

УДК 624.012

**АВАРІЙНИЙ СТАН ОПОРИ МОСТА ТА ЇЇ ПІСЛЯАВАРІЙНЕ
ВІДНОВЛЕННЯ**

**АВАРИЙНОЕ СОСТОЯНИЕ ОПОРЫ МОСТА И ЕЕ
ПОСЛЕАВАРИЙНОЕ ВОССТАНОВЛЕНИЕ**

**EMERGENCY STATE OF SUPPORT OF BRIDGE AND IT
AFTEREMERGENCY RENEWAL**

Кваша В.Г. д.т.н., проф., Салийчук Л.В., с.н.с. (Національний університет
«Львівська політехніка», м. Львів)

Кваша В.Г., д.т.н., проф., Салийчук с.н.с. (Национальный университет
«Львовська політехніка», г. Львов)

**Kvasha V.G., doctor of technical sciences, professor, Saliychuk L.V. senior
research fellow** (Lviv Polytechnic National University, Lviv)

**Описаний аварійний стан проміжної одностовпчатої опори моста,
спричинений дефектом бетонування її стовпа, його ліквідація та
підсилення аварійної опори**

**Описано аварийное состояние промежуточной одностолбчатой опоры
моста, вызванный дефектом бетонирования ее столба, его ликвидация и
усиление аварийной опоры**

**The emergency state of intermediate support of bridge, caused the defect of
concreting, his liquidation and strengthening of emergency support are
described**

Ключові слова:

Міст, проміжна опора, аварійний стан, дефект бетонування, підсилення
опори.

Мост, промежуточная опора, аварийное состояние, дефект бетонирования,
усиление опоры.

Bridge, intermediate support, emergency state, defect of concreting, strengthening
of support.

1.Вступ. В дорожній і вуличній інфраструктурі сільських населених
пунктів передгірських і гірських районів Карпат в силу специфіки рельєфу
місцевості в умовах сільської забудови широкого розповсюдження набули

тимчасові мости типу пішохідних «кладок» шириною 1,5...3,0 м, призначених для задоволення транспортних потреб місцевого населення в забезпеченні пішохідного руху та пропуску поодиноких транспортних засобів – швидкої допомоги, пожежних, одиночних вантажних автомобілів, окремих типів сільськогосподарської техніки. В залежності від рельєфу місцевості, планувальних схем, щільності забудови і потреб нормального функціонування внутрісільської транспортної мережі, забезпечення під'їздів до провулків, присілків, господарських дворів, окремих будівель і селянських садіб в одному населеному пункті їх могло бути навіть декілька.

Ці мости, як правило, збудовані жителями з підручних матеріалів без будь-якої проектної документації за різними конструктивними схемами. Під час повеней вони руйнуються або значно пошкоджуються. Так під час катастрофічної повені 2008 р. в Західному регіоні України було пошкоджено і потребувало відновлення майже 600 таких мостів. Один з них, напівзруйнований повинно показаний на рис. 1.



Рис. 1. Загальний вид існуючого моста

Досвід показує, що для забезпечення надійного сполучення у селах з немагістральними вулицями існує велика потреба в таких мостах, але їх будівництво повинно вестись як споруд постійного типу на відповідному інженерно-технічному рівні, за розробленою проектною документацією з обов'язковим дотриманням вимог протистояння повеневим руйнуванням.

Тому, зважаючи на актуальність проблеми, в ГНДЛ-88 НУ «Львівська політехніка» розроблена проектна документація залізобетонних збірно-монолітних мостів балково- і рамно-нерозрізної системи з однією або двома

