ISSN 1996-8159

ПБіС

3'2020

ПРОМИСЛОВЕ БУДІВНИЦТВО ТА ІНЖЕНЕРНІ СПОРУДИ







Вітаємо із 80-річчям

ЛОБАНОВА Леоніда Михайловича

видатного вченого у галузі матеріалознавства, міцності матеріалів і зварних конструкцій, академіка-секретаря Відділення фізико-технічних проблем матеріалознавства НАН України, заслуженого діяча науки і техніки України, члена редакційної колегії журналу «Промислове будівництво та інженерні споруди»



Лобанов Леонід Михайлович – академік НАН України, доктор технічних наук, професор – працює в Інституті електрозварювання ім. Є.О. Патона НАН України понад п'ятдесят років, обіймаючи посади завідувача відділу оптимізації зварних конструкцій нової техніки та заступника директора з наукової роботи.

Л.М. Лобанов – відомий вчений у галузі матеріалознавства, міцності матеріалів і зварних конструкцій, його праці присвячені дослідженню поведінки матеріалів при зварюванні, розвитку теорії зварювальних напружень і деформацій, розробленню методів дослідження і регулювання напружено-деформованих станів зварних з'єднань, створенню високоефективних зварних конструкцій нової техніки та розробленню методів і засобів їх діагностики.

Велике наукове і практичне значення мають роботи Л.М. Лобанова з підвищення міцності, якості і точності виготовлення зварних конструкцій в аерокосмічній промисловості, суднобудуванні, енергетичному машинобудуванні, будівництві. Широкого визнання набули його праці, присвячені розробленню методів лазерної інтерферометрії для дослідження якості і напружено-деформованих станів зварних з'єднань. Завдяки працям Л.М. Лобанова та його учнів сформовано новий науковий напрям – бездеформаційне зварювання конструкцій.

Під науковим керівництвом Леоніда Михайловича виконано комплекс фундаментальних досліджень у галузі міцності конструкційних матеріалів і зварних з'єднань, набули розвитку наукові підходи для забезпечення надійності і довговічності зварних конструкцій та оцінки їх залишкового ресурсу, створені нові типи високоефективних зварних конструкцій, включаючи легкі будівельні конструкції, важконавантажені конструкції із високоміцних сталей, унікальні конструкції перетворюваного об'єму космічного призначення.

За участю Л.М. Лобанова розроблено та введено в дію державні стандарти України, які регламентують вимоги до якості зварних конструкцій і технологій їх виготовлення, організовано систему сертифікації зварювальних технологій, матеріалів та обладнання.

Л.М. Лобанов – автор понад 800 наукових праць, серед яких 8 монографій та книжок, більше 90 авторських свідоцтв і патентів. Він створив визнану наукову школу в галузі зварних конструкцій. Підготував 10 докторів та 17 кандидатів технічних наук.

Леонід Михайлович проводить велику науково-організаційну роботу як голова Українського і Міжнародного технічних комітетів із стандартизації в галузі зварювання і споріднених технологій, голова секції «Зварні конструкції» вченої ради Інституту електрозварювання ім. Є.О. Патона, головний редактор журналу «Технічна діагностика і неруйнівний контроль», член редколегії низки науково-технічних вітчизняних і закордонних журналів, заступник голови Українського товариства з механіки руйнування конструкцій, член Національного комітету України з технічної та прикладної механіки та Європейського товариства з цілісності конструкцій (ESIS), член Американського зварювального товариства, член Комітету державних премій у галузі науки і техніки України.

За розроблення і впровадження нових фізичних методів дослідження та вдосконалення металургійних процесів і конструкцій нової техніки Л.М. Лобанову присуджено премію Ради Міністрів СРСР (1981 р.). За цикл наукових праць «Теорія розрахунку просторових конструкцій будівель і споруд на статичні та динамічні навантаження» – Державну премію України в галузі науки і техніки (1994 р.). Леонід Михайлович нагороджений орденами: «Ярослава Мудрого V ст.» (2018), «За заслуги» I (2014), II (2009), III (1997) ступенів, «Знак пошани» (1982), відзнакою НАН України «За наукові досягнення» (2007), а також медалями, зокрема за участь у космічній діяльності – медаллю ім. Ю.В. Кондратюка (1997). За цикл робіт з питань міцності, діагностики та подовження ресурсу зварних конструкцій відзначений премією ім. Є.О. Патона (2004), почесним Золотим знаком Польського науково-технічного товариства (2014).

Щиро зичимо Леоніду Михайловичу міцного здоров'я та творчої наснаги у його діяльності.

ЗАСНОВНИКИ

ДЕРЖАВНА КОРПОРАЦІЯ
«УКРМОНТАЖСПЕЦБУД»

ТОВ «УКРАЇНСЬКИЙ ІНСТИТУТ
СТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ
ім. В.М. ШИМАНОВСЬКОГО»

Свідоцтво про державну реєстрацію
КВ № 17750-6600 ПР від 07.04.2011 р.

ГОЛОВНИЙ РЕДАКТОР
Адріанов В.П.

ВІДПОВІДАЛЬНИЙ СЕКРЕТАР
Лукашевич Т.І.

РЕДАКЦІЙНА КОЛЕГІЯ

Абрашкевич Ю.Д., д.т.н., проф.
Беркута А.В., к.е.н.
Гайдайчук В.В., д.т.н., проф.
Голоднов О.І., д.т.н., проф.
Гончаренко Д.Ф., д.т.н., проф.
Гордеєв В.М., д.т.н., проф.
Гуляєв В.І., д.т.н., проф.
Єгоров Є.А., д.т.н., проф.
Кваша В.Г., д.т.н., проф.
Корольов В.П., д.т.н., проф.
Лантух-Лященко А.І., д.т.н., проф.
Лобанов Л.М., академік НАНУ, д.т.н., проф.
Оглобля О.І., д.т.н., проф.
Пасечнюк В.Л.
Пічугін С.Ф., д.т.н., проф.
Стоянов В.В., д.т.н., проф.
Харченко В.В., академік НАНУ, д.т.н., проф.
Шимановський О.В., член-кор. НАНУ, д.т.н., проф.

МІЖНАРОДНА РЕДАКЦІЙНА РАДА
на 2019 — 2020 роки

Абель Д., д.т.н., проф. (США)
Агощ З., д.т.н., проф. (Словаччина)
Бєлоєв М., к.т.н. (Болгарія)
Вєдяков І.І., д.т.н., проф. (Росія)
Грінченко В.Т., академік НАНУ, д.т.н., проф. (Україна)
Каравайченко М.Г., д.т.н., проф. (Росія)
Като Ш., д.т.н., проф. (Японія)
Лан Т., д.т.н., проф. (Китай)
Назаров Ю.П., д.т.н., проф. (Росія)
Новак А., д.т.н., проф. (США)
Розерт Х., д.т.н., проф. (Німеччина)
Сидорович Є.М., д.т.н., проф. (Білорусь)
Спарлінг Б., д.т.н., проф. (Канада)
Трощенко В.Т., академік НАНУ, д.т.н., проф. (Україна)
Тулєбаєв К.Р., д.т.н. (Казахстан)
Янковяк Р., д.т.н., проф. (Польща)

НАУКОВО–ВИРОБНИЧИЙ ЖУРНАЛ

ПБіС

3'2020

ПРОМИСЛОВЕ БУДІВНИЦТВО ТА ІНЖЕНЕРНІ СПОРУДИ

Виходить 4 рази на рік

Заснований у листопаді 2007 року

ЗМІСТ

НАУКА – ВИРОБНИЦТВУ

О.В. Шимановський, В.В. Шалінський, М.О. Шимановська
ОСОБЛИВОСТІ РОЗРАХУНКУ ТА РОБОТИ МОСТОВИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВ ІЗ ОРТОТРОПНИМИ ПЛИТАМИ ПРОЇЗНОЇ ЧАСТИНИ З УРАХУВАННЯМ ЇХ ДІЙСНОГО ТЕХНІЧНОГО СТАНУ 2

І.П. Гамеляк, О.В. Родченко
КОМП'ЮТЕРНІ ТЕХНОЛОГІЇ ПРОЕКТУВАННЯ ЖОРСТКИХ ДОРОЖНІХ ОДЯГІВ 17

Я.С. Гук, І.Ф. Найбауер, Е.Й. Новак, О.С. Гук
МЕТОДИКА ОБЧИСЛЕННЯ МАКСИМАЛЬНИХ СНІГОВИХ НАВАНТАЖЕНЬ НА ГОРИЗОНТАЛЬНУ ПЛОЩИНУ НА ТЕРИТОРІЇ ЗАКАРПАТСЬКОЇ ОБЛАСТІ ЗА СПРОЩЕНИМИ ФОРМУЛАМИ 24

МОСТОВІ СПОРУДИ

Д.Й. Тарнопольський, Д.О. Котлубей, О.В. Кот, Б.П. Кобернюк
ТЕХНІЧНИЙ СТАН ТА КАПІТАЛЬНИЙ РЕМОНТ МОСТА МЕТРО ЧЕРЕЗ р. ДНІПРО В м. КИЄВІ 32

ТЕХНІЧНЕ ПЕРЕОЗБРОЄННЯ

Е.И. Гезенцвей
ТЕХНОЛОГИЧНЫЕ СПОСОБЫ РЕГУЛИРОВАНИЯ НАПРЯЖЕНИЙ В МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЯХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ 38

СТАНДАРТИЗАЦІЯ

В.П. Адріанов
СТАНДАРТИЗАЦІЯ І СТАНДАРТИ (актуальна проблематика законодавчої бази) 41

ОПОДАТКУВАННЯ В БУДІВЕЛЬНІЙ ГАЛУЗІ

В.П. Кергет
МЕТОДОЛОГІЯ ВИПРАВЛЕННЯ ПОМИЛОК ПОДАТКОВИХ ОРГАНІВ ПРИ ПРОВЕДЕННІ КАМЕРАЛЬНИХ ПЕРЕВІРОК І ЗАПЕРЕЧЕННЯ ДО НИХ 45

Київ • 2020

© Промислове будівництво та інженерні споруди, 2020

УДК 624.21.014.2

ОСОБЛИВОСТІ РОЗРАХУНКУ ТА РОБОТИ МОСТОВИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВ ІЗ ОРТОТРОПНИМИ ПЛИТАМИ ПРОЇЗНОЇ ЧАСТИНИ З УРАХУВАННЯМ ЇХ ДІЙСНОГО ТЕХНІЧНОГО СТАНУ

В статті розглянуто особливості розрахунку та роботи мостових прогонових будов із ортотропними плитами проїзної частини. Описано властиві їм технічні характеристики та переваги щодо звичайно застосовуваних 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. Як приклад розглянуто конструкцію прогонової будови існуючого автопроїзду по греблі ДніпроГЕС. Досліджено нерівномірність розподілення нормальних напружень у листі настилу ортотропної плити. Знайдено коефіцієнти редукції, що характеризують нерівномірність розподілення нормальних напружень, шляхом розрахунку розрахункової моделі з використанням інженерно-аналітичного (нормативного) і чисельного 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. Сформульовано висновки та рекомендації за результатами досліджень.

The paper considers peculiarities of analysis and operation of bridge decks with orthotropic deck plates of the roadway. The technical characteristics and advantages inherent in them are de-scribed in comparison with the commonly used constructive solutions. Historical aspects con-cerning integration of orthotropic deck plates in the construction of bridge structures and general approaches to improving their engineering and technical solutions are highlighted. The main stages of the theory development and methods for research of bridge superstructures with ortho-tropic deck plates are highlighted. As an example, the design of the superstructure of the existing driveway over the dam of Dnieper Hydroelectric Power Plant is considered. The non-uniform distribution of normal stresses in the orthotropic plate decking is investigated. Reduction coeffi-cients characterizing the non-uniform distribution of normal stresses were found by analyzing the design model using engineering and analytical (normative) method and numerical method of calculation. The results of the numerical method are presented and analyzed in the form of verti-cal displacements and normal stresses in the orthotropic plate decking and shear stresses in the walls of the main girders. The results obtained are compared. Conclusions and recommendations based on the research results are formulated.

Ключові слова: мостова споруда, прогонова будова, ортотропна плита, розрахункова модель, коефіцієнт редукції, напруження.



О.В. Шимановський
генеральний директор
ТОВ «Укрінсталькон
ім. В.М. Шимановського»,
член-кореспондент НАН України,
заслужений діяч науки і техніки
України, д.т.н., професор



В.В. Шалінський
завідувач відділу
мостів та спеціальних споруд
ТОВ «Укрінсталькон
ім. В.М. Шимановського», к.т.н.,
старший науковий співробітник



М.О. Шимановська
старший науковий співробітник
відділу нових типів конструкцій
ТОВ «Укрінсталькон
ім. В.М. Шимановського», к.т.н.,
старший науковий співробітник

Останнім часом у багатьох мостових спорудах в якості одного з основних несних структурних елементів проїзної частини набули поширення ефективні системи ортотропних сталевих плит*. Практично повсюдне використання зазначеного конструктивного рішення обумовлено не тільки його винятковими технічними характеристиками [24–26, 31, 33], 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) навантажень. 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. Зазначимо, що проект першого моста з використанням ортотропних плит був розроблений німецькими інженерами в 1930-х роках, а перший такий міст був

* Під ортотропними розуміються 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.

споруджений ними в 1936 році [26]. Німецьким інженерам також приписується створення самого терміна «ортотропний» і реєстрація відповідного патенту в 1948 році [30].

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-Брідж, 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» (в дослівному перекладі означає «бойова палуба/підлога»), мабуть за аналогією з вже давно застосовуваним у кораблебудуванні найменуванням бойового лінійного корабля (в більш звичному скороченому варіанті лінкора) – «battleship» [26].

Особливо широкого застосування у мостобудуванні ортотропні плити набули 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 [5, 26, 28, 30].

Згодом у багатьох країнах усього світу було зведено велику кількість (сотні й тисячі) різноманітних мостових споруд із використанням ортотропних сталевих плит. Тому зупинятися на описі всіх цих мостів внаслідок їх великої кількості в даній статті 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 сайта [27].

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 набули широкого застосування. Причому останньому сприяли не тільки природно 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 [14] запропонував застосувати до розрахунку ортотропних плит відому теорію розрахунку пластин М.Т. Губера [20–22] із деяким уточненням. Причому уточнення полягали в тому, що товщина пластини визначалася в результаті врахування металевого листа і додаткового «розмазування» по ньому поздовжніх ребер і поперечних балок, виходячи з еквівалентної циліндричної жорсткості ортотропної плити і гладкої тонкої пластини. Подальший розвиток теорія розрахунку ортотропних плит отримала в 1957 році, коли інженери В. Пелікан і М. Есслінгер [29] 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 [19] рекомендували використовувати для розрахунку ортотропних плит метод балочного ростверку, заснований на ортогоналізації невідомих із відображенням зовнішнього навантаження і внутрішніх зусиль у вигляді групових факторів, зміна яких описується тригонометричними функціями. Що ж стосується розрахункової схеми балочного ростверку, то вона була прийнята у вигляді вільно опертого 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 навантажень 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 ортотропних сталевих плит складної конфігурації при практично максимальній деталізації, врахуванні особливостей конструктивного рішення, різних формулюваннях інтегрального закону стану матеріалу і довільних зовнішніх навантаженнях і впливах. А в якості підтвердження сказаного згадаємо тільки про декілька найбільш показових публікацій з вельми великого числа наявних прикладів. Зокрема, в роботах [15, 16] 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 біля 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 [32]. 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 [12] запропонована ідеалізована розрахункова модель ортотропної плити, еквівалентні фізико-механічні властивості якої у перпендикулярних напрямках встановлюються в результаті врахування ребер за аналогією з армуючими волоконними балками в композитних матеріалах. Висвітлено результати дослідження спільної роботи ребер, балок і плити настилу під поперечним навантаженням, спираючись на які автори сформулювали на базі методу Рітца достатньо простий аналітико-інженерний підхід для визначення деформацій ортотропної плити.

У журнальній статті [13] 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 кута 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 утоми (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 приведених 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 [8–10, 18], європейські [17], британські [11], японські [23] та українські [1, 3, 4].

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, на думку авторів цієї статті, є вельми корисним задля ознайомлення читача з тематикою, яка розглядається в даній роботі.

Таким чином, аналізуючи приведені вище літературні джерела, 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 набули дійсно вражаючого розвитку.

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 десятків 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 навантаженням ортотропних сталевих плит мостових споруд за 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 навантаження 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 навантаження на міст (особливо від негабаритного, вантажного і комунального транспорту), так і на перерозподіл цього навантаження за площиною проїзної частини (з урахуванням місць пошкоджень) через зміну кількості й ширини смуг руху, а також інтенсивності й швидкості руху машин.

А насамкінець 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 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.

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 є 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.

У 1977 році внаслідок значного збільшення інтенсивності руху автотранспорту 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. 1).

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 мм – 575 мм і розташованого поверху них сталевого листа. 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 монтажі 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, пов'язану з 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 (див. рис. 1), 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.

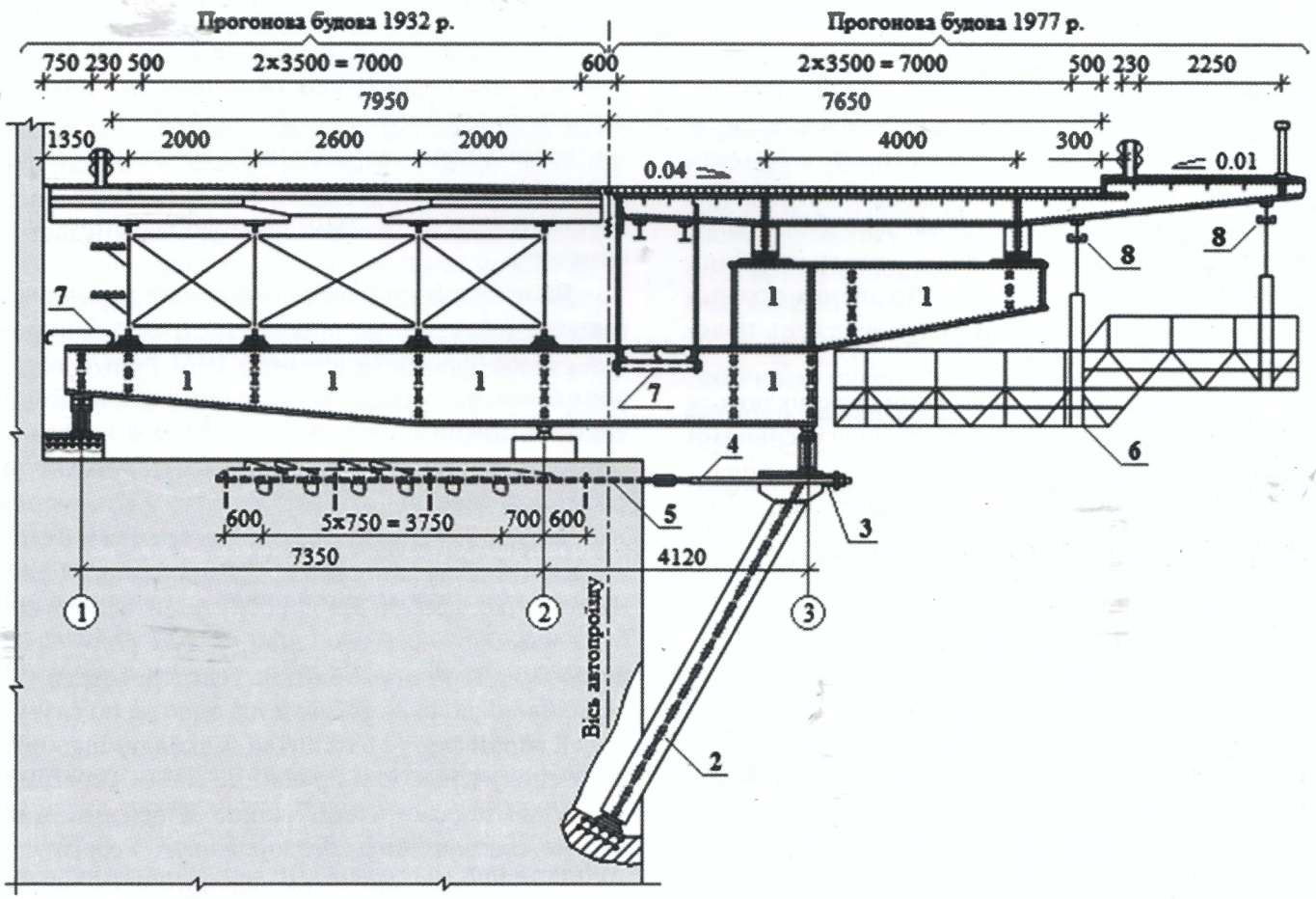


Рис. 1. Поперечний переріз прогонових будов після реконструкції автопроїзду у 1977 р.:
1 – ригель; **2** – підкіс; **3** – траверса; **4** – тяж; **5** – затяжка; **6** – пересувний оглядовий візок; **7** – оглядовий прохід; **8** – монорельс; (1), (2), (3) – осі спирання ригеля

Методика розрахунку прогонової будови. 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 напружено-деформованого стану ортотропних плит із практично максимально детальним відображенням у числовій моделі конструктивного рішення, врахуванням довільних зовнішніх навантажень 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 взяти 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 навантажень 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. 2.

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 навантаження не відіграє особливої ролі й, по-друге, що при підрахунках зручно оперувати власною вагою прогонової будови. Саме ж оцінювання проводиться на основі універсального

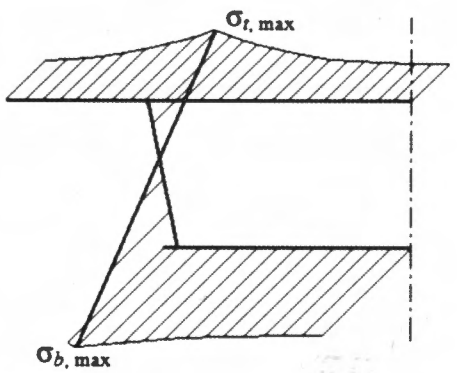


Рис. 2. Типовий вид епюри напружень у поясах і стінці балки

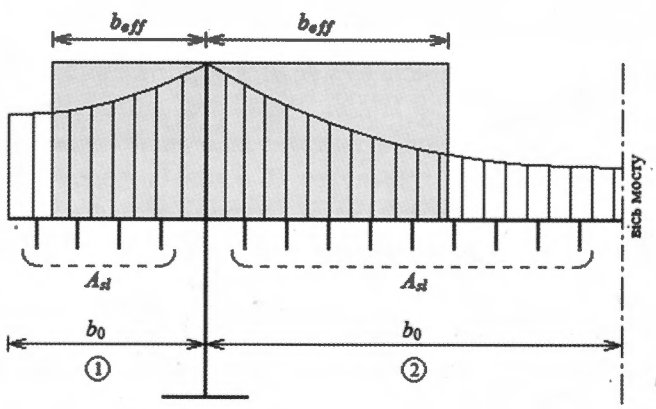


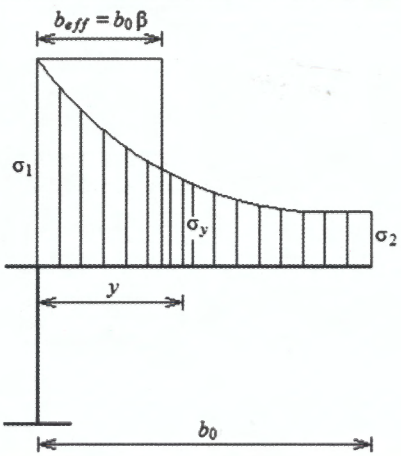
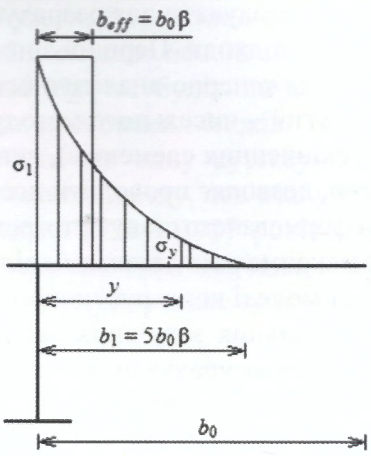
Рис. 3. Дійсна та умовна прямокутна (виділена затемненням) епюри нормальних напружень у верхньому поясі балки:
① – консольна полиця; ② – внутрішня полиця

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 від її номінальної ширини. Графічна ж ілюстрація цього твердження наведена рис. 3, на якому зображені дійсна та умовна прямокутна (виділена затемненням) епюри нормальних напружень.

Якщо ж чисельні розрахунки не виконуються, то згідно з нормами [1] ефективну ширину полиць балок при пружних розрахунках допускається визначати з допомогою інженерно-аналітичного методу, використовуючи таблицю 1 в залежності від представленої на рис. 4, *а* форми огинальної епюри моментів.

