

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АВТОМОБІЛЬНО-ДОРОЖНИЙ
УНІВЕРСИТЕТ

Секція
«Мости, конструкції
та будівельна механіка»

Збірник наукових праць
84-ї міжнародної наукової конференції студентів університету
11-15 квітня 2022 року

Харків 2022

УДК 624

Редакційна колегія

С.О. Бугаєвський – д.т.н., професор кафедри мостів, конструкцій і будівельної механіки ім. В.О. Російського

К.В. Бережна – к.т.н., доцент кафедри мостів, конструкцій і будівельної механіки ім. В.О. Російського

Н.В. Смолянчук – к.т.н., доцент кафедри мостів, конструкцій і будівельної механіки ім. В.О. Російського

Секція «Мости, конструкції та будівельна механіка» Збірник наукових праць 84-ї міжнародної наукової конференції студентів університету (11-15 квітня 2022 року)/ ХНАДУ. Харків, 2022. – 145с.

Розглянуті актуальні питання проектування, будівництва та експлуатації транспортних споруд, впровадження нових дорожньо-будівельних матеріалів та методів визначення транспортно-експлуатаційних характеристик, підвищення надійності та безпеки дорожнього руху.

УДК: 624

©Колектив авторів, 2022

©ХНАДУ, 2022

ОСОБЛИВОСТІ КОНСТРУКТИВНИХ ЕЛЕМЕНТІВ МОСТУ, ЩО МАЄ КОСИНУ У ПЛАНІ

*Арц М.В., ДМ-41-18, Сорока С.І. ДМ-36т1-19,
Колдовський А.С. ДМ-36т1-19*

*Науковий керівник: к.т.н., проф. Кіслов О.Г.
Харківський національний автомобільно-дорожній університет*

Проект «Велике будівництво» - масштабна розбудова якісної інфраструктури України, а однією з основних задач є будівництво та реконструкція автомобільних доріг та мостових споруд. Будівництво та реконструкція об'єктів дорожньої інфраструктури повинне бути засноване на принципах енергоефективності та високої якості, інклюзивності та націленості на кожного українця.

Відомо, що на автомобільних дорогах України експлуатується понад 18 тис. мостових споруд (мости, шляхопроводи, естакади, віадукі). Ці мостові споруди відрізняються великою різноманітністю типів конструкцій, вантажопідйомністю і фізичним станом. Основний парк мостів становлять залізобетонні з балковими прольотними будовами, переважно розрізні із збірних залізобетонних балок зі звичайною або попередньо напруженою арматурою.

Особливістю відрізняються мости, що мають косину у плані. Аналіз існуючих мостів показав, що багато таких споруд знаходяться у дорожній інфраструктурі Львівської області. Крім того вони не відповідають сучасним нормам з вантажопідйомності, габаритах та знаходяться у непрацездатних та аварійних станах. Заміна старих, аварійних споруд на нові є однією з задач «Великого будівництва».

В цієї роботі розглянутий міст через р. Опір в с. Тухля на автомобільній дорозі державного значення, що має косину у плані. Ми задали собі питання: чому є необхідність у створенні таких споруд?

Досвід проектування та будівництва мостів, що накопичений за ХХ сторіччя показує, що споруди, які мають косину у плані не є поодиноким випадком у цій місцевості. Для району с. Тухля Львівської області характерна гірська місцевість зі значними перепадами висотних відміток. Великі розрахункові витрати води та швидкості потоку, що характерні для гірських річок вимагають дуже уважно та ретельно ставитись до вибору довжини, прогонової схеми та загальних проектних рішень щодо мостової споруди.

Значні обсяги сезонних опадів та паводки перетворюють на перший погляд невеликі річки на грізні та швидкі гірські потоки. Це вимагає будівництво мостових споруд довжиною, що може забезпечити пропуск цих великих обсягів води. Також, великі швидкості течії гірських річок вимагають заходів щодо берегоукріплень. Це робиться задля того, щоб звести до мінімуму явища розмив у берегів, що може негативно вплинути на стійкість конусів, насипу підходів до мосту, та, зрештою, і конструкції опор моста.

Проектування у таких умовах ускладнює вишукування оптимальної траси автомобільної дороги. Тому виникає ситуація, коли мостовий перехід через водну перешкоду перетинає її під кутами, що відмінні від 90° .

Змінення нормативних вимог до габаритів і збільшення інтенсивності руху та ваги транспортних засобів призвело до того що багато мостів старої побудови перестала задовольняти сучасним транспортно-експлуатаційним вимогам за основними показниками – вантажопідйомністю, пропускною здатністю та безпекою руху. Також чинником, що впливає на зменшення залишкового ресурсу цих мостів є недоліки проектування і будівництва. Тому експлуатаційний стан таких споруд не можна вважати задовільним і виникає необхідність їх заміни на нові, сучасні споруди.

Міст, що розглядається у даній роботі був побудований у 1968 р. та має такі параметри: довжина мосту по осі – 51,28 м; статична схема-балочна, розрізна; прогонова схема $3 \times 16,76$ м (11 балок); габарит-6,75 м; тротуари – 0,84 м. Міст має одностійкові опори с довгими консолями ригеля, що

ускладнює задачу її капітального ремонту чи реконструкції зі збільшенням габариту проїзду та тротуарів.

Як показали результати обстежень даного мосту, в цілому, експлуатаційний стан споруди за рейтингом основних конструктивних елементів-п'ятий(непрацездатний). Це означає, що залишковий ресурс мосту з урахуванням фактичного технічного стану основних елементів повністю вичерпано.

Були прийняті проєктні рішення щодо нового моста: довжина-73,72 м; прогонова схема - $3 \times 24,0$ м, габарит мосту Г-8,4+2 $\times$ 1,8 м; в плані міст перекриває водну перешкоду під кутом 50° .

На підставі вищенаведеного сформулюємо особливості конструктивних елементів мосту, що має косину у плані:

1. Балки прогону монтуються зі зміщенням вздовж мосту відносно одна одній;
2. Зазор між торцями балок прогонової будови та шафовою стінкою буде більше, ніж у аналогічній у споруди, що косини не має. При проектуванні шафової стінки потрібно це враховувати та проектувати зазор таким чином, щоб забезпечити достатню відстань від крайньої точки торця балки прогонової будови до шафової стінки;
3. Підферменники мають збільшені розміри у плані в порівнянні з аналогічними у споруді, що косини не має;
4. Врахування косини при конструюванні опор виконується в даному проєкті з одностійковими проміжними опорами шляхом влаштування більш довгих консолей ригелів. У порівнянні з аналогічними у споруді, що косини не має консолі опор будуть довгими на $\sin \alpha$ де α - гострий кут між віссю опори та віссю моста;
5. При розрахунках одностійкових проміжних опор, що мають довгі консолі ригелів, внаслідок чого на кожную з них припадає кілька балок прогонової будови, косина враховується. Розрахунками визначено, що у

консолях опор великі розрахункові моменти від ваги прогонових будов та тимчасових колісних навантажень, які є ще більшими, внаслідок косини;

6 Монолітні елементи. Плита прогонової будови має особливості проєктування внаслідок косини споруди у плані.

Крім того для таких мостових споруд треба забезпечити берегоукріплення та влаштування струмененапрямної дамби. Для цього слід використати сучасний метод укріплення відкосів.

Упори складаються з коробчастих габіонів, укріплення відкосів виконується з матраців Рено. Габіони та матраци Рено заводського виготовлення, що являють собою об'ємну конструкцію у формі паралелепіпеда розділену на секції за допомогою діафрагм та виготовлену з сітки дротової звивочної з шестикутними вічками і додатковим цинковим покриттям. Заповнення на місці встановлення виконується каменем марки 1000, фракції 120-150 мм.

Під подошвою матраців Рено та упорів з коробчастих габіонів влаштовують прокладку з геотекстилю ИП 200 щільністю 200 г/м² та піщано-гравійну подушку $h=200$ мм. Перед улаштуванням піщано-гравійної подушки упорів виконати ущільнення дна котловану важкими трамбівками.

Матраци Рено додатково кріпляться на схилах за допомогою анкерів "Г" подібної форми, що забиваються в ґрунт. На кожен матрац використовується 5 анкерів з арматури діаметром 12 А240С $L=1,0$ м. Кам'яна накидка виконується з каменю фракції 300-400 мм. Ґрунт засипання - дренажний із коефіцієнтом фільтрації не менше 2 м/добу.

Література:

1. Державний проєкт "Велике будівництво", URL: bigbud.kmu.gov.ua
2. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проєктування: ДБН 2-14:2006.- Київ:Мінрегіон розв..будівн.та житл.-комун.госп.України,2006.-217с.

РОЗРАХУНОК ГРАТЧАСНИХ КОНСТРУКЦІЙ НА НЕРУХОМЕ ТА РУХОМЕ НАВАНТАЖЕННЯ

Дроботенко О.Д., Рибалка Я.О. ДМ-26т1-20

Науковий керівник: к.т.н., проф. Кіслов О.Г.

Харківський національний автомобільно-дорожній університет

Для створення будівельних конструкцій різноманітних транспортних споруд, а також інших ми вивчали дисципліни Опір матеріалів і Будівельна механіка. У першій з цих дисциплін вивчали інженерні методи розрахунку на міцність, жорсткість та стійкість окремих елементів конструкцій, переважно одномірних (стержень). У дисципліні Будівельна механіка вивчали методом розрахунку конструкцій як сукупностей або систем конструктивних елементів.

Однією з систем стержнів, що ми вивчали в будівельній механіці це ферма, тобто геометрично незмінна система, яка складена зі стержнів, з'єднаних у вузлах шарнірами (у розрахунковій схемі шарніри вважалися ідеальними). Ці конструкції використовуються у будівництві та машинобудуванні як несучі конструкції. Вони мають велике поширення в мостових і козлових кранах, що відносяться до ґратчастих конструкцій.

Метою розрахунків є забезпечення достатньої надійності цих споруд, тобто визначення зусиль у стержнях ферм, а також перевірка стиснутих стержнів на стійкість.

Ферма мостового крана – це просторова конструкція, що складається з двох плоских ферм, з'єднаних між собою горизонтальними зв'язками. Навантаження розподіляються на дві ферми рівномірно, тому будемо розглядати плоску ферму. У вузлах ферми стержні з'єднуються за допомогою електрозварювання, а в розрахунках вважається, що у вузлах шарнірне закріплення. На ферму діють постійне і рухоме навантаження. Постійне навантаження – це власна вага ферми та конструкцій, що закріплені на фермі.

Рухоме навантаження – це крановий візок з навантаженням, що рухається по верхньому поясу.

Розглянемо ферму мостового крана (рис. 1). В якості дослідження визначимо максимальні зусилля в стержнях, що з'єднуються у вузлі 4, підберемо переріз стержнів з двох рівнобічних кутиків та спроектуємо зварний вузол із розрахунком зварних швів. Допустимі напруження для сталі приймаємо $[\sigma]=160$ МПа, для зварних швів $\tau=100$ МПа.

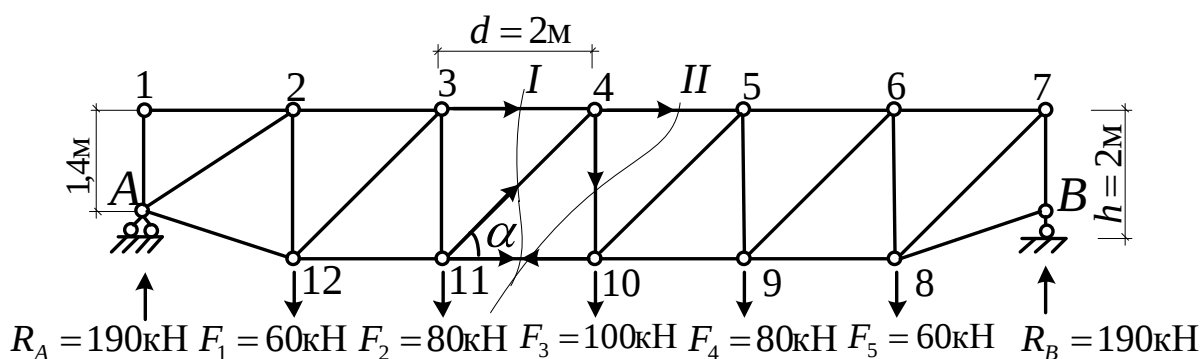


Рисунок 1 - Розрахункова схема ферми

Оскільки ферма має симетричне навантаження то

$$R_A = R_B = \frac{\sum F_i}{2} = \frac{380}{2} = 190 \text{ кН.}$$

Визначення зусиль у стержнях, що з'єднуються у вузлі 4 від статичного навантаження способом наскрізних перерізів.

N_{3-4} , проведемо переріз I, рівняння рівноваги $\sum M_{11}=0$.

Розглянемо ліву частину ферми $N_{3-4} \cdot 2 + R_A \cdot 4 - F_1 \cdot 2 = 0$,

$$N_{3-4} = \frac{1}{2}(-190 \cdot 4 + 60 \cdot 2) = -320 \text{ кН.}$$

Стержень працює на стиск.

N_{4-11} , переріз I, $\Sigma Y=0$, розглянемо ліву частину ферми

$$R_A - F_1 - F_2 + N_{4-11} \sin \alpha = 0, \quad N_{4-11} = \frac{1}{\sin 45^\circ} (-190 + 60 + 8) = -71 \text{ кН}.$$

Стержень працює на стиск.

N_{4-10} , переріз II, $\Sigma Y=0$, розглянемо ліву частину ферми

$$R_A - F_1 - F_2 - N_{4-10} = 0, \quad N_{4-10} = 190 - 60 - 80 = 50 \text{ кН}.$$

Стержень працює на розтяг.

N_{4-5} , переріз II, $\Sigma M_{10}=0$, розглянемо ліву частину ферми

$$R_A \cdot 6 - F_1 \cdot 4 - F_2 \cdot 2 + N_{4-5} \cdot 2 = 0, \quad N_{4-5} = \frac{1}{2} (-190 \cdot 6 + 60 \cdot 4 + 80 \cdot 2) = 370 \text{ кН}.$$

Стержень працює на стиск.

Аналогічно визначені зусилля в інших стержнях (табл.1).

Таблиця 1 – Зусилля в стержнях ферми від дії статичного навантаження

Тип стержня	Номер стержня	Зусилля, кН	Тип стержня	Номер стержня	Зусилля, кН
Верхній пояс	1-2	0	Стояки	1-2	0
	2-3	-190		2-12	190
	3-4	-320		3-11	130
	4-5	-370		4-10	50
	5-6	-320		5-9	-50
	6-7	-190		6-8	-130
Нижній пояс				В-7	-190
	А-12	211	Розкоси	А-2	-241
	11-12	320		3-12	-184
	10-11	370		4-11	-71
	9-10	320		5-10	71
	8-9	190		6-9	184
	В-8	0		7-8	278

Визначення максимальних зусиль в стержнях, що з'єднуються у вузлі 4 на рухоме навантаження (при русі вантажного візка по верхньому поясі ферми).

Попередньо побудуємо лінії впливу зусиль в стержнях N_{3-4} , N_{4-11} ,

N_{4-10} , N_{4-5} від одиничного вантажу $F=1$.

Л.впл. N_{3-4} , переріз I, $\Sigma M_{11}=0$.

1. $F=1$ зліва від розсіченої панелі 3-4, розглянемо праву частину

$$-R_B \cdot 8 - N_{3-4} \cdot 2 = 0, \text{ л.впл. } N_{3-4} = \left(-\frac{8}{2}\right) \text{ л.впл. } R_B$$

2. $F=1$ справа від розсіченої панелі 3-4, розглянемо ліву частину

$$R_A \cdot 4 + N_{3-4} \cdot 2 = 0, \text{ л.впл. } N_{3-4} = \left(-\frac{4}{2}\right) \text{ л.впл. } R_A$$

Л.впл. N_{4-11} , переріз I, $\Sigma Y=0$.

1. $F=1$ зліва від розсіченої панелі 3-4, розглянемо праву частину

$$R_B - N_{4-11} \cdot \sin 45^\circ = 0, \text{ л.впл. } N_{4-11} = \frac{1}{0,707} \text{ л.впл. } R_B$$

2. $F=1$ справа від розсіченої панелі 3-4, розглянемо ліву частину

$$R_A + N_{4-11} \cdot \sin 45^\circ = 0, \text{ л.впл. } N_{4-11} = \left(-\frac{1}{0,707}\right) \text{ л.впл. } R_A$$

Л.впл. N_{4-10} , переріз II, $\Sigma Y=0$.

1. $F=1$ зліва від розсіченої панелі 4-5, розглянемо праву частину

$$R_B + N_{4-10} = 0, \text{ л.впл. } N_{4-10} = (-1) \text{ л.впл. } R_B$$

2. $F=1$ справа від розсіченої панелі 4-5, розглянемо ліву частину

$$R_A + N_{4-10} = 0, \text{ л.впл. } N_{4-10} = \text{ л.впл. } R_A$$

Л.впл. N_{4-5} , переріз II, $\Sigma M_{10}=0$.

1. $F=1$ зліва від розсіченої панелі 4-5, розглянемо праву частину

$$-R_B \cdot 6 - N_{4-5} \cdot 2 = 0, \text{ л.впл. } N_{4-5} = \left(-\frac{6}{2}\right) \text{ л.впл. } R_B$$

2. $F=1$ справа від розсіченої панелі 4-5, розглянемо ліву частину

$$R_A \cdot 6 + N_{4-5} \cdot 2 = 0, \text{ л.впл. } N_{4-5} = \left(-\frac{6}{2}\right) \text{ л.впл. } R_A$$

Лінії впливу показані на рис 2.