смугами руху і експлуатаційними параметрами, які відповідають практичним потребам забезпечення нормального функціонування сільської дорожньо-транспортної мережі [5,6]. Основна мета розробки – швидке відновлення на відповідному інженерно-технічному рівні зруйнованих стихією мостів на сільських вулицях і місцевих дорогах з помірними затратами коштів і трудоресурсів. В даний час за розробленою проектною документацією ведеться їх будівництво в гірських і передгірських районах Карпат [5,6]. Одним з перших таких об'єктів був відновлюваний замість зруйнованого повинню (рис. 1) міст через р. Свіча в с. Межиріччя Болехівської міської ради, Івано-Франківської обл. В процесі його будівництва був допущений серйозний, але прихований дефект бетонування стовпа проміжної опори, що в результаті на стадії завершення будівництва призвело до аварійного стану як самої опори, так і обпертих на неї прольотних будов. Нижче описаний характер та ймовірні причини допущеного при бетонуванні стовпа опори дефекту, аварійний стан опори і обпертих на неї прольотних будов та ліквідація аварійності для забезпечення нормальних умов експлуатації збудованого моста.

2. Конструктивні рішення моста, технологія влаштування опор і прольотних будов. Відновлюваний мостовий перехід розташований поблизу існуючого зруйнованого повинню моста (рис. 1). Початок і кінець моста прийняті на примикаючих до берегів р.Свіча ділянках існуючої ґрунтової дороги між двома частинами розділеного рікою с. Межиріччя. Траса моста перетинає русло ріки майже під прямим кутом, що створює найбільш сприятливі умови для пропуску повеневих вод. За результатами аналізу наслідків повені 2008 року загальна довжина отвору моста прийнята 240 м.

Геологічна будова в межах русла ріки за результатами інженерно-геологічних вишукувань і складена наступними ґрунтами (рис. 2,а):

- шар ПГЕ-1: гравійно-гальковий ґрунт з піщаним заповнювачем до 27...30% з включенням дрібних і середньої крупності валунів, галька 40...45%, гравій 25...30% (товщина шару до 5.6 м).
- шар ПГЕ-2: глина тверда, аргелітоподібна або перешарування тонкоплитчатих пісковиків і аргілітів, косозалягаючих, вивітрілих, розм'ягчуваних у воді.

За конструктивною схемою міст балково-нерозрізний, десятипрольотний за схемою 24+8×24,5+24 м з однією смугою руху шириною 3,5 м і одностороннім тротуаром 1,5 м (рис. 2). Плитно-ребристі прольотні будови в поперечному перерізі зібрані з трьох уніфікованих балок таврового перерізу з кроком поперек прольоту 1,4 м. В просторову систему плитно-ребристої прольотної будови балки об'єднані монолітною залізобетонною плитою мостового полотна з консольними ділянками по 1,75 м (рис. 2,б). Нерозрізність над проміжними опорами створюється шляхом влаштування прихованого монолітного залізобетонного поперечного ребра в межах висоти балок, в яке вмонітуються торці балок з нижніми і верхніми прямими і