Таблиця 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 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. 3); t – товщина листа настилу.

В свою чергу ефективну довжину прогону можна визначити, керуючись схемою на рис. 4, *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 1. При цьому цілком зрозуміло, що більша нерівномірність розподілення нормальних напружень за шириною полиці можлива при більшій різниці в довжині прогонів або під дією тимчасового навантаження.

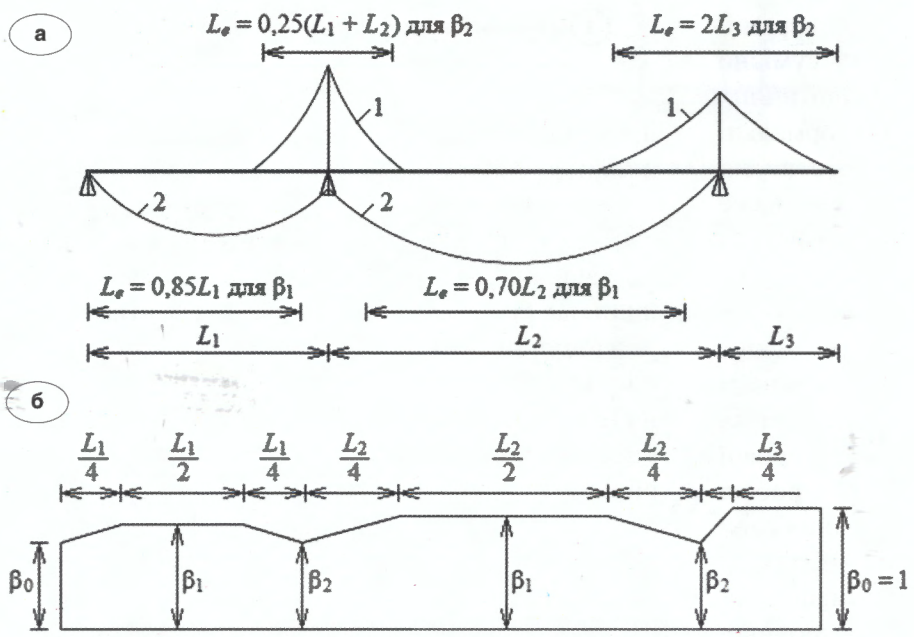


Рис. 4. Огинальна епюра моментів нерозрізної балки (а) і розподіл коефіцієнтів редукції полиці за довжиною балки для визначення ефективної довжини прогону L_e (б):

1 – увігнута епюра; **2** – опукла епюра

Таблиця 2

Значення коефіцієнта редукції – залежно від величини коефіцієнта *k* і виду огинальної епюри моментів

$k = a_0 b_0 / L_e$	Ділянка, що розглядається	Значення коефіцієнта редукції β
≤ 0,02		$\beta = 1{,}0$
0,02 – 0,70	Опукла епюра	$\beta = \beta_2 = 1/(1 + 6{,}4\, k_2)$
	Увігнута епюра	$\beta = \beta_2 = 1/[1 + 6{,}0\,(k - 1/2500\, k) + 1{,}6\, k^2]$
> 70	Опукла епюра	$\beta = \beta_1 = 1/5{,}9\, k$
	Увігнута епюра	$\beta = \beta_2 = 1/8{,}6\, k$
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

Розрахункова схема прогонової будови. Взявши до уваги конфігурацію, структуру і топологію конструкції, як розрахункова прийнята скінченно-елементна модель, побудована шляхом моделювання шести укрупнених блоків прогонових будов автопроїзду по греблі ДніпроГЕС. У моделі всі складові частини ортотропної плити і головних балок апроксимовані набором тонких оболонкових три- і чотирикутних скінченних елементів. У місцях обпирання головних балок на сталеві консольні ригелі (рис. 1) 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/см^2, коефіцієнтом Пуассона $\nu = 0{,}3$ і розрахунковим опором $R =$ = 3400–4000 кгс/см^2 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 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 [7]), які не тільки негативно впливають на довговічність останніх, а в окремих випадках навіть призводять до зниження загальної несної здатності автопроїзду. Тому з метою оцінки впливу цих факторів на напружено-деформований стан мостових конструкцій наявні дефекти були відображені в скінченно-елементній моделі прогонових будов автопроїзду, яка була створена шляхом вибору всіх вихідних даних із робочих креслень при здійсненні першочергових міцнісних і динамічних розрахунків автопроїзду по греблі ДніпроГЕС із проектними значеннями геометричних параметрів. Проте, через значну кількість встановлених дефектів, перед введенням у скінченно-елементну модель прогонових будов автопроїзду була виконана їхня систематизація та певне типове усереднювання. В результаті 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. 5 і нараховує 9938 вузлів і 9920 скінченних елементів. А загальна скінченно-елементна модель прогонової будови автопроїзду по греблі ДніпроГЕС представлена на рис. 6 і нараховує 59047 вузлів і 59588 скінченних елементів.

Навантаження на прогонову будову. Слід зазначити, що постійні та тимчасові навантаження при застосуванні інженерно-аналітичного та чисельного методів розрахунку прогонової будови прийняті ідентичними у повній відповідності з вимогами норм [4, 6].

Постійне навантаження на прогонову будову автопроїзду є власною вагою його конструктивних елементів і враховувалось двома видами розрахункового рівномірно розподіленого навантаження – 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 постійного навантаження, а саме: плити проїзної частини (q_1 = = 0,24 тс/м^2), головних балок (P_1 = 0,26 тс/м),

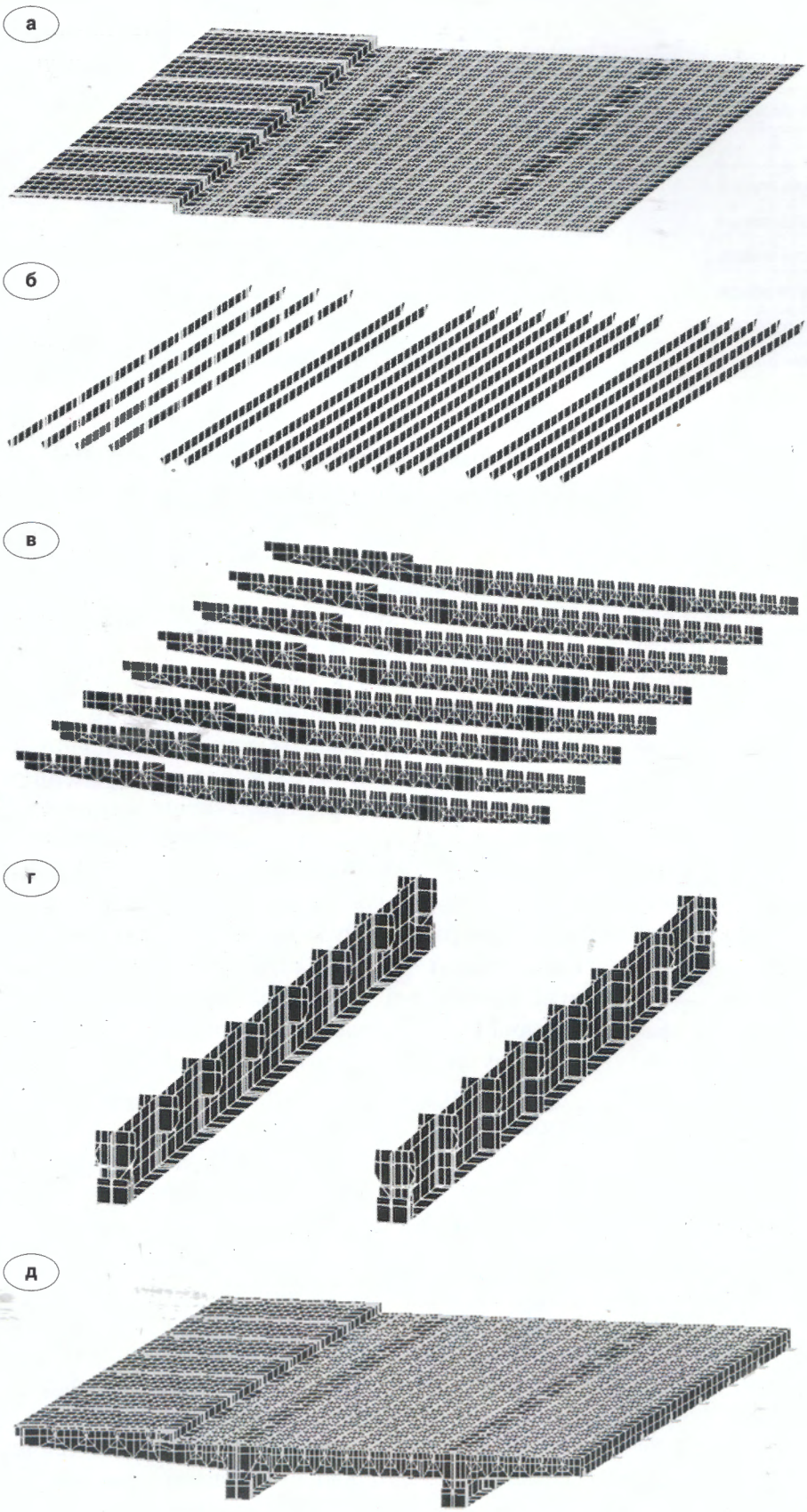


Рис. 5. Скінченно-елементна модель укрупненого блока прогонової будови автопроїзду по греблі ДніпроГЕС:

а – модель листа настилу; **б** – модель поздовжніх ребер; **в** – модель поперечних балок; **г** – модель головних балок; **д** – загальна модель укрупненого блока

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/м^2) і покриття тротуару (q_3 = 0,1 тс/м^2). Схема прикладення складових постійного навантаження до поперечного перерізу прогонової будови наведена на рис. 7.

Що ж стосується тимчасового навантаження на прогонову будову автопроїзду, то воно має три складові, а саме: колісне навантаження НК-80 від одного чотиривісного автомобіля вагою 80 тс, автомобільне навантаження Н-30 від колони автомобілів вагою 30 тс кожен і розрахункового рівномірно розподіленого навантаження від натовпу людей на тротуарі (q_4 = 1,17 тс/м). Схема прикладення складових тимчасового навантаження до поперечного перерізу прогонової будови наведена на рис. 8, на якому також показано положення рівнодіючої (позначена літерою R із відповідним нижнім індексом) від автомобілів.

З наведених вище даних випливає, що в розрахунку були враховані дві групи навантажень: постійні й тимчасові. Отже, загальна кількість розрахункових навантажень склала дванадцять, а прийнятих відповідно до вимог нормативних документів [2, 4, 6] сполучень навантажень – чотирнадцять, в залежності від місця прикладення тимчасових автомобільних навантажень за довжиною прогону відповідно до реальних умов експлуатації автопроїзду; при цьому постійні навантаження були присутні у всіх сполученнях. А співставлення отриманих результатів

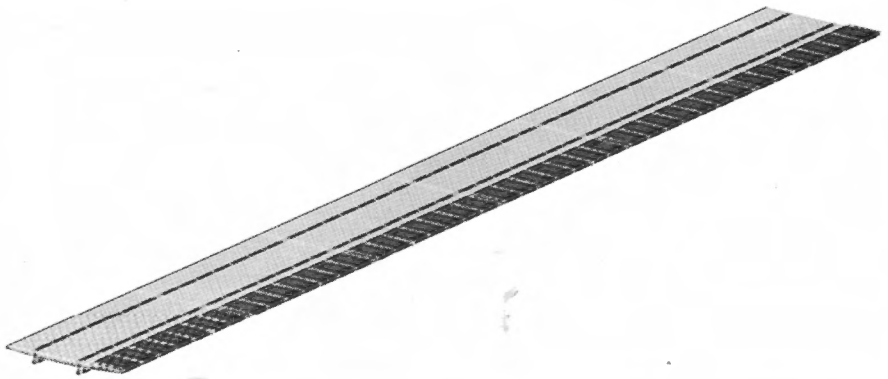


Рис. 6. Загальна скінченно-елементна модель прогонової будови автопроїзду по греблі ДніпроГЕС

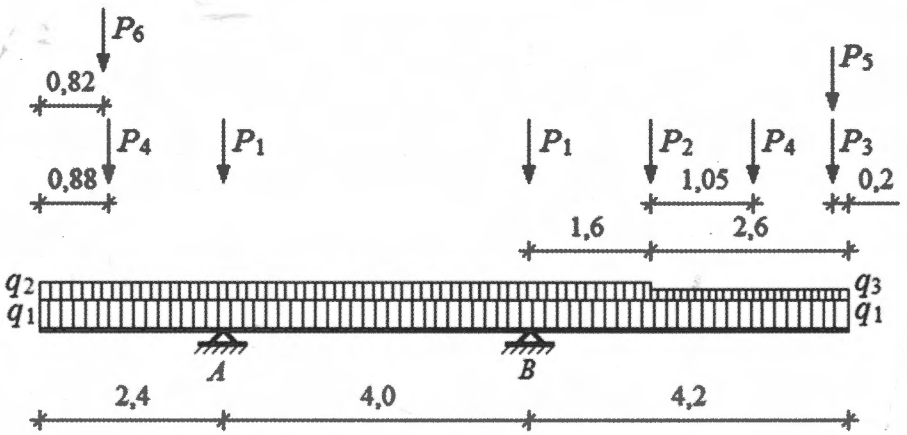


Рис. 7. Схема прикладення складових постійного навантаження до поперечного перерізу прогонової будови автопроїзду:
A, B – головні балки

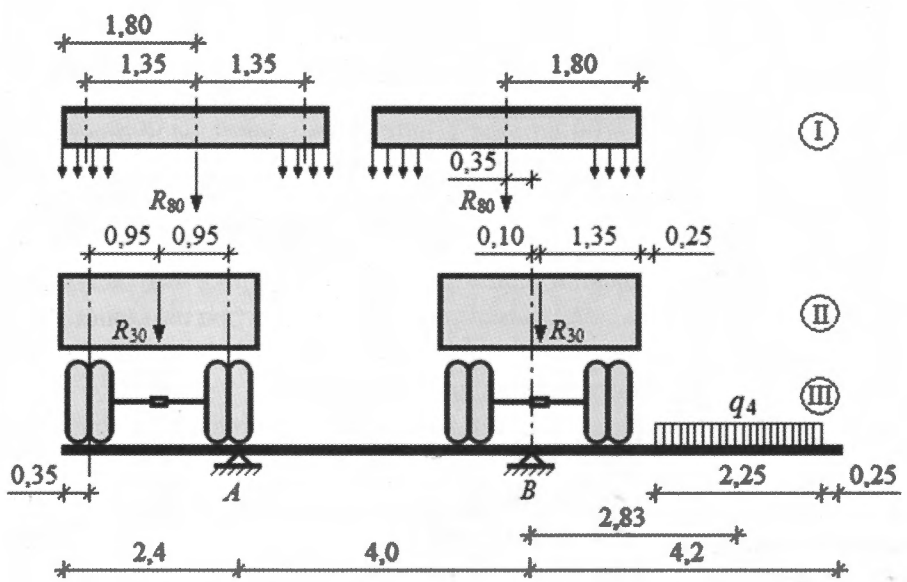


Рис. 8. Схема прикладення складових тимчасового навантаження до поперечного перерізу прогонової будови автопроїзду:
A, B – головні балки; (I) – автомобільне навантаження НК-80;
(II) – колісне навантаження Н-30; (III) – навантаження від натовпу на тротуарі

розрахунків за всіма чотирнадцятьма сполученнями навантажень дало змогу визначити найбільш несприятливі сполучення для кожної характерної розрахункової точки прогонової будови автопроїзду – на опорах та у чвертях прогонів.

Результати розрахунків. 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, для визначення параметра b_{eff} при пружній роботі конструкції вид навантаження 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. 9.

Побудовані з використанням інженерно-аналітичного методу розрахунку [1] графіки залежності між коефіцієнтом редукції β та довжиною прогону L для розрахункових ділянок поперечного перерізу прогонової будови зображені на рис. 10.

Перейдемо 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 навантаженням.

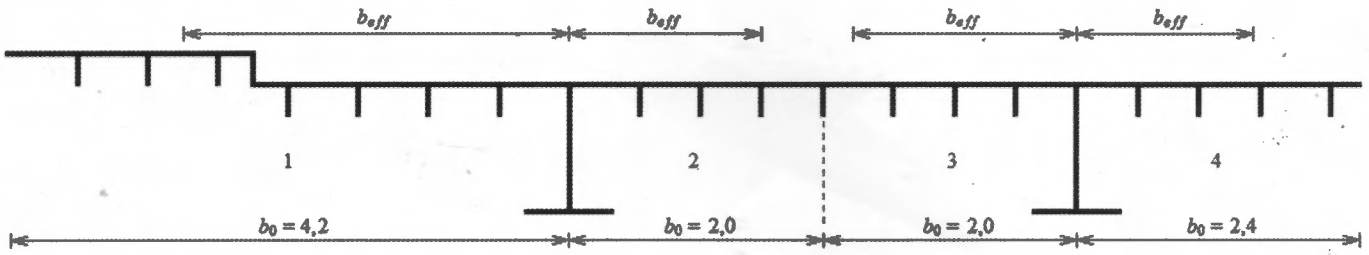


Рис. 9. Поперечний переріз прогонової будови із зазначеними розрахунковими ділянками коефіцієнтів редукції:
1 – консольна плита (ділянка № 1); **2** – внутрішня плита (ділянка № 2);
3 – внутрішня плита (ділянка № 3); **4** – консольна плита (ділянка № 4)

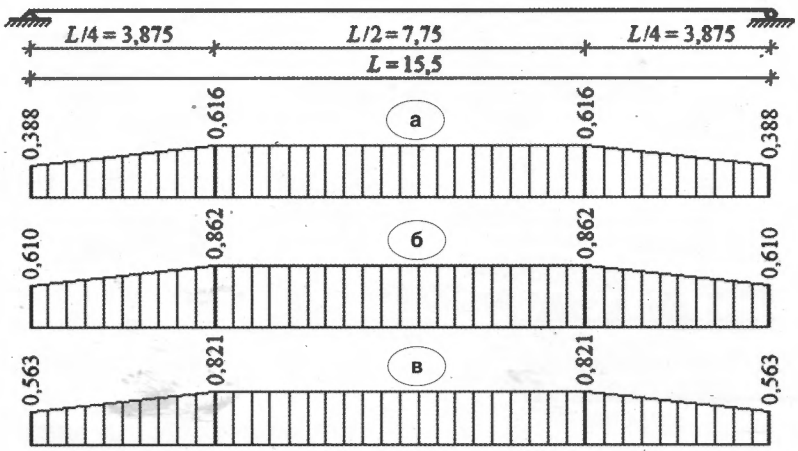


Рис. 10. Графіки залежності коефіцієнтів редукції від довжини прогонової будови побудовані з використанням інженерно-аналітичного методу розрахунку [1]:
а – консольна плита (ділянка № 1);
б – внутрішня плита (ділянка № 2 і № 3);
в – консольна плита (ділянка № 4)

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. 11–13.

Як вбачається з рис. 11, у листі настилу ортотропної плити за всією довжиною прогонової будови автопроїзду існують два типи принципово відмінних зон 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 це 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. 12), 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 σ_x = 307 кгс/см^2 до мінімальних у центрах прогонів між консольними ригелями у межах σ_x = 130 кгс/см^2 ÷ 150 кгс/см^2.

Щодо роботи стінок головних балок, то в них відслідковується різнонаправлений напружений стан (рис. 13), що знаходить своє відображення у наявності в деяких фрагментах цих стінок незначних за значеннями напружень стиску (у межах до τ_{xy} = 160 кгс /см^2) і розтягу (у межах до τ_{xy} = = 100 кгс/см^2), що обумовлено особливостями обпирання головних балок на консольні ригелі.

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. 14.

У таблиці 3 із метою оцінювання близькості отриманих із застосуванням інженерно-аналітичного та чисельного методів розрахунку результатів визначення коефіцієнта редукції β відображені також відповідні дані для чотирьох розрахункових ділянок поперечного перерізу прогонової будови (нагадуємо, що схема цих ділянок представлена на рис. 9) на опорі та в прогоні й вказана різниця між ними.

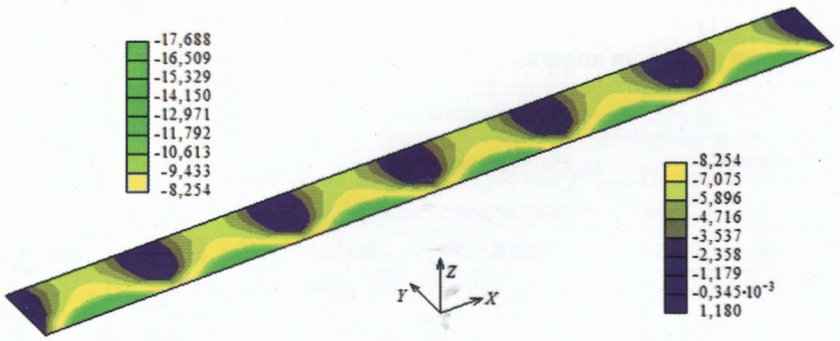


Рис. 11.
Ізополя вертикальних переміщень *w* у листі настилу ортотропної плити від постійного навантаження, мм

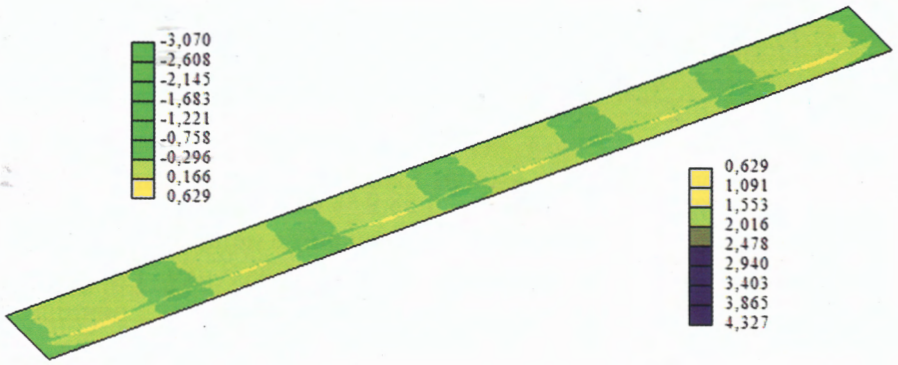


Рис. 12.
Ізополя нормальних напружень у листі настилу ортотропної плити від постійного навантаження, $\sigma_x \cdot 10^2$ кгс /см^2

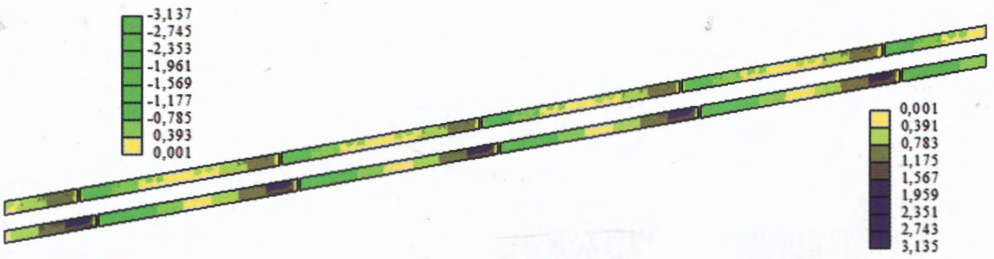


Рис. 13.
Ізополя дотичних напружень у стінках головних балок від постійного навантаження, $\tau_{xy} \cdot 10^2$ кгс /см^2

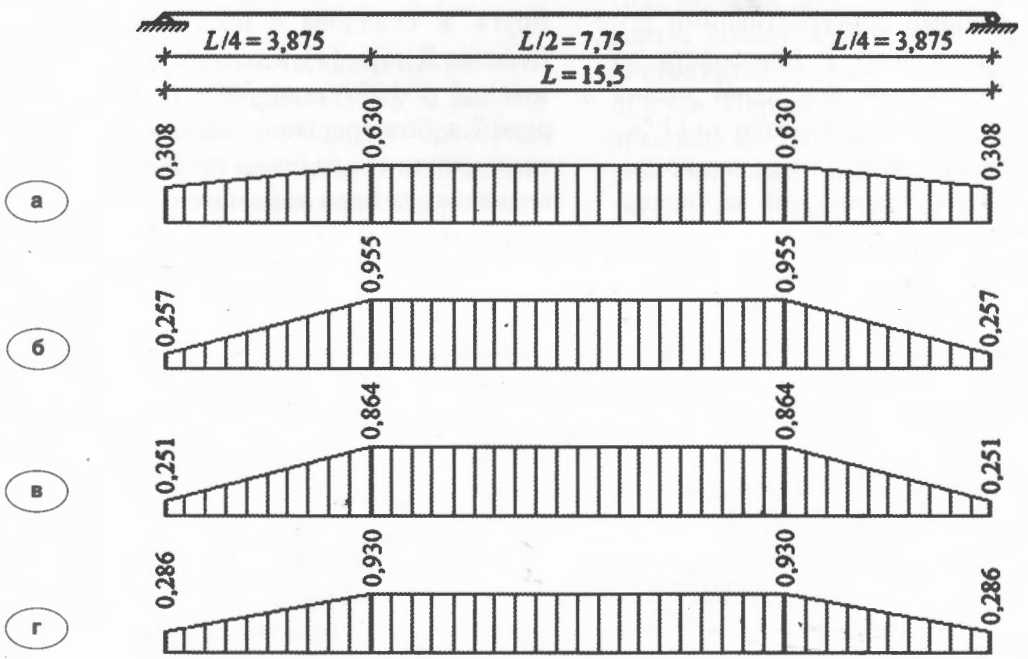


Рис. 14. Графіки побудованих з використанням чисельного методу розрахунку коефіцієнтів редукції:
а – консольна плита (ділянка № 1); **б** – внутрішня плита (ділянка № 2);
в – внутрішня плита (ділянка № 3); **г** – консольна плита (ділянка № 4)

Таблиця 3

Розрахункові значення коефіцієнтів редукції β

Ділянка поперечного перерізу прогонової будови	Коефіцієнти редукції β					
	На опорі		Різниця, %	В прогоні		Різниця, %
	I	II		I	II	
Консольна плита (ділянка № 1)	0,388	0,308	20,6	0,616	0,630	2,2
Внутрішня плита (ділянка № 2)	0,610	0,257	57,9	0,862	0,955	9,7
Внутрішня плита (ділянка № 3)	0,610	0,251	58,9	0,862	0,864	0,2
Консольна плита (ділянка № 4)	0,563	0,286	49,2	0,821	0,930	11,7
Примітка. I – інженерно-аналітичний метод розрахунку [1]; II – чисельний метод розрахунку						

З аналізу наведених у таблиці 3 результатів випливають дві цікаві обставини. Перша пов'язана з тим, що значення коефіцієнтів редукції в прогоні, визначені за допомогою чисельного методу розрахунку для всіх ділянок ортотропної плити, є більшими ніж вирахувані 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 [1] коефіцієнтів редукції, є більш консервативними порівняно з чисельними, а тому й призводять до отримання запасу міцності й фактичної несної здатності конструкції у межах приблизно до 11 %.

