфері публічних закупівель. Рішення № 2150-р/пк-пз від 02.02.2022 р. – URL: <file:///C:/Users/user/AppData/Local/Temp/рішення від 02.02.2022 № 2150.pdf>
39. Протокол № 3-21 засідання науково-технічної ради ПрАТ «Укргідроенерго» від 15 липня 2021 року. – Вишгород: ПрАТ «Укргідроенерго», 2021. – 5 с.
40. Протокол № 4/21 селекторного засідання науково-технічної ради ПрАТ «Укргідроенерго» від 18 листопада 2021 року. – Вишгород: ПрАТ «Укргідроенерго», 2021. – 6 с.
41. Протокол технічної наради щодо стану автодорожнього переїзду через гідротехнічні споруди філії «Дніпровська ГЕС» ПрАТ «Укргідроенерго» від 31 травня 2022 року. – Запоріжжя: Філія «Дніпровська ГЕС» ПрАТ «Укргідроенерго» – ПрАТ «Укргідроенерго», 2022. – 4 с.
42. Протокол щодо прийняття рішення уповноваженою особою № 21/4 від 13 січня 2022 р. – URL: <file:///C:/Users/user/AppData/Local/Temp/13.01.2022.> – Протокол відміни торгів.pdf

43. Рекомендации по оценке состояния железобетонных конструкций при эксплуатации в агрессивных средах. – Москва: НИИЖБ Госстроя СССР, 1984. – 34 с.
44. Сейсмомониторинг. Руководство пользователя (в электронном виде). – Киев: Издательство НТЦ «Диатос», НТУ «КПИ», 2009.
45. СНиП 2.05.03-84* Мосты и трубы. – Москва: Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации, 2005. – 239 с.
46. СНиП II-Д.7-62. Мосты и трубы. Нормы проектирования. – Москва: ГК Совета Министров СССР по делам строительства, 1963. – 70 с.
47. СН 200-62. Технические условия проектирования железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб. – Москва: ГК Совета министров СССР по делам строительства, 1962. – 328 с.
48. Статистичний щорічник України за 2019 рік. – Київ: Держстат України, 2020. – 465 с.
49. Статистичний щорічник України за 2018 рік. – Київ: Держстат України, 2019. – 482 с.
50. Статистичний щорічник України за 2017 рік. – Київ: Держстат України, 2018. – 541 с.
51. Статистичний щорічник України за 2016 рік. – Київ: Держстат України, 2017. – 611 с.
52. Статистичний щорічник України за 2015 рік. – Київ: Держстат України, 2016. – 575 с.
53. Статистичний щорічник України за 2014 рік. – Київ: Держстат України, 2015. – 586 с.
54. Статистичний щорічник України за 2013 рік. – Київ: Держстат України, 2014. – 534 с.
55. Статистичний щорічник України за 2012 рік. – Київ: Держстат України, 2013. – 552 с.
56. Статистичний щорічник України за 2011 рік. – Київ: Держстат України, 2012. – 559 с.
57. Статистичний щорічник України за 2010 рік. – Київ: Держстат України, 2011. – 560 с.
58. *Тарнапольский Д.И., Котлубей Д.О., Кот О.В.* Особливості технічного стану та капітального ремонту моста Метро через р. Дніпро в м. Києві // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2019. – № 2. – С. 24 – 30.
59. Технічний звіт за результатами роботи «Послуги з планового обстеження мосту Метро через р. Дніпро (код за ДК 021:2015 – 71630000 – 3 Послуги з технічного огляду та випробувань)». Книга 1. ЗТС-04-96/21. Технічний звіт (заключний). – Київ: ТОВ «Компанія Промексперт», 2021. – 268 с.
60. ТУ 14-4-1216-82. Канаты стальные оцинкованные спиральные закрытой конструкции. – Москва: Министерство черной металлургии СССР, 1982. – 16 с.
61. *Шимановський О.В.* Методи та практичні заходи з ослаблення наростаючого руйнування сталевих конструкцій // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2019. – № 1. – С. 2 – 14.
62. *Шимановський О.В.* Особливості вибухових навантажень та практичні прийоми захисту будівель від вибуху // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2019. – № 4. – С. 28 – 32.
63. *Шимановський О.В.* Особливості забезпечення будівель та інженерних споруд при терористичних нападах // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2018. – № 4. – С. 2 – 11.
64. *Шимановський О.В.* Питання попередження можливих терористичних нападів та усунення їх наслідків стосовно споруд зі сталевих конструкцій. Частина 1 //

- Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського. – Київ: Видавництво «Сталь», 2019. – Вип. 23. – С. 4 – 31.
65. *Шимановський О.В.* Питання попередження можливих терористичних нападів та усунення їх наслідків стосовно споруд зі сталевих конструкцій. Частина 2 // Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського. – Київ: Видавництво «Сталь», 2019. – Вип. 24. – С. 4 – 41.
66. *Шимановський О.В.* Сучасний технічний стан позакласних металевих мостів м. Києва // Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського. – Київ: Видавництво «Сталь», 2018. – Вип. 21 – 22. – С. 4 – 37.
67. *Шимановський О.В., Гордєєв В.М.* Найвищий у світі віадук. Симпозіум мостовиків // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2007. – № 1. – С. 41 – 45.
68. *Шимановський О.В., Дудник Е.С.* Технічний стан і проблеми реконструкції Київських мостів // Будівництво України. – 2002. – № 6. – С. 9 – 14.
69. *Шимановський О.В., Дудник Е.С., Шаповал О.В.* Технічний стан висячого паркового моста через р. Дніпро в м. Києві // Будівництво України. – 2003. – № 4. – С. 25 – 28.
70. *Шимановський О.В., Дудник Е.С., Шапошникова П.П.* Міст ім. Є.О.Патона: минуле, нинішнє, майбутнє // Будівництво України. – 2004. – № 8. – С. 28 – 33.
71. *Шимановський О.В., Котлубей Д.О., Сташук П.М.* Парковий пішохідний міст через р. Дніпро в м. Києві. Технічний стан // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2019. – № 2. – С. 19 – 23.
72. *Шимановський О.В., Котлубей Д.О., Сташук П.М.* Північний міст через р. Дніпро в м. Києві. Особливості технічного стану // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2019. – № 2. – С. 2 – 7.
73. *Шимановський О.В., Котлубей Д.О., Шалінський В.В.* Аварійна ситуація на мосту ім. Є.О.Патона та заходи щодо її вирішення // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2018. – № 4. – С. 30 – 33.
74. *Шимановський О.В., Котлубей Д.О., Шалінський В.В.* Міст ім. Є.О. Патона – нинішній стан та перспективи // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2018. – № 1. – С. 2 – 9.
75. *Шимановський О.В., Котлубей Д.О., Шалінський В.В.* Технічний стан автодорожньої частини Дарницького залізнично-автомобільного мостового переходу через р. Дніпро у м. Києві // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2019. – № 2. – С. 8 – 13.
76. *Шимановський О.В., Котлубей Д.О., Шалінський В.В.* Щодо технічного стану моста ім. Є.О. Патона // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2019. – № 1. – С. 20 – 25.
77. *Шимановський О.В., Котлубей Д.О., Шалінський В.В., Кобернюк Б.П.* Обстеження Паркового пішохідного моста через р. Дніпро на Труханів острові у м. Києві після ліквідації наслідків аварійної ситуації // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2021. – № 3. – С. 16 – 20.

78. Шимановський О.В., Котлубей Д.О., Шалінський В.В., Кобернюк Б.П., Карнаков І.А. Деякі питання технічного стану моста ім. Є.О. Патона // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2021. – № 1. – С. 3 – 8.
79. Шимановський О.В., Осадчий С.Д., Шалінський В.В., Тарнопольський Д.Й. Питання реконструкції автопроїзду по спорудах греблі ДніпроГЕС // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2022. – № 1. – С. 12 – 29.
80. Шимановський О.В., Осадчий С.Д., Шалінський В.В., Тарнопольський Д.Й. Реконструкція автодорожнього проїзду через гідротехнічні споруди Дніпровської ГЕС // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2022. – № 2. – С. 2 – 18.
81. Шимановський О.В., Сташук П.М. Південний міст через р. Дніпро в м. Києві. Нинішній стан та перспективи // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2019. – № 2. – С. 14 – 18.
82. Шимановський О.В., Шалінський В.В. Обстеження конструкцій автопроїзду по прогонових будовах греблі ДніпроГЕС, зведених у 1977 р. // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2020. – № 2. – С. 2 – 7.
83. Шимановський О.В., Шалінський В.В. Особливості проведення відновлювальних робіт за можливих терористичних актів на позакласних мостах // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2019. – № 3. – С. 2 – 12.
84. Шимановський О.В., Шалінський В.В. Проблеми експлуатації моста через аванкамеру автодорожнього переїзду філії «Дніпровська ГЕС» // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2019. – № 4. – С. 23 – 27.
85. Шимановський О.В., Шалінський В.В. Розроблення протиаварійних заходів для Паркового пішохідного моста через р. Дніпро на Труханів острові у м. Києві // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2020. – № 1. – С. 8 – 11.
86. Шимановський О.В., Шалінський В.В. Спеціальне обстеження аварійного Паркового пішохідного моста через р. Дніпро на Труханів острові у м. Києві // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2020. – № 1. – С. 2 – 7.
87. Шимановський О.В., Шалінський В.В. Термінові протиаварійні заходи на автопроїзді по спорудах греблі ДніпроГЕС // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2020. – № 2. – С. 8 – 10.
88. Шимановський О. В., Шалінський В.В. Щодо обстеження естакади через шлюзи автодорожнього переходу по гідротехнічних спорудах Дніпровської ГЕС // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2021. – № 2. – С. 30 – 35.
89. Шимановський О.В., Шалінський В.В. Щодо технічного стану автопереїзду по прогонових будовах греблі ДніпроГЕС, зведених у 1932 р. // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2020. – № 4. – С. 2 – 6.
90. Шимановський О.В., Шалінський В.В., Голота А.Я. Щодо технічного стану автодорожнього переходу по греблі Канівської ГЕС // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2022. – № 3 – 4. – С. 21 – 25.
91. Шимановський О. В., Шалінський В.В., Малишев Є.Л. Підтримання автодорожнього проїзду через гідротехнічні споруди Дніпровської ГЕС у робочому стані // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2023. – № 1. – С. 2 – 7.