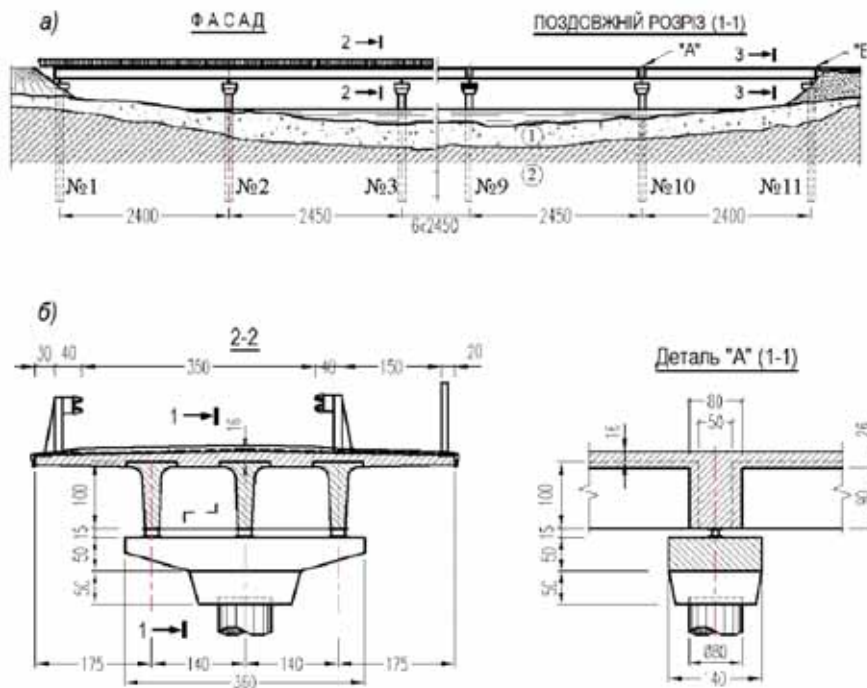


Рис. 2. Конструкція моста з балково-нерозрізною прольотною будовою
а – загальний вид; б,в – поперечний переріз в прольоті і на опорі

проміжними відігнутими випусками арматури (рис.2,б; рис.3). Десятипрольотна будова має нерухому опорну частину на опорі № 6, на інших опорах – рухомі каткові опорні частини з діаметром катків 9 см. Монолітна залізобетонна плита мостового полотна бетонується після створення нерозрізності, тобто при максимальній розвантаженості балок в прольотах від постійних навантажень. Для її бетонування використовується розроблена в ГНДЛ-88 підвісна опалубка з металевих несучих елементів і ламінованої деревоплити (рис. 4,г).

При монтажі балки встановлюють на тимчасові прокладки з дерев'яних брусків (рис.3), після чого зварюють між собою випуски арматури, встановлюють в проектне положення постійні металеві каткові опорні частини і бетонують поперечне ребро, яке перетворює балкову клітку прольотних будов в нерозрізну. Таким чином при бетонуванні плити мостового полотна балкова клітка працює за нерозрізною схемою. Двостадійне бетонування ребер і плити вигідне тим, що дає можливість максимально зменшити згинальні моменти в прольотах від постійних навантажень.



Рис. 3. Проміжна опора з обпертими на тимчасові дерев'яні бруски балками суміжних прольотів і прямими і відігнутими випусками арматури з торців балок

В зв'язку з тим, що корінні породи, на які можливо надійно обпірати фундаменти, знаходяться на глибині 5-6 м від дна ріки під шаром гравійно-галькових ґрунтів, які легко піддаються розмиву і спричиняють руслові деформації, найбільш ефективними з умов протистояння повеневим розмивам є фундаменти з буронабивних паль занурених у ці ґрунти на глибину 8...10 м [1...4].

Зважаючи на такі умови, проміжні опори прийняті одностовпчатими з буронабивних залізобетонних стовпів діаметром 80 см, (рис. 2,б; рис. 3) підземна частина яких, занурена в корінні ґрунти шару ІГЕ-2, одночасно є і фундаментами опор [2,4]. Висота опор над межею рівня води 4...5 м. Стовп опори армований поздовжньою арматурою 12Ø25, А400 рівномірно розшашованою по його контуру. По верхньому обрізу стовпів влаштовані двоконсольні, двоступінчаті збірно-монолітні ригелі з закладними деталями для закріплення опорних частин, на які

опираються балки прольотної будови.

Берегові опори – двостовпчаті обсіпні стояни із залізобетонних буронабивних стовпів діаметром 80 см з двоконсольним залізобетонним ригелем, шафовою стіною і зворотними обсіпними відкритками. Над береговими опорами влаштовані деформаційні шви перекритого типу з ковзаючими металевими листами, розраховані на переміщення до ± 60 мм.

Буріння свердловин і влаштування буронабивних стовпів опор діаметром 820 мм виконували буровою установкою BG-40 фірми "BAUER" (Німеччина) в обсадних інвентарних трубах за спеціально розробленою технологічною картою. Глибина закладання стовпів від поверхні ґрунту становить 13...14 м.

