

УДК 624.21.014.2

ОСОБЛИВОСТІ РОЗРАХУНКУ ЕСТАКАДИ КОРОБЧАСТОГО ПОПЕРЕЧНОГО ПЕРЕРІЗУ

Розглянуто особливості розрахунку естакади коробчастого поперечного перерізу. Встановлено основні відмінності методик розрахунку, викладених у чинних нормах та раніше діючих. Виконано порівняння результатів розрахунку естакади, отриманих за допомогою рекомендованих додатків чинних норм та шляхом виконання просторових розрахунків за методом скінченних елементів.

The calculation features of box section trestle are considered. The basic differences of calculation methods, write in valid and repealed rules, are defined. Calculation results of trestle are got by the valid rules and spatial calculations by the finite elements method. Comparison of results is executed.

Ключові слова: естакада, прогонова будова, розрахункова схема.

Наразі в Україні відповідно до Закону України «Про загальнодержавну програму адаптації законодавства України до законодавства Європейського Союзу» від 18.03.2004 р. № 1629-IV триває інтенсивний процес впровадження національних будівельних норм із поступовим приведенням останніх у відповідність з вимогами європейських норм. Зокрема це стосується і норм з проектування мостових споруд. Видана у 2006 р. перша редакція ДБН В.2.3-14:2006 [1] в основному повторювала положення СНиП 2.05.03-84* [2]. Наступні норми почали розроблятися і видаватися окремими главами. Так у 2009 р. на заміну двох глав [2] були видані ДБН В.2.3-22:2009 [3] та ДБН В.1.2-15:2009 [4], вимоги яких суттєво відрізняються від відповідних глав [2], що призвело до збільшення величин тимчасових навантажень, на які потрібно розраховувати мостові споруди. З 01.10.2011 р. в Україні набув чинності ДБН В.2.3-26:2010 [5], який також зазнав значних змін порівняно з попереднім нормативним документом і містить низку положень європейських норм.



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

Таким чином, впровадження нових нормативних документів у галузі мостобудування призвело до суттєвих відмінностей у розрахунку сталевих мостових конструкцій за [5] порівняно з розрахунками, які виконувались відповідно до [2]. Розглянемо ці особливості на прикладі перевірних розрахунків існуючої естакади над шлюзами (рис. 1), яка входить до складу комплексу споруд мостового переходу через греблю ДніпроГЕС. Зазначимо, що необхідність таких розрахунків була викликана проведенням детального обстеження споруд мостового переходу та уточненням їх несучої здатності за результатами обстеження згідно з вимогами чинних нормативних документів.



Рис. 1. Естакада над шлюзами мостового переходу через греблю ДніпроГЕС

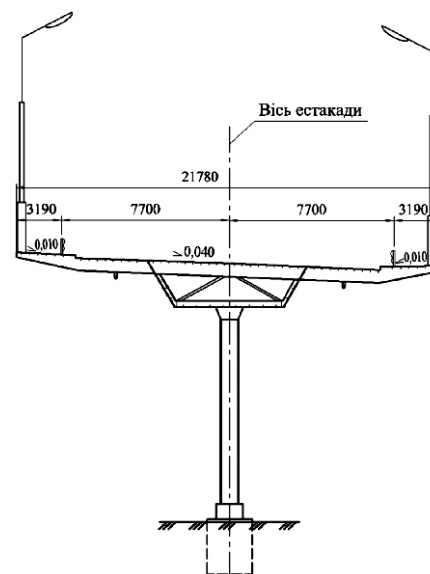


Рис. 2. Поперечний переріз естакади

Естакада являє собою криволінійну в плані, просторово працюючу, нерозрізну шестипрогонову раму за схемою: $2 \cdot 56 + 2 \cdot 64 + 2 \cdot 56 = 352$ м із гнучкими проміжними стійками опор та масивними стоянами. Ригель рами складений криволінійною в плані головною балкою замкненого коробчастого трапецеїдального перерізу та сталеву ортотропну плиту проїжджої частини (рис. 2). Проміжні стійки опор металеві, жорстко закріплені до головної балки та фундаментів. Крайні опори – масивні залізобетонні стояни. Усі горизонтальні зусилля й крутильні моменти, які виникають при ексцентричному розташуванні тимчасового навантаження, а також викликані кривиною споруди в плані, передаються на стояни і сприймаються шарнірно закріпленими кінцями прогонової будови та широко рознесеними опорними частинами. Усі конструкції виконано суцільнозварними. Матеріал конструкцій прогонової будови і стійок проміжних опор – низьколегована сталь марки 09Г2С за ГОСТ 5058-65*.