92. Шимановский А.В., Шалинский В.В., Чабан Н.А. Механика висячих систем. Издание третье, переработанное и дополненное / Под общей редакцией Шимановского А.В. – Киев: Издательство «Сталь», 2013. – 541 с.
93. Шимановський О.В., Шалінський В.В., Шимановська М.О. Дійсний напружений стан прогонової будови естакади через шлюзи автопроїзду по гідротехнічних спорудах ДніпроГЕС із ортотропними плитами проїзної частини. DOI: <https://doi.org/10.33644/2313-6679-15-2021-3> // Наука та будівництво. Science & Construction (<https://journals.indexcopernicus.com/search/details?id=63800&lang=pl>). – 2021. – № 4 (30). – С. 18 – 35.
94. Шимановський О.В., Шалінський В.В., Шимановська М.О. Закономірності впливу експлуатаційних дефектів і пошкоджень на технічний стан мостових прогонових будов із ортотропними плитами проїзної частини // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2021. – № 2. – С. 3 – 18.
95. Шимановський О.В., Шалінський В.В., Шимановська М.О. Напружений стан ортотропних плит проїзної частини мостових прогонових будов із урахуванням впливу експлуатаційних дефектів і пошкоджень // Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського. – Київ: Видавництво «Сталь», 2020. – Вип. 25 – 26. – С. 4 – 38.
96. Шимановський О.В., Шалінський В.В., Шимановська М.О. Особливості розрахунку та роботи мостових прогонових будов із ортотропними плитами проїзної частини з урахуванням їх дійсного технічного стану // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2020. – № 3. – С. 2 – 16.
97. Шимановський О.В., Шалінський В.В., Шимановська М.О. Щодо впливу умов утримання на напружений стан ортотропної плити проїзної частини моста через аванкамеру автопроїзду ДніпроГЕС // Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського. – Київ: Видавництво «Сталь», 2021. – Вип. 27 – 28. – С. 4 – 34.
98. Шимановский В.Н. Висячие системы. – Киев: Издательство «Будівельник», 1984. – 208 с.
99. AASHTO LRFD. Bridge Construction Specifications. Third Edition. – Washington: American Association of State Highway and Transportation Officials, 2010. – 542 p.
100. AASHTO LRFD. Bridge Design Specifications. – Washington: American Association of State Highway and Transportation Officials, 2012. – 1661 p.
101. AISC. Design Manual for Orthotropic Steel Plate Deck Bridges. – New York: American Institute of Steel Construction, 1963. – 237 p.
102. BS 5400-3. Steel, concrete and composite bridges. Part 3: Code of practice for design of steel bridges. – London: British Standards Institution, 2006. – 202 p.
103. Chen Mu, Xue Jianghong, Li Ping, Jin Fusong. Orthotropic Analysis of Steel Deck-Girder-Rib Systems Subjected to Transverse Load // International Journal of Steel Structures. – 2019. – Vol. 19. – P. 1010 – 1022.
104. Chen Stuart S., Aref Amjad J., Chiewanichakorn Methee, Ahn Il-Sang. Proposed Effective Width Criteria for Composite Bridge Girders // Journal of Bridge Engineering. – 2007. – Vol. 12, Issue 3. – P. 325 – 338.