Буріння свердловин в шарі водонасиченого гравійно-галькового ґрунту для попередження викиду ґрунту в свердловину виконується з попереднім зануренням обсадних труб і наступним вийманням ґрунту, тобто іде випереджене занурення обсадної труби до положення бурового інструменту.

В шарі твердих мергелистих глин, навпаки, спочатку виконують буріння свердловини робочим інструментом (шнеком) після чого занурюють обсадну трубу.



Рис. 4. Вид змонтованих балок зверху (а) і знизу (б); армування плити мостового полотна (в); підвісна опалубка для бетонування плити мостового полотна (г), загальний вид закінченої ділянки прольотної будови (д,е)

Після закінчення буріння і зачищення забою свердловини проводиться встановлення арматурного каркасу в свердловину краном або буровою установкою, після чого проводиться заповнення свердловин рухливою бетонною сумішшю з осіданням конуса 15...20 см. Одночасно з бетонуванням проводять витягування інвентарних секцій обсадної труби.

На рис. 4 показані основні етапи будівництва моста: вид змонтованих збірних балок зверху (рис.4,а) і знизу (рис.4,б), армування монолітної

залізобетонної плити мостового полотна (рис.4,в), підвісна опалубка для бетонування плити мостового полотна (рис. 4,г) закінчена несуча конструкція збірно-монолітної балково-нерозрізної прольотної будови (рис. 4,д,е).

3. Виявлення дефекту бетонування стовпа опори. Дефект бетонування стовпа опори №3 (рис. 2) був виявлений при проведенні вибіркового випробувань опор моста після закінчення його будівництва перед здачею в експлуатацію. Метою випробувань було виявлення дійсного характеру роботи основної несучої конструкції опор – буронабивних стовпів, перевірка ефективності прийнятих проектних рішень з проектування одностовпчатих опор та їх фактичної несучої здатності і деформативності в реальних ґрунтових умовах русла ріки, достатності прийнятої в проекті і виконаної в натурі глибини закладання стовпів опор, а також перевірка якості застосованої технології виконання робіт з їх влаштування в неоднорідних корінних породах з твердих аргелітоподібних глин, виявлення можливих дефектів бетонування стовпів одностовпчатих проміжних опор, зокрема, у верхньому шарі неоднорідного гравійно-піщаного ґрунту та прогнозування можливостей подальшої експлуатації опор.

За методикою випробування мали характер обкатки шляхом встановлення випробувального навантаження з двох зведених задніми бортами впритик навантажених автомобілів-самоскидів над опорою у найбільш невідгідне положення за лінією впливу опорної реакції та наступною його витримкою в цьому положенні протягом 2...2,5 год. Поперек прольоту колону самоскидів встановлювали симетрично до осі смуги руху, тобто з ексцентриситетом до осі опори. Тротуар залишали незавантаженим.

Прийнята при випробуваннях схема навантаження повністю відповідала найбільш невідгідному випадку розташування тимчасового навантаження над опорою в умовах експлуатації моста. Навантаження опори здійснювали в два етапи. Спочатку над вершиною ліній впливу встановлювали перший самоскид. Це навантаження витримували протягом 30 хв. При відсутності або незначних деформаціях опори здійснювали другий етап її навантаження - встановлювали другий самоскид впритик заднім бортом до першого. Після цього знімали відліки по приладах і витримували навантаження над опорою протягом 2...2,5 год. При відсутності приросту деформацій опору розвантажували і фіксували остаточне її осідання.

При випробуваннях опори №3 (рис.2,3) після встановлення над нею одного самоскида через 20 хв. його витримки опора просіла на 3,5 см і її наземна частина нахилилась в площині моста в сторону опори №4 на 2,0...2,5 см. Після цього подальше навантаження було припинене, а навантаження I-го етапу зняте з опори. Не дивлячись на це, деформація опори продовжувалась під дією власної ваги прольотних будов і протягом декількох годин осідання досягло величини 35...40 см з нахилом надземної частини в площині моста на рівні площини руйнування до 20...22 см. До цього часу під примикаючі до даної опори суміжні прольоти були підведені тимчасові металеві опори

(рис.5), на які передалось навантаження від ваги прольотних будов, а осідання і нахил опори №3 припинився. Тобто створилась непередбачувана, аварійна ситуація, яка потребувала встановлення причин і ліквідації.