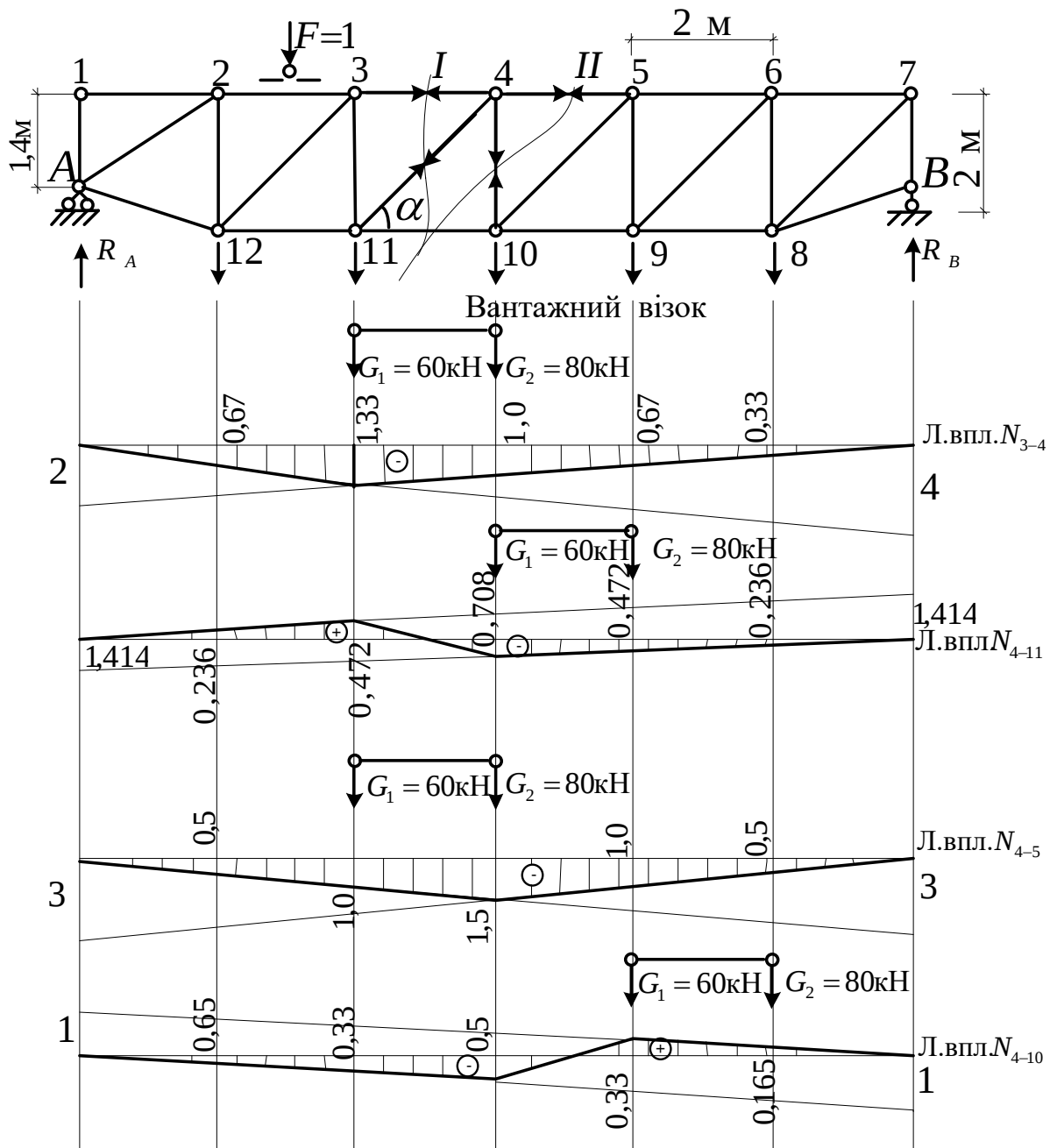


Рисунок 2 - Лінії впливу зусиль у стержнях від одиничного вантажу $F=1$

Визначення за лініями впливу зусилля у стержнях вузла 4 від власної ваги $q_{\text{вв}}=10 \text{ кН/м}$ і при русі вантажного візка

$$N_{3-4}^{\text{вв}} = 10 \left(-\frac{1}{2} 1.33 \cdot 12 \right) = 79.8 \text{ кН},$$

$$N_{4-11}^{\text{вв}} = 10 \left(\frac{1}{2} 0.472 \cdot 4 + \frac{1}{2} 0.472 \cdot 2 - \frac{1}{2} 0.708 \cdot 2 - \frac{1}{2} 0.708 \cdot 6 \right) = -14.16 \text{ кН},$$

$$N_{4-5}^{BB} = 10\left(-\frac{1}{2}1,5 \cdot 12\right) = -90\text{кН},$$

$$N_{4-10}^{BB} = 10\left(-\frac{1}{2}0,5 \cdot 6 - \frac{1}{2}0,5 \cdot 2 + \frac{1}{2}0,33 \cdot 2 + \frac{1}{2}0,33 \cdot 4\right) = -1\text{кН}.$$

Зусилля N_{3-4} досягатиме найбільшої величини, якщо вантажний візок стане у вузлах 3 і 4 $N_{3-4}^{pyx} = 60(-1,33) + 80(-1) = -159,8\text{кН}$.

Зусилля N_{4-11} буде найбільшим, якщо візок стане у вузлах 4 і 5

$$N_{4-11}^{pyx} = 60(-0,708) + 80(-0,472) = -80,24\text{кН}.$$

Зусилля N_{4-5} буде найбільшим, якщо візок стане у вузлах 3 і 4

$$N_{4-5}^{pyx} = 60(-1) + 80(-1,5) = -180\text{кН}.$$

Зусилля N_{4-10} буде найбільшим, якщо візок стане у вузлах 5 і 6

$$N_{4-10}^{pyx} = 60 \cdot 0,33 + 80 \cdot 0,165 = 33\text{кН}.$$

Визначення максимальних зусиль у стержнях, що з'єднуються у вузлі 4 при дії статичних нерухомих і рухомих навантажень за формулою:

$$N_{i(\max)} = N_{\text{вв}} + N_i + N_{i\text{рух}}, \text{ де } N_{\text{вв}} - \text{зусилля від власної ваги}$$

$$N_{3-4(\max)} = -79,8 - 320 - 159,8 = -560\text{кН},$$

$$N_{4-11(\max)} = -14,16 - 71 - 80,24 = -165\text{кН},$$

$$N_{4-5(\max)} = -90 - 370 - 180 = -640\text{кН},$$

$$N_{4-10(\max)} = -1 + 50 - 33 = 82\text{кН}.$$

Підбір поперечних перерізів стержнів у вигляді двох рівнобічних кутиків. Оскільки в розглядуваних стержнях виникають як від'ємні та і додатні значення, то для стержня, що розтягується потрібну площу визначаємо із умови міцності, а для стержнів, що стискаються із умови стійкості, методом послідовних наближень.

Результати підбору поперечних перерізів стержнів наведено у табл.2.

Розрахунок зварних швів для кріплення кутиків у вузлі 4.

Довжина зварного шва для приварювання одного кутика визначається за формулою $\ell_{ш} = \frac{N_i}{1,4\delta[\tau]}$, де δ – висота катета зварного шва, яка дорівнює товщині полки кутика.

Відомо, що шви розподіляються обернено пропорційно відстаням до центра ваги кутика (рис. 3).

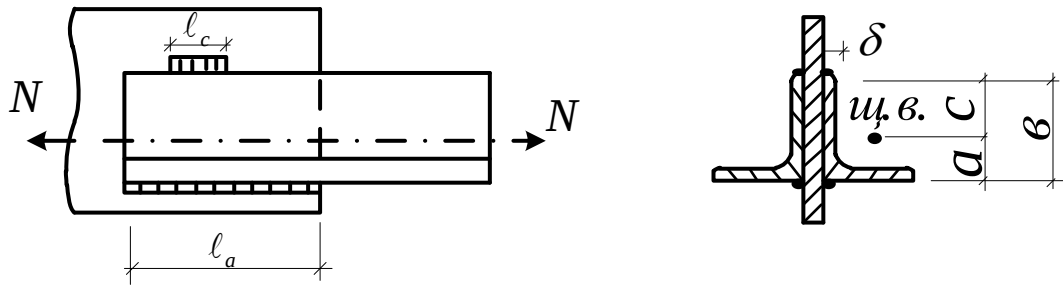


Рисунок 3 - Довжина швів в залежності від їх відстані від центра ваги кутика

$$\ell_a = \frac{c}{b} \ell_{ш}, \quad \ell_c = \frac{a}{b} \ell_{ш}$$

Розрахункову довжину шва потрібно збільшити на 1 см.

У табл. 2 наведені результати розрахунку зварних швів.

Таблиця 2 – Розміри кутиків та довжини зварних швів

Номери стержнів	Зусилля, кН	Розміри кутиків, мм	Відстані, см		Довжини швів, см	
			a	c	ℓ_a	ℓ_c
3-4	-560	125x125x9	3,40	9,10	26	10
4-11	-165	75x75x7	2,10	5,4	14	5
4-5	-640	140x140x9	3,78	10,22	35	13
4-10	82	45x45x3	1,21	3,29	16	6

Конструкцію вузла ферми за результатами розрахунків зображено на рис. 4.

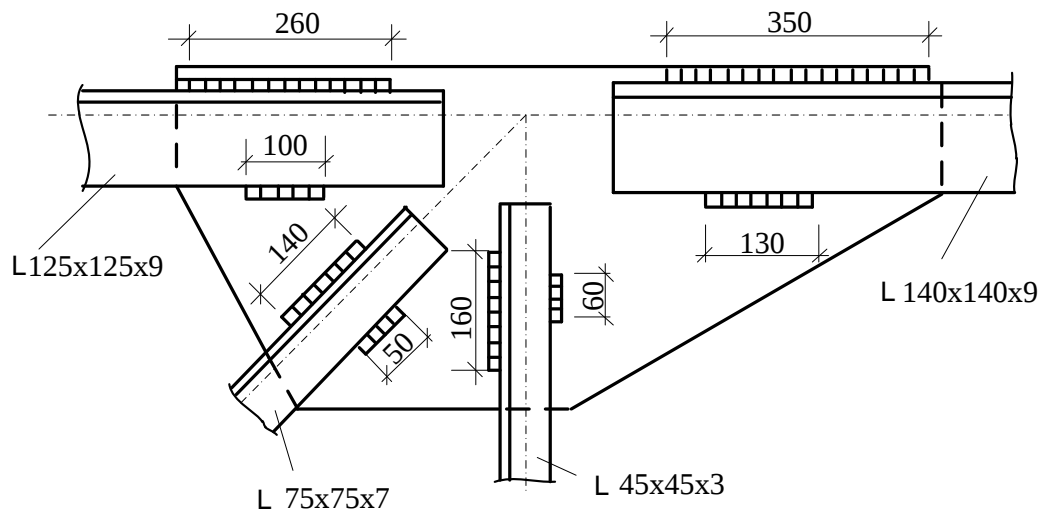


Рисунок 4 - Конструкція вузла 4 ферми

Висновки

1. Під час проектування металевих ферм необхідно визначати максимальні значення зусиль в усіх її стержнях.
2. Для ґратчастих ферм з метою уніфікації поперечних перерізів стержнів необхідно виконати розрахунки з урахуванням типу стержнів ферм (пояса, стояки, розкоси).

Література:

1. Голеско В.О., Кіслов О.Г., Статично визначені системи інженерних споруд на автомобільних дорогах: Навчальний посібник.- Харків: ХНАДУ, 2001.- 133 с.
2. Чихладзе Э.Д. Строительная механика: Учебник для студентов высших учебных заведений.- Харьков: УкрГАЖТ, 2004.- 305 с.
3. Металлические конструкции /под ред. Е.И. Беленя, М., 1985.- 332 с.

АНАЛІЗ РОБОТИ БАЛКИ ПРИ ПРОСТОРОВОМУ ЗГИНІ

Гура В.С., Гетало Д.І. ДМ-21-20

Сергєєва О.Ю. ДМ-16m1-21

Науковий керівник: к.т.н., проф. Кіслов О.Г.

Харківський національний автомобільно-дорожній університет

Деякі будівельні конструкції працюють в складних умовах, коли під дією зовнішнього навантаження у цих конструкціях одночасно виникають два або три види простих деформацій (розтяг-стиск, згин, кручення), що називається складним опором.

На практиці частіше доводиться мати справу з різними комбінаціями видів простих деформацій, одна з них - просторовий згин, тобто два плоских згину. Просторовий згин спричинюється силами, які розташовані в різних площинах що проходять крізь вісь балки.

Розглянемо роботу балки при просторовому згині (рис.1), коли під дією навантаження вона відчуває згин у двох площинах, причому зігнута вісь її буде просторовою кривою, тому що відношення двох згинальних моментів

$\frac{M_y}{M_z}$ змінюється за довжиною балки.

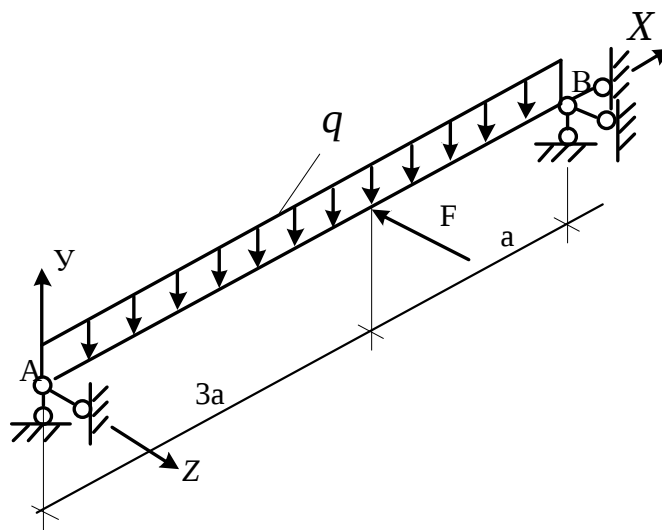


Рис. 1 Розрахунок схеми балки

Балка має прямокутний поперечний переріз, довжину її приймаємо $\ell = 4a$.

Балка спирається на дві опори А і В, причому опора В шарнірно нерухома в трьох напрямках, а опора А може переміщуватися тільки уздовж осі X балки.

До балки прикладене навантаження: у вертикальній площині VOX рівномірне розподілене інтенсивністю q і в горизонтальній площині ZOX - зосереджена сила $F = 2qa$, яка прикладена на відстані a від опори В.

При вивченні роботи балки спробуємо знайти небезпечний переріз балки і визначимо найбільше нормальне напруження $\frac{h}{e} = \kappa$.

Відомо, що максимальні напруження в балці при просторовому згині визначаються за формулою

$$\sigma_{\max} = \frac{M_z}{W_z} + \frac{M_y}{W_y}$$

В нашому випадку виразимо геометричні характеристики поперечного перерізу - осьові моменти опору, якщо приймати $h = \kappa e$:

$$W_z = \frac{eh^2}{6} = \kappa^2 \frac{e^3}{6}; W_y = \frac{eh^2}{6} = \kappa^2 \frac{e^3}{6}.$$

$$\text{Тоді } \sigma_{\max} = \frac{6}{\kappa^2 e^3} (M_z + \kappa M_y)$$

Оскільки нам треба знайти небезпечний переріз балки, необхідно побудувати окремо епюри M_z і M_y при дії навантаження відповідно в площинах VOX і ZOX . Розрахункові схеми балки в обох випадках показані на рис. 2.

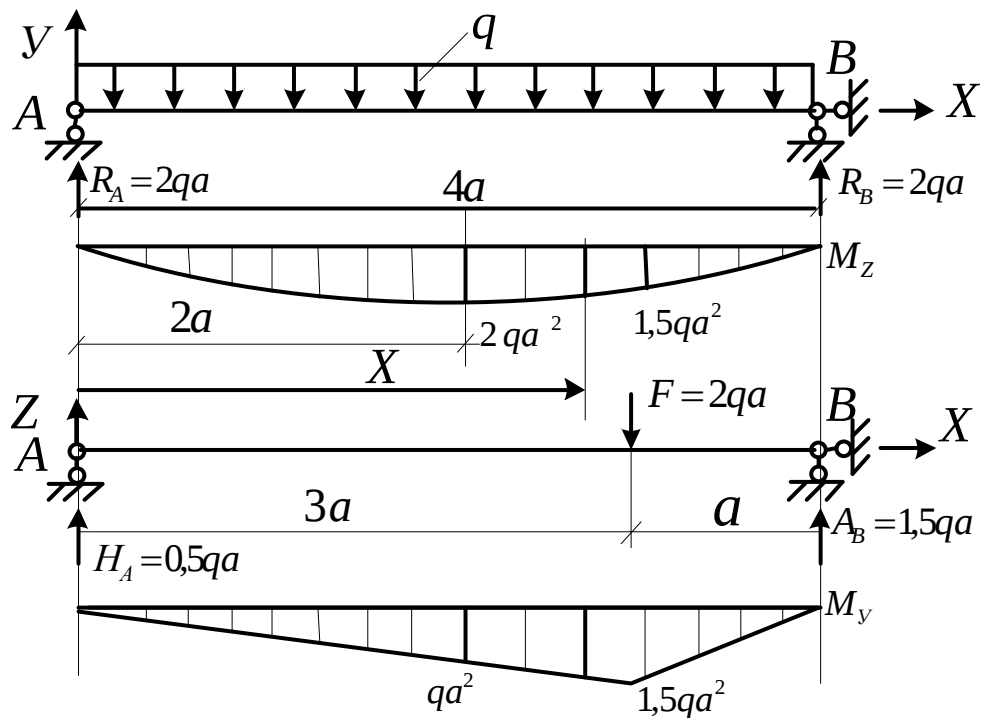


Рис. 2 Розрахункові схеми і епюри згинальних моментів

Опорні реакції в окремих випадках.

При дії q $R_A = R_B = \frac{q \cdot 4a}{2} = 2qa$;

При дії F $H_A = \frac{F \cdot a}{4a} = \frac{2qa^2}{4a} = 0,5qa$;

$$H_B = 1,5qa.$$

Побудовані епюри показані на рис.2.

Аналіз епюр показує, що абсциса небезпечного перерізу знаходиться між значеннями: $X_1 = 2a$ і $X_2 = 3a$, тобто $2a \leq X \leq 3a$

Визначимо згинальні моменти M_z і M_y у залежності від абсциси X

$$M_z = R_{Ax} - \frac{qX^2}{2} = 2qaX - \frac{qX^2}{2},$$

$$M_y = H_A \cdot X = 0,5qaX.$$

Для знаходження положення небезпечного перерізу, де будуть одночасно виникати великі значення згинальних моментів M_z і M_y та найбільші напруження треба першу похідну напруження прирівняти до нуля

$$\frac{d\sigma}{dX} = \frac{\sigma}{\kappa^2 e^2} \left(\frac{dM_z}{dX} + \kappa \frac{dM_y}{dX} \right) = 0$$

Оскільки $\frac{\sigma}{\kappa^2 e^3} \neq 0$, то $\frac{dM_z}{dX} + \kappa \frac{dM_y}{dX} = 0$

Підставимо формули M_z і M_y та одержимо значення абсциси небезпечного перерізу $X = 2a + \frac{\kappa a}{2}$.

Добуте значення абсциси показує що положення небезпечного перерізу залежить не тільки від характеристики прикладеного навантаження але і від співвідношення сторін прямокутного перерізу. А також переріз взагалі не буде збігатися з перерізом, у якому результуючий момент $M = \sqrt{M_z^2 + M_y^2}$ досягає максимуму.

Проаналізуємо змінення коефіцієнта співвідношення :

При $\kappa = 1$, коли абсциса небезпечного перерізу знаходиться на відстані

$$X = 2,5a \text{ виникає напруження } \sigma_{\max} = \frac{24qa^2}{e^3}.$$

При $\kappa = 1,5$ - абсциса $X = 2,75a$, напруження буде $\sigma_{\max} = \frac{12,08qa^2}{e^3}$;

При $\kappa = 2$ - абсциса $X = 3a$ напруження $\sigma_{\max} = \frac{6,75qa^2}{e^3}$.

Висновок. Для балки, що ми досліджували, найбільш раціональним є прямокутний переріз з коефіцієнтом співвідношення $\kappa = 2$.