Друга ж обставина полягає в тому, що коефіцієнти редукції на опорах, вирахувані за чисельним методом, є несподівано значно меншими (від 20,6 % до 58,9 % на противагу попередньому випадку) ніж визначені за допомогою інженерно-аналітичного методу розрахунку. І тому постає цілком логічне питання: в чому ж причина такої істотної розбіжності? Втім, відповідь на це питання є абсолютно прозорою та містить дві складові. Перша з них пов'язана зі специфікою конструктивного рішення прогонових будов 1977 року будівництва, в яких задля зменшення кількості поперечних деформаційних швів верхні листи ортотропної плити кожних шести розрізних прогонових будов були зварені на монтажі, що дало змогу сформувати у такий спосіб укрупнені блоки з безперервною площиною проїзної частини. Друга ж складова є наслідком недосконалості Додатка Д норм [1], в яких не розглядається реалізований у 1977 році на автопроїзді тип конструкції з безперервною площиною проїзної частини укрупненого блока прогонової будови, тому визначені за його допомогою коефіцієнти редукції на опорах мають дуже велику похибку.

Таблиця 4

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	–	–	–	1007	976	3,1
$x_{L/4} = 3{,}875$	верхній пояс	624	540	13,5	–	–	–
	стінка	–	–	–	440	412	6,4
	нижній пояс	2091	1622	22,4	–	–	–
$x_{L/2} = 7{,}75$	верхній пояс	831	804	3,2	–	–	–
	нижній пояс	2788	2079	25,4	–	–	–
Примітка. I – інженерно-аналітичний метод розрахунку [1]; II – чисельний метод розрахунку							

Отже, підсумовуючи викладене вище, ще раз підкреслимо, що для нестандартних конструкцій типу прогонових будов автопроїзду 1977 року реальні значення коефіцієнтів редукції можна визначати лише за допомогою чисельного методу розрахунку. До речі, такий висновок стосується обчислення й інших параметрів напружено-деформованого стану всіх нестандартних конструкцій мостових прогонових будов, в тому числі й прогонових будов автопроїзду 1977 року. Засвідчують сказане дані таблиці 4, в якій згруповані результати розрахунків із використанням інженерно-аналітичного і чисельного методів розрахунку щодо нормальних і дотичних напружень в елементах головної балки прогонової будови автопроїзду 1977 року.

З таблиці 4 чітко видно, 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 дає змогу отримувати більш якісніші, надійні та точні результати розрахунків.

Висновки.

В статті 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. Визначено коефіцієнти редукції шляхом застосування інженерно-аналітичного (нормативного) та чисельного 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. 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 десятків років, значною мірою впливають на роботу цих елементів під навантаженням.

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 враховувати в нормативному інженерно-аналітичному методі розрахунку результати інженерних обстежень конструктивних елементів мостових споруд та застосовані нестандартні конструктивні рішення, 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.

[1] ДБН В.2.3-26:2010. Споруди транспорту. Мости та труби. Сталеві конструкції. Правила проектування. – Київ: Мінрегіон України, 2011. – 195 с.

[2] СНиП 2.05.03-84*. Мосты и трубы. – Москва: Госстрой России, 2005. – 239 с.

[3] ДБН В.2.3-22:2009. Мости і труби. Основні вимоги проектування. – Київ: Мінрегіон України, 2009. – 73 с.

[4] ДБН В.1.2-15:2009. Споруди транспорту. Навантаження і впливи. Мости та труби. – Київ: Мінрегіон України, 2009. – 66 с.

[5] *Корнеев М.М.* Стальные мосты: Теоретическое и практическое пособие по проектированию мостов в двух томах. – Киев: Изд-во «Академпрес», 2010. – Т. 1. – 532 с.

[6] СН 200-62. Технические условия проектирования железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб. – Москва: Госстрой СССР, 1962. – 328 с.

[7] *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.

[8] AASHTO LRFD. Bridge Construction Specifications. Third Edition. – Washington: American Association of State Highway and Transportation Officials, 2010. – 542 p.

[9] AASHTO LRFD. Bridge Design Specifications. – Washington: American Association of State Highway and Transportation Officials, 2012. – 1661 p.

[10] ISC. Design Manual for Orthotropic Steel Plate Deck Bridges. – New York: American In-stitute of Steel Construction, 1963. – 237 p.

[11] 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.

[12] *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.

[13] *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.

[14] *Cornelius W.* Die Berechnung der ebenen Flaechentragwerke mit Hilfe der Theorie der orthogonalanisotropen Platte // Der Stahlbau, 1952. – B. 21, H. 2. – S. 21–24 und H. 3. – S. 43–48 und H. 4. – S. 60–64.

[15] *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.

[16] *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.

[17] Eurocode 1993-2. Design of steel structures. Part 2: Steel Bridges. – Brussels: European Committee for Standardization, 2009. – 105 p.

[18] FHWA. Manual for Design, Construction, and Maintenance of Orthotropic Steel Deck Bridges. – Washington: US Department of Transportation Federal Highway Administration, 2012. – 262 p.

[19] *Homberg H., Trenks K.* Drehsteife Kreuzwerke. – Berlin: Springer-Verlag, 1962. – 318 s.

[20] *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.

[21] *Huber M.T.* Probleme der Statik technisch wichtiger orthotroper Platten // Timoshenko Anniversary Volume. – New York: Macmillan Company, 1938. – 89 p.

[22] *Huber M.T.* Zur Theorie der Berührung fester elastischer Körper // Annalen der Physik. – 1904. – B.14. – S. 153–163.

[23] JRA. Specifications for highwaybridges. Part 2: Steel Bridges. – Tokyo: Japan Road Association, 2017. – 458 p.

[24] *Korniev M.* Orthotropic Deck Bridges in Ukraine // Orthotropic Bridge Conference. – Sacramento, 2004. – P. 113–131.

[25] *Korniev M.* Bridge Engineering in Ukraine // Handbook of Bridge Engineering. – London: CRC Press, 2014. – P. 865–905.

[26] *Kurrer Karl-Eugen.* The history of the theory of structures: searching for equilibrium. Second edition. – Berlin: Wiley: Ernst & Sohn, 2018. – 1212 p.

[27] Le Viaduc de Millau. – Режим доступа: https://www.leviaducdemillau.com/fr

[28] *Mangus A.R., Sun S.* Orthotropic Deck Bridges. Chapter 14 // Bridge Engineering Handbook. – Boca Raton: CRC Press, 2000. – 47 p.

[29] Pelikan W., Esslinger M. Die Stahlfahrbahn-Berechnung und Konstruktion//MAN-Forschungsheft. – 1957. – B. 7. – S. 23–46.

[30] *Sadlacek G.* Orthotropic Plate Deck Bridges // Constructional Steel Design: An international guide. – London and New York: Elsevier Applied Science Publishers, 1992. – P. 227–247.

[31] *Troitsky M.S.* Orthotropic bridges: Theory and design. Second edition. – Cleveland: Published by The James F. Lincoln Arc Welding Foundation, 1987. – 400 p.

[32] *Wolchuk R., Ostapenko A.* Secondary stresses in closed orthotropic deck ribs at floorbeams // Journal of Structural Engineering. – 1992. – Vol. 118, Issue 2. – P. 582–595.

[33] *Wolchuk R.* Steel orthotropic decks. Development in 1990s//Transportation Research Record. – 1999. – Vol. 1688, Issue 1. – P. 30–37.

Надійшла 20.07.2020 р.

УДК 625.717.02

КОМП'ЮТЕРНІ ТЕХНОЛОГІЇ ПРОЕКТУВАННЯ ЖОРСТКИХ ДОРОЖНІХ ОДЯГІВ

У статті описані основні аспекти, пов'язані з методами проектування цементобетонних покриттів, приведено порівняння теоретичних рішень та даних, отриманих із використанням комп'ютерних технологій у програмі ЛИРА-САПР та програмі Федеральної авіаційної адміністрації США FEAFAA. Теоретичні рішення перевірено експериментально на ділянці з цементобетонного дорожнього одягу. Отримані результати будуть використані при проектуванні підсилення існуючих асфальтобетонних покриттів цементобетонною плитою (технологія Вайтопінг) та удосконаленні існуючого методу проектування жорстких дорожніх та аеродромних одягів.

The paper presents the main aspects related to the methods of cement-concrete pavements design, compares the theoretical solutions and data obtained using computer technology in the program LIRA-SAPR and the program of the Federal Aviation Administration USA FEAFAA. Theoretical solutions were tested experimentally on the site of cement-concrete pavement. The obtained results will be used in the design of strengthening the existing asphalt concrete pavements with cement concrete slab (Whitetopping technology) and improving the existing method of rigid road and airfield pavement design.

Ключові слова: жорсткий дорожній одяг, перехідний коефіцієнт, плита, прогин, згинальний момент.



І.П. Гамеляк
завідувач кафедри аеропортів Національного транспортного університету,
д.т.н., професор



О.В. Родченко
доцент кафедри комп'ютерних технологій будівництва Національного авіаційного університету,
к.т.н., доцент

Інноваційний розвиток дорожньої галузі має бути спрямований на досягнення нових споживчих властивостей доріг, а не на мінімальний показник витрат під час руху по них. Відповідно задля забезпечення більшої надійності існуючих дорожніх покриттів навіть при збільшених навантаженнях на них та відновленні діючих автомобільних доріг з асфальбетонним покриттям використовують технологію ремонту існуючих покриттів цементобетоном. Тому важливо мати розрахунковий апарат для оцінки напружено-деформованого стану жорстких покриттів.

Огляд досліджень. Цементобетонні покриття проектуються з припущенням, що плита спирається на ідеально рівну основу, не враховуючи спільну роботу між бетоном та основою.

У США розроблено декілька методів проектування цементобетонних покриттів [1–5]. Основними з них є:

- метод ACPA (Американська асоціація з цементобетонного покриття) з 1991 року;
- метод AASHTO (Американська асоціація державних дорожніх і транспортних службовців) з 1993 р. [1, 2].

Вищезазначені методи, що успішно застосовуються в США, засновані на теоретичному рішенні Вестергаарда [4–5], модифікованому з урахуванням місцевих умов, згідно з яким, враховуючи коефіцієнт постелі K_{os} основи та міцності на розтяг при згині цементобетону, встановлюється товщина бетонної плити.

У нашій країні розрахунок жорстких одягів виконується згідно з СНиП 2.05.08-85 для аеродромних одягів [6] та ГБН В.2.3-37641918-557 для дорожніх одягів [7].

Припущення методу Вестергаарда. Формули для визначення товщини бетонної плити були визначені за допомогою гіпотези Вінклера-Циммермана, яка передбачає, що реакція ґрунту на зовнішнє навантаження прямо пропорційна величині навантаження. Крім того, слід вважати, що [4–5]:

- бетонна плита має конкретні розміри в плані;
- бетонна плита пружна та ізотропна;
- основа характеризується коефіцієнтом постелі (пропорційності) K_{os};
- відбувається рівномірне прогинання основи під бетонною плитою;
- відсутні явища просідання (залишкових деформацій);
- на плиту діє рівномірне навантаження, розподілене на круговій поверхні, що характеризується радіусом a;
- враховано напруження, викликані зміною температури між верхньою і нижньою поверхнею плити.

© Гамеляк І.П., Родченко О.В.

Розглянуто три випадки встановлення навантаження: у центрі плити, на краю та у куті плити.

Із зовнішнім навантаженням слід враховувати коефіцієнт безпеки 1,15 та динамічний вплив навантаження через коефіцієнт динамічності $K_{дин}$ = 1,20 (за нормами України 1,30).

Теоретична модель розрахунку. В обчислювальній моделі способу плита, що спирається на основу Вінклера, характеризується коефіцієнтом опору (постелі) K_{os}. Матеріал плити характеризується параметрами: модуль пружності цементобетону E та коефіцієнт Пуассона ν. Прикладання навантаження на плиту проілюстровано на рис. 1.

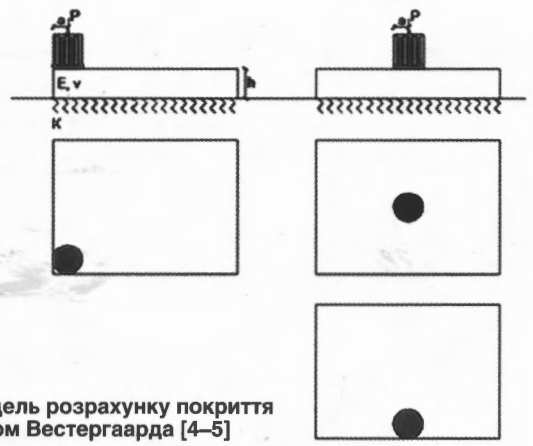


Рис. 1. Модель розрахунку покриття методом Вестергаарда [4–5]

Розрахунок напруження конструкції дорожнього одягу (КДО) за критерієм розтягу при згині монолітних шарів виконується в залежності від умови контакту між шарами:

а) «спаяний» контакт – шари повністю зчеплені між собою;

б) контакт з «проковзуванням» – неповний контакт з урахуванням зсуву;

в) «гладкий або слизький контакт» – зчеплення відсутнє.

Перший випадок практично важко реалізувати. Другий найбільш точно відповідає умовам контакту для КДО. Найбільш небезпечним для роботи КДО є останній випадок.

Згідно з припущенням методу напруження в плиті визначаються в трьох місцях, використовуючи такі співвідношення [4–5]:

- для краю плити від зовнішнього навантаження

$$(\sigma_r)_k = 0{,}572\frac{P}{h^2}\left[4\cdot\lg\left(\frac{l}{b}\right)+0{,}359\right]; \qquad (1)$$

- для центра плити від зовнішнього навантаження

$$(\sigma_r)_s = 0{,}275\cdot(1+\nu_{os})\frac{P}{h^2}\times$$

$$\times\left[\lg\left(\frac{Eh^3}{K_{os}b_k^4}\right)-\left(\frac{l}{L}\right)^2 Z\cdot 54{,}54\right]; \qquad (2)$$

- для кута плити від зовнішнього навантаження

$$(\sigma_r)_n = 3\frac{P}{h^2}\left[1-\lg\left(\frac{a_1}{l}\right)^{0,6}\right], \qquad (3)$$

де P – значення прикладеного навантаження на колесо; h – необхідна товщина цементобетонної плити; $L = 5l$; l – радіус відносної жорсткості, що визначається за залежністю

$$l = \sqrt[4]{\frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)\cdot K_{os}}}, \qquad (4)$$

Z = 0,2; a – радіус навантажувальної поверхні; ν – коефіцієнт Пуассона для цементобетону; $a_1 = a\sqrt{2}$;

$b = \sqrt{1{,}6a^2+h^2} - 0{,}675h$ – еквівалентний радіус розподілу напруження на нижній поверхні плити; E – модуль пружності цементобетону, з якого виготовлена плита; K_{os} – коефіцієнт постелі основи під цементобетонною плитою (асфальтобетону на існуючій основі та ґрунті).

При великих значеннях товщини покриття, що характерно для аеродромів та доріг I–II категорії з цементобетонним покриттям, для розрахунку максимальних розтягувальних напружень на нижній поверхні пластини можна використовувати рішення теорії товстих пластин Вестергаарда

$$(\sigma_r)_{\max} = 0{,}275\cdot(1+\mu_s)\frac{P}{h_r^2}\lg\left(\frac{E_1h_r^3}{K_{gr}b_k^4}\right), \qquad (5)$$

де K_{gr} – коефіцієнт постелі ґрунту;

$b_k = \sqrt{1{,}6\cdot\frac{D^2}{4}+h_r^2} - 0{,}675h_r$ при $D/2 < 1{,}724\cdot h_r$;

$b_k = \frac{D}{2}$ при $D/2 \geq 1{,}724\cdot h_r$.

Остання формула широко використовується для розрахунку аеродромних цементобетонних покриттів.

Аналіз формул (1–5) свідчить, що при значеннях відношення h/D від 0,2 до 0,7, що найчас-

тіше зустрічається при проектуванні КДО, може використовуватися наближена залежність

$$\sigma_r = \frac{1}{h_r^2} 6 M_{\max}, \quad (6)$$

де $M_{\max}$ – максимальний згинальний момент, який виникає при дії навантаження на колесо P, під площадкою сліду колеса з діаметром D, що визначається за формулою

$$M_{\max} = \frac{P(1+\mu_s)\cdot C\left(\frac{D}{2}\cdot a\right)}{2\pi D a}, \quad (7)$$

де $C(D, a)$ – безрозмірний коефіцієнт, який визначається в залежності від добутку $D/2\cdot a$. В межах зміни добутку від 0 до 2,0 цей коефіцієнт апроксимується багаточленом

$$C(D,a) = 0{,}1379476\cdot(a\cdot D/2)^5 - 0{,}8007491\cdot(a\cdot D/2)^4 +$$
$$+ 1{,}8245866\cdot(a\cdot D/2)^3 - 2{,}1537117\cdot(a\cdot D/2)^2 +$$
$$+ 1{,}3231093\cdot(a\cdot D/2) + 0{,}0326946$$

з коефіцієнтом кореляції $R^2 = 0{,}99914$.

Підставляючи отримане значення у формулу (6), отримаємо:

$$\sigma_r = \frac{1}{h_r}\cdot\frac{3P(1+\mu_s)\cdot C(D,a)}{\pi D^3\sqrt{\frac{6E_2(1-\mu_1^2)}{E_1(1-\mu_2^2)}}}. \quad (8)$$

Таким чином, за наведеними формулами (1–8) можна розрахувати напруження по центру, на краю та на куті бетонної плити. В середовищі MathCad складена відповідна програма розрахунку. Однак для моделювання та оцінки всіх компонентів напружено-деформованого стану необхідно використовувати сучасні програмні засоби.

Комп'ютерне моделювання цементобетонної плити методом скінченних елементів проведено за допомогою ПК ЛИРА-САПР (Україна) та програми FEAFAA (США).

Моделювання цементобетонної плити методом скінченних елементів за допомогою ПК ЛИРА-САПР. У ПК ЛИРА навантаження моделювалося у вигляді квадратного штампа з розмірами $s = \sqrt{65/600} = 0{,}33$ (м) (еквівалентно радіусу кола, рівновеликого площі відбитка пневматика 0,371 м). Цементобетонна плита моделювалася чотиривузловими пластинами.

Відокремлюючий прошарок із полімерної плівки завтовшки 200 мкм моделювався скінченним елементом КЕ 55.

Використання скінченного елемента КЕ 55, що моделює односторонній лінійний зв'язок між шарами, дає змогу врахувати обтиснення між шарами.

За наявності пружного прошарку між несучими шарами покриття їх стиснення характеризується коефіцієнтом стиснення.

У загальному вигляді коефіцієнт стиснення визначається за формулою [8]

$$c_1 = \frac{2{,}4\cdot E_i E_{i+1} E}{E(h_i E_{i+1} + h_{i+1} E_i) + 2{,}4\cdot E_i E_{i+1} h\nu_1}, \quad (9)$$

де E_i, E_{i+1} – модуль пружності шарів покриття, для яких визначається коефіцієнт стиснення, МПа; E – модуль пружності відокремлюючого прошарку між шарами, МПа; h_i, h_{i+1} – товщини шарів покриття, м; h – товщина відокремлюючого прошарку, м; ν_1 – приведений коефіцієнт Пуассона відокремлюючого прошарку, що визначається за формулою $\nu_1 = 1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu}$, ν – коефіцієнт Пуассона відокремлюючого прошарку.

Коефіцієнт стиснення (МН/м^3) між взаємодіючими цементобетонним шаром покриття та штучною основою, укріпленою в'яжучим, визначається за формулою

$$c_f = \frac{2{,}4\cdot E_c E_f E}{E(h_c E_f + h_f E_c) + 2{,}4\cdot E_c E_f h\nu_1}, \quad (10)$$

де E_c – модуль пружності цементобетонної плити, МПа; E_f – модуль пружності штучної основи, укріпленої в'яжучим (пісного бетону), МПа; h – товщина відокремлюючого прошарку, м; h_c – товщина цементобетонної плити, м; h_f – товщина штучної основи, укріпленої в'яжучим, м.

Жорсткість скінченних елементів (КЕ 55) (дискретні пружини), що моделюють відокремлюючий прошарок між шарами та враховують ефект обтиснення, залежить від розмірів скінченних елементів плити, розташованих у зірці вузла, в який вставляється ця пружина.

Жорсткість скінченних елементів КЕ 55, розташованих між кутовими вузлами взаємодіючих плит [9]

$$R_{f,y} = \frac{1}{4} c_f s^2, \quad (11)$$

де s – розмір сторони скінченного елемента у кутовій зоні плити, м.

Якщо сітка розбиття плити дорожнього покриття є нерегулярною, то жорсткість КЕ 55 у центральній зоні плити визначається за формулою [10]

$$R_{рц} = \frac{c_f(a_1b_1 + a_2b_1 + a_1b_2 + a_2b_2)}{4}, \qquad (12)$$

де a_1, a_2, b_1, b_2 – розміри скінченних елементів плити, що розташовані у зірці вузла, в який вставляється КЕ 55, м (рис. 2).

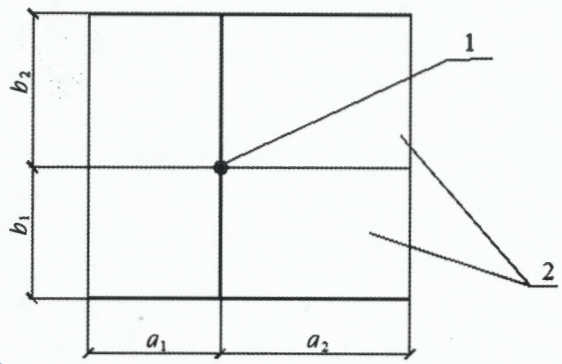


Рис. 2. Схема для визначення жорсткості скінченного елемента, що моделює односторонній зв'язок між вузлами взаємодіючих плит при неоднакових розмірах скінченних елементів плити:

1 – вузол, до якого приєднується скінченний елемент (КЕ 55), що моделює односторонній зв'язок; **2** – скінченні елементи пластини

У крайовій зоні

$$R_{рк} = \frac{c_f(2a_1^2 + a_2b_1 + a_2b_2)}{8}. \qquad (13)$$

Зведемо розрахунки визначення жорсткості скінченного елемента (КЕ 55) до таблиці 1.