Для встановлення причин просідання було прийняте рішення про відкриття (відкопування) підземної частини стовпа опори до зони його можливого руйнування. Але перед відкопуванням положення zdeформованої опори було додатково зафіксоване спеціальною підвісною системою до обпертих на тимчасові опори балок прольотних будов (рис. 5).

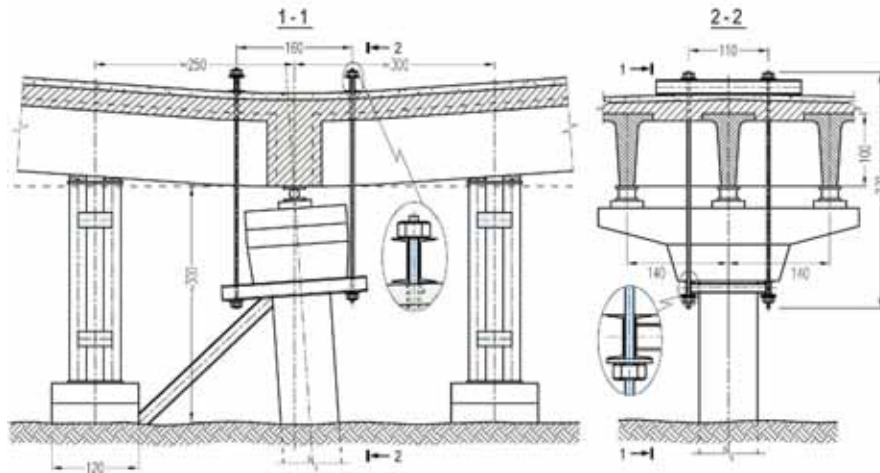


Рис. 5. Фіксація положення zdeформованої опори №3

Після відкопування на глибині від поверхні ґрунту приблизно 1,6 м було виявлено місцеве руйнування стовпа опори з залишками в межах його перерізу гравійно-піщаного ґрунту та зім'ятою арматурою. Виявлений при огляді характер руйнування дає підстави вважати, що його причиною була наявність незабетонованої ділянки стовпа опори висотою 35-40 см (рис. 6,а). Найбільш ймовірно, що при бетонуванні ця ділянка свердловини замість бетонної суміші випадково була заповнена сипучим піщано-гравійним ґрунтом, що могло статись внаслідок недотримання технології бетонування, а саме – несинхронного витягання обсадної труби і подавання в порожнину свердловини бетонної суміші, тобто пришвидшене витягання труби і запізнення з подаванням бетонної суміші. В цьому випадку при відсутності бетонної суміші або недостатній її кількості порожнину свердловини на звільненій від обсадної труби ділянці внаслідок обвалювання стінок свердловини, складеної нестійкими ґрунтом, міг заповнити піщано-гравійний ґрунт (рис.б,а).

Під навантаженням ґрунт з перерізу свердловини видавився, арматура зім'ялась, верхня частина опори осіла з нахилом від вертикалі і вперлась у