105. *Cornelius W.* Die Berechnung der ebenen Flaechentragwerke mit Hilfe der Theorie der orthogonal-anisotropen Platte // *Der Stahlbau*, 1952. – B. 21, H. 2. – S. 21 – 24 und H. 3. – S. 43 – 48 und H. 4. – S. 60 – 64.
106. *De Corte W., Delesie C., Van Bogaert P.* Examination of Local Stresses in Relation to Fatigue Failure at the Rib to Floorbeam Joint of Orthotropic Plated Bridge Decks // *Bridge Structures: Assessment, Design and Construction*. – 2007. – Vol. 3, Issue 3. – P. 183 – 191.
107. *De Corte W., Van Bogaert P.* Improvements for the Analysis of Floorbeams with Additional Webs Cutouts for Orthotropic Plated Decks with Closed Continuous Ribs // *Steel and Composite Structures* – 2007. – Vol. 7, Issue 1. – P. 1 – 18.
108. Eurocode 1993-2. Design of steel structures. Part 2: Steel Bridges. – Brussels: European Committee for Standardization, 2009. – 105 p.
109. FHWA. Manual for Design, Construction, and Maintenance of Orthotropic Steel Deck Bridges. – Washington: US Department of Transportation Federal Highway Administration, 2012. – 262 p.
110. *Homberg H., Trenks K.* Drehsteife Kreuzwerke. – Berlin: Springer-Verlag, 1962. – 318 s.
111. *Huber M.T.* Die Theorie der kreuzweise bewehrten Eisenbetonplatten nebst Anwendungen auf mehrere bautechnisch wichtige Aufgaben über rechteckige Platten// *Der Bauingenier*. – 1923. – B. 4, H. 12. – S. 354 – 360 und H. 13. – S. 392 – 395.
112. *Huber M.T.* Probleme der Statik technisch wichtiger orthotroper Platten // *Timoshenko Anniversary Volume*. – New York: Macmillan Company Publishers, 1938. – 89 p.
113. *Huber M.T.* Zur Theorie der Berührung fester elastischer Körper // *Annalen der Physik*. – 1904. – B. 14. – S. 153 – 163.
114. ISO 8501-1:2007. Preparation of steel substrates before application of paints and related products. Visual assessment of surface cleanliness. Part 1: Rust grades and preparation grades of uncoated steel substrates and of steel substrates after overall removal of previous coatings (Подготовка стальной основы перед нанесением красок и подобных покрытий. Визуальная оценка чистоты поверхности. Часть 1: Степени ржавости и степени подготовки непокрытой стальной основы и стальной основы после полного удаления прежних покрытий). – Geneva: ISO/TC 35/SC 12, 2007. – 74 p.
115. JRA. Specifications for highwaybridges. Part 2: Steel Bridges. – Tokyo: Japan Road Association, 2017. – 458 p.
116. *Korniev M.* Orthotropic Deck Bridges in Ukraine // *Orthotropic Bridge Conference*. – Sacramento, 2004. – P. 113 – 131.
117. *Korniev M.* Bridge Engineering in Ukraine // *Handbook of Bridge Engineering*. – London: CRC Press Publishers, 2014. – P. 865 – 905.
118. *Kurrer Karl-Eugen.* The history of the theory of structures: searching for equilibrium. Second edition. – Berlin: Wiley: Ernst & Sohn Publishers, 2018. – 1212 p.
119. [Le Viaduc de Millau](https://www.leviaducdemillau.com/fr). – URL: <https://www.leviaducdemillau.com/fr>
120. *Mangus A.R., Sun S.* Orthotropic Deck Bridges. Chapter 14 // *Bridge Engineering Handbook*. – Boca Raton: CRC Press Publishers, 2000. – 47 p.

121. *Pelikan W., Esslinger M.* Die Stahlfahrbahn-Berechnung und Konstruktion // MAN-Forschungsheft. – 1957. – B. 7. – S. 23 – 46.
122. *Sadlacek G.* Orthotropic Plate Deck Bridges // *Constructional Steel Design: An international guide.* – London and New York: Elsevier Applied Science Publishers, 1992. – P. 227 – 247.
123. *Shymanovskiy O., Shalinskyi V., Shymanovska M., Baran W.* Stress State and Several Problems of Estimating the Actual Operation of Effective Bridge Superstructures // *Book of Abstracts 5th Scientific Conference «Environmental challenges in Civil Engineering (ECCE)».* – Opole. – 2022. – P. 54 – 55.
124. *Troitsky M.S.* Orthotropic bridges: Theory and design. Second edition. – Cleveland: Published by The James F. Lincoln Arc Welding Foundation, 1987. – 400 p.
125. *Wolchuk R., Ostapenko A.* Secondary stresses in closed orthotropic deck ribs at floor-beams // *Journal of Structural Engineering.* – 1992. – Vol. 118, Issue 2. – P. 582 – 595.
126. *Wolchuk R.* Steel orthotropic decks. Development in 1990s // *Transportation Research Record.* – 1999. – Vol. 1688, Issue 1. – P. 30 – 37.