Таблиця 1

Жорсткості скінченного елемента КЕ 55

Назва жорсткості (розташування + розміри скінченних елементів плити (у мм), розташованих у зірці вузла, в який ставиться КЕ 55)	*R*, МН / м
Кут	693,21
Край 330–500	1743,53
Край 500–505	3198,70
Центр 330–500–330–500	4385,24
Центр 330–500–500–505	5309,84
Центр 500–505–500–505	6429,38

Шар пісного бетону моделювався чотиривузловими пластинами.

Щебенево-піщана суміш, пісок, ґрунт (суглинок легкий пилуватий, м'якопластичний) моделюються восьмивузловими КЕ (об'ємними). Модель покриття в ПК ЛИРА-САПР наведена на рис. 3.

Проведено розрахунок для трьох варіантів розміщення колісного навантаження:

1) центральне розміщення колісного навантаження (рис. 4);

2) крайове навантаження (рис. 5);

3) кутове навантаження (рис. 6, 7).

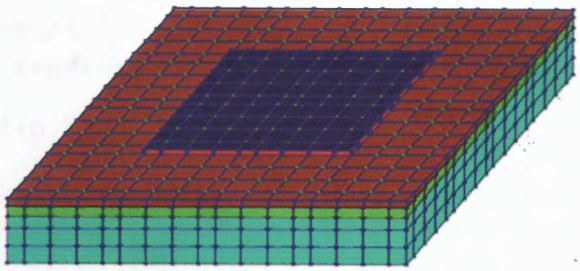


Рис. 3. Скінченно-елементна модель жорсткого дорожнього одягу в ПК ЛИРА-САПР

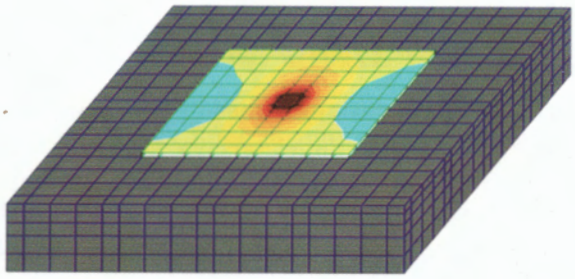


Рис. 4. Ізополя згинального моменту M_x при центральному розташуванні навантаження

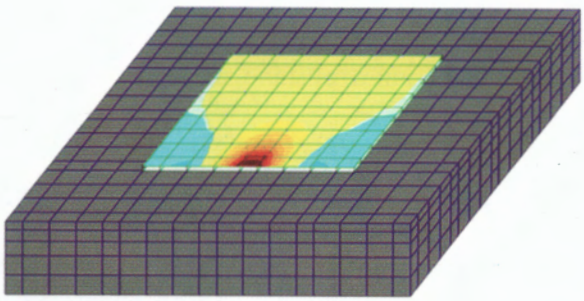


Рис. 5. Ізополя згинального моменту M_x при крайовому навантаженні

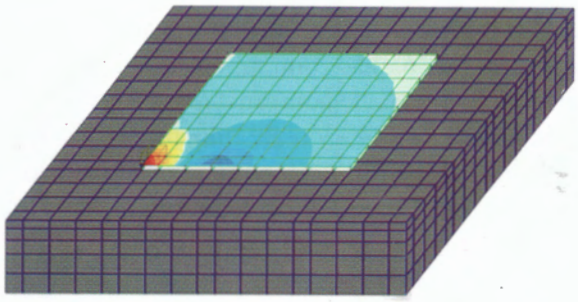


Рис. 6. Ізополя згинального моменту M_x при кутовому навантаженні

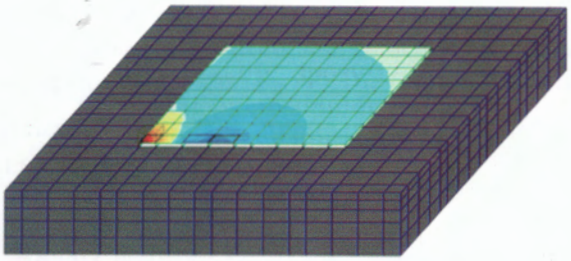


Рис. 7. Від'ємний згинальний момент M_x при кутовому навантаженні

Моделювання цементобетонної плити методом скінченних елементів за допомогою програмного комплексу FEAFAA. Програмний комплекс FEAFAA (Finite Element Analysis – FAA) був розроблений FAA Airport Technology R&D Branch як єдиний засіб для розрахунку об'ємними скінченними елементами та аналізу роботи плит жорстких аеродромних покриттів та шарів підсилення. FEAFAA призначено для визначення напружень, зусиль та деформацій конструкцій жорстких покриттів під певну опору літака.

В моделі жорсткого покриття використовується три типи скінченних елементів для конструктивних шарів.

Перший – цементобетонний шар моделюється восьмивузловими об'ємними скінченними елементами, що мають три степені свободи у вузлі; взаємозв'язок між шарами визначається ковзною поверхнею: ковзна поверхня розташована між нижньою площиною шару покриття та верхньою площиною шару штучної основи.

Другий – шари штучної основи (у програмі закладена можливість задання до чотирьох шарів штучної основи) та частина ґрунтової основи моделюються континуальними восьмивузловими об'ємними скінченними елементами з трьома степенями свободи у вузлі. Відповідно до поведінки слабо зчеплених елементів, кожний шар поділяється на чотири підшари. Поверхні між сусідніми шарами міцно зрощені між собою.

Третій – найнижчий шар елементів у ґрунтовій основі складається з восьмивузлових нескінченних елементів. Використання нескінченно елементної основи дає змогу моделювати з використанням невеликої кількості скінченних елементів.

З'єднання між сусідніми плитами моделюються як лінійні пружини. Пружини моделюють роботу штирьових з'єднань. Вихідними даними для моделювання штирьових з'єднань є діаметр штирів, відстань між штирями, товщина шва між плитами, спосіб влаштування штирьових з'єднань (за допомогою віброзанурювачів; влаштування у просвердлених отворах).

При розрахунку у програмному комплексі FEAFAA вибирається з бібліотеки необхідна колісна опора. У програмі передбачено функцію доповнення та зміни бібліотеки колісних навантажень. Передача навантаження від колеса на жорстке покриття розподіляється за площею квадрата чи прямокутника.

У дослідженні передача навантаження від колеса моделювалася у вигляді прямокутника, розміри якого розроблені Асоціацією портландцементу і становлять

$$0{,}8712L \times 0{,}6L,$$

де L – це довжина еквівалентної еліптичної площі, що визначається за формулою

$$L = \sqrt{\frac{A}{0{,}5227}}, \qquad (14)$$

де A – контактна площа, м^2, що визначається за формулою

$$A = \frac{N}{P}, \qquad (15)$$

де N – навантаження на колесо, МН; P – тиск у пневматиках, МПа.

Контактна площа у вигляді прямокутника забезпечує прийнятну апроксимацію передачі навантаження за площею еліпса.

Щодо конструкції покриття та шарів штучної основи для кожного шару вводиться модуль пружності, коефіцієнт Пуассона та товщина шару, а для основи – еквівалентний модуль пружності та коефіцієнт Пуассона.

Розв'язок системи лінійних рівнянь у розрахунковому процесорі NIKE 3D здійснюється ітераційним методом – метод сполучених градієнтів, що є більш ефективним, ніж прямий метод.

У програмі FEAFAA замість міліметрів та кілограмів прийнято фути та фунти, тому необхідно використовувати такі формули для перетворення метричних одиниць вимірювання:

$$p_{a,psi} = p_a \cdot 145{,}04; \qquad (16)$$

$$h_{inch} = \frac{h}{25{,}4}; \qquad (17)$$

$$E_{psi} = 145{,}04\,E; \qquad (18)$$

$$\sigma = \frac{\sigma_{psi}}{145{,}04}, \qquad (19)$$

де $p_{a,psi}$ – тиск у пневматику, фунти на квадратний дюйм (*psi*); p_a – тиск у пневматику, МПа; h_{inch} – товщина цементобетонного покриття, дюйми; h – товщина цементобетонного покриття, мм; E_{psi} – модуль пружності, *psi* (фунти на квадратний дюйм); E – модуль пружності, МПа; σ_{psi} – нормальне напруження, *psi*; σ – нормальне напруження, МПа.

FEAFAA визначає величину нормального напруження, величину згинального моменту можна визначити за рекомендованою FAA (ФАА – Федеральна авіаційна адміністрація) формулою [11]

$$M = 1{,}7\frac{\sigma I_g}{c}, \qquad (20)$$

де 1,7 – коефіцієнт короткочасності навантаження; σ – напруження, кПа; I_g – момент інерції, визначений на погонний метр цементобетонної плити, м^4; c – відстань від нейтральної площини до поверхні плити, м.

Перевірка теоретичних розрахунків. Для перевірки теоретичних рішень у 2017–2018 роках було побудовано експериментальні ділянки № 1 та № 2 на об'єкті нового будівництва ТОВ «Перший столичний хлібозавод» у с. Нові Петрівці Вишгородського району Київської області.

Конструкція дорожнього одягу із монолітним бетонним покриттям, розрахована на дію навантаження групи $А_3$ – 100 кН/вісь (тиск повітря в шині 0,6 МПа, коефіцієнт динамічності 1,3, динамічне навантаження на колесо 65 кН, діаметр відбитка 0,371 м), наведена на рис. 8.

Загальний вигляд майданчика для відстою техніки (ділянка № 1) наведено на рис. 9.

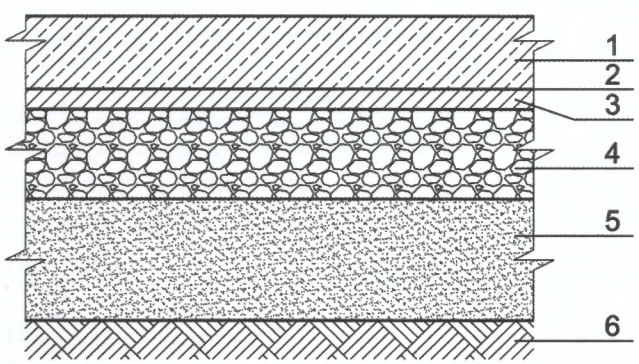


Рис. 8. Конструкція дорожнього одягу дослідних ділянок:

1 – покриття із дорожнього цементобетону класу міцності на розтяг при згині B_{btb} 4,4, морозостійкість F200 (150) при відтаванні в 5 %-му розчині NaCl згідно з ДСТУ Б В.2.7-43-96, E = 36000 МПа за ДСТУ Б В.2.7-43-96 армоване базальтовою арматурою (ділянка № 2) або сталевою арматурою (ділянка № 1) h = 20 см;

2 – відокремлюючий прошарок із полімерної плівки завтовшки 200 мкм;

3 – пісний бетон класу міцності В7.5 згідно з ДСТУ Б В.2.7-207:2009, E = 700 МПа, h = 5 см;

4 – щебенево-піщана суміш С5, h = 22 см; E = 230 МПа;

5 – пісок дрібний за ГОСТ 26193-84, h = 30 см; E = 100 МПа;

6 – грунт земляного полотна – суглинок легкий пилуватий, м'якопластичний, $E_{гр}$ = 42,0 МПа



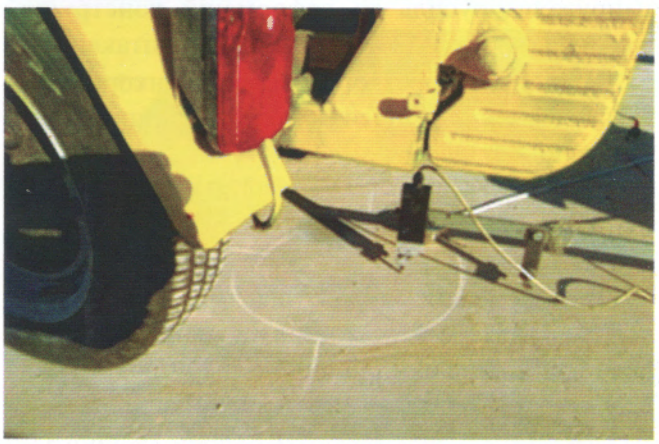


Рис. 9. Загальний вигляд майданчика для відстою техніки (ділянка № 1) та обладнання для визначення характеристик бетонної плити при ударному навантаженні

Для навантаження поверхні цементобетонних плит використовувались універсальне дорожнє вимірювальне обладнання – УДВО [12], розроблене на кафедрі Проектування автомобільних доріг НТУ під керівництвом проф. Павлюка Д.О. [13]. Визначення характеристик пружності та коливання цементобетонних плит виконувалось за методикою проф., д.т.н. Оксєня Є.І. [14–15]. При розрахунку за формулами Вестергаарда коефіцієнт постелі основи під цементобетонною плитою K_{os} дорівнює 115 МН/м^3.

Результати розрахунку та їх аналіз наведені у таблицях 2, 3.

Таблиця 2

Порівняльна таблиця згинальних моментів

Розташування колісного навантаження	Згинальний момент, кН · м/м			Розбіжність в комп'ютерних розрахунках, %
	За формулами Вестергаарда	ПК ЛИРА-САПР	FEAFAA	
Центр	11,23	10,276	10,744	4,6
Край	15,92	15,647	16,128	3,1
Кут	13,13	5,758	6,398	11,1
	–	–4,263	–4,218	1,1

Таблиця 3

Порівняння прогинів

Розташування колісного навантаження	Прогин, мм		
	Експеримент	ПК ЛИРА-САПР	FEAFAA
Центр	0,236	0,264	0,62
Край	0,313	0,443	0,76
Кут	0,440	0,670	0,86

Перехідні коефіцієнти від згинального моменту при центральному навантаженні до моменту при крайовому навантаженні плити наведено у таблиці 4.

Таблиця 4

Перехідні коефіцієнти

Програмний комплекс	Перехідний коефіцієнт від згинального моменту при центральному навантаженні до моменту при крайовому навантаженні
ЛИРА-САПР	1,52
FEAFAA	1,50
Експеримент	1,32

Висновки.

- Метод Вестергаарда був розроблений понад 70 років тому і дає завищені значення напружень. Його використання забезпечує достатні запаси міцності та високу конструкційну надійність. У той же час, не повністю використовується несна здатність матеріалу. З економічної точки зору цей метод не є вигідним.
- Отримані експериментальні значення дещо менші від прийнятих у нормах та теоретичного рішення, що пов'язано з армуванням бетонного покриття арматурною сіткою. Методику оцінювання несної здатності цементобетонних покриттів за результатами випробувань необхідно удосконалювати.
- За результатами комп'ютерних розрахунків рекомендується розрахункові значення згинальних моментів m_d (кН · м/м) на одиницю ширини перетину одношарових жорстких покриттів всіх типів помножити на k – перехідний коефіцієнт від згинального моменту при центральному навантаженні до моменту при крайовому навантаженні плити, що приймається: для бетонних і армобетонних покриттів із стиковими з'єднаннями або конструктивним крайовим армуванням – 1,2; для бетонних і армобетонних покриттів, які влаштовують без стикових з'єднань і крайового армування плит – 1,5; для збірних покриттів із попередньо напружених залізобетонних плит – 1,0; для залізобетонних покриттів з ненапружуваною арматурою – за рис. 1 обов'язкового додатка 10 СНиП 2.05.08 [6].
- Для впровадження технології підсилення існуючих асфальтобетонних покриттів цементобетоном (Вайттопінг) необхідно удосконалити методику розрахунку дорожнього одягу з урахуванням сезонного та добового коливання температури за глибиною та відповідного комп'ютерного моделювання напружено-деформованого стану конструкції.

[1] AASHTO, Design of Pavement Structures. Part II. Rigid Pavement Design & Rigid Pavement Joint Design. AASHTO 1998.

[2] AASHTO Specification M – 148-2005, USA. – 2005.

[3] Minnesota Department of Transportation, Whitetopping Design Procedure. Minnesota Department of Transportation Office of Materials & Road Research Pavement Engineering Section, marzec 2012.

[4] *Westergaard, H.M. Asce E.* New formulas for stresses in concrete pavements of airfields, Transactions of the American Society of Civil Engineers, Vol. 113, No. 1, January 1948.

[5] *Йодер Е.Д.* Принципы проектирования дорожных и аэродромных одежд М.: Транспорт, 1964. – 190 с.

[6] СНиП 2.05.08-85. Аэродромы. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1985. – 59 с.

[7] ГБН В.2.3-37641918-557:2016 «Автомобільні дороги. Дорожній одяг жорсткий. Проектування». – Київ. – Міністерство інфраструктури, 2017. – 75 с.

[8] *Тоцкий О.Н.* Рекомендации по расчету многослойных покрытий аэродромов / О.Н. Тоцкий, В.Б. Безелянский, О.Г. Тарунтаева. – М. : ГПИ и НИИГА Аэропроект, 1982. – 56 с.

[9] *Родченко О.В.* Розрахунок двошарових жорстких аеродромних покриттів за допомогою програмного комплексу «ЛИРА» / О.В. Родченко // Будівництво України. – 2008. – № 9. – С. 37–41.

[10] *Rodchenko O.* Computer technologies of finite element modeling of airfield rigid pavement / O. Rodchenko // 16th Conference of Young Scientists of Lithuania «Science – Lithuania's Future. TRANSPORT», 8th of May 2013: Proceedings. – Vilnius, 2013. – P. 65–70.

[11] Advisory Circular 150/5320-6F. Airport Pavement Design and Evaluation,US Department of Transportation, Federal Aviation Administration, USA Standard. 2016.

[12] *Павлюк Д.О., Іваниця Є.В., Гусєв О.В. Лебєдев О.С. Рибіцький Л.Л.* Визначення міцності дорожнього одягу за допомогою універсального дорожнього вимірювального обладнання // Вісник НТУ, ТАУ. – № 4. – 2003.

[13] *Шуляк І.С.* Удосконалення методів випробувань дорожніх конструкцій при діагностуванні автомобільних доріг. – Дис. автореф. канд. техн. наук, К.: НТУ. – 2018. – 245 с.

[14] *Оксень Е.И., Пархоменко В.В.* Исследование частотных характеристик акустических импульсов при разрушении железобетонных балок // Дороги і мости. – Київ: ДерждорНДІ, Вип. 7, т. 2. – 2007. – С. 92–97.

[15] М 03450778-753:2016 Методика віддаленого моніторингу прогонових будов залізобетонних мостів за сигналами віброакустичної емісії. – Київ: ДерждорНДІ, 2016. – 56 с.

Надійшла 10.06.2020 р.

УДК 624.012

МЕТОДИКА ОБЧИСЛЕННЯ МАКСИМАЛЬНИХ СНІГОВИХ НАВАНТАЖЕНЬ НА ГОРИЗОНТАЛЬНУ ПЛОЩИНУ НА ТЕРИТОРІЇ ЗАКАРПАТСЬКОЇ ОБЛАСТІ ЗА СПРОЩЕНИМИ ФОРМУЛАМИ

Вітчизняними вченими на ранній стадії досліджень максимальне снігове навантаження для території Закарпатської області визначалось тільки за вихідними даними снігового покриву III кліматичної зони, пізніше – за окремими опадовими спостереженнями на метеостанціях, останніми роками – за спостереженнями у 1948–2015 рр. на 9-ти метеостанціях Закарпатської області і 23-ма напрямками між метеостанціями і перехідними станціями із застосуванням висотних і висотно-логарифмічних коефіцієнтів.

The domestic scientists at the early stage of research revealed that maximum snow loads for the territory of the Transcarpathian region were determined only by the initial data of the snow cover of the III climatic zone, and later, by separate observations on the meteorological stations, in recent years, by observations in 1948 – 2015 at 9 meteorological stations of the Transcarpathian region and 23 directions between meteorological stations and transition stations with application of altitude and altitude-logarithmic coefficients.

Ключові слова: метеостанції, максимальні висота і густина снігового покриву, максимальне снігове навантаження на горизонтальну площину, спрощені формули максимальних снігових параметрів, горизонталі топографічних карт.



Я.С. Гук
доцент кафедри
міського будівництва і господарства
Ужгородського національного
університету, к.т.н.



І.Ф. Найбауер
інженер І-ї категорії
Ужгородського
національного університету



Е.Й. Новак
науковий співробітник
Ужгородського
національного університету



О.С. Гук
студент магістр
Ужгородського національного
університету, кафедра «Міського
будівництва і господарства»

Масовий збір статистичних даних щодо снігу розпочався в усіх розвинених країнах світу лише на початку XX ст. в основному для гідрологічних цілей, тобто заміри проводились для визначення еквівалентного вмісту води в кожному снігопаді, а не в процесі накопичення снігу [1–11].

Відсутність інформації про інтенсивність сніговідкладення і накопичення снігу на ґрунті утруднювала достовірну оцінку снігового навантаження на ґрунт.

Кожна країна має свої власні підходи щодо створення даних норм: від моделей випадкових процесів до фіксованого значення розрахункового снігового навантаження. Представлені результати також коливаються від чітких карт снігових районів до списків параметрів снігового навантаження для всіх пунктів спостережень.

Українські Карпати можна вважати самостійним районом України, де снігонакопичення зумовлено вертикальною поясністю і напрямком експозиції схилів.

Особливим районом є Закарпатська низовина, яка внаслідок захищеності з півночі горами відрізняється від гірських територій за сніговими параметрами.

Для обчислення снігових параметрів за висотними коефіцієнтами застосовані 8 напрямків (для максимальних густин снігу) і 6 напрямків (для максимальної висоти снігового покриву) між метеостанціями з висотами над рівнем Балтійського моря (рис. 1): Берегово – 113 м – Плай – 1330 м; Ужгород – 114,6 м – Плай – 1330 м; Великий Березний – 209 м – Плай – 1330 м; Рахів – 438 м – Плай – 1330 м; Міжгір'я – 456 м – Плай – 1330 м; Нижні Ворота – 500 м – Плай – 1330 м; Нижній Студений – 615 м – Плай – 1330 м, а також висоти горизонталей топографічних карт Закарпатської області в межах 100 м (м. Чоп) – 2061 м (г. Говерла) в інтервалі через 100 м.

 © Гук Я.С., Найбауер І.Ф., Новак Е.Й., Гук О.С.

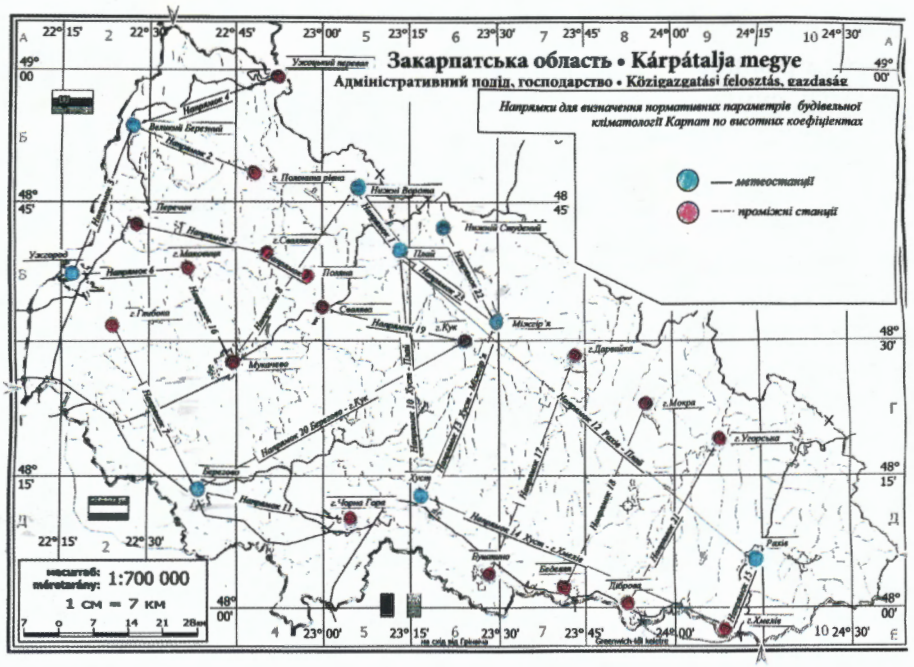


Рис. 1. Схема напрямків між базовими метеостанціями і перехідними станціями Закарпатської обл. для визначення нормативних кліматичних параметрів

Базові дані снігових параметрів за спостереженнями на 9-ти метеостанціях у 1948–2015 рр.: максимальна висота та максимальна густина снігового покриву приведені в розрахункових таблицях 1–3.

Максимальні снігові параметри обчислені за формулами висотних коефіцієнтів:

$$П_{Хмакс.сн.} = П_{1макс.сн.} + K_{макс.сн., ст.\,1–2}(H_X - H_1); \quad (1)$$

$$K_{макс.сн, ст.1–2} = \frac{П_{2макс.сн} - П_{1макс.сн}}{H_2 - H_1}, \quad (2)$$

де $П_{Хмакс.сн.}$, $П_{1макс.сн.}$, $П_{2макс.сн.}$ – максимальні показники висоти і густини снігового покриву на станціях X, 1, 2 (на висотах горизонталей на топографічних картах), м, кг/м^3; $K_{макс.\,сн.,ст.1–2}$ – висотний коефіцієнт максимальних висот, густин снігового покриву, м/м, кг/м^3; H_X, H_1, H_2 – висоти станцій X, 1, 2 (горизонталей на топографічних картах) над рівнем Балтійського моря, м.