Література:

1. Чихладзе Е.Д. Опір матеріалів: Навчальний посібник/ Е.Д. Чихладзе.-Харків, УкрДАЗТ.-362 с.
2. Іщенко І.М. Розрахунково-проектувальні роботи з опору матеріалів (Розділ “Статично невизначені системи”).- Навчальний посібник/ І.М. Іщенко, О.Г. Кіслов, С.А. Біндюг, І.М. Лисяков .- Харків: ХНАДУ, 2004.-180 с.
3. Чихладзе Е.Д. Лабораторний практикум з опору матеріалів і будівельної механіки.- Навчальний посібник / Е.Д. Чихладзе, О.Г. Кіслов, Ю.П. Кітов: ХНАДУ, 2008.-236 с.

ДОСЛІДЖЕННЯ ПАРНОЇ КОРЕЛЯЦІЇ МІЖ ТЕХНОЛОГІЧНИМИ ВЛАСТИВОСТЯМИ САМОУЩІЛЬНЮЮЧОГО БЕТОНУ

*Бринзяник А.В. ДМ-51-21, Плужник І.Є. ДМ-41-18
Науковий керівник: д.т.н., проф. Бугаєвський С.О.
Харківський національний автомобільно-дорожній університет*

Склад СУБС суттєво відрізняється від складу звичайної бетонної суміші. Першою відмінністю є принципово інший підхід до співвідношення і гранулометрії заповнювачів. Друга відмінність полягає в обов'язковій присутності в суміші мінеральних добавок і підвищеній витраті цементу. Третя відмінність – це тип і дозування добавки, що пластифікує (суперпластифікатор), доза якої на порядок перевершує стандартні витрати для звичайного бетону. До недавнього часу для отримання СУБС використовувалися тільки імпортні суперпластифікатори четвертого покоління на полікарбоксилатній основі. При цьому витрата суперпластифікатора досягала граничної для цих добавок величини в 1,4–2,0%.

Нормативних документів щодо отримання самоущільнюючих бетонів (СУБ) в Україні не існує, крім настанови щодо визначення складу важкого бетону, де надані загальні рекомендації, які не враховують особливостей будівельних матеріалів, що застосовуються в Україні [1]. Проте можна скористатися світовим досвідом [2-5] та після необхідних лабораторних досліджень отримати склади СУБС на місцевих матеріалах.

Завдання з одним вихідним параметром мають очевидні переваги [6]. Але на практиці частіше за все доводиться враховувати кілька вихідних параметрів. При виробництві самоущільнюючої бетонної суміші доводиться враховувати різні технологічні параметри (розплив конусу, розрахунковий опір на стиск та ін.). Математичні моделі можна побудувати для кожного з параметрів, але одночасно оптимізувати кілька функцій неможливо.

Зазвичай оптимізується одна функція, найбільш важлива з точки зору дослідження, при обмеженнях, що накладаються іншими функціями. Тому з багатьох вихідних параметрів вибирається один в якості параметра оптимізації, а інші служать обмеженнями. Завжди корисно дослідити можливість зменшення числа вихідних параметрів. Для цього можна скористатися кореляційним аналізом.

При цьому між усіма можливими парами параметрів необхідно обчислити коефіцієнт парної кореляції, який є загальноприйнятою в математичній статистиці характеристикою зв'язку між двома випадковими величинами. Якщо позначити один параметр через y_1 , а інший – через y_2 , і число дослідів, в яких вони будуть вимірюватися – через N так, що $u = 1, 2, \dots, N$, де u – поточний номер дослідів, то коефіцієнт парної кореляції r обчислюється за формулою:

$$r_{y_1 y_2} = \frac{\sum_{u=1}^N (y_{1u} - \bar{y}_1) \cdot (y_{2u} - \bar{y}_2)}{\sqrt{\sum_{u=1}^N (y_{1u} - \bar{y}_1)^2 \cdot \sum_{u=1}^N (y_{2u} - \bar{y}_2)^2}} \quad (1)$$

де $\bar{y}_1 = \sum_{u=1}^N \frac{y_{1u}}{N}$ та $\bar{y}_2 = \sum_{u=1}^N \frac{y_{2u}}{N}$ середнє арифметичне відповідно для y_1 і y_2 .

Значення коефіцієнта парної кореляції можуть лежати в межах від -1 до +1. Якщо зі зростанням значення одного параметра зростає значення іншого, у коефіцієнта буде знак «+», а якщо зменшується, то «-». Чим ближче знайдене значення $r_{y_1 y_2}$ до «1», тим сильніше значення одного параметра залежить від того, яке значення приймає інший, тобто між такими параметрами існує лінійний зв'язок, і при вивченні процесу можна розглядати тільки один із них. Коефіцієнт парної кореляції як міра тісноти зв'язку має чіткий математичний сенс тільки при лінійній залежності між параметрами і в разі їх нормального розподілу.

Для перевірки значимості коефіцієнта парної кореляції потрібно порівняти його значення з табличним (критичним) значенням r , яке наведене у табл. 1 [6].

Таблиця 1 – Критичне значення коефіцієнта парної кореляції при $\alpha = 0,05$

Число ступенів свободи, f	Критичне значення, $r_{кр}$	Число ступенів свободи, f	Критичне значення, $r_{кр}$
1	0,997	9	0,602
2	0,950	10	0,576
3	0,878	11	0,553
4	0,811	12	0,532
5	0,754	13	0,514
6	0,707	14	0,497
7	0,666	15	0,482
8	0,632	16	0,468

Для користування табл. 1 потрібно знати число ступенів свободи $f = (N - 2)$ і вибрати певний рівень значимості, наприклад, рівний 0,05. Таке значення рівня значимості відповідає ймовірності вірної відповіді при перевірці гіпотези $p = 1 - \alpha = 1 - 0,05 = 0,95$, або 95%. Це означає, що в середньому лише в 5% випадків можлива помилка при перевірці гіпотези.

Задача наших досліджень полягала в отриманні кореляційного зв'язку між технологічними властивостями самоущільнюючої бетонної суміші та бетону. За об'єкт досліджень була обрана самоущільнююча бетонна суміш. Під час досліджень вивчалася кореляція між технологічними показниками бетонної суміші та бетону – розплив конусу РК (Y1) та розрахунковий опір на стиск R_{cm} (Y2) для складу бетонної суміші: добавка MG 116 – 0,7%, Ц-400 кг, В/Ц=0,48–0,49, змінювалася кількість піску і мінеральної добавки.

В нашому випадку число ступенів свободи $f = (9 - 2) = 7$.

Якщо прийняти рівень значимості $\alpha = 0,05$, тоді $p = 1 - \alpha = 1 - 0,05 = 0,95$, а критичне значення коефіцієнта парної кореляції $r_{кр} = 0,666$ (табл. 1).

Проведемо попередні розрахунки для визначення значення коефіцієнта парної кореляції для технологічних показників бетонної суміші та бетону (табл. 3).

Таблиця 2 – Вихідні параметри для складу 1

№	Складові		РК, см, Y1	R _{cm} , МПа, Y2
	пісок	мінеральна добавка		
1	950	140	62	34,4
2	950	80	68	35,9
3	670	140	52	41,0
4	670	80	50	46,1
5	810	110	60	39,2
6	950	110	66	35,3
7	670	110	51	44,0
8	810	140	58	38,5
9	810	80	63	40,8

Таблиця 3 – Розрахунок кореляційного аналізу між параметрами Y1 та Y2

№	Y _{1u}	Y _{2u}	Y _{1сеп}	Y _{2сеп}	Y _{1u} - Y _{1сеп}	Y _{2u} - Y _{2сеп}	(Y _{1u} - Y _{1сеп})*(Y _{2u} - Y _{2сеп})	(Y _{1u} - Y _{1сеп}) ²	(Y _{2u} - Y _{2сеп}) ²
1	62	34,4	58,89	39,47	3,11	-5,07	-15,76	9,68	25,67
2	68	35,9	58,89	39,47	9,11	-3,57	-32,50	83,01	12,72
3	52	41	58,89	39,47	-6,89	1,53	-10,56	47,46	2,35
4	50	46,1	58,89	39,47	-8,89	6,63	-58,96	79,01	44,00
5	60	39,2	58,89	39,47	1,11	-0,27	-0,30	1,23	0,07
6	66	35,3	58,89	39,47	7,11	-4,17	-29,63	50,57	17,36
7	51	44	58,89	39,47	-7,89	4,53	-35,76	62,23	20,55
8	58	38,5	58,89	39,47	-0,89	-0,97	0,86	0,79	0,93
9	63	40,8	58,89	39,47	4,11	1,33	5,48	16,90	1,78
							$\sum_{u=1}^9 (Y_{1u}-Y_{1сеп})*(Y_{2u}-Y_{2сеп})=$	$\sum_{u=1}^9 (Y_{1u}-Y_{1сеп})^2$	$\sum_{u=1}^9 (Y_{2u}-Y_{2сеп})^2$
							-177,13	350,89	125,44
$\sum_{u=1}^9 (Y_{1u}-Y_{1сеп})^2 * \sum_{u=1}^9 (Y_{2u}-Y_{2сеп})^2$						44015,50			

Результати розрахунку коефіцієнта парної кореляції наведено в табл. 4.

Таблиця 4 – Коефіцієнт парної кореляції

Технологічні показники СУБ	Вихідні параметри	$r_{y_1y_2}$	$r_{кр}$
розплив конусу та розрахунковий опір на стиск	Y1, Y2	-0,844	0,666

Висновки

1. Отримані результати обчислення коефіцієнту парної кореляції між парою технологічних властивостей самоущільнюючих бетонних сумішей показали відсутність лінійного зв'язку.

2. Експериментальні значення коефіцієнта парної кореляції для розглянутої пари вихідних параметрів більше критичного $r_{кр} = 0,666$.

3. Отримані результати підтверджують необхідність при дослідженні визначення обох технологічних властивостей самоущільнюючої бетонної суміші та бетону.

Література:

1. ДСТУ-Н Б В.2.7-299:2013. Настанова щодо визначення складу важкого бетону. - К. : Мінрегіон України, 2014. - 87 с.
2. The European Guidelines for Self-Compacting Concrete. Specification, Production and Use, 2005. - 68 p.
3. СТО 70386662-306-2013. Добавки на основе эфиров поликарбоксилатов для изготовления вибрационных и самоуплотняющихся бетонов.
4. СТО СРО-С 60542960 00050-2015. Основные требования при производстве работ с самоуплотняющимися бетонными смесями.
5. Выбор сырьевых материалов для производства самоуплотняющихся бетонов. Бюллетень Construction Chemicals. - 2009, № 5. - С. 13-16.
6. Кононюк А.Е. Основы научных исследований (общая теория эксперимента). – В 4-х кн. - Кн. 1. - К.: 2011. – 508 с.

ВПЛИВ ЗБІЛЬШЕНОЇ ТОВЩИНИ ДОРОЖНЬОГО ОДЯГУ НА НЕСУЧУ ЗДАТНІСТЬ ПРОГОНІВ ЗАЛІЗОБЕТОННОГО ШЛЯХОПРОВОДУ

*Балбекін І.А. ДМ-41-18, Романенко А.С. ДМ-36т1-19
Науковий керівник: к.т.н., доцент Безбабічева О.І.
Харківський національний автомобільно-дорожній університет*

Мета роботи – дослідити вплив розповсюдженого дефекту у вигляді перебільшеної під час експлуатації товщини дорожнього одягу на несучу здатність та безпеку прогонових будов.

План роботи: вибір реальної конструкції за типовим проектом минулих років з зазначеним дефектом; визначення кількісного впливу зайвої товщини дорожнього одягу на несучу здатність за допомогою комп'ютерного моделювання; формулювання висновків.

Об'єкт дослідження – прогонові будови реального шляхопроводу.

Опис об'єкту дослідження.

Шляхопровід побудований у 1975р., складається із збірних залізобетонних прогонових будов з діафрагмами у вигляді таврових балок. Прогонова схема: $14,06+2\times 21,16+14,06$ м.(рис.1). Балки прогонової будови виготовлені у 1968р. за типовим проектом Союздорпроекту (Вип. 122-62) [1]. Головні балки шляхопроводу проектувалися під тимчасові навантаження Н-30 та НК-80 на підставі норм проектування СН 200-62 [2]. Прогонові будови з габаритом по верху мостового полотна $2\times 9,25$ м встановлені на двох незалежних опорах. При цьому на ригель кожної опори спираються по 6 головних балок. Опори у плані зміщені одна відносно другої на 1,4 м, що забезпечує косину прогонової будови у плані.

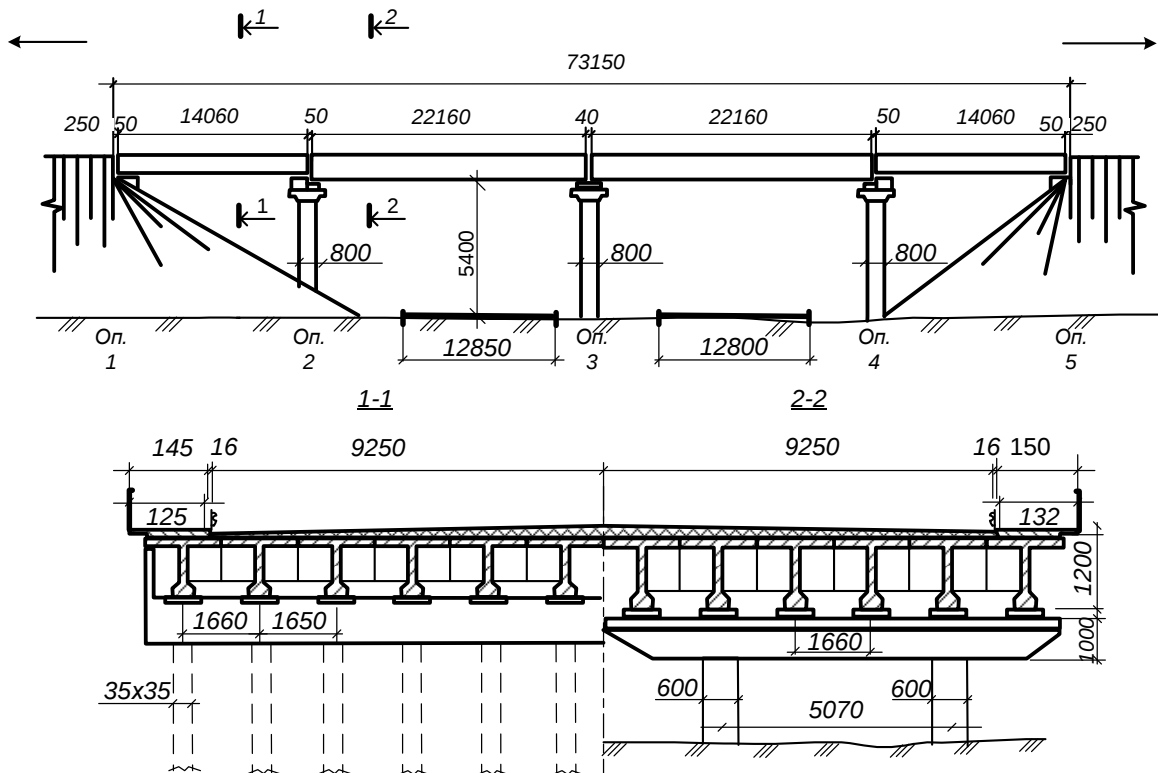


Рисунок 1 – Схема та основні розміри шляхопроводу

При розрахунку зусиль в елементах прогонових будов мосту використано програмний комплекс ПК «ЛПРА» (некомерційна версія ЛПРА-САПР2016 R5*), що реалізує метод скінчених елементів [3]. Так як прогонові будови встановлені на різні опори і об'єднуються по загальній осі лише шарами дорожнього одягу, розрахунок зусиль виконуємо як для незалежних конструкцій з 6 балками в поперечному перерізі.

Визначення дефектів, що впливають на несучу здатність, але можуть бути легко усунутими.

Серед дефектів, що були виявлені під час обстеження, є такі, що можуть знижувати несучу здатність та вантажопідйомність споруди, але не потребують складних проектних та технічних рішень і великої кількості коштів для усунення. До них можемо віднести: підвищену до 32 см товщину дорожнього одягу порівняно з проектною (15-17см), що призводить до збільшення постійного навантаження на прогни та опори; значну корозію

окремих закладних деталей та руйнування місць об'єднання діафрагм по стиках (декілька в кожному прогоні);

На споруді були виявлені інші дефекти, але для даного дослідження ми обрали саме ці, з метою з'ясування розрахунковим шляхом їх вплив на несучу здатність прогонів шляхопроводу. До того ж, такі дефекти є розповсюдженими для автодорожніх мостів та шляхопроводів.

Розрахункові дослідження для прогону довжиною 22,16 м

На рис. 2 показано поперечний переріз проміжної балки шляхопроводу, фактичний та розрахунковий. При генерації схеми розрізної прогонової будови як однопрогонової з розрахунковим прогоном 21,5 м прийняті елементи у вигляді стержнів (балки, діафрагми) та пластин (плита).

Крок елементів уздовж мосту прийнято по 0,86м ($25 \times 0,86 = 21,5$ м). У поперечному перерізі мосту прийнято середню за результатами вимірів відстань між осями балок, яка становить 1,66 м з розбивкою цієї відстані на 4 елементи з розмірами 0,415 м (рис.3).

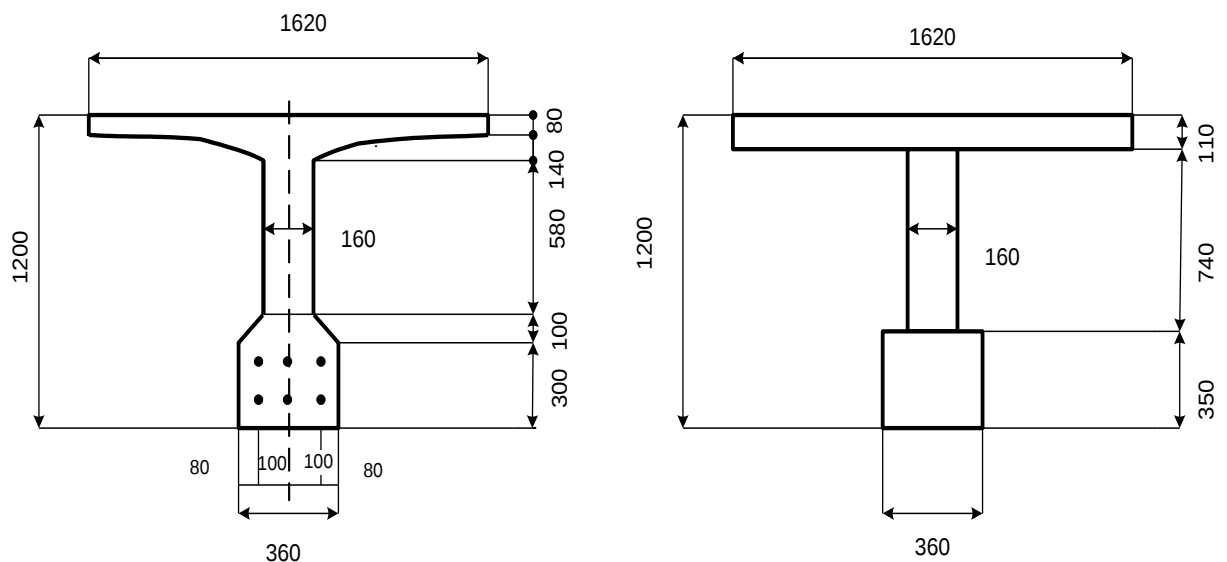


Рисунок 2 – Фактичний та приведенний переріз проміжної (середньої) балки прогону з довжиною 22, 16м

Для тестування створених моделей з урахуванням діафрагм та при їх ігноруванні в роботі балок були виконані розрахунки нормативного значення

згинального моменту в середині прольоту головних балок від тимчасового навантаження НК-80 за нормами СН 200-62. Результати були зіставлені з зусиллями від даного навантаження з розрахункових листів ТП 122 - 62. Розрахунки тестових моделей з використанням ПК «ЛІРА» дозволили отримати такі значення відповідного нормативного згинального моменту:

- $M_y = 96,6 \text{ тм}$ (966 кН) для моделі, що враховує роботу діафрагм (розбіжність із значенням з типового проекту 13%);
- $M_y = 108 \text{ тм}$ (1080 кН) для моделі без врахування включення діафрагм в роботу (розбіжність із значенням з типового проекту 3%).