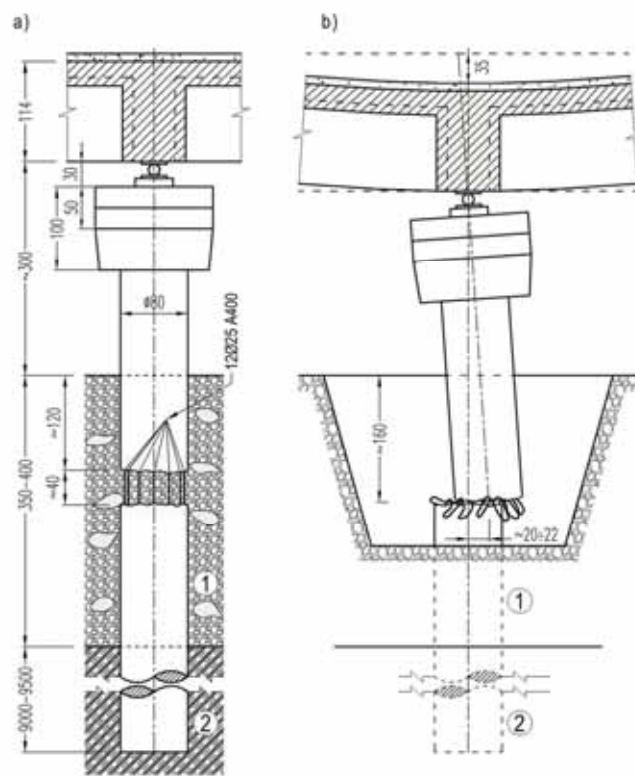


Рис. 6. Ймовірний дефект бетонування стовпа опори (а) та її стан після відкопування до зони руйнування (б)

нижню частину, після чого осідання її припинилось (рис. 6,б). До цього часу для страхування були підведені тимчасові опори (рис. 5). Таким чином дефект бетонування стовпа опори призвів до аварійного стану як самої опори, так і обпертих на неї прольотів на практично закінченому будівництвом об'єкті. Отже створені обставини вимагали прийняття заходів для ліквідації аварійної ситуації і поаварійного відновлення ушкодженої ділянки моста.

4. Поаварійне відновлення та підсилення опори моста. Післяаварійне відновлення пошкодженої ділянки моста включало вирівнювання нахиленої частини опори до вертикального положення, підсилення стовпа опори, піднімання прольотної будови над просівшою опорою в початкове проектне положення та її фіксацію з обпиранням на заново підведені під кожен балку опорні частини.

Вирівнювання верхньої частини опори виконане її витисканням горизонтально встановленим гідравлічним домкратом, поршень якого

впирався безпосередньо знизу вирівнюваної частини, а сам домкрат - в упор з бетонних блоків (рис. 7).

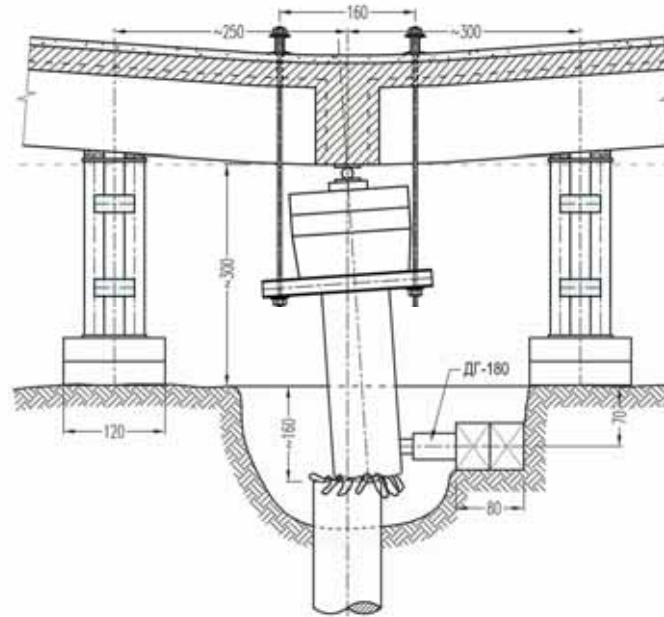


Рис. 7. Вирівнювання верхньої частини опори до вертикального положення гідравлічним домкратом

Горизонтальне переміщення низу вирівнюваної частини опори почалося при зусиллі на домкраті 360кН і до досягнення вертикального положення зусилля практично не змінювалось. При цьому хаотично погнута робоча арматура стовпа не розрізалась, а просторове положення вирівнюваної частини відносно осі опорних частин постійно утримувалось і фіксувалось раніше встановленою страхувальною підвісною системою (рис. 5).