Усі навантаження на естакаду, за винятком тимчасових рухомих навантажень, визначені згідно з [4]. За рухомі навантаження прийняті автомобільне Н-30 та колісне НК-80 згідно з [7], що відповідає вимогам [3]. При цьому характеристичне навантаження на тротуарах від натовпу прийнято 400 кгс/м^2 .

Розрахунки міцності та стійкості, які виконуються для оцінки граничного стану даної естакади зокрема і мостових конструкцій у цілому, передбачають необхідність оперувати у загальному випадку не напруженнями в окремих місцях споруди, а зусиллями в розрахункових її перерізах. Для цього у розрахунковій схемі прогонова будова та проміжні опори на певному етапі розрахунку повинні задаватися стрижневими скінченними елементами. В той же час, для достовірної оцінки напружено-деформованого стану споруди її конструкції повинні описуватися скінченними елементами типу плити. Виходячи з цього, для визначення дійсних зусиль в елементах та перерізах естакади, а також підсумкового напружено-деформованого стану було розглянуто дві просторові розрахункові схеми естакади: зі стрижневих скінченних елементів (рис. 3) та зі скінченних елементів типу плити (рис. 4).

Результати розрахунків. Обидві розрахункові схеми були реалізовані в програмному комплексі «Structure CAD». Тут слід зазначити,

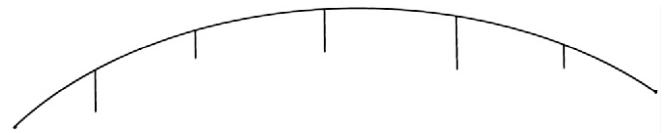


Рис. 3. Розрахункова схема естакади зі стрижневих скінченних елементів

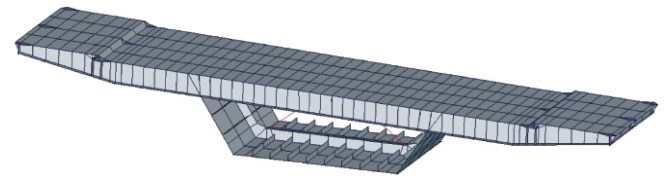


Рис. 4. Фрагмент розрахункової схеми естакади зі скінченних елементів типу плити

що для визначення з достатньою точністю необхідної величини крутильної жорсткості перерізу прогонової будови згідно з рекомендаціями [6] використано її фрагмент завдовжки 62,0 м. При цьому для знаходження крутильної жорсткості один кінець фрагмента прогонової будови естакади був защемлений, а протилежний завантажений одиничним крутильним моментом інтенсивністю 10000 кНм . За допомогою визначеного за результатами розрахунку кута повороту вільного кінця балки знайдено її крутильну жорсткість за формулою [6]

$$GI_T = \frac{180 M_T l}{\alpha}, \quad (1)$$

де M_T – одиничний крутильний момент; l – довжина фрагмента прогонової будови; α – кут повороту вільного кінця фрагмента прогонової будови в градусах.

За результатами розрахунку стрижневої розрахункової схеми знайдені необхідні нормальні зусилля, згинальні та крутильні моменти, поперечні зусилля в розрахункових перерізах прогонової будови і опор естакади. Оригінальні епюри згинальних моментів та поперечних сил прогонової будови у вертикальній площині наведено на рис. 5. Аналіз результатів перевірних розрахунків естакади засвідчив, що всі її конструкції відповідають вимогам міцності та стійкості.

Необхідно зазначити, що методика розрахунку прогонової будови згідно з [5] має суттєві відмінності порівняно з методикою, передбаченою [1] та [2]. Зокрема це стосується визначення ефективної ширини плит прогонової будови та припущення можливості утворення пластичного шарніра в балках при їх згині.