ДО ЧИТАЧА	3
ПЕРЕДМОВА ДО ДРУГОГО ВИДАННЯ	5
ПЕРЕДМОВА	9
Частина 1. Обстеження технічного стану та заходи щодо вирішення аварійних ситуацій на мосту імені Євгена Оскаровича Патона	13
Глава 1. Міст ім. Є.О. Патона – минуле, нинішнє, майбутнє	14
1.1. Вступ	14
1.2. Характеристика моста	16
1.3. Характеристика теперішнього стану мостових конструкцій, ремонтів і реконструкцій	18
1.4. Пропозиції щодо реконструкції моста з підвищенням пропускної здатності	20
1.5. Пропозиції щодо технології виготовлення і монтажу конструкцій моста	22
Глава 2. Міст ім. Є.О. Патона – нинішній стан та перспективи	24
2.1. Вступ	24
2.2. Характеристика моста	24
2.3. Історія експлуатації моста	27
2.4. Нинішній стан конструкцій моста	29
2.5. Висновки	33
Глава 3. Аварійна ситуація на мосту ім. Є.О. Патона та заходи щодо її вирішення	34
3.1. Вступ	34
3.2. Аварійна ситуація на мосту	34
3.3. Заходи щодо усунення аварійної ситуації	37
3.4. Висновки	38

Глава 4. Щодо технічного стану моста ім. Є.О. Патона	39
4.1. Вступ	39
4.2. Характеристика моста	39
4.3. Нинішній стан конструкцій моста	39
4.4. Висновки	46
Глава 5. Деякі питання технічного стану моста ім. Є.О. Патона	47
5.1. Вступ	47
5.2. Нинішній стан конструкцій моста	49
5.3. Висновки	53
Глава 6. Реалії сталевих мостів України	54
6.1. Вступ	54
6.2. Загальні відомості	55
6.3. Експлуатаційний стан мостів населених пунктів України	57
6.4. Експлуатаційний стан київських мостів	59
6.5. Висновки	66
Частина 2. Обстеження, визначення дійсного технічного стану та реконструкція автодорожнього переїзду (автопроїзду) через гідротехнічні споруди Дніпровської гідроелектростанції (ДніпроГЕС)	67
Глава 1. Обстеження автодорожнього переїзду через гідротехнічні споруди Дніпровської ГЕС	68
1.1. Проблеми експлуатації моста через аванкамеру автодорожнього переїзду філії «Дніпровська ГЕС»	68
1.1.1. Вступ	68
1.1.2. Конструкція моста через аванкамеру	69
1.1.3. Проблеми експлуатації моста	72
1.1.4. Висновки	74

1.2. Обстеження конструкцій автопроїзду по виконаних у 1977 р. прогонових будовах греблі ДніпроГЕС	74
1.2.1. Вступ	74
1.2.2. Стислий опис виконаних у 1977 р. конструкцій автопроїзду	74
1.2.3. Результати обстеження виконаних у 1977 р. конструкцій автопроїзду	77
1.3. Термінові протиаварійні заходи на автопроїзді по спорудах греблі ДніпроГЕС	82
1.3.1. Вступ	82
1.3.2. Заходи з ліквідації аварійної ситуації	82
1.3.3. Висновки	86
1.4. Щодо технічного стану автопроїзду по виконаних у 1932 р. прогонових будовах греблі ДніпроГЕС	86
1.4.1. Вступ	86
1.4.2. Стислий опис початкового стану виконаних у 1932 р. конструкцій автопроїзду та його посилень під час експлуатації	86
1.4.3. Результати обстеження виконаних у 1932 р. конструкцій автопроїзду	88
1.5. Щодо обстеження естакади через шлюзи автодорожнього переходу через гідротехнічні споруди Дніпровської ГЕС	92
1.5.1. Вступ	92
1.5.2. Стислий опис існуючих конструкцій естакади через шлюзи	93
1.5.3. Результати обстеження конструкцій естакади через шлюзи	95

1.6. Технічний стан конструкцій та елементів земляної вставки автодорожнього проїзду спорудами Дніпровської ГЕС	99
1.6.1. Вступ	99
1.6.2. Об'єкт, задачі та обсяги обстеження	99
1.6.3. Загальна характеристика греблі Дніпровської ГЕС	100
1.6.4. Основні відомості про попередні обстеження споруд та автопроїзду по греблі Дніпровської ГЕС	101
1.6.5. Загальна характеристика земляної вставки автопроїзду по греблі Дніпровської ГЕС	101
1.6.6. Методологія візуального обстеження земляної вставки автопроїзду по греблі ДніпроГЕС	102
1.6.7. Результати візуального обстеження земляної вставки автопроїзду по греблі ДніпроГЕС	103
1.6.8. Результати інструментальних досліджень елементів земляної вставки автопроїзду по греблі ДніпроГЕС	104
1.6.9. Визначення глибини карбонізації бетону	107
1.6.10. Визначення ступеня корозії арматури	107
1.6.11. Оцінювання технічного стану конструктивних елементів земляної вставки	109
1.6.12. Прогнозування залишкового ресурсу конструктивних елементів земляної вставки	110
1.6.13. Висновки	110
1.7. Динамічні дослідження земляної вставки у складі автодорожнього проїзду спорудами Дніпровської ГЕС	112
1.7.1. Вступ	112
1.7.2. Загальна характеристика конструкцій земляної вставки автопроїзду по греблі Дніпровської ГЕС	113