На другому етапі відновлювальних робіт виконане підсилення опори шляхом влаштування з обох сторін за межами габариту прольотної будови в створі підсилюваної опори двох буронабивних паль $\varnothing 80$ см, занурених в корінні ґрунти на глибину 6,0 м і об'єднаних між собою монолітним залізобетонним ростверком, який охоплював стовп підсилюваної опори в зоні його руйнування (рис. 8,а). Для надійного протизсувного об'єднання стовпа опори з ростверком застосовані спеціально запроєктовані клеєстержневі анкери А-1 з петльовими анкеруючими елементами [7]. По контуру стовпа в просвердлені канали було вклеєно п'ять таких анкерів з розрахунковою несучою здатністю 540 кН кожен, що відповідало умові передачі всього розрахункового навантаження на опору 2440 кН на ростверк, а від нього на заново влаштовані буронабивні палі. Тобто в запас передбачали повне

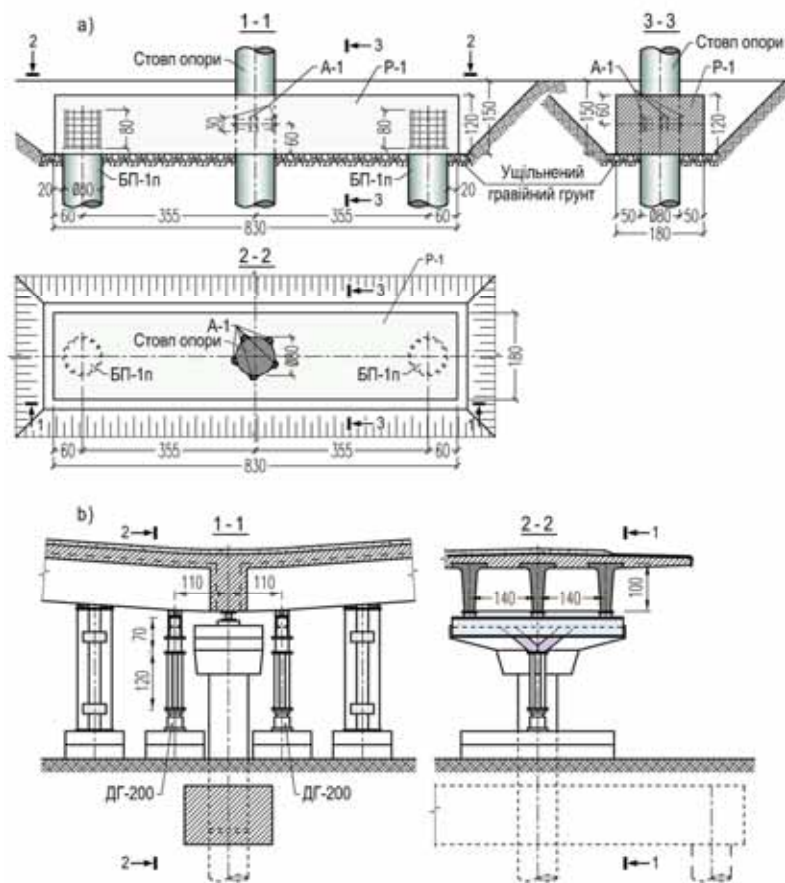


Рис. 8. Підсилення аварійної опори (а) та піднімання провісших прольотних будов в проектне положення (б)

розвантаження нижньої фундаментної частини існуючого стовпа опори.