Максимальне снігове навантаження, $P_{Хмакс.сн.}$, обчислено за формулою

$$P_{макс.сн.,X} = 9{,}8\rho_{макс.сн.,X} \cdot h_{макс.сн.,X}, \quad (3)$$

де $\rho_{макс.сн.,X}$ – максимальна густина снігу на станції X, кг/м^3; $h_{макс.сн.,X}$ – максимальна висота снігового покриву на станції X, м; 9,8 – перевідний коефіцієнт з кг/м^3 у Па.

Результати обчислень максимальних снігових параметрів на висотах перехідних станцій і горизонталях топографічних карт також приведені в таблицях 1–3.

Метою дослідження є виведення спрощених формул максимальних снігових параметрів на базі заданих висот над рівнем Балтійського моря станції або висот горизонталей топографічних карт Закарпатської області.

Власні теоретичні дослідження. У попередніх дослідженнях максимальних снігових параметрів: висоти снігового покриву, густини снігу, снігового навантаження [12–25] використовувалась методика висотних коефіцієнтів і 23-х напрямків між метеостанціями і перехідними станціями та формули 1, 2.

З метою дотримання точності і надійності обчислень обмежено кількість напрямків до 8-ми (для максимальної густини снігу) і до 6-ти (для максимальної висоти снігового покриву). І тільки між базовими 9-ма метеостанціями, для яких зафіксовані дані спостережень за максимальними сніговими параметрами у 1948–2015 рр., обчислення проведено в межах дії висот названого одного із 8-ми та 6-ти напрямків.

Для виведення спрощених формул визначення висот максимальних снігових покривів і максимальних густин снігу спочатку обчислювались дані параметри за формулами 1, 2 для висот горизонталей топографічних карт в інтервалі через 100 м (від Чопа – 100 м до г. Говерли – 2061 м). Далі визначалась сума однозначних різниць висоти снігового покриву, густин снігу між суміжними горизонталями, яка ділилась на однозначну різницю висот і виводився перший допоміжний коефіцієнт спрощеної формули:

$$K_{сн.дод.} = \frac{\Sigma\Delta R}{\Sigma\Delta H_{гор.}}, \quad (4)$$

де $\Sigma\Delta R$ – сума різниць однозначних показників максимальних параметрів снігу між суміжними горизонталями (максимальних висот снігового покриву, максимальних густин снігу) м, кг/м^3; $\Sigma\Delta H$ – сума різниць висот між горизонталями, в інтервалі яких діють однозначні показники снігових параметрів, м.

Спрощені формули виведені для суми кожної ріниці однозначних показників із використанням даних найближчої базової метеостанції.

Другий допоміжний коефіцієнт спрощеної формули для інтервалу однозначних сум різниць максимальних снігових параметрів між суміжними горизонталями визначається за формулою

$$K_{2сн.,дод.} = П_{сн.макс.} - K_{1сн.,дод.} \cdot H_X, \quad (5)$$

де $K_{2сн.,дод.}$ – другий допоміжний коефіцієнт спрощеної формули для максимальних висот снігового покриву і максимальної густини снігу, м, кг/м^3; $П_{сн.макс.}$ – обчислений сніговий параметр (максимальна висота снігового покриву, м, максимальна густина снігу, кг/м^3) посередині горизонталей інтервалу однозначних сум різниць снігових параметрів (див. табл. 1а, 1б –3); $K_{1сн.,дод.}$ – перший додатковий висотний коефіцієнт снігових параметрів (визначений за формулою 4); H_X – висота станції X над рівнем Балтійського моря, м.

Загальна формула максимальних снігових параметрів на станції X матиме такий вид:

$$П_{макс.сн.,\ ст.X} = (П_{сн.макс.} - K_{1сн.,дод.} \cdot H_X) + \\ + K_{1–2,\ сн.макс.} \cdot H_X, \quad (6)$$

де $П_{макс.сн.,\ ст.X}$ – максимальні снігові параметри на станції X, м, кг/м^3; $K_{1–2,\ сн.макс.}$ – висотний коефіцієнт максимальних снігових параметрів (максимальної висоти снігового покриву, м, максимальної густини снігу, кг/м^3) між станціями 1–2.

Результати обчислень приведені в таблицях 1а, 1б–3, виведені спрощені формули – в таблиці 4.

Аналіз обчислень максимальних снігових навантажень, які розраховані за висотними коефіцієнтами (чисельник) і за спрощеними формулами (знаменник), приведений в таблиці 3. Зміни максимальних параметрів від розміщення станцій над рівнем Балтійського моря показані на графіках (рис. 2–4).

Висновки.

1. Спрощені формули максимальних снігових параметрів приведені вперше. Достатньо мати висоту точки над рівнем Балтійського моря для того, щоб визначити максимальні снігові параметри: висоти снігового покриву, густини снігу, снігове навантаження на горизонтальну площину. Розходження обчислень за методикою висотних коефіцієнтів і спрощеними формулами незначне (0–1,0 %).

2. Дані параметри застосовують для проектування дахів і споруд, лижних баз на гірських територіях, а також для визначення запасів снігу при можливих паводках.

3. Приведені нормативні максимальні параметри снігу необхідно використати при корегуванні державних будівельних норм для Карпат.

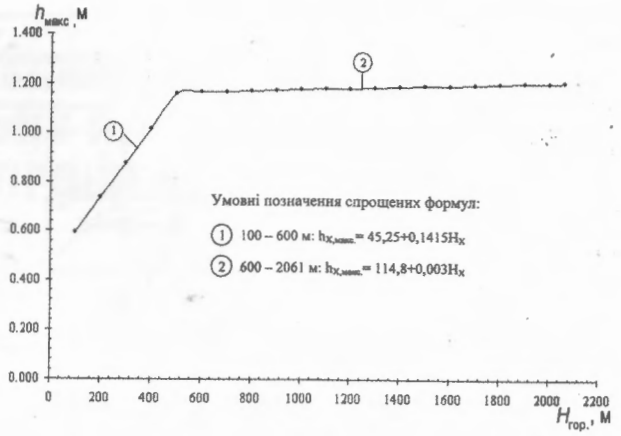


Рис. 2. Залежність зміни максимальної висоти снігового покриву від висот розташування станцій (горизонталей на топографічних картах) над рівнем Балтійського моря для території Закарпатської обл.

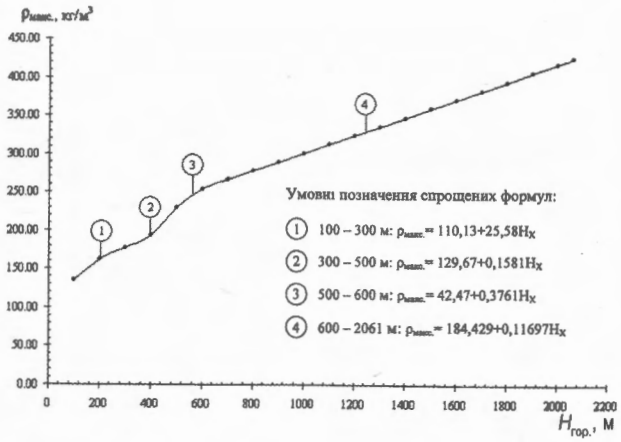


Рис. 3. Залежність зміни максимальних густин снігового покриву від висот розташування станцій (горизонталей на топографічних картах) для території Закарпатської обл.

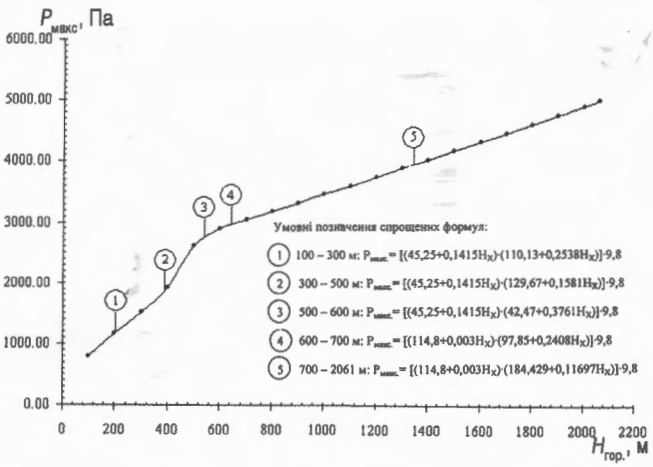


Рис. 4. Залежність зміни максимального снігового навантаження від висот розташування станцій (висот горизонталей на топографічних картах) для території Закарпатської обл.

Таблиця 1а

Результати обчислення максимальних висот снігового покриву за 6-ма напрямками і висотними коефіцієнтами для території Закарпатської області з виведенням спрощених формул, аналіз обчислень

№ з/п	Назва напрямків, висоти метеостанції над рівнем Балтійського моря, м	Різниця висот, м	Максимальна висота снігового покриву, м	Різниця максимальних висот снігового покриву, м	Висотний коеф. макс. висоти снігового покриву	Висоти горизонталей, м									
						100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000
1.	Берегово – 113 м – Н.Ворота – 500 м	387	0,60 1,16	0,56	0,001447	0,581	0,725	0,870	1,015	1,159					
2.	Ужгород – 114,6 м – Н.Ворота -500 м	385,4	0,65 1,16	0,51	0,001323	0,630	0,762	0,895	1,027	1,159					
3.	Хуст – 166 м – Н.Ворота – 500 м	334	0,75 1,16	0,41	0,001227	0,669	0,791	0,914	1,037	1,159					
4.	В.Березний – 209 м – Н.Ворота – 500 м	291	0,68 1,16	0,48	0,001649	0,500	0,694	0,830	0,994	1,159					
5.	Міжгір'я – 438 м – Плай – 1330 м	874	1,17 1,19	0,02	0,00002288					1,171	1,173	1,175	1,178	1,180	1,182
6.	Н.Ворота – 500 м – Плай – 1330 м	830	1,16 1,19	0,03	0,00003614					1,160	1,163	1,167	1,170	1,174	1,178
Середні значення обчислених максимальних висот снігового покриву за висотними коефіцієнтами, м						0,595	0,743	0,877	1,018	1,161	1,168	1,171	1,174	1,177	1,180
Обчислені максимальні висоти снігового покриву за спрощеними формулами, м						0,594	0,736	0,877	1,018	1,161	1,166	1,169	1,172	1,175	1,178
Різниця обчислень, м						–0,001	–0,007	0	0	0	–0,002	–0,002	–0,002	–0,001	–0,002
Різниця обчислень, %						–0,16	–0,94	0	0	0	–0,17	–0,17	–0,17	–0,08	–0,17

Таблиця 1б

Результати обчислення максимальних висот снігового покриву за 6-ма напрямками і висотними коефіцієнтами для території' Закарпатської обл. із виведенням спрощених формул, аналіз обчислень

№ з/п	Назва напрямків, висоти метеостанції над рівнем Балтійського моря, м	Різниця висот, м	Максимальні висоти снігового покриву, м	Різниця максимальних висот снігового покриву, м	Висотний коеф. макс. висоти снігового покриву	Висоти горизонталей, м										
						1100	1200	1300	1400	1500	1600	1700	1800	1900	2000	2061
1.	Берегово – 113– Н. Ворота – 500	387	0,60 1,16	0,56	0,001447											
2.	Ужгород – 114,6 – Н. Ворота – 500	385,4	0,65 1,16	0,51	0,001323											
3.	Хуст – 166 – Н. Ворота – 500	334	0,75 1,16	0,41	0,001227											
4.	В. Березний – 209 – Н. Ворота – 500	291	0,68 1,16	0,48	0,001649											
5.	Міжгір'я – 438 – Плай – 1330	874	1,17 1,19	0,02	0,00002288	1,184	1,187	1,189	1,191	1,193	1,196	1.198	1,201	1,201	1,205	1,207
6.	Н. Ворота – 500 – Плай – 1330	830	1,16 1,19	0,03	0,00003614	1,181	1,185	1,188	1,192	1,196	1,199	1.203	1,206	1,210	1.214	1,216
Середні значення обчислених максимальних висот снігового покриву за висотними коефіцієнтами, м						1,183	1,186	1,189	1,192	1,195	1,198	1,200	1,203	1,205	1,209	1513
Обчислені максимальні висоти снігового покриву за спрощеними формулами, м						1,181	1,184	1,187	1,190	1,193	1,196	1,199	1,202	1,205	1,208	1,210
Різниця обчислень, м						–0,002	–0,002	–0,002	–0,002	–0,002	–0,002	–0,001	–0,001	0	–0,001	–0,003
Різниця обчислень, %						–0,17	–0,17	–0,17	–0,17	–0,17	–0,17	–0,08	–0,08	0	–0,08	–0,24

Таблиця 2а

Результати обчислення максимальних густин снігового покриву за 8-ма напрямками між метеостанціями і висотними коефіцієнтами на висотах горизонталей топографічних карт Закарпатської обл. в інтервалі через 100 м для виведення спрощених формул

№ з/п	Назва напрямків, висоти метеостанції над рівнем Балтійського моря, м	Різниця висот, м	Максимальна густина снігового покриву, кг/м³	Різниця максимальних густин снігового покриву, кг/м³	Висотний коеф. макс. густини снігового покриву	Висоти горизонталей на топографічних картах, м									
						100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1.	Берегово – 113 – Плай – 1330	1217	138 340	202	0,16598	135,85	152,44	169,03	185,63	202,23	218,83	235,43	252,02	268,62	285,22
2.	Ужгород – 114,6 – Плай – 1330	1215,4	138 340	202	0,16620	135,57	152,19	168,81	185,43	202,05	218,67	235,29	251,91	268,53	285,15
3.	Хуст – 166 – Плай – 1330	1164	171 340	169	0,14518		175,93	190,45	204,97	219,49	234,00	248,52	263,04	277,56	292,08
4.	В. Березний – 209 – Плай – 1330	1121	166 340	174	0,15521		164,60	180,12	195,64	211,16	226,68	242,20	257,72	273,25	288,77
5.	Рахів – 438 – Плай – 1330	892	218 340.	122	0,13677					226,47	240,15	253,83	267,51	281,18	294,86
6.	Міжгір'я – 456 – Плай – 1330	874	295 340	45	0,051487					297,26	302,41	308,48	312,71	317,86	323,00
7.	Н. Ворота – 500 – Плай – 1330	830	255 340	85	0,10240					255,00	265,24	275,48	285,72	295,96	306,20
8.	Н. Студений – 615 – Плай – 1330	715	331 340	9	0,012587						330,81	332,06	333,32	334,58	335,84
Середні значення обчислених максимальних густин снігового покриву за висотними коефіцієнтами, кг/м³						135,71	161,29	177,10	192,91	230,52	254,60	266,41	277,99	289,69	301,39
Різниця обчислених максимальних густин снігового покриву між горизонталями, кг/м³						25,58	15,81	15,81	37,61	24,08	11,81	11,58	11,70	11,70	
Обчислені максимальні густини снігового покриву за спрощеними формулами, кг/м³						135,71	161,29	177,10	192,91	230,52	254,60	266,308	278,00	289,70	301,39
Різниця обчислень, м						0	0	0	0	0	0	-0,102	+0,01	+0,01	0
Різниця обчислень, %						0	0	0	0	0	0	-0,04	+0,004	+0,004	0

Таблиця 2б

Результати обчислення максимальних густин снігового покриву за 8-ма напрямками між метеостанціями і висотними коефіцієнтами на висотах горизонталей топографічних карт Закарпатської обл. в інтервалі через 100 м для виведення спрощених формул

№ з/п	Назва напрямків, висоти метеостанції над рівнем Балтійського моря, м	Різниця висот, м	Максимальні висоти снігового покриву, м	Різниця максимальних висот снігового покриву, м	Висотний коеф. макс. висоти снігового покриву	Висоти горизонталей, м										
						1100	1200	1300	1400	1500	1600	1700	1800	1900	2000	2061
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1.	Берегово – 113 – Плай – 1330	1217	138 340	202	0,16598	301,82	318,42	335,01	351,61	368,21	384,81	401,41	418,00	434,60	451,20	461,32
2.	Ужгород – 114,6 – Плай – 1330	1215,4	138 340	202	0,16620	301,77	318,39	335,01	351,63	368,25	384,87	401,49	418,11	434,73	451,35	461,49
3.	Хуст – 166 – Плай – 1330	1164	171 340	169	0,14518	306,59	321,11	335,63	350,15	364,67	379,18	393,71	408,22	422,74	437,26	446,11
4.	В. Березний – 209 – Плай – 1330	1121	166 340	174	0,15521	304,29	319,81	335,33	350,85	366,37	381,89	397,41	412,93	428,46	443,98	453,44
5.	Рахів – 438 – Плай – 1330	892	218 340	122	0,13677	308,54	322,21	335,89	349,57	363,24	376,92	390,60	404,28	417,95	431,63	439,97
6.	Міжгір'я – 456 – Плай – 1330	874	295 340	45	0,051487	328,15	333,30	338,45	343,60	348,75	353,90	359,04	364,19	369,34	374,49	377,63
7.	Н. Ворота – 500 – Плай – 1330	830	255 340	85	0,10240	316,44	326,68	336,92	347,16	357,40	367,64	377,88	388,12	398,36	408,60	414,84
8.	Н. Студений – 615 – Плай – 1330	715	331 340	9	0,012587	337,10	338,36	339,62	340,88	342,13	343,39	344,65	345,91	347,17	348,43	349,20
Середні значення обчислених максимальних густин снігового покриву за висотними коефіцієнтами, кг/м³						313,08	324,78	336,48	348,18	359,87	371,57	383,27	394,97	406,66	418,36	425,50
Різниця обчислених максимальних густин снігового покриву між суміжними горизонталями, кг/м³						11,78	11,70	11,70	11,69	11,70	11,70	11,70	11,69	11,70	7,14	
Обчислені максимальні густини снігового покриву за спрощеними формулами, кг/м³						313,09	324,79	336,49	348,18	359,88	371,58	383,27	394,97	406,67	418,36	425,50
Різниця обчислень, м						+0,01	+0,01	+0,01	0	+0,01	+0,01	0	0	+0,01	0	0
Різниця обчислень, %						+0,003	+0,003	+0,003	0	+0,003	+0,003	0	0	+0,003	0	0

Таблиця 3а

Результати обчислень максимальних снігових навантажень на горизонтальну площину з виведенням спрощених формул для території Закарпатської обл. Аналіз результатів обчислень

№ з/п	Назва складових максимального снігового навантаження в улоговинах	Висоти горизонталей на топографічних картах, м									
		100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000
1.	Максимальна висота снігового покриву, м, обчислена: за висотними коефіцієнтами – чисельник за спрощеними формулами – знаменник	0,595 0.594	0,743 0,736	0,877 0,877	1,018 1,018	1,161 1,161	1,168 1,166	1,171 1,169	1,174 1,172	1,177 1,175	1,180 1,178
2.	Максимальна густина снігу, кг/м^3, обчислена: за висотними коефіцієнтами – чисельник за спрощеними формулами – знаменник	135,71 135,71	161,29 161,29	177,10 177,10	192,91 192,91	230,52 230,52	254,60 254,60	266,41 266,31	277,99 278,00	289,69 289,70	301,39 301,39
3.	Максимальне снігове навантаження, кг/м^3, обчислене: за висотними коефіцієнтами – чисельник за спрощеними формулами – знаменник	80,61 80,61	119,83 118,70	155,31 155,31	196,38 196,38	267,63 267,63	297,37 297,86	311,96 311,31	326,36 325,82	340,96 340,39	355,64 355,03
4.	Максимальне снігове навантаження, Па, обчислене: за висотними коефіцієнтами – чисельник за спрощеними формулами – знаменник	789,97 789,97	1174,33 1163,26	1522,03 1522,03	1924,52 1924,52	2622,77 2622,77	2914,22 2909,22	3057,20 3050,83	3198,32 3193,03	3341,40 3335,82	3485,27 3479,29
	Різниця обчислень: в Па – чисельник ; в % – знаменник	0 0	-11,07 0,94	0 0	0 0	0 0	-5 -0,17	-6,37 -0,20	-5,29 -0,16	-5,58 -0,16	-5,98 -0,17

Таблиця 3б

Результати обчислень максимальних снігових навантажень на горизонтальну площину з виведенням спрощених формул для території Закарпатської обл. Аналіз результатів обчислень

№ з/п	Назва складових максимального снігового навантаження	Висоти горизонталей на топографічних картах, м									
		1100	1200	1300	1400	1500	1600	1700	1800	1900	2000	2061
1.	Максимальна висота снігового покриву, м, обчислена: за висотними коефіцієнтами – чисельник за спрощеними формулами – знаменник	1,183 1,181	1,186 1,184	1,188 1,187	1,192 1,190	1,195 1,193	1,198 1,196	1,200 1,199	1,203 1,202	1,205 1,205	1,209 1,208	1,213 1,210
2.	Максимальна густина снігу, кг/м^3, обчислена: за висотними коефіцієнтами – чисельник за спрощеними формулами – знаменник	313,08 313,09	324,78 324,79	336,48 336,49	348,18 348,18	359,87 359,88	371,57 371,58	383,27 383,27	394,97 394,97	406,66 406,67	418,36 418,36	425,50 425,50
3.	Максимальне снігове навантаження, кг/м^3, обчислене: за висотними коефіцієнтами – чисельник за спрощеними формулами – знаменник	369,74 369,75	384,86 384,55	399,73 399,41	415,03 414,33	430,40 429,33	445,51 444,40	461,07 459,54	476,33 474,75	490,02 490,03	505,79 505,37	517,40 514,86
4.	Максимальне снігове навантаження, Па, обчислене: за висотними коефіцієнтами – чисельник за спрощеними формулами – знаменник	3623,45 3616,49	3771,62 3768,59	3917,35 3914,21	4067,29 4060,43	4217,92 4207,43	4365,99 4355,12	4518,48 4503,49	4668,03 4652,55	4802,19 4802,29	4956,74 4952,62	5070,52 5045,62
	Різниця обчислень: в Па – чисельник ; в % – знаменник	-6,96 -0,19	-3,03 -0,08	-3,14 -0,08	-6,86 -0,16	-10,49 -0,24	-10,87 -0,24	-14,99 -0,33	-15,48 -0,33	+0,1 +0.002	-4,12 -0,08	-24,9 -0,49

Таблиця 4

Зведена таблиця спрощених формул для обчислення максимальних: висот снігового покриву, густин снігу, снігових навантажень на висотах горизонталей топографічних карт Закарпатської обл.

Висоти горизонталей топографічних карт, м	Спрощені формули максимальної висоти снігового покриву	Висоти горизонталей топографічних карт, м	Спрощені формули максимальної густини снігу	Висоти горизонталей топографічних карт, м	Спрощені формули максимальних снігових навантажень
100 – 600	$h_{макс.сн.X} = 45{,}25 + 0{,}1415H_X$	100 – 300	$\rho_{макс.сн.X} = 110{,}13 + 0{,}2558H_X$	100 – 300	$P_{сн.} = \left[\begin{matrix}(45{,}25 + 0{,}1415H_X)\times \\ \times(110{,}13 + 0{,}2538H_X)\end{matrix}\right]\cdot 9{,}8$
600 – 2061	$h_{макс.сн.X} = 114{,}8 + 0{,}003H_X$	300 – 500	$\rho_{макс.сн.X} = 129{,}67 + 0{,}1581H_X$	300 – 500	$P_{сн.} = \left[\begin{matrix}(45{,}25 + 0{,}1415H_X)\times \\ \times(129{,}67 + 0{,}1581H_X)\end{matrix}\right]\cdot 9{,}8$
		500 – 600	$\rho_{макс.сн.X} = 42{,}47 + 0{,}3761H_X$	500 – 600	$P_{сн.} = \left[\begin{matrix}(45{,}25 + 0{,}1415H_X)\times \\ \times(42{,}47 + 0{,}3761H_X)\end{matrix}\right]\cdot 9{,}8$
		600 – 2061	$\rho_{макс.сн.X} = 184{,}429 + 0{,}11697H_X$	600 – 700	$P_{сн.} = \left[\begin{matrix}(114{,}8 + 0{,}0035H_X)\times \\ \times(97{,}85 + 0{,}2408H_X)\end{matrix}\right]\cdot 9{,}8$
				700 – 2061	$P_{сн.} = \left[\begin{matrix}(114{,}8 + 0{,}0035H_X)\times \\ \times(184{,}429 + 0{,}11697H_X)\end{matrix}\right]\cdot 9{,}8$

[1] *Бабиченко В.Н.* Климат Ужгорода / Бабиченко В.Н. – Л.: Гидрометеоиздат, 1991. – 190 с.