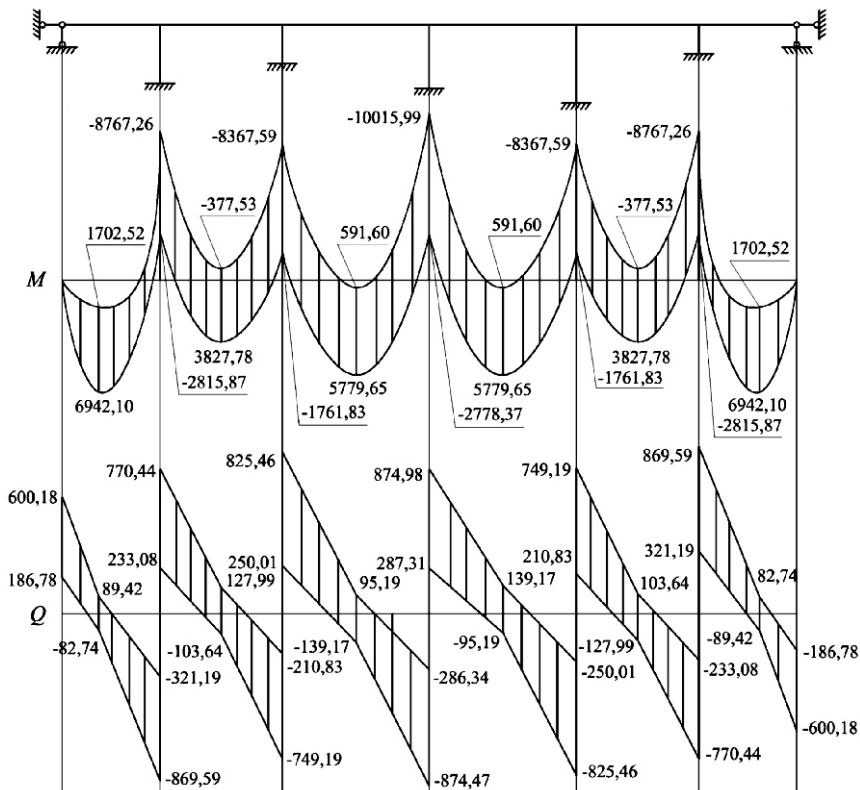


Рис. 5. Оригінальні епюри зусиль прогонової будови естакади у вертикальній площині: M – згинальних моментів, тсм; Q – поперечних сил, тс

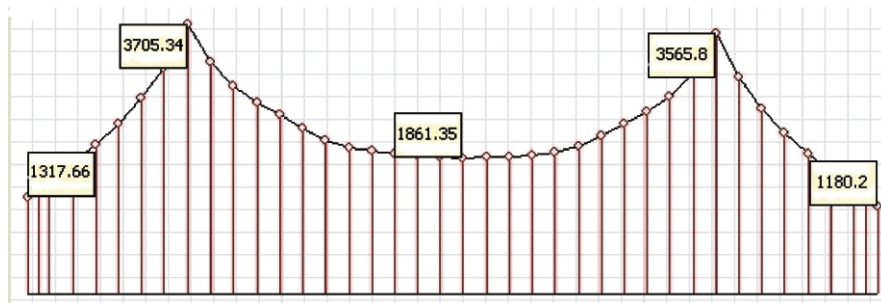


Рис. 6. Розподіл нормальних напружень у верхній плиті прогонової будови естакади під дією навантаження від власної ваги на опорі № 2, тс/м²

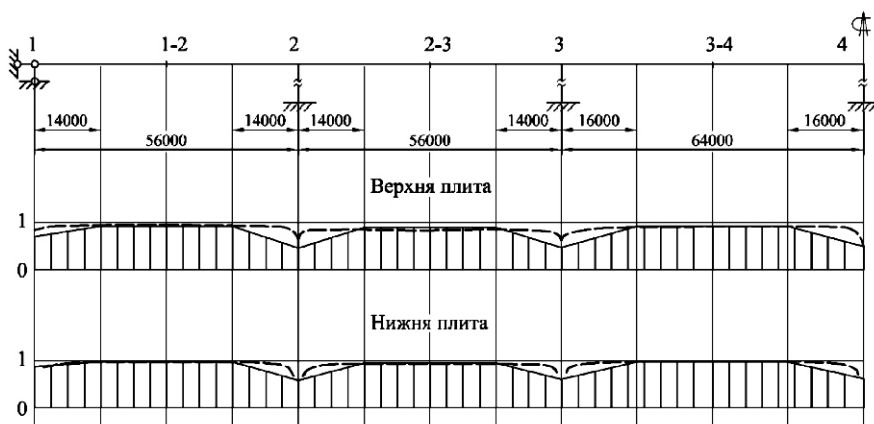


Рис. 7. Графіки зміни коефіцієнтів редукції за довжиною прогонової будови: - - - - просторовий розрахунок; ——— розрахунок за методикою [5]

Як відомо, при згині балок верхні та нижні широкі плити (пояси) моста включаються у роботу разом із стінками тільки за рахунок передачі дотичних напружень зі стінок на плити. Тому інтенсивність нормальних напружень поблизу стінок, як правило, більша ніж на периферії. Як приклад на рис. 6 наведено нерівномірність розподілу напружень у верхній плиті прогонової будови естакади під дією навантаження від власної ваги на опорі № 2. Екстремальні величини нормальних напружень у верхній плиті прогонової будови на приведеній епюрі відповідають місцям примикання плити до стінок коробки. З віддаленням від зазначених місць величини напружень поступово зменшуються. Оцінити зазначену нерівномірність введеними у дію нормами [5] передбачається на основі розрахунку пружних просторових схем зі скінчених елементів типу плити або шляхом використання методики, викладеної у додатку Д [5]. У результаті розрахунків визначається ефективна ширина плит, яка менша номінальної. Відношення ефективної ширини до номінальної складає коефіцієнт редукції. При розрахунках естакади над шлюзами для оцінки ефективної ширини плит коефіцієнти редукції були отримані як за результатами просторових розрахунків, так і за методикою [5]. На рис. 7 наведені криві зміни коефіцієнтів редукції за довжиною прогонової будови естакади для верхньої плити між стінками коробки та нижньої плити. Числові значення коефіцієнтів редукції у характерних точках естакади (на опорах та в середині прогонів) наведені у таблиці, з якої випливає, що значення коефіцієнтів редукції, отриманих за методикою [5], за винятком прогону 2-3,