Піднімання прольотної будови в початкове проектне положення здійснювали після підсилення опори двома симетрично встановленими з обох її сторін гідравлічними домкратами вантажопідйомністю по 2000 кН кожен. Піднімаюче зусилля від домкратів на прольотну будову передавали через проміжні стійки і розподілюючі траверси, які через дерев'яні прокладки впирались безпосередньо у низ балок (рис. 8,б). Обидва домкрати працювали синхронно від однієї насосної станції, зусилля контролювали за манометром. Переміщення прольотної будови вгору почалося при навантаженні на кожному домкраті 820 кН і продовжувалося до повного відомкравування до проектної відмітки при цьому ж навантаженні. В

процесі піднімання положення прольотної будови фіксували встановленням додаткових дерев'яних прокладок над тимчасовими опорами, які не демонтували. Після його завершення на величину осідання опори були нарощені підферменники і вирівняна прольотна будова встановлена на каткові опорні частини, аналогічні як і на інших опорах.

Висновки. 1. Ймовірною причиною аварійного стану опори з місцевим руйнуванням її стовпа і наступним осіданням верхньої частини був дефект бетонування підземної його частини спричинений недотриманням технології бетонування: передчасним витягуванням обсадної труби і запізненням з подачею в зону бетонування бетонної суміші, що призвело до заповнення ділянки порожнини свердловини гравійно-піщаним ґрунтом замість бетонної суміші.

2. Виявлений дефект бетонування стовпа опори свідчить про те, що при влаштуванні буронабивних паль і стовпів за технологією «BAUER» в нестійких гравійно-піщаних ґрунтах русел або заплав річок необхідно для уникнення попадання ґрунту в свердловини ретельно контролювати і координувати швидкість витягування обсадної труби зі швидкістю та об'ємом бетонної суміші, яку подають в зону бетонування.

3. Застосована система вирівнювання верхньої частини опори та піднімання прольотної будови гідравлічними домкратами виявилась ефективною і технологічно простою у виконанні.

4. Підсилення стовпа опори додатковими буронабивними палями забезпечило повне відновлення її несучої здатності та нормальні умови експлуатації моста.

1. Кваша В.Г. Реконструкція автодорожнього моста з підсиленням фундаментів аварійних опор. / Кваша В.Г., Рачкевич В.С., Салійчук Л.В. // Вісник Резерви прогресу в архітектурі і будівництві. – Львів: ДУ «ЛП», 1994. -№278. –с. 38-43. 2. Ониськів Б.М. Конструктивні особливості фундаментів опор мостів на передгірських ділянках рік Прикарпаття. / Ониськів Б.М., Сорока Я.В., Канюк В.М. // Вісник Теорія і практика будівництва. – Львів: НУ «ЛП», 2006. -№562. –с.72-77. 3. Ониськів Б.Н. Исследование несущей способности и деформативности аргелитоподобных глинистых грунтов. // Б.М.Ониськів, Я.В.Сорока, П.Ф.Холод // Вестник Резервы прогресса в архитектуре и строительстве. – Львов: ЛПИ, 1987. №212. –с. 78-81. 4. Ониськів Б.М. Експериментальні дослідження роботи буронабивних паль при дії вертикальних вдавлюючих навантажень. / Б.М. Ониськів, Я.В. Сорока, П.Ф. Холод // Вісник Теорія і практика будівництва. – Львів: ДУ «ЛП», 1998. -№360. –с. 153-158. 5. Кваша В.Г. Залізобетонні мости для місцевих позакатегорійних доріг і сільських населених пунктів. // В.Г. Кваша, Л.В. Салійчук. // 3. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне: НУВГП, 2010. –Вип. 20. –с. 382-389. 6. Кваша В.Г. Збірно-монолітні залізобетонні мости для сільських вулиць та місцевих доріг. // В.Г. Кваша, Л.В. Салійчук, З.І. Дац, С.І. Маїк. // Вісник Теорія і практика будівництва. – Львів: НУЛП, 2010. -№662. –с. 217-225. 7. Салійчук Л.В. Застосування клеєстержневих анкерів при реконструкції мостів. / Л.В. Салійчук, В.Г. Кваша. // 36. Дороги і мости. – К.: ДерждорНДІ, 2008. –Вип. 9. –с. 220-227.