1.7.3.	Методика динамічних досліджень земляної вставки та її окремих конструкцій	114
1.7.4.	Умови та схеми проведення динамічних досліджень	115
1.7.5.	Результати динамічних досліджень	117
1.7.6.	Висновки	121
Глава 2.	Реконструкція автодорожнього переїзду через гідротехнічні споруди Дніпровської ГЕС	123
2.1.	Питання реконструкції автопроїзду по спорудах греблі ДніпроГЕС	123
2.1.1.	Вступ. Загальні дані	123
2.1.2.	Стислий опис конструкцій автопроїзду та його підсилень під час експлуатації	123
2.1.3.	Результати обстеження конструкцій автопроїзду	126
2.1.4.	Стислий опис концептуальних варіантів реконструкції автопроїзду з застосуванням металевих конструкцій	128
2.1.5.	Стислий опис концептуальних варіантів реконструкції автопроїзду з застосуванням залізобетонних конструкцій	140
2.1.6.	Висновки	149
2.2.	Реконструкція автодорожнього переїзду через гідротехнічні споруди Дніпровської ГЕС	150
2.2.1.	Вступ. Загальні дані	150
2.2.2.	Результати обстеження конструкцій автопроїзду	150
2.2.3.	Затверджений варіант реконструкції автопроїзду	152
2.2.4.	Особливості загальних проєктних рішень із комплексної реконструкції автопроїзду по гідротехнічних спорудах ДніпроГЕС	153

2.2.5. Проектне рішення з реконструкції моста через аванкамеру	154
2.2.6. Проектне рішення з реконструкції естакади через шлюзи	159
2.2.7. Проектне рішення з реконструкції моста по греблі ДніпроГЕС	163
2.2.8. Проектне рішення з реконструкції моста на ділянці сполучення із землею вставкою	169
2.2.9. Висновки	176
Глава 3. Підтримання автодорожнього проїзду через гідротехнічні споруди Дніпровської ГЕС у робочому стані	177
3.1. Вступ	177
3.2. Підсилення автопроїзду по греблі ДніпроГЕС	179
3.3. Підсилення моста через аванкамеру	181
3.4. Висновки	184
Глава 4. Визначення дійсного напруженого стану ортотропних плит проїзної частини мостових прогонових будов автодорожнього переїзду через гідротехнічні споруди Дніпровської ГЕС	185
4.1. Напружений стан ортотропних плит проїзної частини мостових прогонових будов із урахуванням впливу експлуатаційних дефектів і пошкоджень	185
4.1.1. Вступ	185
4.1.2. Загальна характеристика прогонової будови автопроїзду по греблі Дніпровської ГЕС	189
4.1.3. Розрахункова схема прогонової будови	193
4.1.4. Навантаги на прогонову будову	196
4.1.5. Результати чисельних розрахунків несної спроможності прогонової будови	198
4.1.6. Методика розрахунку прогонової будови з використанням коефіцієнта редукції	202

4.1.7. Результати розрахунків прогонової будови з використанням коефіцієнта редукції	205
4.1.8. Висновки	211
4.2. Закономірності впливу експлуатаційних дефектів і пошкоджень на технічний стан мостових прогонових будов із ортотропними плитами проїзної частини	212
4.2.1. Вступ	212
4.2.2. Постановка завдання	212
4.2.3. Стислий опис існуючих конструкцій естакади спряження греблі з лівим берегом	213
4.2.4. Результати обстеження конструкцій естакади спряження греблі з лівим берегом	217
4.2.5. Розрахункова схема прогонової будови	221
4.2.6. Навантаги на прогонову будову	223
4.2.7. Результати чисельних розрахунків несної спроможності прогонової будови	225
4.2.8. Методика розрахунку прогонової будови з використанням коефіцієнта редукції	229
4.2.9. Результати розрахунків прогонової будови з використанням коефіцієнта редукції	229
4.2.10. Висновки	235
4.3. Дійсний напружений стан прогонової будови естакади через шлюзи автопроїзду по гідротехнічних спорудах ДніпроГЕС із ортотропними плитами проїзної частини	237
4.3.1. Вступ та аналіз останніх досліджень і публікацій	237
4.3.2. Постановка завдання	238
4.3.3. Стислий опис існуючих конструкцій естакади через шлюзи	238
4.3.4. Обстеження конструкцій естакади через шлюзи	241