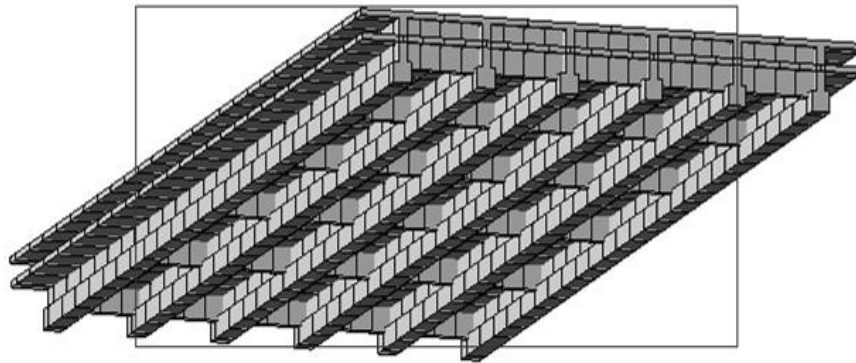


Рисунок 3 – Схема моделі прогонової будови довжиною 22,16м (розрахунковий прогін 21, 5м) з 6 головними балками та діафрагмами (3D).

Вид знизу

Фактичний стан діафрагм та їх стиків обстежуваного мосту задовільний, що дозволяє для подальших розрахунків зусиль у головних балках і діафрагмах прийняти повну модель мосту (рис. 3), а моделі на рис. 3 та на рис. 4 вважати адекватними.

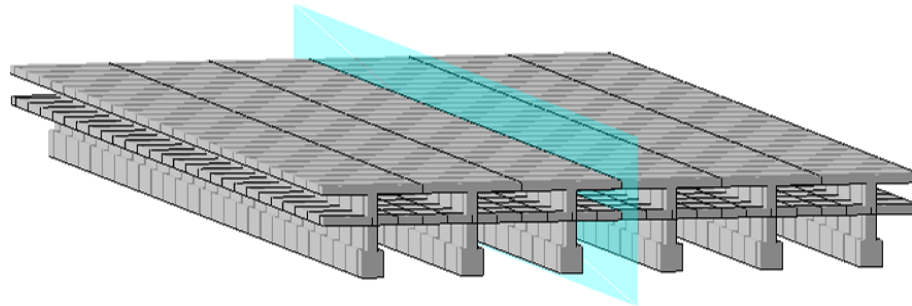


Рисунок 4 – Схема моделі прогонової будови довжиною 22,16м (розрахунковий прогін 21, 5м) з 6 головними балками без включення в роботу діафрагм (3D)

Визначення зусиль в головних балках з урахуванням дефекту у вигляді підвищеної товщини шарів дорожнього одягу

Виконано розрахунки зусиль у головних балках від тимчасових рухомих навантажень для норм проектування після 1962р. за схемами: Н-30, АК (А11); Н-40, НК- 80. Один з ілюстраційних результатів – на рисунку 5. Результати проведених чисельних розрахунків зведено до таблиці 1. Послідовність розрахунку та аналізу:

- 1) Завантаження моделі тимчасовими рухомими навантаженнями з різним розташуванням по нормам попередніх років та по сучасним. Визначення нормативних зусиль (M_y) для балок прогонової будови;
- 2) Визначення моменту від постійного навантаження ($M_{пост}$) з урахуванням збільшеної під час експлуатації товщини дорожнього одягу (до 32см замість 15см);
- 3) Прийняття граничного згинального моменту $[M_{гр}]$, який може витримати балка, виходячи з конструкції та армування;
- 4) Знаходження для балок критичного (граничного) тимчасового навантаження $M_{гр}$, яке визначиться як різниця між $[M_{гр}]$ та $M_{пост}$;
- 5) Порівняння значень $M_{гр}$ та M_y (табл. 1);
- 6) Аналіз результатів зусиль для різних товщин покриття.

Таблиця 1 – Згинальні моменти в середині прогону головних балок прогону 22,16 м (розрахункові значення) з урахуванням роботи діафрагм та наявних дефектів

Балка	Розрахункове значення $M_{\text{пост}}$	Зусилля (розрахункові) від навантажень, $\kappa H \text{ м}$												
		НК-80 по осі	НК-80 по краю над балками №5 и №6	Н-30, 2 колони над балками №5 и №6	Н-30, 2 колони по осі	Н-30 ,1 колона поблизу осі	Н-30 ,1 колона по осі + пішоходи	А11,1 колона по осі + пішоходи	А11,1 колона по ос	Н- 40 ,1 колона поблизу осі	Н-30,1кол. край	$M_{\text{зр}}$ для рухомого тимчасового навантаження	$[M_{\text{зр}}]$	Примітка
1	1752 1214	517	-106	168	665	272	499	542	315	301	-128	809 1347	2561	1. Значення повного граничного моменту $[M_{\text{зр}}]$, яке можуть витримати головні балки за ТП 122-62, прийнято за ВСН 32-89. «Инструкция по определению грузоподъемности железобетонных балочных пролетных строений эксплуати-руемых автодорожных мостов» з коефіцієнтом 0,9. 2.Значення моменту від постійного навантаження розраховано з урахуванням збільшеної товщини дорожнього одягу до 32 см. 3. Червоним кольором показані значення зусиль, якщо б дефект був усунутим.
2		710 *	156	410	757 *	347	501	563	409	402	63	575 1113	2327	
3		872 *	454	656	807 *	415	504	649 *	556	490	270			
4		872 *	893 *	874 *	807 *	430	466	595 *	559	519	502			
5		710 *	1188	1062 *	741 *	395	402	413	406	485	762 *			
6		517 *	1619	1228	631	346	310	309	309	430	1015 *			

НК-80 строго ось
Этора Му
Единицы измерения - т*м

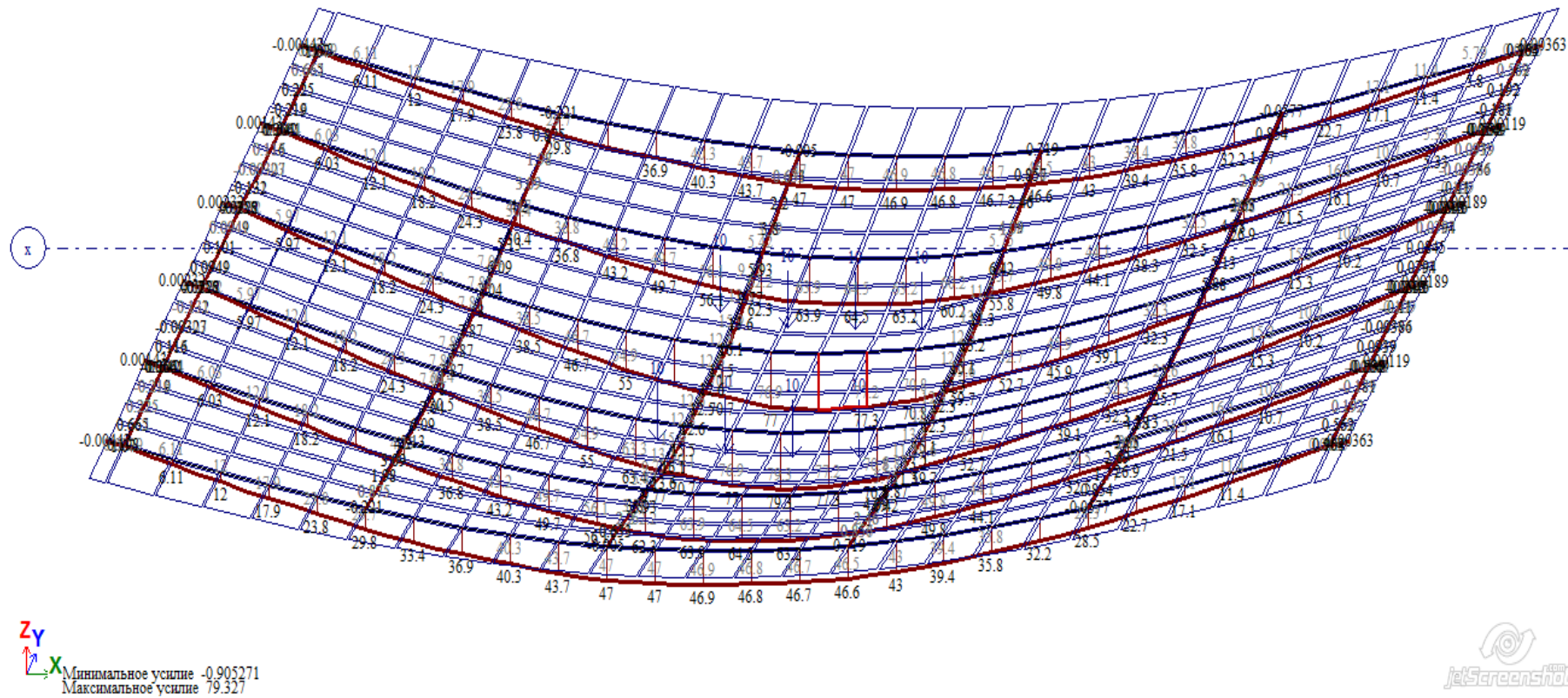


Рисунок 5 – Значення нормативних згинальних моментів від навантаження НК-80 при руху по осі проїзної частини одного напрямку (конструкція з 6 балками). Максимальне значення $M_u=79,3$ тм (793 кНм) для балок № 3 и № 4

Розрахункові значення зусиль від тимчасових навантажень в таблиці 1 визначені з урахуванням коефіцієнтів надійності та динамічного коефіцієнта за нормами проектування, що діяли на момент прийняття зазначених навантажень як характеристичні.

Для головних балок прогонових будов були визначені: розрахункові значення згинальних моментів у середині прольоту балок від постійного навантаження з урахуванням збільшення товщини дорожнього одягу до 32 см та реальної конструкції тротуарів. В результаті було визначено граничну несучу здатність крайньої та середніх балок для сприйняття тимчасового навантаження. Зважаючи на відсутність проектної та виконавчої документації значення повного граничного моменту $[M_{gr}]$, яке можуть витримати головні балки, армовані за ТП 122-62, прийнято за ВСН 32-89 [4]. З урахуванням фактичного стану бетону конструкцій прийнято понижуючий коефіцієнт 0,9.

З метою аналізу результатів в таблиці 1 виділені жирним чорним кольором зусилля, які перевищують граничні значення. До них віднесені навіть проектні навантаження.

Якщо б середня товщина дорожнього одягу не перевищувала проектну (15 см), діапазон тимчасових навантажень, дозволених для проїзду, збільшився би і ризик руйнувань прогонів від перенавантажень був би меншим. Результати відповідного розрахунку показані у таблиці 1 червоним кольором та позначкою (*).

Позначка (*) в таблицях означає, що після зняття зайвих шарів покриття тимчасове рухоме навантаження, яке було заборонено, зможе бути пропущено по споруді.

Були також розглянуті згинальні моменти, що виникають в опорних та проміжних діафрагмах шляхопроводу від тимчасових навантажень.

Зусилля у розрахункових перерізах діафрагм не перевищують граничних допустимих значень для розглянутих навантажень.

Висновки

Результати досліджень несучої здатності головних балок реального шляхопроводу з дефектом у вигляді підвищеної товщини дорожнього одягу показали, що:

1. Несуча здатність прогонових будов на прийняття тимчасових рухомих навантажень суттєво зменшується внаслідок зайвого постійного навантаження у вигляді додаткових шарів дорожнього одягу (в розглянутому прикладі реальної споруди 32 см замість 15 см);
2. Усунення дефекту зайвої товщини дорожнього одягу при наявності сучасних технологій та матеріалів не є складним, але дозволяє зробити безпечнішим рух на подібних спорудах.
3. Якщо на проїзній частині мостових споруд є збільшена товщина дорожнього одягу і до того ж з'являються нерівності, вибоїни, то загроза для конструкцій буде різко збільшена за рахунок динамічного впливу.

Література:

- 1 Типовые проекты сооружений на автомобильных дорогах. выпуск 122-62 (переработан в соответствии с СН-200-62). Пролётные строения железобетонные сборные с натяжением арматуры до бетонирования. «Союздорпроект», 1962г. <https://meganorm.ru/Data2/1/4293775/4293775469.pdf>
2. Технические условия проектирования железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб (СН 200-62). <http://gostrf.com/normadata/1/4293846/4293846012.pdf>
3. Козлов А.В. Расчет мостовых конструкций с использованием ПК ЛИРА-САПР для начинающих пользователей. Учебное пособие / Козлов А.В. – Воронеж, 2017.–209с.
4. ВСН 32-89. Инструкция по определению грузоподъемности железобетонных балочных пролетных строений эксплуатируемых автодорожных мостов. <https://meganorm.ru/Data2/1/4294851/4294851181.htm#i1415026>

РОЛЬ ІНСТРУМЕНТАЛЬНИХ ВИМІРЮВАНЬ ПРИ ОБСТЕЖЕННЯХ МОСТІВ

*Васильєв Д.О. ДМ-41-18, Бабіч І.Р. ДМ-36т1-19
Науковий керівник: к.т.н., доцент Безбабічева О.І.
Харківський національний автомобільно-дорожній університет*

В будь-яких випадках реконструкції, підсилення або відновлення мостів потрібні достовірні дані щодо фізико – механічних характеристик існуючих конструкцій: прогонів та опор. Від достовірності показників, що характеризують стан елементів, залежать обсяги робіт з відновлення та їх доцільність. Для запобігання в подальшому ризиків від помилкових інженерно-технологічних рішень, застосовують сучасні прилади - геодезичні, неруйнівного контролю, радары та ін.

На даний час є велика кількість сучасних методів і засобів моніторингу і діагностики мостів, за допомогою яких можна визначити головні показники стану мостової споруди і провести аналіз фактичного стану конструкцій. Наприклад, доцільними є:

- Інструментальне вимірювання конструкцій;
- Дослідження характеристик матеріалів;
- Виявлення карбонізації бетону;
- Визначення вмісту хлоридів в бетоні;
- Оцінка водо поглинання, питомої ваги бетону;
- Встановлення величини захисного шару та його дефекти;
- Визначення рівня корозії арматури;
- Отримання даних про міцність бетону;
- Виявлення силових тріщин в бетоні;
- Визначення напруженого стану металу і бетону;
- Визначення характеристик сталі ;
- Виявлення стану антикорозійного покриття металоконструкцій;

Деякі сучасні прилади для оцінки технічного стану мостів були рекомендовані Укравтодором ще у 2002р [1] (рис. 1-3).



Рисунок 1 – Обладнання „CL 2000” для визначення вмісту хлоридів



Рисунок 2 – Система „Torrent” для вимірювання водонепроникності бетону



Рисунок 3 – Прилад „Resi” для вимірювання ймовірності корозії арматури

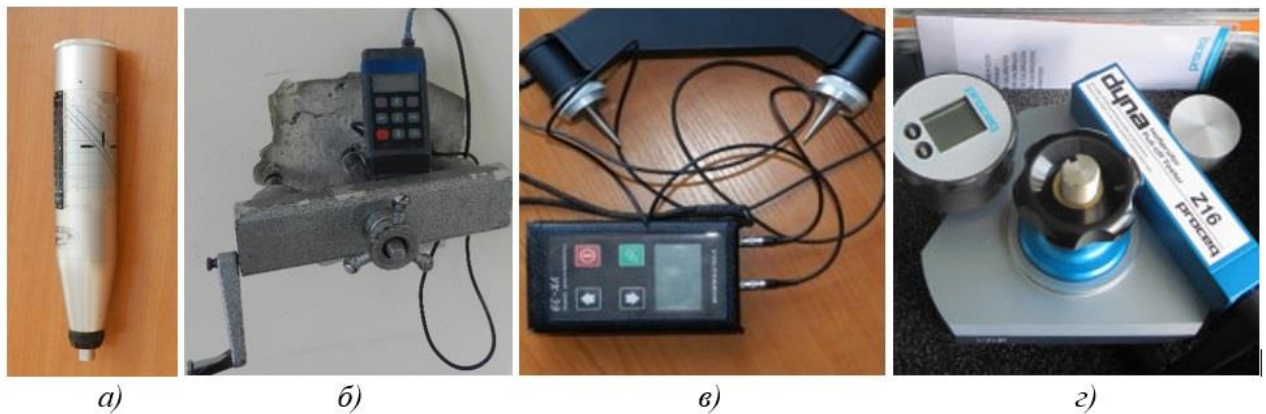
Поряд з дорогою технікою зарубіжного виробництва можливо застосовувати простіші методи та засоби, які виправдовували себе протягом багатьох років (рис. 4).



Рисунок 4 – Визначення водневого показника (рівня рН) простішими методами

Якщо виникає необхідність точного встановлення класу бетону залізобетонних конструкцій, дану задачу можна виконати виключно засобами неруйнівного контролю, за результатом досить складної вимірювальної

процедури, що складається з декількох етапів [2,3]. При цьому обстеження повинно проводитись в достатньо великій вибірці конструкцій, що має охоплювати означений в інструкції до приладу обсягу конструкцій та точок вимірювань. При цьому на споруду виїжджає лабораторія, що має відповідні сертифікати з приладами, які пройшли метрологічну перевірку і проводить визначення міцності бетону неруйнівними методами (прилади на рис. 5, *а, в, г*), і при цьому зовсім не застосовує прямих випробувань міцності. Дані випробувань, під час яких відбувається руйнування структури бетону (прилад на рис. 1, *б*), не слід без обґрунтування вважати достатньо достовірними.



а) молоток Шмідта (метод пружного відскоку); *б)* прилад методу відриву зі сколюванням;
в) прилад ультразвукового методу при поверхневому «прозвучуванні»; *г)* прилад методу відриву диску.

Рисунок 5 – Прилади методів неруйнівного контролю параметру міцності бетону на стиск [2]

Робота залізобетонних мостів супроводжується процесами корозії бетону, арматури в конструкціях. В залежності від умов експлуатації, міста розташування та властивості матеріалів, корозія з часом може призвести до втрати несучої здатності на суттєву її частку. За механізмом протікання корозійного процесу розрізняються основні види корозії: (хімічна, фізична і фізико-хімічна) [4,5].