[2] *Бабиченко В.Н.* Продолжительность зимнего сезона на Украине / Бабиченко В.Н., Щербань М.И. – К.: Метеорология, климатология и гидрология. – Вып. 10. – 1974. – 90 с.

[3] *Будыко М.И.* Климат в прошлом и будущем / Будыко М.И. – Л.: Гидрометеоиздат, 1980. – 351 с.

[4] *Бучинский И.Е.* Климат Украины / Бучинский И.Е. – Л.: Гидрометеоиздат, 1960. – 130 с.

[5] *Гук М.І.* Клімат Української РСР / Гук М.І., Половко І.К., Прихотько Г.Ф. – К.: Радянська школа, 1958. – 72 с.

[6] *Гук Я.С.* Статистичні розрахунки снігового навантаження на дах за даними спостережень на 9-ти метеостанціях Закарпатської області (1948–2014 роки) / Гук Я.С., Найбауер І.Ф., Новак Е.Й. – Вид.УжНУ, Ужгород: Матеріали IV міжнародної науково-практичної конференції, 21–22 травня 2009 р. – 2009. – С. 119–122.

[7] ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи. – К.: Мінбуд України. – 2006 (з урахуванням зміни 2,чинної з 01.06.2020 р.).

[8] ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія. – К.: 2010. – 55 с.

[9] *Кінаш Р.І.* Методика визначення снігових навантажень в географічно-довготних напрямках для населених пунктів і вершин Українських Карпат в межах Закарпатської області / Кінащ Р.І., Гук Я.С. – Рівне: Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : Зб. наукових праць. – Вип. 16, частина 1. – 2008. – С. 170–178.

[10] *Кінаш Р.І.* Методика визначення снігових навантажень в географічно-широтних напрямках для населених пунктів і вершин Українських Карпат в межах Закарпатської області / Кінаш Р.І., Гук Я.С. – Львів: Вісник НУ Львівська політехніка, 2008. – С. 10–15.

[11] *Кінаш Р.І.* Методика визначення параметрів будівельної кліматології для населених пунктів, вершин і перевалів Закарпатської області / Кінаш Р.І., Гук Я.С. – Львів: Problems of the Technical Meteorology, 22–26 may, 2006. – 2006. – Р. 50–56.

[12] *Кінаш Р.І.* Районування території Закарпатської області за максимальним сніговим навантаженням / Кінаш Р.І., Гук Я.С. – Київ: VI міжнарднa науково-технічна конференція «Будівельні конструкції спортивних та просторових споруд: сьогодення та перспективи розвитку», 6–10 вересня 2010. – 2010. – С. 246–248.

[13] *Кінаш Р.І.* Вплив вітру на додаткове снігове навантаження в Карпатах / Кінаш Р.І., Гук Я.С. – Ужгород: Матеріали V міжнародної науково-практичної конференції «Нові технології в геодезії, землевпорядкуванні та природокористуванні», 28–30 жовтня 2010. – 2010. – С. 97–110.

[14] *Кінаш Р.І.* Районування території України за сніговим навантаженням для статистичних розрахунків надійності будівельних конструкцій / Кінаш Р.І., Бурнаєв О.М. – Rzeszow. Naukova Conferencia Rzeszowsko-Lwowska, 1991. – С. 10–15.

[15] *Кінаш Р.І.* Снігове навантаження в Українських Карпатах / Кінаш Р.І., Бурнаєв О.М. – Львів: Довідник, 1996. – 140 с.

[16] *Кінаш Р.І.* Проблеми районування території України за сніговим навантаженням для статистичних розрахунків надійності будівельних конструкцій / Кінаш Р.І., Бурнаєв О.М., Шкоропад М.М. – Львів: Вісник ДУ-ЛП + Теорія і практика будівництва, № 300, 1996. – С. 14–18.

[17] *Kinash Roman* Technique of Determination the Parameters of snowloads for Towns, peaks and Passes of Carnation region / Kinash R.I., Huck J.S. – Canada: Snow Engineering VI, june 1–5, 2008. – P. 121–128.

[18] *Кінаш Р.І.* Районування території Закарпатської області за вітровим навантаженням / Кінаш Р.І., Гук Я.С. – Зб. наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського. – Вип. 5. – Київ. – 2010. – С. 117–123.

[19] *Кінаш Р.І.* Районування території Закарпатської області за максимальним сніговим навантаженням / Кінаш Р.І., Гук Я.С. – Зб. наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського. – Вип. 6. – Київ. – 2010. – С. 43–52.

[20] *Кінаш Р.І.* Застосування коефіцієнта географічної висоти для визначення снігових навантажень у гірських районах Закарпатської області / Кінаш Р.І., Гук Я.С. – Макіївка: Металеві конструкції, том 18, № 4. – Вид. УАМК. – 2012. – С. 219–226.

[21] GEN Eurocode 1: Actions on Structures. Part.1.3 Snow Loads, GEN Central Secretariat, Brussels. – 2002. – P. 10–11.

[22] GSN 730035/ Zatizeni stavebnich Konstrukci vydavatelstvi hradu pro normalizaci a mereni, Praha. – 1986. – P. 21–23.

[23] General Princip less on Reliability for Structures. Revision of ISO 2394. Fifteenth Draft. BRE (crh), may 1997. – 52 p.

[24] Vrou. JCSS Probabilistic Model Code Part 2: Load Models. 2.12 Snow load 99-Con-Dyn/M0097. – 2001, Februari. – P. 1–6.

[25] Wieringa J. Representative roughness parameters for homogenous terrain / Wieringa J. – Boundary Layer Meteorology, Vol. 63, No. 4. – 1993. – P. 323–364.

Надійшла 16.04.2020 р.

ТЕХНІЧНИЙ СТАН ТА КАПІТАЛЬНИЙ РЕМОНТ МОСТА МЕТРО ЧЕРЕЗ р. ДНІПРО В м. КИЄВІ



Д.Й. Тарнопольський
директор ТОВ «Містпроект»



Д.О. Котлубей
радник заступника голови КМДА з питань технічного стану, ремонту і реконструкції вулично-дорожньої мережі, заслужений будівельник України



О.В. Кот
провідний інженер ТОВ «Містпроект»



Б.П. Кобернюк
в.о. начальника Комунального підприємства по ремонту та утриманню мостів і шляхів м. Києва «Київавтошляхміст»

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. 1). Споруда призначена для пропуску автомобільного руху по чотирьох смугах та поїздів метро по двох коліях. Міст метро разом із інфраструктурно з ним пов'язаним Русанівським мостом сполучає 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.

Конструктивна схема моста складається з врівноважених аркових консолей та затяжок – так званих «пташок» (рис. 2). Кожна «пташка» являє собою симетричну, статично врівноважену консольну систему, яка вирішена у вигляді чотирьох консольних напіварок (по дві з кожного боку), об'єднаних із тілом масивної опори, та затяжками із забетонованих попередньо напружених витих канатів, розміщених між блоками плити проїзної частини. Між собою «пташки» з'єднані чотирма металевими шкворневими шарнірами (по два на кожну арку), розрахованими як на передавання вертикальних зусиль (поперечної сили), так і на сприйняття горизонтальних і вертикальних температурних переміщень.



Рис. 1. Загальний вигляд моста метро через р. Дніпро з боку правого берега

 © Тарнопольський Д.Й., Котлубей Д.О., Кот О.В., Кобернюк Б.П.

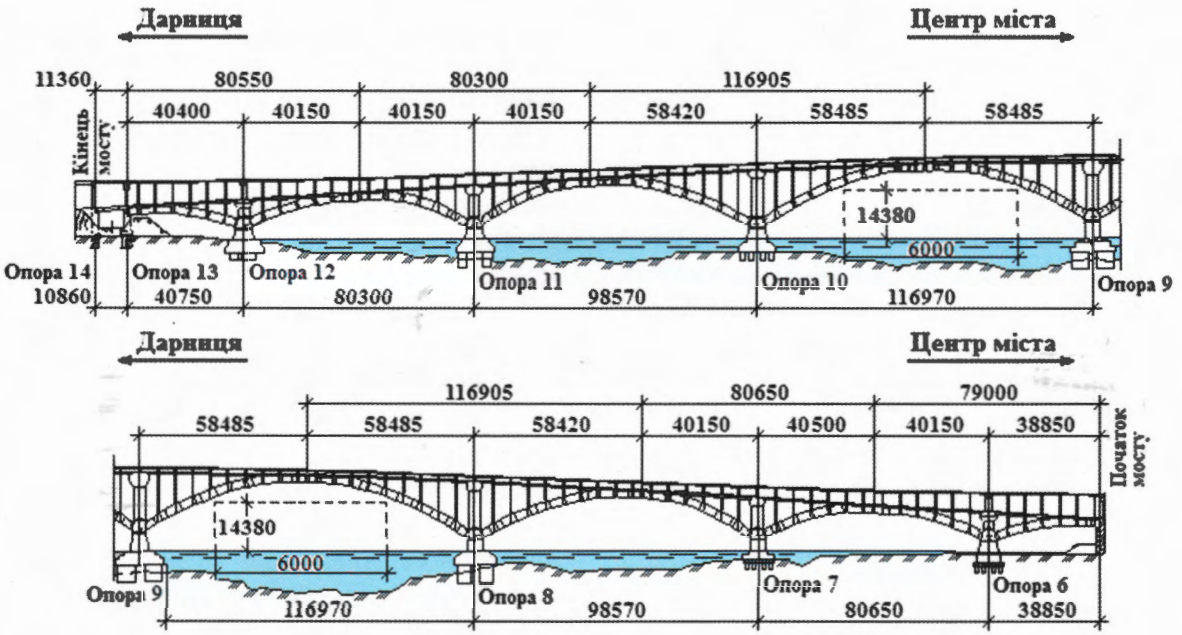


Рис. 2. Поздовжній переріз моста метро

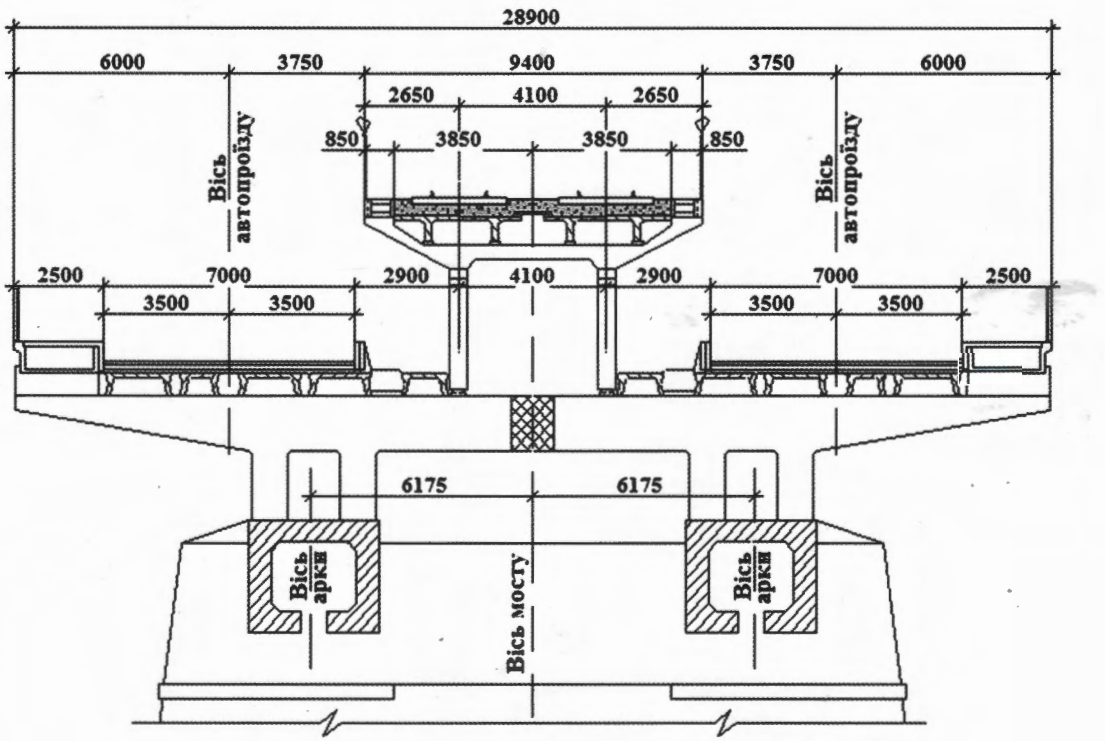


Рис. 3. Поперечний переріз моста метро

У поперечному перерізі моста розташовані дві напіварки незамкненого коробчастого перерізу, зібрані з блоків на сухих та частково на мокрих стиках (рис. 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. Естакада метропроїзду має власний профіль, що піднімається над автопроїздом на кінцях моста, а в середині перебуває з ним в одному рівні. З кожного боку від колій метрополітену влаштовані 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.

У процесі експлуатації моста регулярно проводилися його обстеження. В 2015 році ДП «Науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» (надалі ДП «НДІБК») було виконано комплексне спеціальне обстеження всіх конструкцій споруди, включаючи і підводне обстеження опор. Під час цього обстеження було встановлено основні дефекти, які найбільше впливають на несну здатність споруди, а саме: пошкодження захисного шару бетону елементів конструкцій, корозія звичайної та попередньо напруженої арматури, переміщення консольних ділянок напіварок, ураження корозією ключових шарнірів й руйнування системи водовідведення та гідроізоляції [6]. З огляду на це та з урахуванням рейтингу основних конструктивних елементів стан моста було визначено як обмежено працездатний – 4, а його залишковий ресурс (іншими словами, період до переходу в непрацездатний стан) був оцінений за найнижчим із показників залишкових ресурсів прогонових будов, опор і фундаментів згідно з вимогами [1] і склав 6 років.

Беручи до уваги наведене вище, а також те, що міст метро через р. Дніпро має статус позакласної мостової споруди [4], є стратегічно важливою магістраллю міста Києва зокрема й об'єктом загальнодержавної транспортної мережі України взагалі, на підставі розпоряджень Київської міської державної адміністрації № 144 і № 740 Комунальною корпорацією «Київавтодор» розроблення проектної документації з капітального ремонту автопроїздів моста метро було доручено виконувати ТОВ «Містпроект», а проведення науково-технічного супроводу згідно з вимогами норм [2] – ДП «НДІБК» [5].

Зазначимо, що головні складності проектних робіт полягали в тому, що необхідно було якимось чином, по-перше, підсилити споруду нестандартної конструктивної схеми і, по-друге, напевно найобтяжливіше – врахувати у проекті набуті за 55-річний період експлуатації визначені за результатами комплексного спеціального обстеження моста метро численні зміни проектного положення та пошкодження його конструктивних елементів за повної відсутності не тільки методів і методик подібного врахування, а й навіть статистичних даних щодо довготривалої поведінки мостових конструкцій з аналогічною геометричною схемою. Задля вирішення сформульованої проблеми та проведення відповідних досліджень була створена розрахункова модель споруди, яка враховувала специфічні параметри моста метро й одночасно відтворювала наслідки довготривалих корозійних процесів у бетоні та арматурі його конструктивних елементів, з допомогою одразу двох спеціалізованих багатофункціональних програмних комплексів – «ЛІРА САПР» і «MIDAS Civil». Що ж стосується послідовності проведення досліджень, то вона була побудована у наступному порядку. Передусім були розроблені загальні розрахункові схеми (скінченно-елементні моделі) моста метро (рис. 4), потім усіх стадій монтажу конструктивних елементів, а наостанок черга дійшла до моделювання тих процесів експлуатаційного та корозійного характеру, внаслідок яких мостову споруду було визнано обмежено працездатною, а саме – втрати перерізу попередньо напружених арматурних пучків і, відповідно, зменшення зусиль натягу в «пташках». Шляхом послідовних ітерацій, під час яких поступово виключалися з роботи існуючі попередньо напружені арматурні пучки, було досягнуто результату, коли вертикальні деформації в ключових шарнірах «пташок» наблизилися до

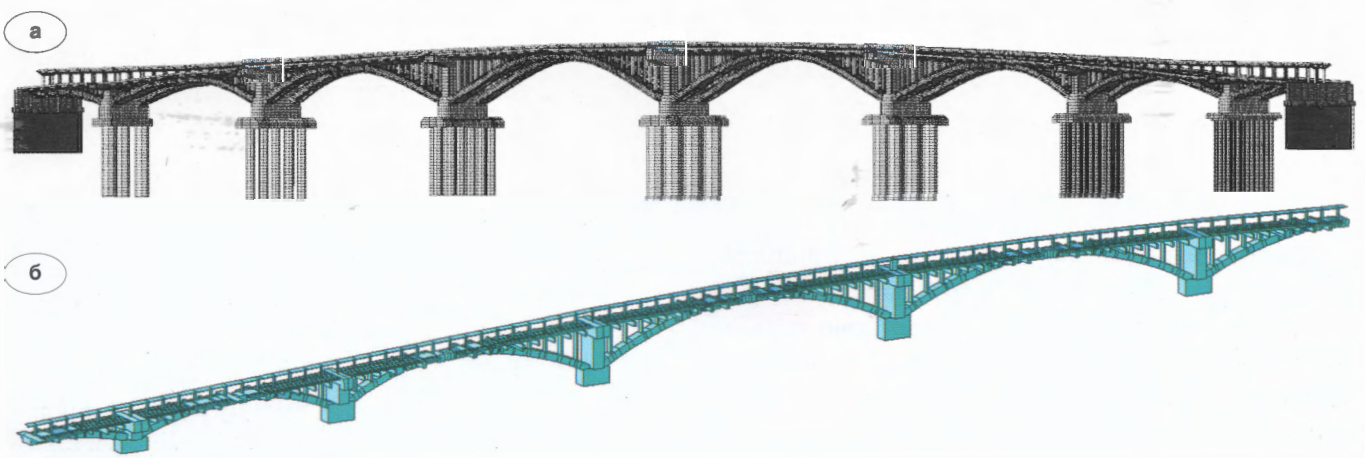


Рис. 4. Загальні розрахункові схеми (скінченно-елементні моделі) моста метро створені за допомогою:
а – ПК «ЛІРА САПР»; **б** – ПК «MIDAS Civil»

реальних величин прогинів, отриманих при натурній зйомці. У такий спосіб задля подальшого розроблення проекту капітального ремонту автопроїздів моста було отримано модель, яка відповідала вихідним умовам споруди, що експлуатується вже протягом 55-ти років, і могла об'єктивно спрогнозувати подальшу зміну внутрішніх зусиль в елементах конструкцій при різних варіантах підсилення.

Наступним етапом досліджень став вибір найбільш раціонального варіанта капітального ремонту. Проте попередньо з метою цілеспрямованої підготовки до реалізації сформульованого завдання було виконано ретельний аналіз усіх вихідних даних і визначено основні задачі капітального ремонту. Причому під час аналізу вихідних даних помітну увагу серед усього іншого було приділено уточненню показника сейсмічної інтенсивності району розташування моста метро, викликане тією обставиною, що ґрунти в цій місцині є водонасиченими через інфільтрацію водних масивів р. Дніпро. Відомо, що відповідно до карт загального сейсмічного районування України ЗСР-2004, які є додатком до [3], сейсмічна інтенсивність прилеглої до моста метро території для середніх ґрунтових умов й споруд класу наслідків СС3 за макросейсмічною шкалою MSK-64 така, що дорівнює $I_N = 6$ балів. Однак результати здійснених інженерно-геологічних вишукувань свідчать про те, що ґрунтові умови цього району відносяться до III категорії складності [7]. Внаслідок цього й відповідно до таблиці 5.1 [3] сейсмічність району мостового переходу підвищилась до 7 балів, а сейсмічний вплив був врахований завдяки використанню кривої спектрального коефіцієнта динамічності β для категорії ґрунту за сейсмічними властивостями III категорії складності. Що ж стосується основних задач капітального ремонту, то ці задачі включали відновлення характеристик міцності та надійності елементів несних конструкцій; зниження напружень, які збільшилися внаслідок корозії поперечного перерізу та перерозподілу зусиль в існуючих арматурних пучках; зменшення вертикальних деформацій кінців консолей «пташок»; влаштування надійної гідроізоляції проїзної частини; захист бетонних і металевих конструкцій від кліматичного впливу.

Після низки розрахунків, проведених із використанням програмних комплексів «ЛІРА САПР» і «MIDAS Civil», та співставлення отриманих результатів було обрано найкращий варіант ремонту зі збереженням існуючої арково-консольної геометричної схеми моста метро та встановленням додаткового напруженого армування в усіх «пташках». Зауважимо, що означеному рішенню крім компенсації втрат зусиль попереднього напруження, спричинених корозією попередньо напруженого армування, притаманний ще один вельми позитивний ефект, а саме – підняття аркових консолей та згладжування поздовжнього профілю мостової споруди. Зважаючи на це доречно привернути увагу ще й до того факту, що згладжування поздовжнього профілю мостової споруди дозволяє зменшити постійне навантаження на кінцях «пташок» і аркових консолей внаслідок можливості застосування потоншених монолітної залізобетонної плити проїзної частини автопроїздів і шару щебеневого баласту метропроїздів, що знов-таки впливає на вирівнювання поздовжнього профілю моста. А додатково слід вказати на те, що серед проектних заходів, спрямованих на зменшення постійного навантаження на конструкції, передбачено застосування тонкошарового покриття на проїзній частині та заміну залізобетонних тротуарних блоків на металеві.

А наразі перейдемо до безпосереднього розгляду проектних рішень із капітального ремонту моста метро. Проектом передбачено встановлення на кожній напіварці шести додаткових поздовжніх арматурних пучків попереднього напруження, які проходять від одного краю «пташки» до протилежного й розміщуються симетрично відносно осі напіварки. Графічне пояснення цьому відображено на рис. 5, на якому, по-перше, висвітлено проходження додаткових арматурних пучків (виділені червоним кольором) на поздовжньому та поперечному перерізах моста метро, а по-друге, задля кращої візуалізації пропонованого рішення на рисунку конструкції мостового полотна умовно не показані, а конструкції метрополітену затемнені. Зазначимо, що додаткова попередньо напружена арматура являє собою п'ятнадцятипасмові правого спірального звивання канати К-7, а її положення прийнято у єдино можливому варіанті з урахуванням існуючих пучків попереднього напруження – канатів правого подвійного звивання ∅ 63 мм, які закріплені з допомогою анкерів в оголовках пілонів і відігнуті з радіусом від 1915 до 2335 мм на кінцевих упорних блоках у ключових шарнірах. Важливим також є те, що зусилля натягу додаткових арматурних пучків при розробленні проектних рішень підбиралося з постійним відслідковуванням виконання всіх вимог міцності та тріщиностійкості

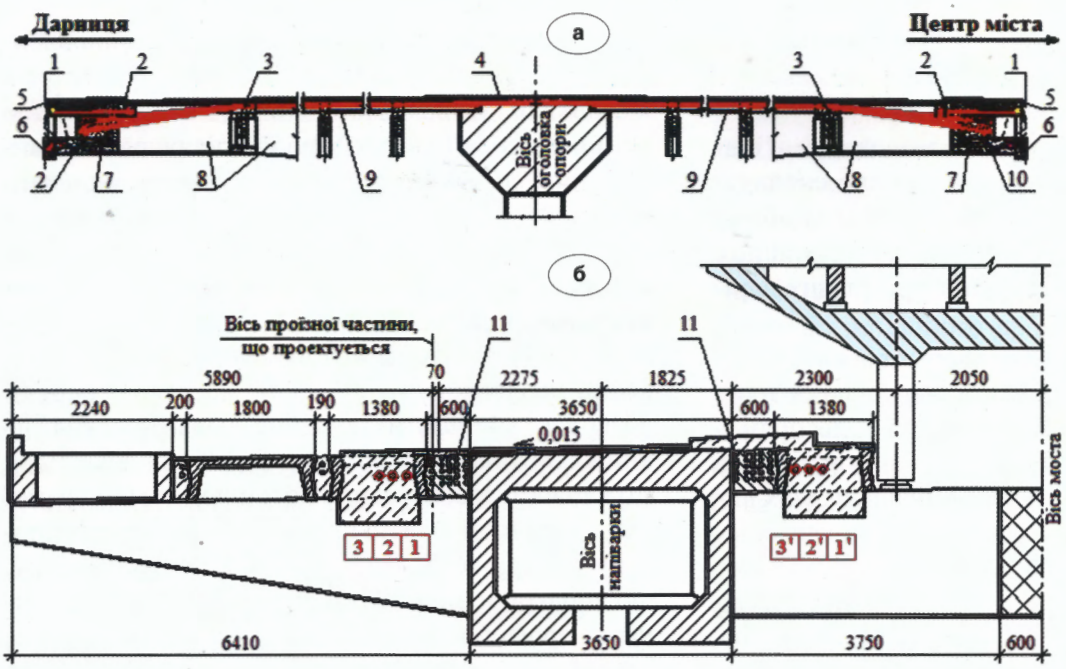


Рис. 5. Схема додаткового напруженого армування «пташки»:

а – поздовжній переріз;
б – поперечний переріз;

1 – вісь ключового шарніра;
2 – активні натяжні анкери для пучків;
3, 4 – монолітна ділянка в зоні відгину пучків і на оголовку;
5, 6 – верхні та нижні торцеві пучки;
7 – монолітна анкерна ділянка;
8 – блоки напіварки;
9 – існуючі плити автопроїзду;
10 – пасивні анкери для пучків;
11 – пучки існуючого армування

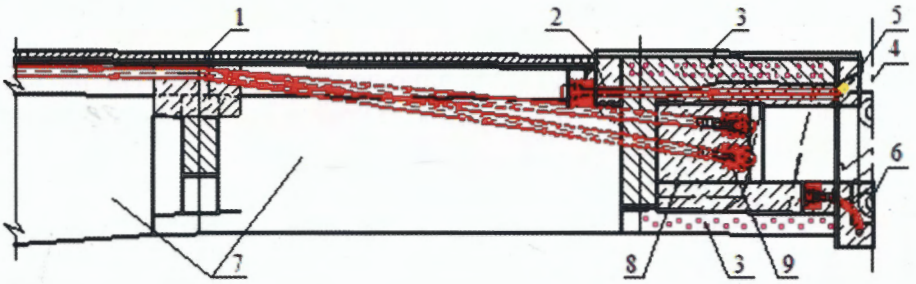


Рис. 6. Монолітна анкерна ділянка пучків додаткового напруженого армування «пташки»:

1 – монолітна ділянка в зоні відгину пучків; **2** – активні натяжні анкери для пучків; **3** – існуючі арматурні пучки в траверсній балці; **4** – вісь ключового шарніра; **5, 6** – верхні та нижні торцеві пучки; **7** – блоки напіварки; **8** – монолітна анкерна ділянка; **9** – активні/пасивні анкери для пучків

поперечних перерізів конструкції шляхом послідовних ітерацій задля досягнення оптимальної ефективності підсилення за умови уникнення значного зменшення зусиль натягу існуючих пучків.