4.3.5.	Розрахункова схема прогонової будови	241
4.3.6.	Навантаги на прогонову будову	244
4.3.7.	Результати чисельних розрахунків несної спроможності прогонової будови	246
4.3.8.	Методика розрахунку прогонової будови з використанням коефіцієнта редукції	249
4.3.9.	Результати розрахунків прогонової будови з використанням коефіцієнта редукції	249
4.3.10.	Висновки та перспективи подальших розробок	257
4.4.	Щодо впливу умов утримання на напружений стан ортотропної плити проїзної частини моста через аванкамеру автопроїзду ДніпроГЕС	259
4.4.1.	Вступ	259
4.4.2.	Постановка задачі досліджень	259
4.4.3.	Стислий опис існуючих конструкцій моста через аванкамеру	260
4.4.4.	Обстеження конструкцій моста через аванкамеру	263
4.4.5.	Розрахункова схема прогонової будови	263
4.4.6.	Навантаги на прогонову будову	266
4.4.7.	Результати чисельних розрахунків несної спроможності прогонової будови	267
4.4.8.	Методика розрахунку прогонової будови з використанням коефіцієнта редукції	272
4.4.9.	Результати розрахунків прогонової будови з використанням коефіцієнта редукції	272
4.4.10.	Висновки та перспективи подальших розробок	281
4.5.	Узагальнені висновки за результатами циклу робіт	282

Частина 3. Обстеження технічного стану, заходи щодо вирішення аварійних ситуацій, проблеми реконструкції та ремонту низки інших мостових споруд	284
Глава 1. Технічний стан і проблеми реконструкції кийвських мостів	285
1.1. Вступ	285
1.2. Вантовий міст через гавань	286
1.3. Мости ім. Є.О. Патона та Парковий пішохідний	291
Глава 2. Південний міст через р. Дніпро в м. Києві. Нинішній стан та перспективи	292
2.1. Вступ	292
2.2. Стислий опис основних конструктивних рішень	293
2.3. Результати обстеження конструкцій моста	294
2.4. Висновки	297
Глава 3. Нагальні проблеми технічного стану Південного моста через р. Дніпро в м. Києві	299
3.1. Вступ	299
3.2. Стислий опис основних конструктивних рішень	299
3.3. Результати обстеження конструкцій моста	304
3.4. Висновки	308
Глава 4. Технічний стан автодорожньої частини Дарницького залізнично-автомобільного мостового переходу через р. Дніпро в м. Києві	310
4.1. Вступ. Загальні дані	310
4.2. Конструкція автодорожньої частини моста	310
4.3. Результати обстеження конструкцій моста	313
4.4. Аналіз результатів обстеження та необхідні заходи щодо подальшої експлуатації моста	316
4.5. Висновки	317

Глава 5. Особливості технічного стану та капітального ремонту моста Метро через р. Дніпро в м. Києві	318
5.1. Вступ	318
5.2. Стислий опис основних конструктивних рішень	319
5.3. Результати обстеження конструкцій моста	320
5.4. Пропозиції з проведення капітального ремонту моста	322
Глава 6. Північний міст через р. Дніпро в м. Києві. Особливості технічного стану	326
6.1. Вступ	326
6.2. Основні конструктивні рішення моста	328
6.3. Результати обстеження конструкцій моста	328
6.4. Аналіз результатів обстеження та необхідні заходи щодо подальшої експлуатації моста	333
Глава 7. Технічний стан висячого Паркового моста через р. Дніпро в м. Києві	334
7.1. Вступ	334
7.2. Основні конструктивні рішення моста	334
7.3. Результати обстеження конструкцій моста	336
7.4. Аналіз результатів обстеження та необхідні заходи щодо подальшої експлуатації моста	336
Глава 8. Парковий пішохідний міст через р. Дніпро в м. Києві. Технічний стан	340
8.1. Вступ. Загальні дані	340
8.2. Історія експлуатації	342
8.3. Результати обстеження 2017 року	343
8.4. Висновки	345
Глава 9. Спеціальне обстеження аварійного Паркового пішохідного моста через р. Дніпро на Труханів острові у м. Києві	347
9.1. Вступ	347

9.2. Результати обстеження конструкцій моста	349
9.3. Висновки	353
Глава 10. Розроблення протиаварійних заходів для Паркового пішохідного моста через р. Дніпро на Труханів острів у м. Києві	354
10.1. Вступ	354
10.2. Необхідні заходи щодо подальшої експлуатації моста	355
Глава 11. Обстеження Паркового пішохідного моста через р. Дніпро на Труханів острів у м. Києві після ліквідації наслідків аварійної ситуації	360
11.1. Вступ	360
11.2. Результати обстеження конструкцій моста	361
11.3. Підсумки	365
Глава 12. Щодо технічного стану автодорожнього переходу по греблі Канівської ГЕС	366
12.1. Вступ	366
12.2. Стислий опис конструкцій автодорожнього переходу	366
12.3. Результати обстеження конструкцій мостового переходу	369
12.4. Висновки	371
Глава 13. Найвищий у світі віадук. Симпозіум мостовиків	372
Частина 4. Убезпечення будівель та інженерних споруд від можливих терористичних актів	379
Глава 1. Особливості вибухових навантаг та практичні прийоми захисту будівель від вибуху	380
1.1. Вступ. Загальні положення	380
1.2. Типові параметри вибухової хвилі	381
1.3. Відмінність вибухових навантаг від сейсмічних впливів	382
1.4. Можливість штучного захисту будівлі від вибуху	388