Характерна точка	Коефіцієнти редукції					
	Половина верхньої плити між стінками коробки			Половина нижньої плити		
	Методика [5]	Просторовий розрахунок		Методика [5]	Просторовий розрахунок	
внутрішня стінка балки		зовнішня стінка балки	внутрішня стінка балки		зовнішня стінка балки	
1	0,694	0,893	0,843	0,874	0,860	0,861
1-2	0,916	0,952	0,923	0,968	0,971	0,928
2	0,444	0,633	0,633	0,583	0,681	0,683
2-3	0,888	0,826	0,832	0,954	0,939	0,907
3	0,463	0,629	0,629	0,601	0,874	0,840
3-4	0,909	0,919	0,907	0,965	0,982	0,951
4	0,480	0,669	0,666	0,614	0,706	0,678

у всіх розрахункових перерізах значно менші ніж отримані за результатами просторового розрахунку. Таким чином, методика [5], як правило, дає занижені значення ефективної ширини плит головних балок, і розрахунки конструкцій з її застосуванням виконуються в «запас». Крім цього, слід зазначити, що у випадку криволінійних естакад коефіцієнти редукції для плит зовнішньої та внутрішньої стінок головної балки часто-густо відрізняються – для плит внутрішньої стінки головної балки вони, як правило, більші. Однак останнє можна виявити лише за результатами просторового розрахунку, так як методика [5] не розрізняє ефективну ширину поясів балок у залежності від кривини споруди.

Іншою особливістю розрахунку конструкцій згідно з [5], на яку слід звернути особливу увагу, є можливість утворення в балці пластичного шарніра за всією її висотою на відміну від розрахунку згідно з [1] та [2], які допускали лише обмежені пластичні деформації. Проте утворення пластичного шарніра в балці згідно з [5] обумовлюється наступними умовами: забезпечення стійкості полиць і стінок перерізу та забезпечення достатньої обертової здатності перерізу балки. Крім цього, при одночасній дії у перерізі згинального моменту та поперечної

сили величина пластичного згинального моменту повинна бути зменшена в залежності від величини поперечної сили.

Висновок. Підсумовуючи вищевикладене, можна дійти наступних висновків:

- введення в дію нових будівельних норм із проектування сталевих конструкцій мостів та труб є черговим кроком у наближенні вітчизняної нормативної бази до європейських будівельних норм;
- для якісної оцінки характеру роботи мостових конструкцій на різних етапах їх аналізу необхідно виконувати просторові розрахунки як стрижневих розрахункових схем, так і схем зі скінченних елементів типу плити усієї споруди та її окремих фрагментів;
- для визначення геометричних характеристик розрахункових перерізів прогонових будов доцільно користуватися результатами розрахунків пружних просторових схем із скінченних елементів типу плити, оскільки застосування наближеної методики, запропонованої чинними нормами, призводить, як правило, до занижених величин геометричних характеристик перерізів, а також не враховує вплив на зміну їх величини, пов'язаний з особливостями геометричної форми мостової споруди.

[1] ДБН В.2.3-14:2006 Мости та труби. Правила проектування. – 2006. – 359 с.
 [2] СНиП 2.05.03-84* Мости и трубы. – 1996. – 214 с.
 [3] ДБН В.2.3-22:2009 Мости і труби. Основні вимоги проектування. – 2009. – 73 с.
 [4] ДБН В.1.2-15:2009 Мости та труби. Навантаження і впливи. – 2009. – 83 с.
 [5] ДБН В.2.3-26:2010 Мости і труби. Сталеві конструкції. Правила проектування. – 2011. – 195 с.

[6] Корнеев М.М. Стальные мосты: Теоретическое и практическое пособие по проектированию мостов. В двух томах. К.: Изд-во «Академпрес», 2010. – Т. 1 – 532 с.; – Т. 2 – 488 с.
 [7] СН 200-62 «Технические условия проектирования железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб», 1962. – 328 с.

Надійшла 13.03.2013 р.