Хімічна корозія бетону може бути трьох видів:

1. Розчинення складових частин цементного каменю. Це найбільш поширений вид корозійного руйнування бетону. Бетонні вироби експлуатуються в основному на відкритому повітрі. При цьому вони піддаються впливу атмосферних опадів та інших рідких середовищ. Складовою частиною бетону є гідрат окису кальцію – гашене вапно. Це самий легкорозчинний компонент, тому з часом він розчиняється і поступово виноситься, порушуючи при цьому структуру бетону.

2. Корозія бетону при взаємодії цементного каменю із кислотами, що містяться у воді. Під впливом кислот корозія бетону протікає або із збільшенням його об'єму, або з вимиванням легкорозчинних вапняних сполук.

3. Корозія бетону внаслідок утворення і кристалізації у порах важкорозчинних речовин. Що призводить до руйнування бетонних та залізобетонних конструкцій.

Для запобігання цим ризикам від погіршення внутрішнього фізико-хімічного та міцнісного стану, в багатьох країнах застосовують засоби первинного та вторинного захисту конструкцій [5].

Процеси спостереження або періодичних вимірювань параметрів, що характеризують фізичний та напружено-деформований стан елементів мосту під час будівництва або експлуатації, все частіше реалізується в практиці збереження мостів. Відновлення в цілому мостових споруд полягає в тому, щоб замінити прольоти або повністю споруду з розбиранням старих структур.

Реконструкція мостів виконується за спеціальним проектом для переведення мосту до вищої категорії і тому, під час реконструкції, як правило, зберігаються старі опори та працездатна частина прогонів. За розрахунками виконується проект організації робіт. Ремонт мосту частіше стає комплексом заходів, спрямованих на відновлення або посилення елементів мостів. Такі роботи виконуються також за окремо розробленим проектом. Перед виконанням будь-яких проектних розробок проводять інструментальні вимірювання на спорудах для кількісного оцінювання фізико-механічного

стану придатних елементів та для розрахунків засобів підсилення. Інструментальні вимірювання за програмами діагностики та моніторингу з кожним роком поповнюються новими приладами, які умовно можна розділити на:

1. Механічні прилади - для виконання окремих вимірювань через певні проміжки часу, наприклад, деформометри, струнні датчики тощо.
2. Електронні прилади – такі, що дозволяють безперервно фіксувати напругу впродовж заданого терміну. При підключенні комп'ютерно – вимірювальних системам оцінка проводиться на якісно вищому рівні.
3. Геодезичні методи та параметри, технологія GPRS.

Для видатних споруд у багатьох країнах світу розроблено програмне забезпечення, що дозволяє контролювати процес зведення (відновлення) споруд приладами комплексної дії. Вартість таких методів контролю є високою і доцільність застосування спеціально обґрунтовується.

При виконання вимірювань на висоті та при великій кількості недосяжних місць вимірювань необхідно використовувати спеціальну техніку (рис.6, 7), яка відрізняється:

- За типом платформи та її розмірами;
- За вантажопідйомністю;
- За діапазонами кутів обертання;
- За радіусами дії у різних напрямках;
- За рівнями зв'язку та комунікації з операторами та ін.

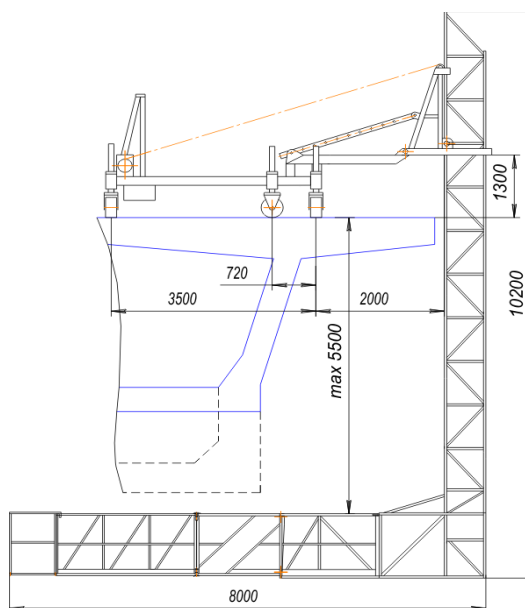


Рисунок 6 – Мостова платформа ПГММ7-ПУ, Білорусь



Рисунок 7 – Машина MBL-1750 Т (Германія) для обстеження мостів,

В подальшому можливо розширення застосування квадрокоптерів (рис. 8) та їх удосконалення для проведення досліджень у важко доступних місцях [6].



Рисунок 8 – Використання квадрокоптерів з камерами для виявлення дефектів

Всі розглянуті засоби інструментальних вимірювань можемо вважати як ефективні та перспективні для визначення реальних характеристик мостових споруд, що підлягають відновленню.

Література:

1. Посібник до ДБН В.2.3-6-2002, „Мости та труби. Обстеження і випробування”. - К.: Укравтодор, 2005.—190с.
2. Неруйнівні методи визначення міцнісних властивостей бетону. Їх важливість та складнощі правильного застосування /Український інженерно-технічний центр.

<https://mb.expert/nerujnivni-metody-vyznachennya-micznisnyh-vlastyvostej-betonu-yih-vazhlyvist-ta-skladnoshhi-pravylnogo-zastosuvannya/>

3. Бугаевский С.А., Глушкова Д.Б., Шепик А.В. Новые методики — новые возможности в строительстве. *Вісник Харківського національного автомобільно-дорожнього університету*, №. 64. 2014. С. 147-152.
4. Соломка В. І. Хімічна та біологічна корозія бетону і її наслідки для залізобетонних конструкцій мостів / В. І. Соломка // Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика. - 2013. - Вип. 4. - С. 107-112. - Режим доступу: http://nbuv.gov.ua/UJRN/Mttdp_2013_4_16.
5. Овчинникова Татьяна Сергеевна, Маринин Александр Николаевич, and Овчинников Игорь Георгиевич. "Коррозия и антикоррозионная защита железобетонных мостовых конструкций" *Вестник евразийской науки*, no. 5 (24), 2014, pp. 11.
6. Luke Yoder, Sebastian Scherer, "Autonomous Exploration for Infrastructure Modeling with a Micro Aerial Vehicle", *Field and Service Robotics*, June, 2015.

ВИКОРИСТАННЯ ПРОСТОРОВИХ КОНСТРУКЦІЙ ПРИ БУДІВНИЦТВІ ПІШОХІДНИХ МОСТІВ

*Захарченко М.Р. ДМ-41-18, Буайша Ашраф ДМ-51-21
Науковий керівник: к.т.н., доцент С.Н. Краснов
Харківський національний автомобільно-дорожній університет*

До пішохідних мостів відносяться мостові споруди (мости, шляхопроводи, віадуки, естакади та інше), які призначені для руху пішоходів, що визначає їх планувальні та конструктивні особливості. Пішохідними мостами масового будівництва є мости балкової системи. Пішохідними мостами масового будівництва є мости балкової системи, побудовані із залізобетонних попередньо напружених або звичайних стандартних мостових балкових систем, що використовуються в автодорожніх мостах.

Залежно від статичної схеми балкові мости можуть бути: розрізною, нерозрізною та консольною систем [1,2].

Особливе місце у конструкціях пішохідних мостів займають розпірні системи – рамні та арокні. Відмінною рисою цих систем є менші витрати матеріалів, що йдуть на прогонові будови, ніж у балкових мостах. Однак через передачу реакції розпору опори доводиться робити більш потужними.

Для подолання глибоких ярів, каньйонів та ущелин застосовуються легкі конструкції висячих систем (підвісні мости).

Останнім часом великого поширення набули пішохідні мости з балкою жорсткості, що підтримується системою вант, симетрично або несиметрично розташованих по обидва боки пілонів (вантові мости).

Крім розглянутих вище систем, у мостах застосовують також комбіновані системи, утворені з балок (або ферм), посилені нижнім додатковим поясом у вигляді шпренгелю або гнучкої арки. До них належать також наскрізні ферми з жорстким верхнім або нижнім поясами.

Розглянуті типи пішохідних мостів мають ряд переваг, але також позначені і такі невирішені завдання, як: зменшення власної ваги конструкції,

відмова від монтажного зварювання, зниження трудомісткості при виготовленні елементів та монтажі конструктиву, збільшення компенсаційної здатності стрижнів та наявність демпферної здатності при динамічних впливах.

Сказане спонукає до пошуку нових прогресивних, ефективних та керованих універсальних конструкцій для прогонових будов пішохідних мостів.

Окремою, але досить актуальною проблемою є створення такої конструкції пішохідного мосту, яку можна використовувати в умовах важкої доступності, в гірських районах і над існуючими авто - і залізницями без зупинки руху. Як наслідок, це повинні бути конструкції з максимальною заводською готовністю, і конструкції практично ручного складання, що зводяться зі стандартних, легкозамінних і нарощуваних модульних елементів, що не потребують зварювання на будівельному майданчику.

Значною мірою подібним умовам відповідають просторові стрижневі конструкції, як прямолінійного, і криволінійного обриси.

Однак широке впровадження цих конструкцій у практику будівництва стримується відсутністю надійних способів оцінки їхнього напружено-деформованого стану, оптимізації параметрів, а також ефективних технологій їх виготовлення.

В основі підходу лежать енергетичні засади, запропоновані Г.В. Васильковим та розвинені у роботах В.С. Шмуклера [3]. Зокрема постулюється, що необхідний набір позитивних якостей конструкції може бути позначений за рахунок використання методів прямого проектування (регулювання) шляхом введення в опис задач зовнішніх і внутрішніх параметрів системи.

При формуванні конструкції балочного прогонового будови пішохідного мосту у вигляді просторової стрижневої системи, верхній пояс якої об'єднаний із залізобетонною плитою настилу моста, як зовнішні

параметри доречно прийняти висоту структури i , як наслідок, кути нахилів розкосів конструкції та координати вузлів.

Як внутрішні параметри системи виступають площі поперечних перерізів стрижнів структури i товщина бетонної плити при заданих розрахункових характеристиках матеріалів.

Для реалізації поставленого завдання послідовно змінювалася будівельна висота моста h від 1,0 м до 2,4 м з кроком 0,1 м із визначенням максимальних зусиль в основних елементах та сумарної потенційної енергії деформації системи (табл. 1).

В результаті послідовної зміни будівельної висоти h отримано графік, що характеризує зв'язок між потенційною енергією деформації системи та висотою конструкції (рис. 1).

Розрахунок прогонової будови пішохідного мосту у вигляді просторової стрижневої системи виконано з використанням ПК «Ліра» (версія 9.6) [4]. Розрахункові навантаження на прогонову будову: власна вага та тимчасове навантаження від пішоходів, що дорівнює $4,0 \times 1,4 = 5,6$ кПа. Внаслідок розрахунку отримані зусилля у всіх елементах прогонової будови. Для кожного елемента, залежно від діючого зусилля, визначено відповідні перерізи елементів та загальну витрату металу.

На основі наведеного рішення для подальшого проектування була визначена найбільш раціональна будівельна висота конструкції, що дорівнює $h = 1,9$ м, і, відповідно, кути нахилу розкосів $\alpha = 68,5^\circ$ і $\beta = 69,84$.

Виконано порівняння витрати матеріалів пропонованої балочної структурної конструкції сталезалізобетонної прогонової будови пішохідного мосту та сталезалізобетонної прогонової будови, що зводиться за типовим проектом серії 3.501.1–165 [5].

Таблиця 1 Розрахунок потенційної енергії деформації

Висота прольоту h , м	Максимальне зусилля в елементах N , кН				Потенціальна енергія деформації системи U , кДж
	нижній пояс	верхній пояс	восходящий раскос	нисходящий раскос	
1,0	977,3	-51,9	-115,0	104,5	43,03
1,1	890,3	-47,2	-109,6	99,9	40,93
1,2	817,5	-43,4	-105,4	96,0	39,34
1,3	755,8	-40,1	-102,1	93,0	38,15
1,4	702,8	-37,3	-99,5	90,5	37,25
1,5	656,8	-34,8	-97,4	88,4	36,61
1,6	616,5	-32,7	-95,7	86,7	36,18
1,7	581,0	-30,8	-94,3	85,2	35,91
1,8	549,3	-29,1	-93,1	83,9	35,76
1,9	521,0	-27,6	-92,1	82,9	35,75
2,0	495,5	-26,3	-91,3	81,9	35,83
2,1	472,4	-25,1	-90,5	81,1	35,98
2,2	451,4	-23,9	-89,9	80,4	36,21
2,3	432,2	-22,9	-89,4	79,8	36,53
2,4	414,6	-22,0	-89,0	79,3	36,90

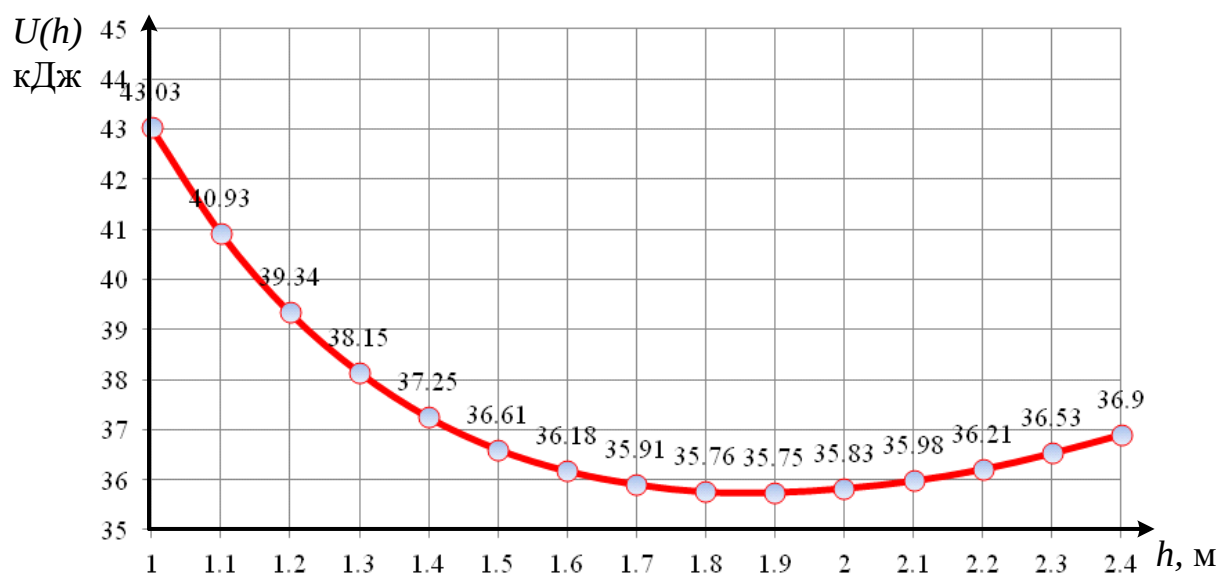


Рисунок 1 – Зв'язок між потенційною енергією деформації системи та висотою конструкції

Конструкція сталезалізобетонної прогонової будови пішохідного мосту, виконаного за типовим проектом, представлена на рис. 2.

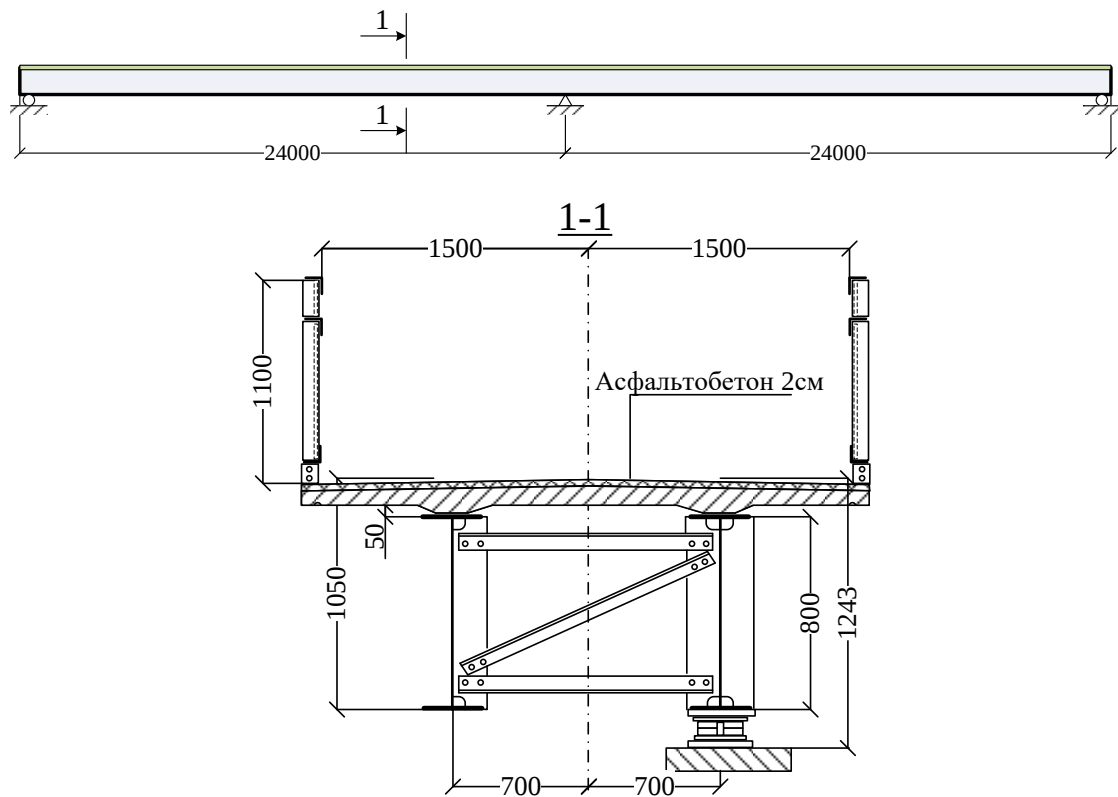


Рисунок 2 – Схема прогонової будови за типовим проектом

Основними характеристиками прогонової будови за типовим проектом є:

- довжина моста 2х24 м;
- Ширина моста 3 м;
- Будівельна висота в середині прольоту 1,05 м.

Витрата матеріалів на одну прогонову будову становить:

- металу на головні балки прогонової будови $t = 17,3$ т;
- перильне огороження $m = 3,0$ т;
- Опорні частини $m = 1,4$ т;
- Об'єм бетону залізобетонної плити $v = 17$ м³;
- Арматура плити $m = 3,7$ т.

При зведенні конструкції прогонової будови моста з однаковими перерізами елементів нижнього пояса з спарених куточків 160×12 мм,

верхнього пояса з спарених куточків 50×5 мм і розкосів, виконаних із квадратної труби перетином 100×4 мм, загальна витрата металу склала $m = 14,8$ т. Економія металу проти типовим проектом, у разі, близько 2,5 т, а залізобетону плити 2,6 м³.

Висновки

Виконаний аналіз показав, що просторова стрижнева конструкція прогонової будови пішохідного мосту, елементи верхнього пояса якого об'єднані із залізобетонною плитою з вкладишами з легкого, недорогого матеріалу, є найменш матеріаломісткою, а значить найбільш вигідною та ефективною, у порівнянні з балочним сталезалізобетонним пролітним відповідно до типового проекту.