Ще одним важливим аспектом розроблення проектних рішень із капітального ремонту моста метро було те, що закріплення монолітних анкерних ділянок ускладнювалось декількома конструктивними особливостями існуючої споруди, які створювали певні труднощі з доступу до зони проведення робіт. Перша з них полягала в обтисненні траверсної балки поперечними арматурними пучками в верхній та нижній плитах коробчастих балок траверси (рис. 6), а друга – в конструкції ключових шарнірів, розташованих у межах упорних блоків траверси майже на всю висоту блока.

Тому задля вирішення цього питання у кожній монолітній анкерній ділянці довелося передбачити натягування пари поперечних анкерних пучків складної просторової конфігурації (на рис. 6 – верхній та нижній торцеві пучки) з метою забезпечення притискання анкерних зон нових поздовжніх пучків до монолітного упорного блока траверсної балки, що врешті-решт призвело до створення достатньо складного й насиченого усілякими конструктивними деталями вузла. Підвищення ж міцності та надійності цього вузла заплановано досягти шляхом введення хімічних анкерів у тіло монолітного упорного блока траверсної балки, що одночасно дозволить забезпечити умови для максимального можливого включення нових пучків у спільну роботу всієї конструкції.

А тепер розглянемо найбільш суттєві моменти, які розкривають основний зміст етапів проекту виконання робіт із капітального ремонту моста метро. Загалом проведення зазначених робіт заплановано здійснити з частковим або повним призупиненням руху автотранспорту, пішоходів і метрополітену в три етапи. Протягом першого з них передбачено закриття руху автомобілів та пішоходів на верховому автопроїзді й тротуарі та перенесення відповідних потоків на низовий автопроїзд без внесення жодних змін у звичайний режим руху поїздів метрополітену. На цьому етапі заплановано повне розбирання

мостового полотна та улаштування всіх монолітних вузлів задля встановлення додаткових пучків попереднього напруження на частині моста, що підлягає ремонтуванню.

На другому етапі регламент виконання ремонтних робіт потребує повного закриття руху автотранспорту та пішоходів на низовому і верховому автопроїздах та тротуарах при збереженні руху поїздів метрополітену задля створення необхідних умов для належного проведення робіт і забезпечення надійності конструкцій споруди при подальшій експлуатації. До того ж повне закриття руху по автопроїздах певною мірою дозволить скоротити термін будівельних робіт у цілому. На даному етапі будуть виконані роботи на низовому автопроїзді (за аналогією з проведеними перед цим на верховому автопроїзді), що наприкінці етапу призведе до завершення всіх підготовчих процесів, необхідних для натягування арматурних пучків попереднього напруження.

Роботи третього етапу передбачають встановлення в проектне положення всіх арматурних пучків додаткового напруженого армування. Причому під час здійснення їх натягування, оскільки це натягування становить найвідповідальніший процес усього капітального ремонту, крім автотранспорту та пішоходів також намічено повне припинення руху метропоїздів у попередньо визначені та затверджені вихідні дні з метою уникнення транспортного колапсу щонайменше для пасажирів метро. Крім того варто відзначити, що натягування пучків заплановано проводити лише у денний час задля забезпечення гарної видимості всіх конструкцій у такий спосіб: спочатку підлягають натягуванню всі торцеві пучки для закріплення анкерних ділянок поздовжніх пучків, а вже після цього – головні пучки підсилення. Зважаючи на надзвичайну важливість якісного виконання натягування арматурних пучків, усі етапи робіт будуть проводитися під пильним контролем представників замовника й проектувальника з обов'язковим науково-технічним супроводом будівництва з вимірюванням фактичних деформацій та напружень у характеристичних точках мостової споруди і співставленням отриманих даних із їх розрахунковими значеннями.

А наприкінці звернемо увагу на вельми цікавий та важливий аспект капітального ремонту моста метро, який хоч безпосередньо і не стосується самого ремонту, проте є однією зі складових проекту виконання робіт та має суттєве значення для відновлення експлуатації цього значущого для міста Києва транспортного об'єкта. Мова йде про те, що відкриття руху по мосту метро планується здійснювати не очікуючи повного завершення ремонтних робіт, а поступово. Передбачається, що спочатку, точніше кажучи одразу ж після закінчення натягування всіх додаткових арматурних пучків, буде відновлено рух поїздів метрополітену, а вже потім, після влаштування мостового полотна на верховому та низовому автопроїздах, – відкрито рух автотранспорту та пішоходів.

Завдяки цьому ми можемо бути впевнені, що оновлений унікальний красень-міст, який вже протягом 55-ти років сполучає два береги ріки Дніпро в центрі столиці, буде ще довго милувати своїм неповторним виглядом киян та гостей міста і прикрашати краєвид дніпровських круч.

[1] 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.

[2] ДБН В.1.2-5:2007. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Науково-технічний супровід будівельних об'єктів. – Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2007. – 16 с.

[3] ДБН В.1.1-12:2014. Будівництво у сейсмічних районах України. – Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2014. – 110 с.

[4] ДБН В.2.3-22:2009. Мости і труби. Основні вимоги проектування. – Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2009. – 73 с.

[5] Звіт про науково-технічну роботу «Послуги з проектування автомобільних доріг (виконання проектних робіт із капітального ремонту автопроїздів моста метро через р. Дніпро у Печерському та Дніпровському районах м. Києва)» / Розділ: Науково-технічний супровід робіт із проектування на стадіях «Проект» та «Робоча документація». – Київ: ДП НДІБК, 2017. – Книга 1. – 145 с.

[6] Звіт про виконання інженерних послуг «Комплексне спеціальне обстеження моста метро через р. Дніпро в м. Києві». – Київ: ДП НДІБК, 2015. – Т. 1. – 130 с.

[7] Технічний висновок за результатами опрацювання архівних матеріалів та інженерно-геологічних вишукувань по об'єкту «Капітальний ремонт автопроїздів моста метро через р. Дніпро у Печерському та Дніпровському районах м. Києва». – Київ: ТОВ «ІПД «АРАТТА», 2017. – 65 с.

Надійшла 03.08.2020 р.

ТЕХНОЛОГИЧНЫЕ СПОСОБЫ РЕГУЛИРОВАНИЯ НАПРЯЖЕНИЙ В МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЯХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ



Е.И. Гезенцвей
эксперт по строительному проектированию ООО «Метинвест Инжиниринг», г. Днепр

В практике эксплуатации металлических конструкций зданий и сооружений, расположенных на предприятиях холдинга «Метинвест», нередки случаи, когда они в силу вновь возникающих условий эксплуатации перестают соответствовать своему назначению и требуют усиления или реконструкции.

Учитывая потребности производства (основного фактора обеспечения экономических задач предприятия), часто мероприятия, направленные на обеспечение нормальной несущей способности при реконструкции с добавлением дополнительных, иногда значительных по величине, нагрузок необходимо осуществлять без остановки технологических процессов, что обуславливает принятие соответствующих конструкторских решений.

Таким образом, технологичные способы регулирования напряжений относятся к проблеме повышения моральной и физической долговечности металлических конструкций [1].

Возрастающие требования к охране воздушной среды обусловили реконструкцию и новое строительство систем аспирации на объектах доменных цехов, в частности доменной печи № 3 ММКИ.

Учитывая значительные производственные тепловыделения, была разработана система тепло- и пылеудаления, обеспечивающая соблюдение действующих санитарно-гигиенических норм внутри здания литейного двора ДП № 3 и отсутствие вредных выбросов в атмосферу. Конструктивно аспирация выполнена в виде системы улавливающих зонтов и газоходов больших диаметров – от 1800 мм до 4000 мм, располагаемых нерегулярно по отношению к существующим несущим конструкциям каркаса здания литейного двора и передающих на него значительные дополнительные нагрузки – как статические, так и динамические. Решение задачи восприятия этих дополнительных воздействий осложнялось тем, что строительно-монтажные работы по устройству системы аспирации необходимо было выполнять без остановки действующего производства и в минимальные сроки.

Поверочные расчеты показали, что остаточного ресурса металлоконструкций каркаса здания литейного двора недостаточно для восприятия дополнительных нагрузок от:

- собственного веса зонтов и газоходов;
- пыли, осаждаемой в газоходах, занимающей до 30 % их объема, и пыли на поверхности газаходов;
- разряжения в газоходах;
- температуры до 180 °С;
- понижения жесткостей трубопроводов на поворотах с учетом зоны распространения.

Кроме того, материал существующих металлоконструкций каркаса в соответствии с чертежами проекта – сталь Ст3кп2 по ГОСТ 380-50 с расчетным сопротивлением $Ry = 2400$ кгс/см^2.

Согласно п. 2.18 [2] коэффициент надежности по материалу для конструкций, изготовленных в период с 1932 по 1982 годы из сталей с расчетным сопротивлением ниже 380 МПа, следует принимать 1.1.

Проведенное обследование существующих металлоконструкций показало, что присутствует коррозионный износ с потерей более 25 % площади поперечного сечения колонн и ригелей рам. При этом согласно таблице 3 [2] расчетные сопротивления металлопроката снижаются путем умножения на коэффициент 0,9.

Класс ответственности сооружения в соответствии с заданием на проектирование СС3. Коэффициент ответственности согласно [3] равен 1,25.

Приведенные выше данные показали, что для обеспечения крепления к существующим конструкциям необходимо их усиление с учетом расчетного сопротивления металла, равным $2400 \times 0{,}9/1{,}1/1{,}25 = 1570$ кг/см^2.

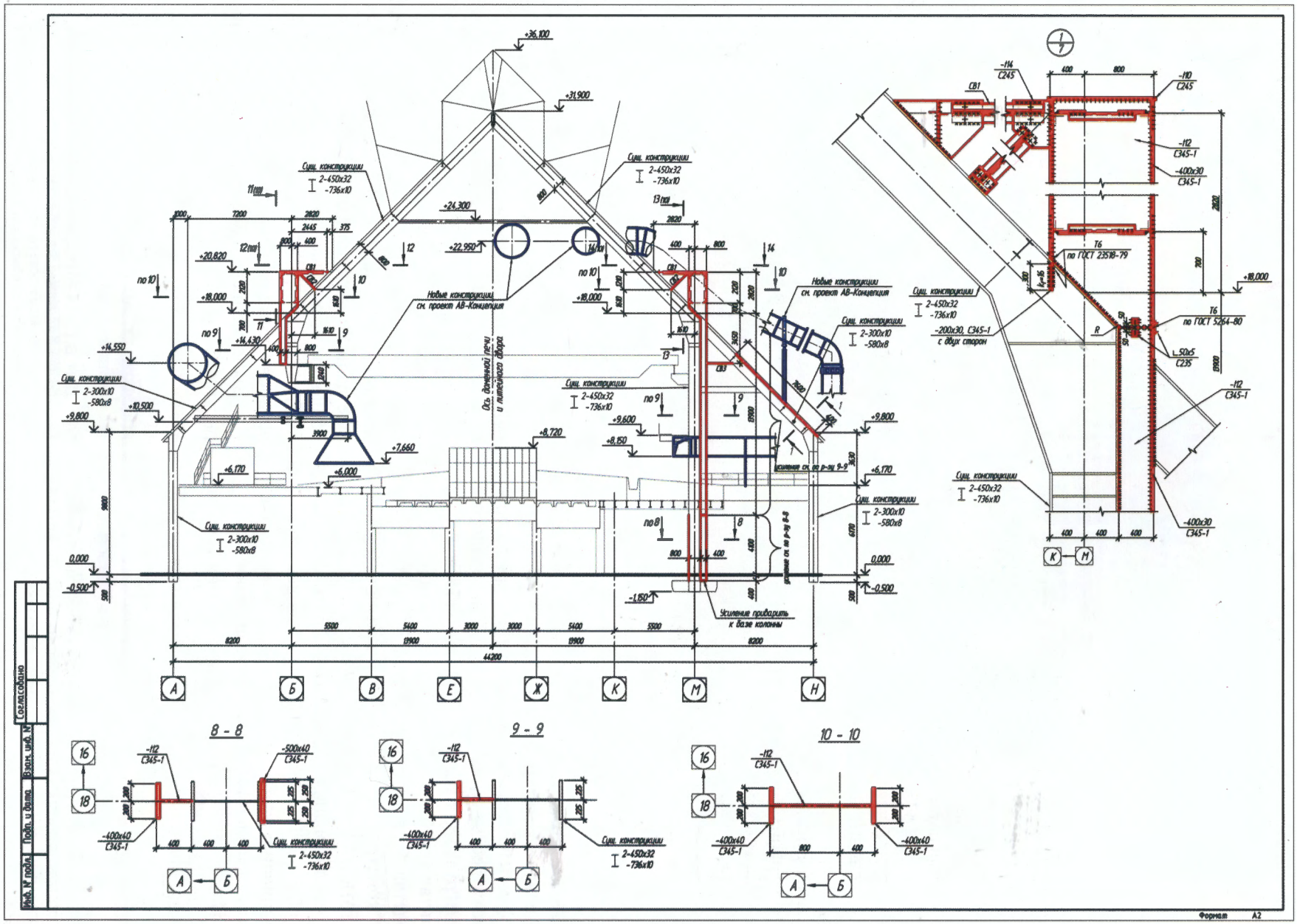


Рис. 1. Схема усиления конструкции



Рис. 2. Выполненные конструкции

Таким образом, необходимо было посредством искусственного регулирования усилий от дополнительных нагрузок обеспечить приспособление существующих конструкций, находящихся под нагрузкой, к новым условиям работы без их демонтажа и без остановки действующего производства. При этом речь не шла об уменьшении веса конструкций. Основным критерием была простота и относительная легкость осуществления регулирования напряжений, другими словами – обеспечение безопасного производства работ по усилению существующих металлоконструкций каркаса здания в минимальные сроки.

Посредством анализа распределения усилий было установлено, что наиболее напряженным является ригель поперечной рамы в месте жесткого узла его соединения со стойкой. Уменьшение пролета ригеля обеспечивало перераспределение усилий и, как следствие, уменьшение уровня соответствующих напряжений.

Реализуя эти мероприятия (рис. 1) удалось достичь допустимых значений напряжений, которые дали возможность выполнить конструкцию усиления, позволившую производить работы снаружи здания, что обеспечило их выполнение в установленные минимальные сроки.

Выполненные конструкции приведены на рисунке 2 .

[1] *Лащенко М.Н.* Регулирование напряжений в металлических конструкциях – Стройиздат, 1966 г.

[2] Пособие по усилению стальных конструкций – М.: Стройиздат, 1989.

[3] ДБН В.1.2-14-2018 Система забезпечення надійності та безпеки будівництва об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель та споруд. – Київ: Мінрегіон України, 2018.

Надійшла 20.03.2020 р.

СТАНДАРТИЗАЦІЯ І СТАНДАРТИ (актуальна проблематика законодавчої бази)

Автор статті усвідомлює, що його погляди на ті або інші проблеми, висновки та пропозиції можуть не співпадати з позицією інших спеціалістів із стандартизації, однак впевнений, що всебічне обговорення існуючих актуальних питань та шляхів удосконалення діючого законодавства у сфері стандартизації буде сприяти підвищенню ефективності систем технічного регулювання на державному рівні.



В.П. Адріанов
заступник генерального директора з науково-технічної політики ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського», заступник голови ТК 301 «Металобудівництво»

Стандартизація є одним із базових елементів у здійсненні державної технічної політики і важливим чинником технічного регулювання в усіх галузях економіки.

Основна мета стандартизації – це оптимальне впорядкування її об'єктів задля прискореного науково-технічного прогресу і підвищення ефективності вітчизняного виробництва за рахунок створення системи нормативно-технічної документації, яка визначає прогресивні вимоги до розроблення, виготовлення і застосування продукції для потреб населення, оборони держави та експорту, а також поширення зв'язків між країнами і ліквідації технічних бар'єрів у міжнародній торгівлі.

Стандартизація встановлює єдині, найбільш раціональні норми, параметри, розміри продукції (процесів, робіт, послуг), вимоги до технології виготовлення, методів контролю та випробувань, правила пакування, маркування, транспортування та зберігання.

Національна система стандартизації регулюється положеннями укладених Україною міжнародних угод, Законом України «Про стандартизацію» та низкою нормативно-правових актів.

Остання редакція Закону «Про стандартизацію» (Закон) була затверджена у 2014 році з урахуванням положень Угоди Світової організації торгівлі про технічні бар'єри у торгівлі після вступу України до СОТ, укладеної Угоди про асоціацію із Європейським Союзом, а також на основі існуючої практики та базових організаційних засад європейської системи стандартизації.

Зазначений Закон можна віднести до законодавчих актів прямої дії. У його статтях визначені основні засади проведення державної політики у сфері стандартизації, суб'єкти і об'єкти стандартизації, необхідні процедури розроблення та прийняття національних стандартів та кодексів усталеної практики, зміни до них, інформаційне забезпечення та права власності на національні НД, а також повноваження суб'єктів стандартизації у міжнародному співробітництві та фінансуванні робіт із стандартизації.

Шестирічний термін дії цього Закону достатній для проведення певного аналізу та отримання висновків щодо його результативності та реального впливу на здійснення державної політики у визначеній сфері.

В оновленому Законі «Про стандартизацію» було започатковано ряд новацій, а саме:

- на єдиний центральний орган виконавчої влади (Мінекономрозвитку) покладені функції із формування і реалізації державної політики у сфері стандартизації;
- створено Національний орган стандартизації (НОС), функції якого покладено на державне підприємство «Український науково-дослідний та учбовий центр проблем стандартизації, сертифікації та якості», яке згідно з Законом не підлягає приватизації і утворюється Мінекономрозвитку;
- створена керівна рада НОС як дорадчо-керівний орган, а також комісія з апеляцій, яка відповідає за розгляд питань, пов'язаних із порушенням НОС процедур у сфері стандартизації;
- вперше за роки незалежності України до суб'єктів стандартизації не віднесені центральні органи виконавчої влади (ЦОВВ).

Таким чином в особі Мінекономрозвитку в Україні створено єдиний центр, який повинен забезпечити виконання функцій із нормативно-правового регулювання, визначення пріоритетів у розвитку сфери стандартизації, здійснення інформаційної діяльності, узагальнення практики застосування та внесення пропозицій щодо їх вдосконалення, погодження програми робіт із національної стандартизації, організації контролю за дотриманням суб'єктами стандартизації процедур викладення в Угоді СОТ та за дотриманням НОС принципів, норм і вимог законів та інших нормативно-правових актів.

© Адріанов В.П.

Спроба запровадити через норми зазначеного Закону організаційну незалежність від органів державної влади української системи стандартизації поки що не дала очікуваних результатів, адже за наявності галузевої структури управління економікою України навіть таке потужне міністерство, як Мінекономрозвитку без створення системи взаємодії на постійній основі із міністерствами і відомствами не в змозі самостійно здійснювати виважену і ефективну державну політику зі стандартизації із урахуванням існуючого широкого спектра особливостей, наприклад у таких галузях економіки, як енергетика, транспорт, будівництво або комунальне господарство.

Наразі ЦОВВ де-факто залишаються суб'єктами стандартизації із наступних об'єктивних причин.

1. На міністерства і відомства на законодавчому рівні покладені функції із технічного регулювання у відповідних сферах, а стандарти і кодекси усталеної практики відповідно до Господарського кодексу України включені до переліку головних чинників технічного регулювання.

2. У ЦОВВ наразі сконцентрований основний фінансовий ресурс для реалізації заходів із удосконалення та розвитку системи стандартизації. У загальному обсязі фінансування на розроблення національних НД витрачається більше 90 % державного бюджету. Більшість науково-технічних організацій галузевого підпорядкування є розробниками національних стандартів і виконують функції секретаріатів технічних комітетів стандартизації.

3. У міністерствах і відомствах на постійній основі діє система комунікації із фаховими об'єднаннями, організаціями і підприємствами з метою отримання об'єктивної інформації про реальний стан у галузі і визначення на основі її аналізу пріоритетних напрямків із розроблення нових чи удосконалення національних стандартів, або першочергової гармонізації міжнародних або європейських нормативних документів.

Є приклади, коли припинення повноважень міністерств як суб'єктів стандартизації негативно позначилось на виконанні ними функцій із технічного регулювання. Так, Мінрегіон України пішов шляхом згортання роботи із стандартизації. У результаті четвертий рік поспіль кошти держбюджету не спрямовуються на розроблення стандартів, не переглядається і не затверджується згідно з вимогами чинного законодавства перелік стандартів, які засвідчують відповідність продукції будівельного призначення затвердженому Технічному регламенту.

У Законі відсутній механізм із координації дій між Мінекономрозвитку та іншими органами центральної виконавчої влади у питаннях стандартизації. Необхідне чітке визначення такої взаємодії на законодавчому рівні, що сприятиме підсиленню впливу стандартизації на здійснення державної технічної політики.

Особливе місце у переліку суб'єктів стандартизації посідає новоутворений Національний орган стандартизації, на який покладені функції щодо організації і координації діяльності із розроблення, прийняття, перевірки, перегляду, скасування та відновлення дії національних стандартів та кодексів усталеної практики, в т.ч. і реалізація заходів із гармонізації національних стандартів із відповідними міжнародними та регіональними нормативними документами.

Крім того, НОС готує і затверджує програми робіт із національної стандартизації, координує діяльність технічних комітетів стандартизації, представляє інтереси України у відповідних міжнародних організаціях стандартизації та має інші повноваження.

Разом із тим, на цей орган покладені і невластиві йому функції. Незрозуміло, яким чином він буде забезпечувати адаптацію національної стандартизації до сучасних досягнень науки і техніки або заохочувати суб'єкти малого і середнього підприємництва до розроблення національних стандартів, перевіряти проекти НД на відповідність значної кількості (більше 120) законодавчих актів України.

Міжнародний досвід діяльності національних органів стандартизації свідчить, що чим більший ступінь їх незалежності, тим більш активно важелі адміністрування у сфері стандартизації переходять у площину фахового регулювання цієї діяльності і, як наслідок, підвищують її ефективність.

Наразі НОС в особі ДП «УкрНДЦ» не є незалежним суб'єктом стандартизації, бо Мінекономрозвитку затверджує Статут цього підприємства, призначає або звільняє його керівника, представник цього міністерства очолює керівну раду, яка має широкі повноваження із контролю за діяльністю НОС. Крім того, у Законі є норма, згідно з якою Мінекономрозвитку без пояснень може погодити або не погодити підготовлену НОС із залученням широкого загалу фахівців технічних комітетів і схвалену керівною радою програму робіт із національної стандартизації.

Вирішення питання щодо приватизації ДП «УкрНДНЦ» дозволить НОС стати дійсно незалежним органом, що у підсумку надасть нового додаткового імпульсу розвитку вітчизняної системи стандартизації.