1.5. Умови, за яких вибухові навантаги можна розглядати як рівномірно розподілені	389
Глава 2. Особливості забезпечення будівель та інженерних споруд при терористичних актах	391
2.1. Вступ	391
2.2. Основні відмінності вибухових і ударних впливів від звичайних навантаг, які враховуються при будівельному проєктуванні	392
2.3. Впливи, яким повинна протистояти будівельна конструкція	393
2.4. Ступінь врахування рівня ризику під час проєктування	396
2.5. Визначення вірогідності навмисного нападу із застосуванням вибухівки	397
2.6. Експлуатаційні й «неконструктивні» заходи безпеки	399
2.7. Відмінності проєктування з урахуванням ослаблення вибуху від проєктування опору наростаючому руйнуванню	400
2.8. Забезпечення живучості конструктивних систем при вибухових навантагах	401
2.9. Принципова стратегія використання геометрії будівлі чи споруди для послаблення дії вибуху	402
2.10. Вплив властивостей матеріалу та геометрії перерізів на опір вибуховим навантагам	403
2.11. Особливості проєктування вузлових з'єднань несних сталевих елементів	403
2.12. Вплив облицювання і перекриттів на передавання навантаг	405
2.13. Найтипівіші помилки проєктних і технічних рішень	406

Глава 3. Методи та практичні заходи з ослаблення наростаючого руйнування сталевих конструкцій	407
3.1. Вступ	407
3.2. Вимоги до споруди, яка перебуває в екстремальних умовах	407
3.3. Методи непрямого і прямого розрахунку запасу міцності конструкції	408
3.4. Конструктивні рішення і властивості «обв'язки» споруди	411
3.5. Експлуатаційні критерії для металоконструкцій, які піддаються вибуховим навантагам	413
3.6. Властивості сталі у розрахунку на вибухобезпечність	414
3.7. Методи і етапи розрахунку на вибухові навантаги	415
3.8. Методи удосконалення робочих характеристик конструктивних елементів і з'єднань	417
3.9. Характеристики конструкцій, які використовуються з метою ослаблення впливу наростаючого руйнування	418
3.10. Етапи алгоритму розв'язання задачі на ослаблення наростаючих руйнувань	423
3.11. Методи удосконалення та підсилення конструкцій у разі втрати ключового елемента	424
Глава 4. Особливості проведення відновлювальних робіт за можливих терористичних актів на позакласних мостах	426
4.1. Вступ	426
4.2. Прогнозовані наслідки терористичних актів і методи їх усунення	427

4.3. Міст ім. Є.О. Патона через р. Дніпро	427
4.4. Автодорожня частина Дарницького залізнично-автомобільного мостового переходу через р. Дніпро	433
4.5. Висновки	438
Частина 5. Дослідження напружено-деформованого стану просторових вантово-стрижневих систем висячих продуктопровідних переходів трубопроводів	440
Глава 1. Висячий трубопроводный переход нефтепровода	441
1.1. Вступление. Описание основных конструктивных решений	441
1.2. Расчет висячего перехода	441
1.3. Анализ результатов расчета	443
1.4. Выводы	445
Глава 2. Висячий трубопроводный переход керосинопровода	446
2.1. Вступление. Описание основных конструктивных решений	446
2.2. Расчет висячего перехода	446
2.3. Анализ результатов расчета	447
2.4. Выводы	449
Глава 3. Висячий трубопроводный переход газопровода	450
3.1. Вступление. Описание основных конструктивных решений	450
3.2. Расчет висячего перехода	452
3.3. Оценка принятых конструктивных решений	453
3.4. Оценка проекта организации строительства	454
3.5. Выводы и предложения	455
СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ	456

Наукове видання



**Шимановський
Олександр
Віталійович**

Ш 61 Нариси стосовно проблем позакласних мостів. Видання друге, перероблене та доповнене. – К.: Видавництво «Сталь», 2023. – 479 с., рис. 413, табл. 36.

Редактор
Комп'ютерна верстка

Т.І. Лукашевич
В.В. Мегедь

Підписано до друку 28.08.2023 р. Формат 70×100/16.

Папір офсет. Гарнітура Times New Roman.

Друк офсет. Умов. друк. арк. 38,92.

Наклад 500 прим. Замовлення №.

ТОВ «Видавництво «Сталь».

вул. Віталія Шимановського, 2/1, м. Київ, 02125, Україна,

тел./факс (+38044) 516-45-02, тел. (+38044) 516-55-92

E-mail: tov_steel@ukr.net

www.izdat.com.ua

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи
ДК № 4947 від 30.07.2015