Література:

1. Інженерні споруди у транспортному будівництві/[Саламахін П.М., Маковський Л.В., Попов В.І. та ін.]; за ред. П.М. Саламахін. - М.: Видавничий центр «Академія», 2007. - 272с.
2. Містки: Конструкції та надійність / [Лучко Й.Й., Коваль П.М., Лантух-Лященко О.І. та ін.]; за ред. В.В. Панасюка та Й.Й. Промінь. - Львів: Каменяр, 2005. - 989с.
3. Шмуклер В.С. Каркасні системи полегшеного типу/Шмуклер В.С., Клімов Ю.А., Бурак Н.П.; - Х.: Золоті сторінки, 2008. - 336 с.
4. Городецький А.С. Інформаційні технології розрахунку та проектування будівельних конструкцій: навчальний посібник / О.С. Городецький, В.С. Шмуклер, А.В. Бондарєв. - Х.: НТУ "ХПІ", 2003. - 889 с.
5. Типові конструкції, вироби та вузли будівель та споруд. Серія 3501.1-165. Пішохідні мости через залізниці. Випуск 1-3. Прогонові будови завдовжки від 24 до 36м. Металеві із залізобетонною плитою. Матеріали для проектування Робочі креслення. Міністерство транспортного будівництва СРСР Головтранспроєкт. Гіпротрансміст. Москва, 1992. - 84 с.

АНАЛІЗ РОБОТИ ПРОГОНОВИХ БУДОВ ЗА ТИПОВИМ ПРОЕКТОМ 122-63 НА СУЧАСНІ НАВАНТАЖЕННЯ

*Долженко А.І., Барибін Ю.О. ДМ-36т1-19
Науковий керівник: к.т.н., доцент С.Н. Краснов
Харківський національний автомобільно-дорожній університет*

На шляхах сполучення України експлуатуються 28447 мостів та шляхопроводів. Мостів загального користування – 16306, комунальних – 4082 і залізничних – 8059. Загальна протяжність залізобетонних мостів складає 91,5%, металевих - 6%, кам'яних і бетонних – 1,3%, дерев'яних – 1,2. Залізобетонні мости поділяються на монолітні (30%), збірно-монолітні (5%) та збірні (65%) [1]. Збірні в свою чергу поділяють на плитні, коробчасті та ребристі. Близько 43% прольотних будов є ребристими. Найпоширенішими є прольотні будови зі збірних попередньо напружених залізобетонних балок, зведених за типовими проектами, з них майже 40% відносяться до ребристих прольотних будов які об'єднуються в сумісну роботу за допомогою поперечних балок - діафрагм.

Більшість мостів та шляхопроводів на дорогах України були побудовані за технічними нормами 1962 року [2] та попередніми, і на теперішній час не відповідають вимогам ДБН В.2.3-22:2009 „Мости та труби” [3], як по вантажопідйомності так і по габаритам проїзної частини.

Тому при проведенні поточних та капітальних ремонтах штучних споруд, актуальним є питання розрахунку конструкцій споруди на існуючі навантаження. Використання для цього сучасних програмних комплексів є спрощенням процесу розрахунку.

Предмет дослідження – діафрагмові прольотні будови за типовим проектом Випуск №122-63[4].

Задачі дослідження. Аналіз методів розрахунку, та обґрунтування обраного методу для використання при розрахунках ребристих діафрагмових прольотних будов. Перевірка адекватності кінцево-елементної моделі, яка

пропонується для подальших розрахунків, методом порівняння результатів розрахунків за іншими методами та експериментальними даними. Перевірка несучої здатності попередньо напружених діафрагмових прольотних будов на прикладі типового проекту Випуск №122-63 на сучасні навантаження.

Аналіз існуючих методів розрахунку прогонових будов мостів.

Багато авторів [5, 6] рекомендують всі розрахунки мостових конструкцій на міцність, стійкість і деформації виконувати з урахуванням їхньої просторової роботи.

Несуча конструкція балкових прольотних будов, а також наскрізних надаркових будов аркових мостів являє собою систему взаємно пересічних поздовжніх і поперечних балок, перекритих плитою, досить складну в розрахунковому відношенні.

Для визначення розмірів всіх елементів прольотної будови, тобто плит, поздовжніх (головних) і поперечних балок, а також кількості арматури в них, необхідно знати величини виникаючих у них згинальних моментів і поперечних сил від постійного й тимчасового навантажень.

Власна вага у збірних прольотних будовах, у яких окремі блоки з'єднуються між собою не по всій довжині, а лише по діафрагмах, а також у широких прольотних будовах міських мостів, головні балки, розташовані під тротуарами й під проїзною частиною, вважають навантаженими тією частиною постійного навантаження, що безпосередньо над ним розташована.

Для розрахунку елементів прольотних будов на дію системи рухомих навантажень, які можуть займати на мості будь-яке положення, у наш час існує досить велика кількість методів, розроблених вітчизняними й закордонними вченими. Кожний із цих методів у більшому або меншому ступені враховує просторовий характер роботи плит і балок прольотної будови і є в тому або іншому ступені точним. І в цей час фахівці продовжують займатися питаннями розрахунку балкових прольотних будов з метою уточнення існуючих і знаходження нових, найбільш ефективних, розрахункових методів, які давали

б найкращий збіг з даними випробувань мостів й одночасно були б найменш трудомісткими для використання.

Розрахункові методи можна розділити на дві групи [5]:

1. Методи, в яких вся прольотна будова подумки розчленовується на елементи, що розраховують самостійно: плити, головні балки (прогони) і поперечні балки (діафрагми)

2. Методи, в яких прольотна будова розглядається як єдина конструкція, що складається із плит і системи балок, спільно сприймаючих навантаження при будь-якому положенні їх на прольотній будові.

Для вибору способу розрахунку необхідно знати класифікацію способів просторового розрахунку мостів [6, 7].

Основною характеристикою кожного способу або групи способів одного напрямку варто вважати розрахункову схему прольотної будови, тобто спрощене його зображення, що враховує тільки основні дані, які визначають роботу конструкції під навантаженням. Тому класифікація способів просторового розрахунку мостів повинна бути побудована на основних характеристиках їхніх розрахункових схем. Класифікувати розрахункові схеми доцільно, дотримуючись В.З.Власова, за ознакою просторової довжини основних несучих конструкцій прольотних будов. За цією ознакою всі існуючі способи просторового розрахунку мостів можуть бути розділені на три класи, у яких прольотні будови розглядаються так:

- 1) стержні й системи стержнів суцільного перетину;
- 2) пластинки й оболонки;

3) тонкостінні стержні відкритого твердого або деформованого й закритого деформованого поперечних перерізів.

Розглянута в роботі розрахункова модель прольотної будови відповідає саме третьому класу і буде розрахована методом скінченних елементів [7-9] за допомогою програмного комплексу „ЛПРА”, тому на загальних принципах цього методу варто зупинитись більш детально [10,11].

Теоретичною основою ОК “ЛІРА” є метод скінченних елементів (МКЕ), реалізований у формі переміщень.

Метод скінченних елементів не вимагає від розраховувача визначення відносної поперечної жорсткості прольотної будови. Всі його розрахункові формули зручні для практичного застосування, відрізняються порівняною простотою, ясністю фізичного змісту величин, що в них входять, наочністю й доступністю для розуміння. Тому для подальших розрахунків обрано цей метод.

Обґрунтування обраної скінчено елементної моделі для розрахунку діафрагмових прогонових будов мостів.

Вибір моделі для розрахунку прольотної будови визначається декількома факторами, серед яких – якомога більш точний збіг теоретичних результатів розрахунку з даними випробування мостів і мінімізація витрат часу на проектування. Проаналізувавши в даній роботі тенденції й методи розрахунку, що мають місце при моделюванні напружено-деформованого стану прольотних будов, ми намагаємось обрати адекватну розрахункову модель прольотної будови з урахуванням її просторової роботи та конструктивних особливостей. Розрахунок просторових систем вручну є досить трудомістким і вимагає більших витрат часу, тому раціональним буде використання в розрахунку електронно-обчислювальної техніки. Інструментарієм було обране середовище ПК „Ліра”, що використовує в метод скінченних елементів, представлений у вигляді методу переміщень.

Тестування методу виконувалось методом порівняння результатів розрахунків прольотної будови шляхопроводу, отриманих за різними методиками, та результатів випробування.

Для випробування було обрано другий прогін шляхопроводу довжиною 22,16 м. Балки прогонової будови довжиною 22,16 м виконані з попередньо напруженого залізобетону. Висота балок 120см. Армування крайньої балки виконано сьома пучками з високоміцної арматури класу В-II,

по 24 дротів діаметром 5 мм в кожному пучці, а середніх балок – шістьма пучками. Розрахункові характеристики прогонової будови – клас бетону В-40.

В якості випробувального навантаження використовувались чотири автомобілі КраЗ та два автомобілі КАМАЗ. При випробуванні прогонової будівлі, використані три схеми завантаження: схема №1 – установка двох автомобілів біля парпетної огорожі; схема №2 – установка додатково двох автомобілів приблизно по осі мосту; схема №3 – установка додатково ще двох автомобілів біля іншого огородження проїзної частини. Масу автомобілів було визначено шляхом їх зважування.

Вертикальні переміщення (прогини) головних балок в середині прольоту №2 замірялись прогиномірами Максимова марки ПМ. Для замірів прогинів головних балок було встановлено 9 прогиномірів. За результатами випробувань було побудовано лінії прогинів, які потім об'єднанні з лініями прогинів, отриманими декількома теоретичними методами.

Прогини головних балок в середині прольоту, отримані різними методами розрахунків і експериментальним шляхом, наведені на рис 1.

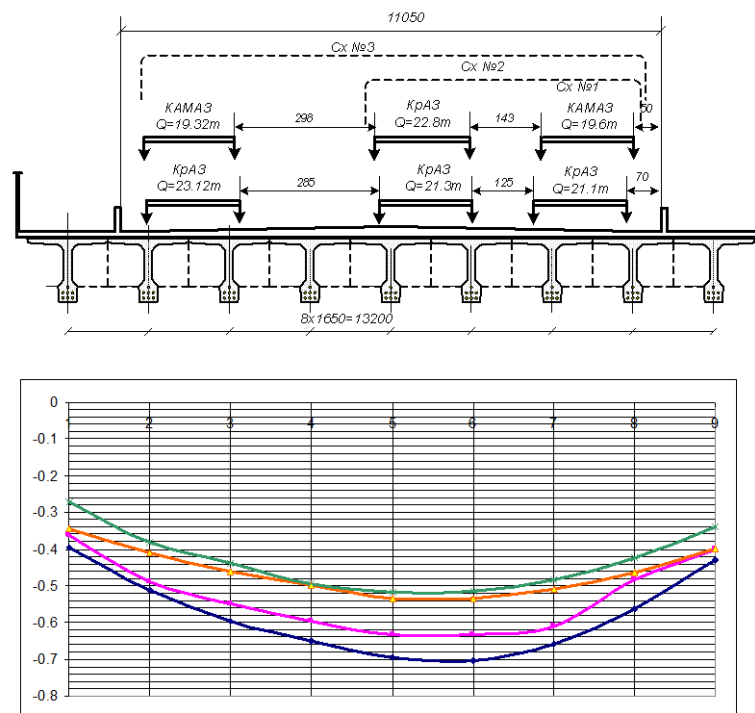


Рисунок 1 – Лінії прогинів в середині прольоту від завантаження за схемою №3

Характер експериментальних та теоретичних прогинів, визначених за декількома методиками, ідентичний, що свідчить про вірність обраної моделі для визначення напружено-деформованого стану прогонової будови за допомогою ПК «Ліра».

Для перевірки можливості використання залізобетонних попередньо-напружених балок за типовим проектом 122-63, було проведено розрахунок прольотних будов з усіма прольотами, які розроблені в проекті: 10,0 м, 12,5 м, 15,0 м та 20,0 м (табл. 1).

Таблиця 1 - Максимальні згинальні моменти, які виникають в балках від сучасних навантажень

Проліт у просвіті, м	Розрахунковий проліт, м	Повна довжина, м	Довжина в осях опор, м
10,0	11,1	11,36	11,41
12,5	13,6	14,06	14,11
15,0	16,3	16,76	16,81
20,0	21,5	22,16	22,21

Згинальні моменти та прогини у головних балках від сучасних навантажень наведені у таблицях 2 і 3.

Таблиця 2 - Максимальні згинальні моменти, які виникають в балках від сучасних навантажень

Прольоти у просвіті	Максимальний згинальний момент від навантажень, М, т·м				Несуча здатність, $M_{\text{гран.}}$, т·м
	А 11	А 15	НК- 80	НК- 100	
10,0 м	82,2	102,35	67,75	78,1	83,29
12,5 м	110,6	135,4	91,3	103,6	102,46
15,0 м	144,9	174,25	119,85	133,8	117,5
20,0 м	240,64	283,7	194,1	212,05	217,55

Таблиця 3 - Максимальні прогини, що виникли в балках від сучасних навантажень

Прольоти у просвіті	Максимальний прогин від навантажень, мм				Максимальний прогин, мм
	A 11	A 15	НК- 80	НК-100	
10,0 м	8,26	10,2	7,16	8,23	27,75
12,5 м	16,95	20,5	14,25	16,1	34
15,0 м	21,3	25,4	17,64	19,52	40,75
20,0 м	38,63	45,35	29,9	32,3	53,75

Висновки

Аналіз результатів розрахунків прогонових будов свідчить про те, що несуча здатність головних балок прогонових будов, без урахування дефектів, які зменшують їх вантажопідйомність достатня для пропуску розрахункових навантажень Н-30, НК-80 та тимчасових навантажень за схемою НК-100. Для пропуску сучасного навантаження за схемами А11 та А15 – несуча здатність даних прогонових будов недостатня.

Література:

1. Експлуатація і реконструкція мостів / Страхова Н.Є., Голубєв В.О., Ковальов П.М., Тодіріка В.В. – 2-е вид., випр.. – К., 2002.-408с.
2. Технические условия проектирования железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб. /СН 200-62/. – М.: Трансжелдориздат, 1962. – 328с.
3. ДБН В.2.3-22:2009 Споруди транспорту. Мости та труби. Основні вимоги проектування. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 52 с.
4. Типовой проект сооружений на автомобильных дорогах. Выпуск 122-63, часть 2. Пролетные строения железобетонные сборные с натяжением прямолинейной арматуры до бетонирования. – М.: Мин. Транспортного строительства СССР, «Главтранспроект», «Союздорпроект», 1969. – 155 с

5. Семенец Л.В. Пространственные расчеты плитных мостов.- К.: Вища школа, 1976. – 104 с.
6. Улицкий Б.Е. Пространственные расчеты балочных мостов. М.: Автотрансиздат, 1962. – 212с.
7. Зенкевич О.К. Метод конечных элементов в технике. – М.: Мир, 1975. – 541с.
8. Розин Л.А. Метод конечных элементов в применении к упругим системам. – М.: Стройиздат, 1977. – 132с.
9. Стренг Г., Фикс Дж. Теория метода конечных элементов. – М.: Мир, 1977. – 349с.
10. Руководство пользователя „LIRA-WINDOWS”. Программный комплекс, том V, Киев, 1996.
11. А.С. Городецкий, В.С. Шмуклер, А.В. Бондарев Информационные технологии расчета и проектирования строительных конструкций. Учебное пособие. - Харьков: НТУ «ХПИ», 2003. – 889 с.
12. ДБН В.2.3-6:2009 Споруди транспорту. Мости та труби. Обстеження і випробування. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 44 с.
13. ДСТУ-Н Б В.2.3-23:2009 Споруди транспорту. Настанова з оцінювання і прогнозування технічного стану автодорожніх мостів. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 50 с.

РОЗРАХУНОК АНКЕРНОГО КРІПЛЕННЯ ВЕРТИКАЛЬНИХ БОРТІВ КОТЛОВАНУ

*Іванов О.В. ДМ-41-18, Кравченко А.Р. ДМ-51-21
Науковий керівник: к.т.н., доцент Смолянчук Н.В.
Харківський національний автомобільно-дорожній університет*

Розкриття та кріплення котловану являється відповідальним етапом возведення заглибленої споруди. Якщо ґрунт за своїми механічними властивостями не може зберігати рівновагу при розробці, може виникнути аварійна ситуація, особливо небезпечна ця ситуація, коли поблизу котловану розташовані будівлі та споруди.

Задачу кріплення котловану можна вирішити двома методами [1]. Перший метод – це зведення огорожувальної споруди, що сприймає тиск від власної ваги ґрунту, зовнішніх навантажень, гідростатичної дії води, що утримується за допомогою допоміжного опорного розпірного кріплення або анкерами. Огороджувальна стінка може бути виконана по методу «стіна в ґрунті», з занурених паль-балок, шпунта, буронабивних паль та ін. Другий метод полягає в укріпленні ґрунту по периметру котловану і передачі функції огороження самому ґрунтовому масиву, що має підвищену несучу здатність (заморожування, ін'єкція в'язучого, армування ґрунту).

Вибір того чи іншого виду кріплення залежить від конкретних геологічних та гідрогеологічних умов будівельного майданчика, розміру котловану в плані та профілі, допустимих деформацій, наявності необхідного обладнання, економічної доцільності та інших факторів [2].

Як показує практика, у більшості випадків конструкції огорожень котлованів глибше 4 метрів не здатні самотійно забезпечити стійкість відкосів та допустимі осадки прилеглих будівель, що визиває необхідність їх посилення за допомогою спеціальних конструкцій. Якщо у розрахункову схему огорожень ввести додаткову опору, схема змінюється з консольної на

балочну, і максимальний момент миттєво зменшується [3]. Це рішення лежить в основі всіх конструкцій посилення кріплення котлованів.

До внутрішніх конструкцій підсилення огорожень котлованів відносять ґрунтові анкери. Анкери представляють собою конструктивні елементи, які передають навантаження у глибокі шари ґрунту за межі призми обвалення та які забезпечують зв'язок огорожуючих конструкцій та ґрунту.[4]. Надійність анкерного кріплення залежить від конструкції та технології виготовлення анкерів. Найчастіше влаштовують ін'єкційні попередньо напружені ґрунтові анкери, в яких закріплення в ґрунті утворюється за допомогою нагнітання в ґрунт під тиском твердіючих розчинів, як правило на основі портландцементів.