На початок 2020 року в Україні діють 175 Технічних комітетів стандартизації (ТК), які є суб'єктами стандартизації і повноваження яких

визначені Законом, а також основоположними стандартами ДСТУ 1.2, ДСТУ 1.7, ДСТУ 1.8, ДСТУ 1.14, у яких викладені процедури, пов'язані із діяльністю комітетів.

ТК є центрами практичної роботи із національної стандартизації у визначених сферах, тому аналіз чинників, які на неї впливають, потребує окремого розгляду.

Згідно з Законом ТК не мають статусу юридичної особи і одночасно цим же Законом на них покладені повноваження із розроблення проектів національних стандартів. Але це взаємовиключні положення, бо тільки юридична особа в змозі брати участь у процесі закупівлі послуг з виконання робіт із національної стандартизації переважно за рахунок коштів держбюджету, а також укладати відповідний контракт (договор). У ДСТУ 1.2 із метою нівелювання цих розбіжностей викладено наступне реальне визначення розробника НД – це будь-яка фізична або юридична особа, з якою замовник уклав договір на розроблення певного проекту національного документа, тому необхідне коригування в Законі зазначеного повноваження ТК.

Негативним чинником, який стримує ефективну діяльність ТК, є відсутність чітко визначеної системи їх фінансового забезпечення. Організація, яка взяла на себе зобов'язання щодо утримання секретаріату ТК, забезпечує тільки умови для їх роботи, а джерело фінансування діяльності з виконання значного переліку функцій із стандартизації, які регулюються нормами Закону і основоположними стандартами, не визначено.

Так, наприклад, у ДСТУ 1.14 передбачено, що під час підготовки плану робіт ТК необхідно провести аналіз його впливу на технічні, промислові, економічні показники, а також тенденцій щодо технологій, торгівлі та природного середовища. При цьому незрозуміло, а хто конкретно такий обсяг дослідницької роботи повинен виконати і за які кошти?

Інший приклад. Відповідно до ДСТУ 1.7 у разі прийняття міжнародного НД методом підтвердження ТК повинен виконати таке: перекласти і опрацювати текст документа із застосуванням словників і довідкової літератури, проаналізувати його зміст і чинні національні стандарти та підготувати пропозиції щодо їх скасування або внесення до них відповідних змін, крім того підготувати висновок із обґрунтування доцільності прийняття міжнародного стандарту. Постає питання, як це виконати при обсязі міжнародного НД 200–300 сторінок за умов відсутності на це бюджетного фінансування.

Частково цю проблему можна врегулювати за рахунок включення до нормативно-правових актів вимоги, що зобов'язує організації, підприємства або установи здійснювати оплату праці своїм представникам у ТК за виконання робіт із стандартизації.

Аналогічні проблеми із фінансування стандартизації існують і на державному рівні.

Обсяги держбюджету на виконання завдань галузевих програм, які передбачають проведення наукових розробок із питань стандартизації, із року в рік не збільшуються, але в умовах інфляції це призводить до зменшення їх реального фінансового забезпечення. Кошти від міжнародних організацій, що виділяються Україні на процеси інтеграції із Європейським Союзом, кулуарно розподіляються, відсутні бачення і конкретні заходи щодо активного залучення бізнес-спільноти до замовлень і фінансування розробок нормативних документів, необхідних для ринку виробництва і споживання. Усе це негативно позначається на виконанні наших зобов'язань із гармонізації європейських стандартів, що передбачені Угодою з ЄС, а також на удосконаленні та розвитку національної системи стандартизації.

Суб'єктами стандартизації є також підприємства, установи та організації, які мають право розробляти, приймати, перевіряти, переглядати та скасовувати стандарти (СОУ), кодекси усталеної практики, технічні умови (ТУ), застосовувати і мати на них право власності.

Таким чином, на законодавчому рівні створена можливість існування окремої групи нормативних документів, які не підлягають реєстрації та пов'язаної з нею перевірці на відповідність їх законодавству і вимогам технічних регламентів або нормативним документам національного рівня для отримання гарантій безпечності виробляємої продукції. Організації і підприємства на свій розсуд без оприлюднення і обговорення розробляють СОУ або ТУ, що може негативно позначитись на захисті прав та інтересів споживачів, які навіть не в змозі ознайомитись зі змістом цих документів.

Ідея розроблення і затвердження СОУ або ТУ безпосередньо виробником продукції була спрямована на скорочення часу підготовки виробництва і виходу на ринок нових видів продукції на противагу значним термінам підготовки національних стандартів. При цьому передбачалось, що після надання чинності новому національному НД виробник буде скасовувати свої ТУ і випускати продукцію згідно з вимогами нового стандарту.

Не все так сталося, як бажалося. Є непоодинокі випадки, коли виробники з різних причин не в змозі забезпечити вимоги стандартів із безпеки або якості, переходять на випуск своєї продукції за власними ТУ, тим самим знижуючи рівень конкурентоспроможності вітчизняної продукції на ринку, що не від-

повідає базовим принципам державної технічної політики і захисту інтересів споживачів. Це серйозна проблема, яка потребує додаткового розгляду і за необхідності – прийняття відповідних змін у чинному законодавстві.

Одним із закріплених у Законі принципів державної політики у сфері стандартизації є пріоритетне прийняття в Україні міжнародних і регіональних стандартів та кодексів усталеної практики як національних.

У Законі також визначено, що з дня надання чинності національному стандарту, що є ідентичним європейському стандарту, повинен бути скасований національний стандарт, положення якого суперечать положенням відповідного національного стандарту, що є ідентичним європейському стандарту. При цьому не вказано як бути, якщо у процесі гармонізації європейського стандарту виявляється, що вимоги до безпеки або впливу на навколишнє середовище у національному стандарті вищі ніж у європейському на аналогічний вид продукції і чи потрібно в такому випадку скасовувати національний НД.

Таким чином Україна, яка не є членом Європейського Союзу і поставляє продукцію своїх виробників на європейський ринок за жорсткими квотами, в односторонньому порядку створює сприятливі умови з усунення технічних бар'єрів для європейських товаровиробників. При цьому ми не захищаємо свій внутрішній ринок та інтереси вітчизняних підприємств, яким, щоб адаптуватися до вимог гармонізованих європейських стандартів, необхідні значні додаткові кошти і час на технічне і технологічне переоснащення власного виробництва. І, взагалі, чи відповідає національним інтересам України послаблення вітчизняної системи стандартизації із своїми традиціями і особливостями на догоду нашим потенційним конкурентам на світових ринках торгівлі.

Задля пошуку балансу між правами і повноваженням суб'єктів стандартизації та їх відповідальністю за результати і наслідки своєї діяльності пропонується залучити до обговорення цієї проблеми фахівців у сфері технічного регулювання. Відповідно до законодавства розробник проекту нового нормативного документа національного рівня або змін до чинного НД після завершення робіт, виконавши усі умови договору з замовником, надсилає проект документа до ТК для подальшого розгляду (у тексті НД не передбачена інформація про розробника). Технічний комітет, який, нагадаємо, не є юридичною особою, після розгляду, аналізу і урахування отриманих зауважень і пропозицій на своєму засіданні приймає колективне рішення щодо схвалення остаточної редакції тексту НД і надсилає його до НОС для здійснення цим органом технічної перевірки, яка не передбачає втручання у змістовну частину документа, а спрямована лише на дотримання вимог до його оформлення, після чого НОС своїм наказом вводить НД у дію. Складається парадоксальна ситуація, коли кожний учасник процесу створення НД залишається поза межами відповідальності за встановлені законодавством вимоги до нормативного документа національного рівня. І якщо у введеному в дію новому стандарті з'явились необґрунтовані переваги для одного або групи виробників перед іншими, то питання хто конкретно понесе за це відповідальність залишається відкритим.

Закон України «Про стандартизацію» розроблявся згідно з політичною доцільністю та очікуванням від впровадження положень укладеної Угоди про асоціацію ЄС прискорених темпів інтеграції нашої країни до Європейської спільноти, бажанням максимального наближення до законодавчої і нормативної бази ЄС. І все це здійснювалось, на жаль, без достатнього врахування існуючих розбіжностей і особливостей підходів до функціонування системи стандартизації європейських країн, об'єднаних у союз на основі загальних політичних і економічних інтересів, і України як самостійної і незалежної держави.

Стандартизація, як один із головних напрямків державної технічної політики, за умов зростаючої конкуренції у світі має бути зосереджена на захисті своїх національних інтересів щодо дотримання вимог із забезпечення охорони життя і здоров'я, прав і інтересів споживачів, безпеки праці, збереження навколишнього середовища та усунення технічних бар'єрів у торгівлі, стимулюючи інноваційний розвиток та зміцнюючи інтелектуальний потенціал усіх галузей економіки, позитивно впливати на продуктивність виробництва і приріст ВВП. Тому важливо, щоб законодавство у сфері стандартизації було якісним та сучасним за рахунок своєчасного внесення до нього необхідних і обґрунтованих змін для адекватного реагування на виклики, які стоять перед Україною в сучасному світі.

Надійшла 12.05.2020 р.

МЕТОДОЛОГІЯ ВИПРАВЛЕННЯ ПОМИЛОК ПОДАТКОВИХ ОРГАНІВ ПРИ ПРОВЕДЕННІ КАМЕРАЛЬНИХ ПЕРЕВІРОК І ЗАПЕРЕЧЕННЯ ДО НИХ



В.П. Кергет
головний бухгалтер
ТОВ «Укрінсталькон
ім. В.М. Шимановського»,
сертифікований аудитор

Не порушуй закон та не судимий будеш (Non praevaricator legis et non est iudicatus) – казали стародавні римляни. Здавалося б у всьому світі немає нічого більш зрозумілого та простішого. Проте виявляється, що для податкових органів нашої країни це не так. Тому що останнім часом кількість перевірок Державною фіскальною службою України за справлянням податків підприємствами будівельної галузі нашої країни й підготовлених за результатами цих перевірок актів і винесених податкових повідомлень-рішень все зростає, а реєстр судових рішень відповідно поповнюється безліччю справ про порушення, а частіше та точніше кажучи – про начебто порушення у податковій сфері. Зважаючи на це зазначимо, що перевірками будівельні підприємства наразі взагалі здивувати досить складно, проте вважаємо за доцільне ще раз (вже вкотре!) нагадати про свої права і способи захисту підприємств будівельної галузі від подібних перевірок. З огляду на сказане читачам напевно вже стало зрозуміло, що метою даної статті є надання практичних порад із досвіду нашого Товариства при захисті своїх інтересів при камеральних перевірках.

Відповідно до п. 75.1 ст. 75 [1] (у редакції, чинній на час виникнення спірних правовідносин) контролюючі органи мають право проводити камеральні, документальні (планові або позапланові; виїзні або невиїзні) та фактичні перевірки. Камеральні та документальні перевірки проводяться контролюючими органами в межах їхніх повноважень виключно у випадках та у порядку, встановлених цим кодексом, а камеральною вважається перевірка, яка проводиться у приміщенні контролюючого органу винятково на підставі даних, зазначених у податкових деклараціях (розрахунках) платника податків та даних системи електронного адміністрування податку на додану вартість (даних центрального органу виконавчої влади, що реалізує державну політику у сфері казначейського обслуговування бюджетних коштів, в якому відкриваються рахунки платників у системі електронного адміністрування податку на додану вартість, даних єдиного реєстру податкових накладних та даних митних декларацій), а також даних єдиного реєстру акцизних накладних та даних системи електронного адміністрування реалізації пального та спирту етилового.

Предметом камеральної перевірки також може бути своєчасність подання податкових декларацій (розрахунків) та/або своєчасність реєстрації податкових накладних та/або розрахунків коригування до податкових накладних у єдиному реєстрі податкових накладних, акцизних накладних та/або розрахунків коригування до акцизних накладних у єдиному реєстрі акцизних накладних, виправлення помилок у податкових накладних та/або своєчасність оплати узгодженої суми податкового (грошового) зобов'язання виключно на підставі даних, що зберігаються (опрацьовуються) у відповідних інформаційних базах.

Відповідно до п. 76.1 ст. 76 [1] (у редакції, чинній на час виникнення спірних правовідносин) камеральна перевірка проводиться посадовими особами контролюючого органу без будь-якого спеціального рішення керівника такого органу або направлення на її проведення. Камеральній перевірці підлягає вся податкова звітність суцільним порядком. Згода платника податків на перевірку та його присутність під час проведення камеральної перевірки не обов'язкова.

Аналіз правових норм свідчить, що камеральна перевірка є одним із видів податкових перевірок, установлених п. 75.1 ст. 75 [1] та є способом здійснення податкового контролю, що проводиться у приміщенні контролюючого органу виключно на підставі даних, зазначених у податкових деклараціях (розрахунках) платника податків.

Особливості камеральної перевірки полягають у тому, що її проведення не потребує наказу керівника податкового органу або іншого спеціального дозволу чи направлення, згоди платника податків та його присутності. Метою камеральної перевірки є виявлення в поданій звітності арифметичних та/або методологічних помилок або інших відомостей, які призвели до заниження або завищення податкового зобов'язання чи інших порушень. Камеральній перевірці підлягає уся податкова звітність суцільним порядком. Камеральною перевіркою охоплюються лише ті показники документів, які належать до податкової звітності та мають значення для правильності обчислення платником

© Кергет В.П.

об'єкта оподаткування та суми податку, що підлягає сплаті до бюджету. Перевірка будь-яких інших відомостей камеральною перевіркою не охоплюється, **в т.ч. своєчасність сплати податків до бюджету**.

Наведені аргументи підтверджуються не тільки нормами [1], а й підтримані Постановою Верховного суду України [2], який дійшов висновку, що у контролюючого органу відсутні повноваження під час проведення камеральної перевірки досліджувати своєчасність сплати платником податків податкових зобов'язань. Контролюючий орган, здійснюючи перевірку своєчасності сплати платником податків узгоджених сум податкових зобов'язань, **виходить за межі предмета камеральної перевірки** та приймає протиправні податкові повідомлення-рішення про застосування до платника податків штрафних санкцій за несвоєчасну оплату таких зобов'язань. І тут треба додатково зауважити та привернути увагу до того факту, що висновки щодо застосування норм права, викладені в Постанові Верховного суду України, **обов'язкові для всіх суб'єктів владних повноважень**, які в своїй діяльності керуються нормативно-правовим актом із відповідною правовою нормою (2.5 ст.13 Закону України «Про судоустрій і статус суддів» від 02.06.2016 р. № 1402-VIII).

Тому, керуючись аргументами Постанови Верховного суду України, наше Товариство неодноразово не тільки не сплачувало штрафні санкції, а справа навіть не доходила до адміністративного або судового оскарження. А в підтвердження сказаному наведемо приклади реальних ситуацій, що мали місце в роботі Товариства.

Ситуація перша. Товариство отримало від податкового органу міста Х... акт камеральної перевірки своєчасності сплати узгодженого податкового зобов'язання з податку на нерухоме майно, відмінне від земельної ділянки свого відособленого підрозділу. В акті зазначалось, що Товариство несвоєчасно сплатило цей податок до місцевого бюджету.

Насправді ж ситуація виглядала так. Товариство своєчасно сплатило податок, але на бюджетний рахунок іншого податкового органу міста Х... Товариство повторно сплатило податок вже до податкового органу, в якому було зареєстровано, а сума переплати повернулася до Товариства за відповідною заявою. Проте, незважаючи на сплату податку на нерухоме майно, податковий орган міста Х... вимагав сплати штрафних санкцій відповідно до п. 126.1 [1].

Товариство, скориставшись своїм правом, подало заперечення згідно з п. 86.7 [1] привівши аргументи, що вказують на незаконність проведення камеральної перевірки в даному випадку. Як не дивно, податковий орган міста Х... повідомив, що аргументи враховані й конфлікт вичерпано (цитуємо):

*«**За результатами розгляду заперечення підприємства ТОВ «Український інститут сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського» на висновки акта камеральної перевірки щодо правомірності застосування до підприємства штрафних санкцій відповідно до ст. 126 Податкового кодексу України, наведеному у даному запереченні, враховано**».*

Зазначимо, що, як випливає з відповіді податкового органу міста Х..., він прийняв інформацію з нашого заперечення до постійного використання.

Ситуація друга, більш цікава й повчальніша. Товариство отримало від податкового органу міста М... акт камеральної перевірки своєчасності сплати узгодженого податкового зобов'язання щодо плати за землю свого відокремленого підрозділу. Цього разу проблема полягала в тому, що Товариство помилково замість бюджетного рахунку по орендній платі за землю вчасно сплатило кошти на бюджетний рахунок податку на землю.

Податковий орган міста М... плутанину з цими бюджетними рахунками з радістю почав вважати приводом до застосування штрафних санкцій. Проте Товариство скористалось своїм правом та подало заперечення згідно з п. 86.7 [1], в якому виклало аргументи, що вказують на незаконність проведення камеральної перевірки в даному випадку. На наше заперечення Товариство отримало настільки цікаву відповідь від податкового органу міста М..., що частину її необхідно привести дослівно (цитуємо):

«Водночас, згідно з пунктом 19 статті 64 розділу III Бюджетного кодексу України від 08.04.10 № 2456-VI зі змінами та доповненнями (далі – БКУ) орендна плата за землю та земельний податок, як складові податку на майно (згідно з ПКУ), належать до доходів загального фонду місцевого бюджету.

При виконанні місцевих бюджетів застосовується казначейське обслуговування бюджетних коштів. Державна казначейська служба України забезпечує обслуговування бюджетних коштів на основі ведення єдиного казначейського рахунку, відкритого у Національному банку України (частина перша статті 43 БКУ).

Згідно з п. 5 ст. 78 БКУ податки і збори та інші доходи місцевого бюджету визнаються зарахованими до місцевого бюджету з дня зарахування відповідно на єдиний казначейський рахунок та рахунки, відкриті в установах банків державного сектору згідно з частиною другою цієї статті, і не можуть акумулюватися на рахунках органів, що контролюють справляння надходжень бюджету.

Оскільки помилково сплачена сума була зарахована на єдиний казначейський рахунок, то помилкове визначення коду бюджетної класифікації у платіжному дорученні під час оплати суми

податкового зобов'язання не є підставою для застосування на підставі пункту 126.1 статті 126 ПКУ штрафних (фінансових) санкцій».

Тобто з цієї відповіді беззаперечно випливає, що за неправильне визначення коду бюджетної класифікації при сплаті податків до місцевого бюджету взагалі не повинні штрафувати ні при камеральних перевірках, ні при планових, ні при позапланових. А наприкінці відповіді податкового органу був наведений ще один «перл» (цитуємо):

«***Таким чином, заперечення ТОВ «Український інститут сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського» частково залишено без задоволення, у частині проведення камеральної перевірки. Висновки Акта в частині нарахування штрафної санкції з орендної плати за землю з юридичних осіб за грудень 2019 року, рахувати не дійсними***».

Якщо останню тезу перефразувати іншими словами, то її можна викласти у такій формі: в вашому запереченні практично немає нічого суттєвого, але незважаючи на це ми акт камеральної перевірки з якихось лише нам відомих причин відміняємо. В даному випадку, як кажуть, будь-які коментарі є зайвими, але тим не менш і цей конфлікт на цьому був вичерпаний.

Що ж стосується узагальнення наведених реальних фактів, то вони дозволяють дійти наступного висновку: **обґрунтовано складені та направлені до податкового органу заперечення згідно з п. 86.7 [1] можуть достатньо швидко запобігти накладанню штрафних санкцій на будівельне підприємство**. Важливим тут є ще й те, що хоча [1] передбачена процедура адміністративного та судового оскарження, але їх застосування вже потребує значно більшого часу і коштів.

І насамкінець хотілось би звернути увагу керівників і бухгалтерів будівельних підприємств на те, що з 01.01.2021 року розгляд заперечень до актів податкової перевірки буде проводитись за оновленою процедурою згідно з Законом України від 16.01.2020 р. № 466-IX, а саме:

- **строк, упродовж якого треба поквапитися з підготовкою та поданням своїх доводів, залишається тим самим – 10 робочих днів із дня, наступного за днем отримання вами акта** (довідки) за результатами перевірки;
- **розглядатиме заперечення комісія з питань розгляду заперечень та пояснень до актів перевірок** (надалі – Комісія, яка є постійно діючим колегіальним органом), а це вже є новим підходом до чинної процедури. **На аналіз документів відводиться також 10 робочих днів, що настають за днем отримання заперечень**. Себто загальний строк його розгляду зростає на три робочі дні.

Про дату та час розгляду ваших аргументів вас обов'язково повідомлять листом, який мають надіслати протягом двох робочих днів із дати отримання заперечень та/або додаткових документів і пояснень, але не пізніше ніж за чотири робочі дні до дня їх розгляду.

Якщо вас вчасно та належним чином сповістили про розгляд заперечень, але ви не прийшли і свого представника не відправили, тоді їх розглядатимуть без вас.

Комісія під час розгляду повинна встановити: чи вчинив платник порушення, чи є в тому його вина (якщо її потрібно доводити для певного порушення), які обставини порушення, чи є з-посеред них пом'якшувальні та чи є підстави для позапланової перевірки за пп. 78.1.5 [1]. Саме Комісія визначатиме розмір грошових зобов'язань платника та/або суму зменшення бюджетного відшкодування та/або зменшення від'ємного значення об'єкта обкладення податком на прибуток або від'ємного значення суми податку на додану вартість, та/або суму зменшення податку на доходи фізичних осіб, задекларованого до повернення з бюджету, та необхідність скерування йому податкового повідомлення-рішення.

Таким чином, якщо процедура розгляду наданих даних буде такою ґрунтовною, всебічною та об'єктивною, як це вказується в пп. 86.7.4 [1], то заперечення, якщо вони не висмоктані з пальця, можуть стати більш функціональним та, найголовніше, превентивним інструментом для платника податків. Адже завдяки їм податкове повідомлення-рішення може взагалі не з'явитися або його випишуть на значно меншу суму.

Як колись сказав видатний український поет, прозаїк, драматург, художник, політичний і громадський діяч, Національний герой і символ України Тарас Григорович Шевченко: «*Борітеся – поборете, Вам Бог помагає! За вас правда, за вас слава. І воля святая!*».

[1] Податковий кодекс України. – Київ: Все про бухгалтерський облік, 2020. ? 578 с.

[2] Постанова Верховного суду України № 816/2342/15 від 23.12.2019 р. – Київ: ВСУ. – 3 с.

Надійшла 10.08.2020 р.

ДО ВІДОМА ДОПИСУВАЧІВ ЖУРНАЛУ !

Вимоги щодо публікації статей:

- Текст статті в електронному виді, авторська довідка (для наукових статей ще анотація мовою статті та англійською, ключові слова, УДК), підготовлені у Microsoft Word та фото авторів.
- Ілюстрації надаються підготовленими у Adobe Photoshop або Microsoft Word, Excel чи на паперових носіях для сканування. Формат надання – tif, eps, jpg, pcx, doc, docx – 300 dpi.
- Авторська довідка має містити наступні дані: прізвище, ім'я та по батькові повністю, місце роботи, посада, науковий ступінь, вчені звання, а також номер контактного телефону та електронну адресу.

ЖУРНАЛ МОЖНА ПЕРЕДПЛАТИТИ У БУДЬ-ЯКОМУ ВІДДІЛЕННІ ДП «ПРЕСА» (передплатний індекс – 98848) АБО ЗАМОВИТИ У РЕДАКЦІЇ ЖУРНАЛУ

Видавець ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського»

Рекомендовано до друку вченою радою ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського» (протокол № 3 від 03.09.2020 р.)

Адреса редакції та видавця: вул. В. Шимановського, 2/1, Київ, 02125, ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського»

тел. (044) 516-52-85, 543-98-36 e-mail: redakpbis@urdisc.com.ua

Оригінал-макет підготовлений редакцією журналу «Промислове будівництво та інженерні споруди»

Комп'ютерна верстка та дизайн – **Цапро Т.І.**

Дизайн обкладинки – **Артюшенко В.С.**

Підписано до друку 03.09.2020 р. Формат 60 × 84/8. Папір крейдяний. Друк офсетний. Ум.-друк. арк. 8,1. Тираж 300 прим.

Віддруковано ТОВ «Поліпрінт», вул. Лугова, 1-А, м. Київ, 04074, тел. 464-17-91

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи ДК № 1250 від 22.02.2003 р.

* **Оформлення, стиль та зміст журналу є об'єктом авторського права і захищається законом**
* **Передрук розміщених у журналі матеріалів дозволяється тільки за письмовою згодою редакції**
* **Відповідальність за підбір та висвітлення фактів у статтях несуть автори**
* **За зміст реклами відповідає подавач**
* **Редакція не завжди поділяє думку авторів**
* **Редакція залишає за собою право редагувати та скорочувати подані матеріали**