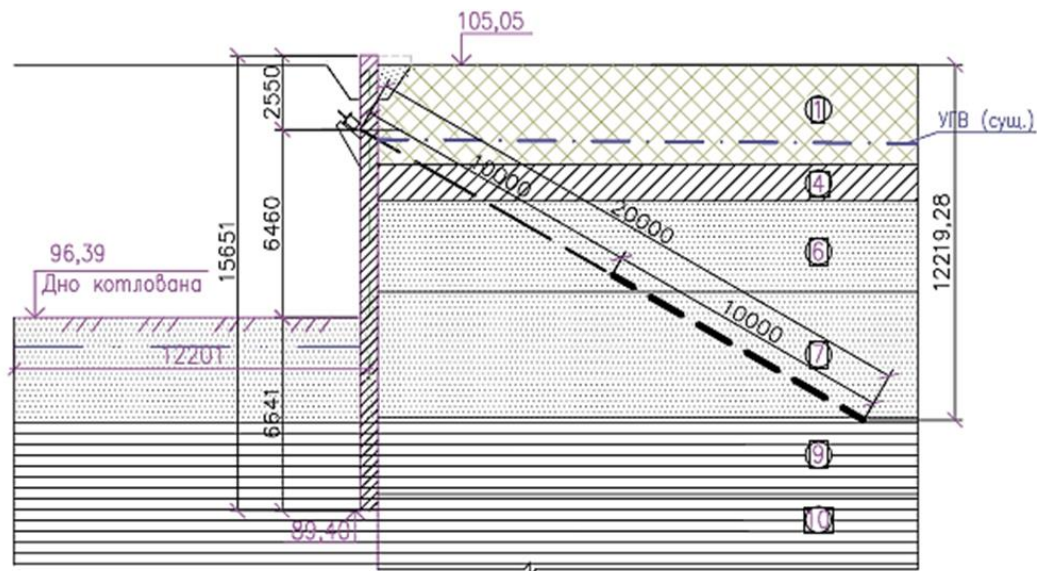


Рисунок 1 – Геометричні параметри розрахункової схеми

Для розрахунку в якості огорожувальної конструкції прийнята «стіна в ґрунті», глибина занурення по гідрогеологічним умовам повинна бути не менше, ніж 10,0 м. Центр закладення анкера повинен лежати на глибокій лінії ковзання, яка проходить через нижній кінець огороження під кутом 20° до горизонту. Кут нахилу анкера до горизонту приймаємо 35° , для максимального занурення закладення в несучій шар ґрунту. В результаті графічних побудов на перетинанні осі анкера та лінії глибокого ковзання

визначаємо положення центру закладення. Довжину закладення приймаємо 10 м, отримаємо довжину анкера 20 м, Таким чином, глибина занурення закладення складає 12,219 м (рис. 1), що допустимо.

Одним з найбільш поширених наближених методів розрахунку стійкості системи «огородження-анкер-грунт» є методика, основана на методі Кранца [3]. Оптимальне положення анкера в ґрунті підбирають в процесі стійкості системи «огородження-анкер-грунт» на перекидання навкруги низу стінки, що анкетується, з умови, що міцність ґрунтів на зсув подолана та утворюється глибока лінія ковзання. За цю лінію приймають пряму між точкою повороту d стінки і точкою C , розташованій посередині довжини закладення анкера (рис. 2).

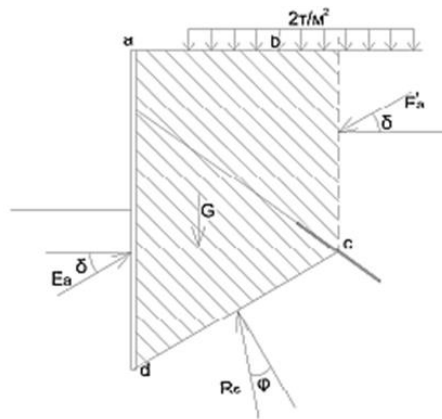


Рисунок 2 – Розрахункова схема при розрахунку по методу Кранца

Коефіцієнт стійкості K_y системи "стіна-грунт-анкер" на перекидання визначають з відношення:

$$K_y = P_{ax}/P_{wx} \geq \gamma_g, \quad (1)$$

де P_{ax} - розрахункова граничне навантаження на анкер, що визначається з розрахунку стійкості системи "споруда - анкер - ґрунт";

P_{wx} - розрахункове робоче навантаження на анкер - найбільш несприятлива комбінація зовнішніх навантажень на закріплену конструкцію з урахуванням попереднього напруження анкера.

Розрахунок активного тиску на стінку, що армується виконано в табличній формі (табл. 1).

Таблиця 1 – Розрахунок сумарного активного тиску на стінку

z	γ	φ	c	λ	σ_a	h	σ_w	σ_q	σ_{ha}
3.43	19.5	26	2	0.390462	23.61655	0.72	7.2	7.809234	38.62579
4.69	19.6	23	6	0.438092	32.32859	1.98	12.6	8.76185	53.69044
7.82	20	20	11	0.490291	61.27688	5.11	31.3	9.805812	102.3827
12.14	19	32	2	0.307259	68.65502	9.43	43.2	6.14517	118.0002
14.76	20.2	30	5	0.333333	93.6105	12.05	26.2	6.66667	126.4772
17.36	20.8	24	36	0.42173	105.5244	14.65	26	8.434604	139.959

Епюра активного тиску наведена на рисунку 3, та з неї отримано рівнодіючу.

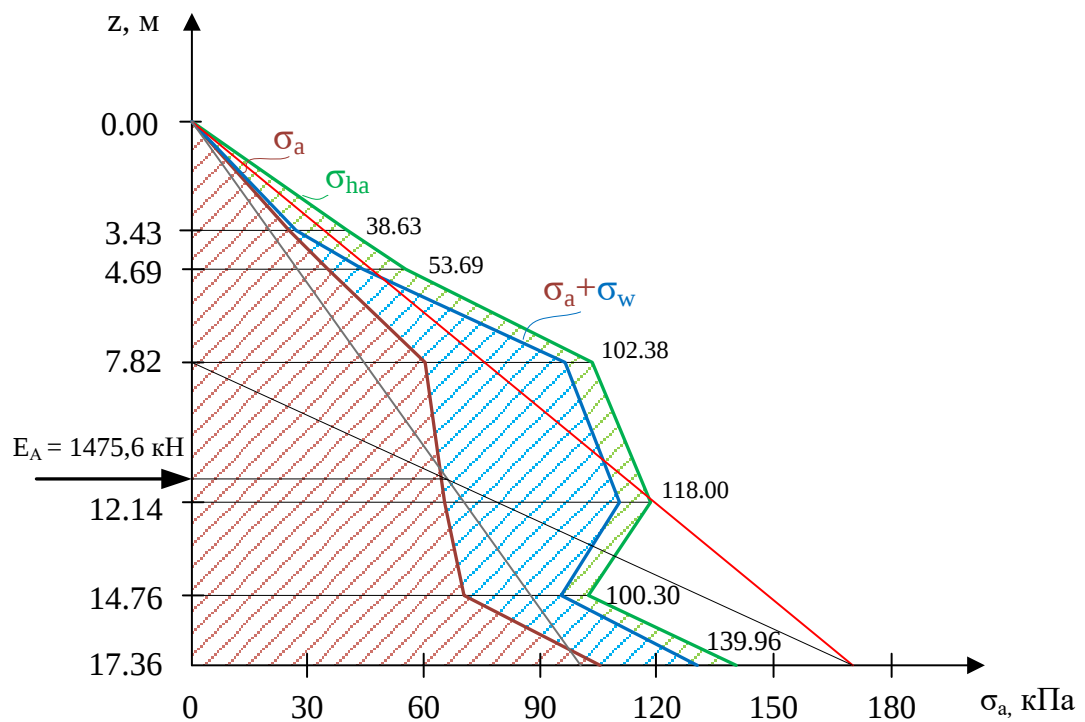


Рисунок 3 – Епюра активного тиску на кріплення

Розрахунок сумарного активного тиску на фіктивну анкерну стінку виконано в таблиці 2 та за допомогою графічних побудов (рис. 4).

Таблиця 2 – Розрахунок сумарного активного тиску на фіктивну стінку

z	γ	φ	c	λ	σ_a	h	σ_w	σ_q	σ_{ha}
3.43	19.5	26	2	0.390462	23.61655	0.72	7.2	7.809234	38.62579
4.69	19.6	23	6	0.438092	32.32859	1.98	12.6	8.76185	53.69044
7.82	20	20	11	0.490291	61.27688	5.11	31.3	9.805812	102.3827

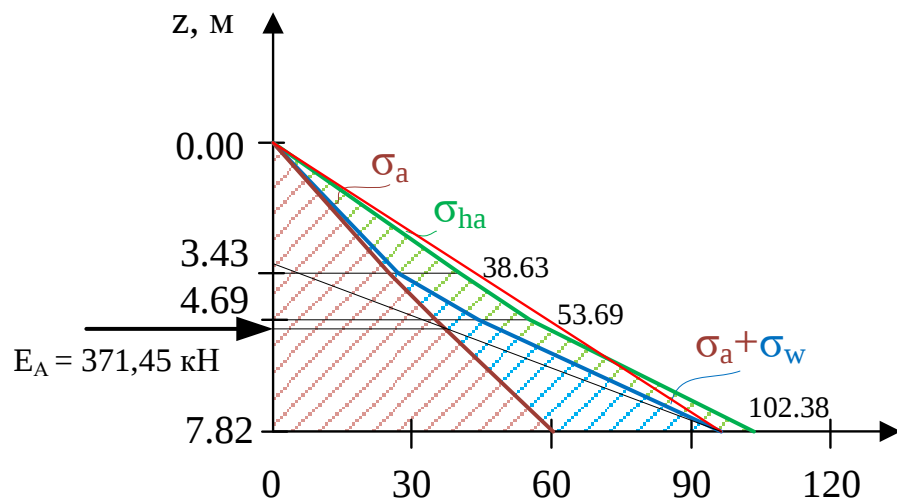


Рисунок 4 – Епюра активного тиску на фіктивну анкерну стінку

Силу реакції маси ґрунту R_s над глибокою лінією ковзання вирахуємо за формулою:

$$R_s = G / \cos \varphi \quad (2)$$

$$R_s = \frac{3187.91}{\cos 10^\circ} = 3237 \text{ кН}$$

В результаті побудови силового багатокутника (рис. 5) знаходимо горизонтальну складову зусилля в анкерній тязі, яка приводить заштриховану призму в стан граничної стійкості.

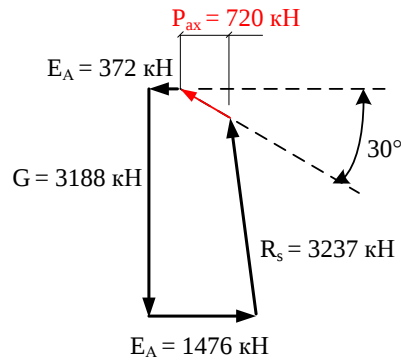


Рисунок 5 – Побудова силового багатокутника

Знаходимо значення горизонтальної складової зусилля в анкерній тязі, яка приводить заштриховану призму в стан граничної стійкості з урахуванням кроку анкерів $d=2\text{м}$: $P_{ax} = 720 \cdot 2,0 = 1440 \text{ кН}$

Задаємося коефіцієнтом запасу стійкості, для тимчасових анкерів $K_y = 2$, і обчислюємо горизонтальну складову розрахункового робочого навантаження на анкер (з урахуванням кроку 2,0 м):

$$P_{wx} = \frac{P_{ax}}{K_y} = \frac{1440}{2} = 720 \text{ кН} \quad (3)$$

В результаті отримано:

- горизонтальна складова розрахункового граничного навантаження на анкер, яку знайдено з розрахунку стійкості системи "споруда - анкер - ґрунт" з урахуванням кроку анкерів $P_{ax} = 1440 \text{ кН}$;
- рекомендований кут нахилу до горизонту - 30° ;
- розрахункове робоче навантаження на анкер (при початково прийнятому куті нахилу 35° за геологічними обставинами)

$$P_w = 720 / \cos 30^\circ = 879 \text{ кН}.$$

Таким чином, метод Кранца дозволив розрахувати довжину тяги ґрунтового анкеру, його нахил та довжину закладення, а також вибрати оптимальні параметри для проектування.

Література:

1. Донченко П.А. Дослідження технологій влаштування підземних і заглиблених споруд в котлованах / П. А. Донченко к.т.н., професор, С.В. Коновал асистент, І. О. Пономаренко аспірант – Черкаси : Черкаський державний технологічний університет, 2016. – 3 с.
2. Будівництво в умовах ущільненої забудови. Вимоги безпеки: ДБН В.1.2-12 - 2008. - [Чинний від 2009-01-01 року]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2008. – 43 с. – (Державний стандарт України)
3. Основания, фундаменты и подземные сооружения: справочник проектировщика / [М. І. Горбунов-Посадов, В. О. Ільичев, В. І. Крутов и др.]; под ред. Є. О. Сорочана та Ю. Г. Трофименкова. – Москва: Стройиздат, 1985. – 480 с.
4. Sabatini, P.J., Pass, D.G., and Bachus, R.C. (1999). Ground Anchors and Anchored Systems. FHWA-IF-99-015, Federal Highway Administration, Washington, DC.

ВПЛИВ ДЕФЕКТІВ ТУНЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ НА ЇХ ЕКСПЛУАТАЦІЙНІ ПОКАЗНИКИ

*Кібукевич М.Г. ДМ-41-18, Кейта Абдулайе ДМ-51-21
Науковий керівник: к.т.н., доцент Смолянук Н.В.
Харківський національний автомобільно-дорожній університет*

Найбільш важливим завданням в галузі проектування та будівництва міських підземних споруд є вирішення питання оцінки їх технічного стану в цілому і конструктивних елементів окремо [1,2]. Це оцінка надійності і довговічності, ступеню втрати несучої здатності, а також можливості і умов роботи конструкції протягом заданого терміну експлуатації при мінімальній вартості робіт. Залежно від несучої здатності та експлуатаційної придатності споруд та конструктивних елементів виділяють чотири основні категорії їх стану:

- 1 - нормальний стан: відсутність дефектів і пошкоджень, що сприяють зниженню несучої здатності і довговічності;
- 2 - задовільний стан: за несучою здатністю і довговічністю споруда або її окремі конструктивні елементи відповідають нормальному стану, але мають дефекти і пошкодження, які при розвитку можуть знизити ці показники;
- 3 - стан непридатний для нормальної експлуатації споруд або окремих конструктивних елементів без прийняття першочергових заходів щодо посилення несучої здатності, а також зниження ступеню впливу факторів, що сприяють подальшому розвитку деформацій;
- 4 - аварійний стан – те ж саме, що при категорії 3, але без гарантії безпечної експлуатації при прийнятті першочергових заходів.

Своєчасне виявлення, об'єктивна оцінка процесу їх розвитку в часі і усунення пошкоджень і дефектів конструкцій підземних споруд є запорукою успішної довгострокової експлуатації. На жаль, часто споруди приймаються в експлуатацію з прихованими дефектами, переростають в подальшому в несправності, які знижують несучу здатність, довговічність і експлуатаційну

придатність. Крім того, в умовах великих міст відбуваються різні процеси, практично приховані від осіб, які здійснюють нагляд і періодичні огляди: це несанкціоновані будівельні роботи з прокладання міських комунікацій в технічних зонах метрополітену; невідповідність або відсутність захисних пристроїв міських комунікацій при перетині ліній метрополітену мілкового закладення, поганий стан труб і каналів та ін. З іншого боку, в практиці здійснення нагляду за спорудами метрополітену, немає чіткої системи, точних засобів діагностики і вказівок по визначенню реального стану споруд.

Причини виникнення дефектів в підземних конструкціях можна розділити на: об'єктивні (які підлягають прогнозам і обліку) і суб'єктивні на таких стадіях, як проектування, будівництво і експлуатація. До об'єктивних належать: вплив навколишнього середовища (прогнозується при проектуванні, виявляються при будівництві та експлуатації); виробничі фактори та технологічні навантаження (прогнозуються і виявляються при проектуванні); вплив нового будівництва в зоні розташування метрополітену (прогнозується і виявляється при експлуатації); природне старіння будівельних конструкцій та елементів (прогнозується при проектуванні, виявляється і оцінюється при експлуатації); відсутність нормативної бази, яка регламентує ведення експлуатації); вплив нового будівництва в зоні розміщення об'єктів на стадіях проектування, будівництва і експлуатації (враховується на підставі існуючого досвіду проектування, будівництва та експлуатації).

Найбільш поширеним і відкритим для наочного виявлення дефектом є тріщини різного походження, що перевищують допустимі норми величини розкриття в розтягнутих зонах і роздроблення бетону в стиснутих зонах (рис. 1). Розрізняють тріщини технологічного походження, що виникають при вилученні блоків з опалубних форм, транспортуванні, складуванні і монтажі, а також тріщини і розкриття стиків в процесі експлуатації.

Характер розташування тріщин в несучих конструкціях різний в залежності від типу тунельної споруди. Так, для колекторних тунелів

поздовжні тріщини зосереджені, в основному, в склепінній частини перерізу і свідчать про недостатню міцність оправи, поперечні – відносяться до технологічних швів вторинної оправи, які мають сильну тенденцію до руйнування у зв'язку з їх зниженою щільністю. Питома вага поздовжніх тріщин становить 1,36%, поперечних – 0,47%. Розташування поперечних тріщин в зоні технологічних швів характерно для більшості підземних споруд.

а)



б)



Рисунок 1 – Тріщини, відколи, вибоїни, порушення захисного шару конструкцій тунельних оправ, зведених з:

а) монолітного бетону, б) високоточних залізобетонних блоків

В тунелях метрополітену і інших транспортних тунелях поздовжні тріщини, в основному, розташовані в місцях з'єднання колійного бетону та блоків кілець оправи, торцях шпал, кутах дренажного лотка, місцях примикання споруд. Поперечні тріщини розташовуються біля основи дренажного лотка, в місцях об'єднання суміжних виробок і підземної споруди, в шляховому бетоні на рівні торців шпал і в площині стику стінового блоку.

Розміри поздовжніх і поперечних тріщин різні. Довжина поздовжніх досягає декількох метрів, їх розкриття – від 0 до $6 \div 7$ мм. Поперечні тріщини мають обмежену довжину і розкриття до 7 мм.

Косо-діагональні тріщини виникають в спинках і ребрах залізобетонних блоків і чавунних тюбінгів і є результатом невідповідності показників міцності матеріалу оправ тиску, що розвивається домкратами прохідницького щита. Те ж походження найчастіше мають окремі відколи стиків, кутів і інші подібні дефекти. Найбільш небезпечними, що свідчать про перенапруження і великі деформації конструкцій, є горизонтальні тріщини, відколи бетону поблизу горизонтальних стиків і руйнування або викришування заповнення стиків, які виникли в процесі експлуатації і продовжують розвиватися.

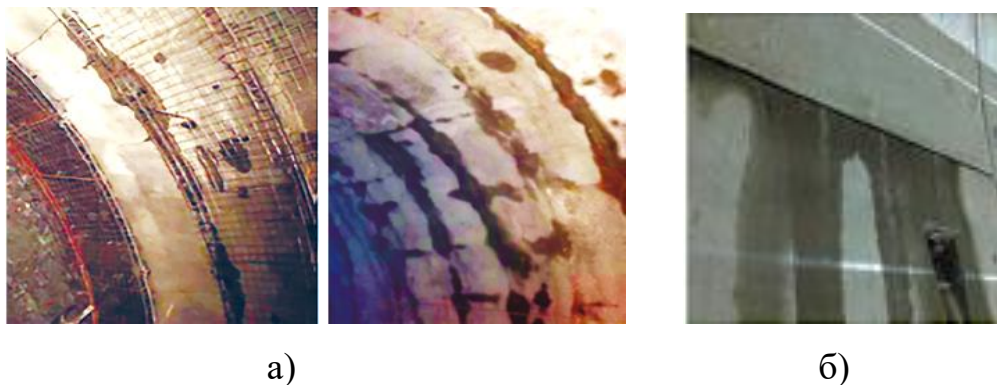


Рисунок 2 – Течі і просочування води крізь оправу тунелю з:
а) монолітного бетону, б) високоточних залізобетонних блоків

Течі і різні пошкодження від впливу агресивних середовищ – другий після тріщин найбільш поширений дефект, який зустрічається в тунельних оправах. Небезпеку становить корозійне руйнування бетону з утворенням шару іржі, що супроводжується зменшенням перерізу арматури і порушенням її зчеплення з бетоном. Ознаками корозійного руйнування залізобетону крім утворення іржавих плям, є наявність на поверхні дрібної сітки тріщин, відшарування захисного шару бетону, утворення сталактитів в місцях протікання, розпушення бетону (рис. 2).

Свищі – домінуючий вид течій, це наскрізні отвори, діаметр яких коливається від 0,5 до 5 см. Свищі значно впливають на порушення гідроізоляційних властивостей несучих конструкцій підземних споруд і є активними провідниками водо-піщаної суміші.

При експлуатації комунальних споруд крізь свищі в середньому в місяць наливається до $5 \div 10$ кг піску на 1 м тунелю, що призводить до утворення великих порожнин за оправою, величина яких може досягати більше $3 \div 7$ м. Від 60 до 90% свищів зосереджено в місцях розташування технологічних швів. Близько $40 \div 50\%$ притоків потрапляє в підземну споруду через розуцільнені стики між блоками (тюбінгами). Окрім течій, через свищі відбувається слабка фільтрація води крізь тіло блоків (рис. 3), яка проявляється у вигляді мокрих плям. Тріщини і свищі є активними провідниками незв'язного ґрунту в підземну споруду: крізь тріщини виноситься понад 60% незв'язного ґрунту, крізь свищі - близько 40%.

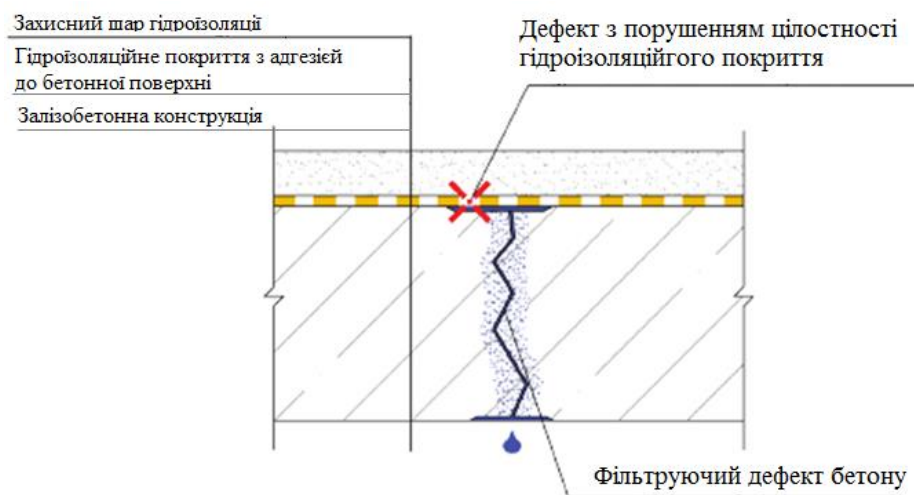


Рисунок 3 – Дефекти гідроізоляційного покриття з просочуванням води через дефекти бетону

Основні місця зосередження фільтрації води в підземних спорудах глибокого закладення – на бічних частинах оправ, рідше – в склепінні, і зовсім рідко – по лотковій частини; в підземних спорудах мілкового закладення – трохи

вище лоткової частини, у перекритті і по перекриттю. Фільтрація часто має сезонний характер, крім того, може мимоволі зменшуватися або припинятися зовсім. Іноді після зникнення в одному місці, вода з'являється в іншому; таке явище виникає, в основному, в монолітних бетонних і залізобетонних оправах і пояснюється самоущільненням бетонного каменю.

Дефекти корозійного характеру конструкцій оправ споруд метрополітенів і транспортних тунелів, зведених з монолітного та збірного залізобетону, можуть бути викликані впливом на них не тільки води, але і таких агресивних середовищ, як вуглекислий газ, повітря, хімічні речовини, грибки та ін.

Осідання лотка підземної споруди або тунельної оправи в цілому, в основному, відбувається в місцях винесення ґрунту. Утворені під лотком підземної споруди порожнини порушують статичний режим роботи оправи і призводять до осідання. Збільшення осадок згодом призводить до наростаючого розтріскування лоткової частини тунелю, руйнування і відшарування від оправи колійного бетону в тунелях метрополітенів, зміни положення колії в плані і профілі. Еліптичність спостерігається в кільцевих залізобетонних або чавунних оравах. Відповідно до ДБН В.2.3-7-2010 [3] максимальне відхилення діаметра тунельної оправи від проектного не повинно перевищувати ± 50 мм, однак на практиці відхилення значніші. Поряд з еліптичністю кілець може спостерігатися їх зміщення, що досягає $70 \div 80$ мм.

Передбачити аварійні ситуації та зменшити їх кількість можливо ще на стадії проектування і будівництва, але це не завжди можливо. Своєчасне виявлення наведених вище найбільш характерних дефектів конструкцій міських підземних споруд може істотно вплинути на якість і тривалість робіт, спираючись на попередню оцінку їх експлуатаційного стану. Тому важливо навчитися грамотно вирішувати проблеми, що виникають на стадії експлуатації, аналізуючи світовий досвід та сучасні способи усунення найбільш поширених проблем тунелебудування.

Література:

1. Фролов, Ю. С. Метрополитены. Учебник для вузов [Текст] / Ю. С. Фролов, Д. М. Голицынский, А. П. Ледяев. – М.: Желдориздат, 2001. – 528 с.
2. Власов С. Н., Маковский Л. В., Меркин В. Е. Аварийные ситуации при строительстве и эксплуатации транспортных тоннелей и метрополитенов. М.: ТИМР. 1997. – 181 с.
3. ДБН В.2.3-7-2010. Споруди транспорту. Метрополітени [Текст]. – К.: ДП «Укрархбудінформ», 2011. – 195 с

ОЦІНКА ТЕХНІЧНОГО СТАНУ МОСТУ ЧЕРЕЗ Р. СІВЕРСЬКИЙ ДОНЕЦЬ А/Д Н-26 ЧУГУЇВ – МІЛОВЕ КМ2+852 В С. МАЛИНІВКА

*Валько С.О. ДМ-51-21, Ніконов В.О. ДМ-41-18
Науковий керівник: к.т.н., доцент Бережна К.В.
Харківський національний автомобільно-дорожній університет*

Міст через р. Сіверський Донець розташовано на а/д Н-26 Чугуїв – Мілове, яка проходить через м. Старобільськ. Кілометраж розташування моста – км 002+852, міст знаходиться на межі міста Чугуїв, наступний населений пункт селище міського типу Малинівка. Координати GPS середини мосту – 49°49'29.9"N 36°42'44.6"E. Русло річки проходить у другому, третьому, четвертому та п'ятому прольотах, ширина русла річки у місці перетинання мостом складає приблизно 74 м, кут між віссю моста та загальним напрямком течії – 60°. Річка не судноплавна.



Рисунок 1 – Загальний вид моста з верхової сторони

Міст є капітальною спорудою постійного типу довжиною 108,94 м (відстань між зовнішніми гранями шафових стінок). Поздовжня схема мосту – 6×18,00 м. Тип прогонової будови – розрізна. Габарит для автомобільного транспорту – 8,2 м, два тротуари – 1,5 м, загальна ширина – 12,04 м. Загальний вид проїзної частини з обох боків наведено на рис. 2.4 и 2.5. Міст у плані є

прямим. Висота споруди 7,2 м. Конструкції моста запроектовано на навантаження Н-30 та НК-80.

Класифікація експлуатаційного стану елементів мосту, яка є основою оцінки їх технічного стану, полягає в зіставленні дефектів і пошкоджень, помічених під час обстеження, з описом ознак деградації, наведених у додатку А норм [1].

Елементи проїжджої частини. Мостове полотно знаходиться у задовільному стані: пошкодження асфальтобетонного покриття до 7%, напливи біля бордюрів до 5 см, поперечні тріщини в покритті перед в'їздом на міст, пошкодження елементів деформаційних швів, відсутність деформаційних швів на тротуарах, накопичення води на проїзній частині. Товщина шарів покриття перевищує нормативну. Водовідвідні трубки відсутні. Поздовжні та поперечні ухили не відповідають нормативним. Шар гідроізоляції має пошкодження, на тротуарах він зовсім відсутній. Тротуарні блоки з зовнішнього боку мають сліди вилюговування та незначного руйнування бетону. За виявленими дефектами відсоток зносу складає 20%, що відповідає експлуатаційного стану - 3.



Рисунок 2 – Руйнування захисного шару бетону з оголенням і корозією арматури тротуарних блоків



Рисунок 3 – Руйнування асфальтобетонного покриття на тротуарах

Елементи прогонових будов. У плитах прогонових будов спостерігається сколювання бетону у розтягнутій зоні, сліди вилуговування на поверхні бетону. Загальний відсоток зносу елементів складає до 10%, що відповідає експлуатаційного стану – 3.

Елементи опор, опорних частин. Гумові опорні частини мають сліди старіння – наявна сітка тріщин (стан – 2). На залізобетонних стічних трикутниках є тріщини, сколювання захисного шару з оголенням арматури (стан – 3). Ригелі мають значні за розмірами сліди вилуговування, лущення бетонної поверхні, окремі з розкриттями до 0,3 мм (стан – 2). Стояни моста мають незначні дефекти (стан – 2). Сумарний відсоток зносу складає близько 8%, тобто фактичний експлуатаційний стан відповідає оцінці – 3.

Елементи фундаментів. Кренів, осідань опор не встановлено, що відповідає експлуатаційного стану 2.

Елементи підходів. На підходах до проїзної частині мосту відмічається сітка поперечних тріщин, незначні просідання. На підходах до тротуарів – значні руйнування насипу ґрунту, перехідні плити відсутні. Лобові відкоси мають значні поверхні руйнування, під перехідними плитами ОП 1 є порожнини. Експлуатаційний стан підходів -4.



Рисунок 4 – Руйнування лобових укосів берегової опори ОП 7



Рисунок 5 – Сітка тріщин в асфальтобетоні на підходах до моста

По табл. 5.1 норм [1] чисельний показник надійності за першою групою граничних станів для найбільш послаблених елементів: підходів $P_i = 0,979771$.

При цьому характеристику безпеки приймають $\beta_i=2,05$, що відповідає експлуатаційному стану – 4.

Вихідними даними для визначення залишкового ресурсу є надійність елементів мосту, що знаходяться в певному експлуатаційному стані. Залишковий ресурс залежить від показника інтенсивності відмов.

За табл. Г. 1 (додаток Г норм [1]) визначимо інтенсивність відмов найбільш послабленого елементу – підходи (стан 4), з урахуванням часу від початку експлуатації мосту в 1989р. до теперішнього часу (2018р.), що становить $t_i=2018-1989=29$ років, $\lambda=0,05828$.

За табл. Г.2 [1] визначаємо ресурс елементів мосту від початку експлуатації до настання експлуатаційного стану 5 (експлуатаційного стану непрацездатний). Він складає 36 років. Отже залишковий ресурс найбільш послабленого елементу мосту становить $36-29 = 7$ років.

Кількісним показником експертного визначення технічного стану мосту є формалізована експлуатаційна оцінка. Середньозважене значення експертної експлуатаційної оцінки визначається за середнім значенням експлуатаційного стану групи конструктивних елементів споруди: елементів проїзної частини - 3; елементів прогонових будов - 3; опор, опорних частин - 3; фундаменту - 2; підмостове русло -2; підходів - 4.

Експертна оцінка E технічного стану визначається за формулою:

$$E = \frac{80(5 - \sum_{i=1}^6 \alpha_i D_i)}{4} + 20,$$

$$E = \frac{80 \cdot [5 - (0,05 \cdot 3 + 0,44 \cdot 3 + 0,25 \cdot 3 + 0,15 \cdot 2 + 0,09 \cdot 2 + 0,03 \cdot 4)]}{4} + 20 = 63,6.$$

Отриманий рейтинг мосту за табл. 7.2 норм [1] відповідає третьому експлуатаційному стану – працездатний, при якому повинні бути виконані наступні заходи:

- ведуться планові обстеження;

- скорочуються терміни між періодичними оглядами;
- виконуються поточні ремонти.

Для забезпечення нормальної експлуатації мосту необхідно усунути всі дефекти. Особливу увагу необхідно приділити:

- ремонту асфальтобетонного покриття (з ухилом передбаченим діючими нормативними документами) з відновленням шару гідроізоляції на проїзної частині та улаштуванням гідроізоляції на тротуарах, під час робіт **необхідно** перевірити стан вузлів кріплення тротуарних блоків;
- відновленню ґрунту насипу на підходах та лобових укосах;
- укріпленню укосів бетоном;
- улаштуванню водовідводу на підходах до мосту;
- улаштуванню підходів до тротуарів.

Література:

1. Споруди транспорту. Настанова з оцінювання і прогнозування технічного стану автодорожніх мостів: ДСТУ-Н Б В.2.3-23:2012. (Чинні від 2013-12-01). – К.: Мінрегіонбуд України, 2013. – 45с. (Національний стандарт України).
2. Споруди транспорту. Мости та труби. Обстеження і випробування ДБН В.2.3-6:2009. (Чинні від 2010-03-01). – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 43с. – (Державні будівельні норми України).
3. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування: ДБН В.2.3-14: 2006. (Чинні від 2007-02-01). – К.: Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства, 2006. – 359с. – (Державні будівельні норми України).
4. Споруди транспорту. Мости та труби. Основні вимоги проектування: ДБН В.2.3-22: 2009. (Чинні від 2010-03-01). – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 52с. – (Державні будівельні норми України).

РУЙНУВАННЯ, ЩО ПРОГРЕСУЄ: ІСТОРІЯ, ОСНОВНІ ПОЛОЖЕННЯ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ ДО РОЗРАХУНКУ

*Ольховский І.А. ДМ-41-18, Сімбір'єв Д.О. ДМ-36т1-19
Науковий керівник: к.т.н., доцент Бережна К.В.
Харківський національний автомобільно-дорожній університет*

Термін руйнування, що прогресує, та формулювання проблеми захисту від нього панельних будівель з'явився в 1968 році в доповіді комісії, яка розслідувала причину відомої аварії 22 поверхового житлового дому Ronan Point що в Лондоні. В будинку були виконані всі будівельні норми та правила, и було встановлено відсутність будівельних дефектів. Але прогресуюче руйнування було не уникнути, оскільки схема конструкції була аналогічною до карточного будиночку, тобто вона не мала ніякої можливості перерозподілити навантаження на окремі підсистеми і тим самим локалізувати відмову [1].

Трагічним прикладом прогресуючого руйнування є терористичний акт в Оклахомі, що стався 19 квітня 1995 року. В результаті вибуху замінованого автомобіля було зруйновано федеральну будівлю імені Альфреда Марра. Вибух зруйнував або пошкодив 324 будівлі в радіусі 16 кварталів, знищив 86 автомобілів і вибив шибки будинків в радіусі 4,5 км.

Найвідомішим прикладом прогресуючого руйнування є теракт 11 вересня 2001 року. Як відомо 2 всесвітніх торгівельних центра були повністю зруйнованими внаслідок терористичної атаки, а саме пілотування в них 2-ох захоплених терористами літака.

Для цієї будівлі інженери застосували прогресивну структурну модель: план поверху являє собою периметр з близько розташованих колон з внутрішньої ліфтової середньої частини (рис. 1). Поверхи підтримуються серіями легких ферм, які розташовуються між зовнішніми колонами і

ліфтовою частиною. Вежі близнюки були першими надвисокими будівлями, спроектованими без кам'яної кладки.

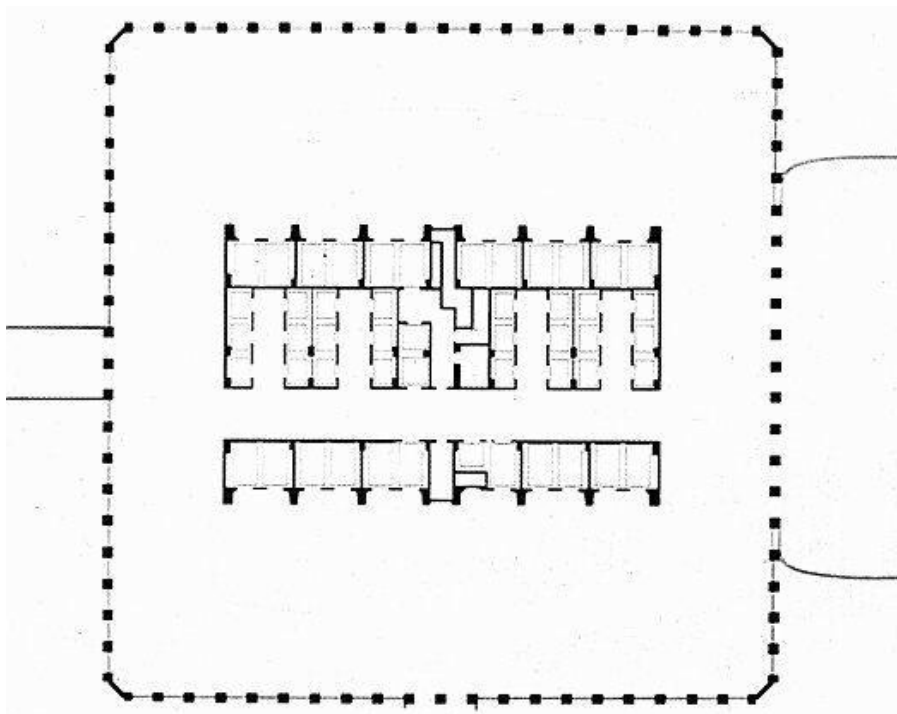


Рисунок 1 – Типовий план поверху всесвітнього торговельного центру

Після удару літака більшості спостерігачів здавалося, що конструкція сильно пошкоджена, але не обов'язково фатально. Ударом літака було зруйновано значну кількість колон периметра на кількох поверхах будівлі, що сильно послабило всю систему. Спочатку цього виявилось недостатньо, щоб викликати обвалення. Але втрата міцності і пружності матеріалів під впливом вогню в поєднанні з впливом пошкоджень могли стати причиною руйнування системи ферм, що підтримують поверх, або інших колон периметра або навіть центральної частини, або і того і іншого. Руйнування поверхової ферми дозволило б колонам периметра здвинутиися назовні. Незалежно від інших подій, що відбулися, в результаті все це повинно було закінчитися повним руйнуванням принаймні одного поверху на даному рівні. А якщо один поверх був зруйнований - всі поверхи вище почали падіння. Величезна маса падаючої будови створювала зусилля, що руйнувало до цього неушкоджені поверхи

внизу, результатом чого стало катастрофічне руйнування будівлі в цілому (рис. 2-3) [2].



Рисунок 2 – Початок падіння
однієї з веж

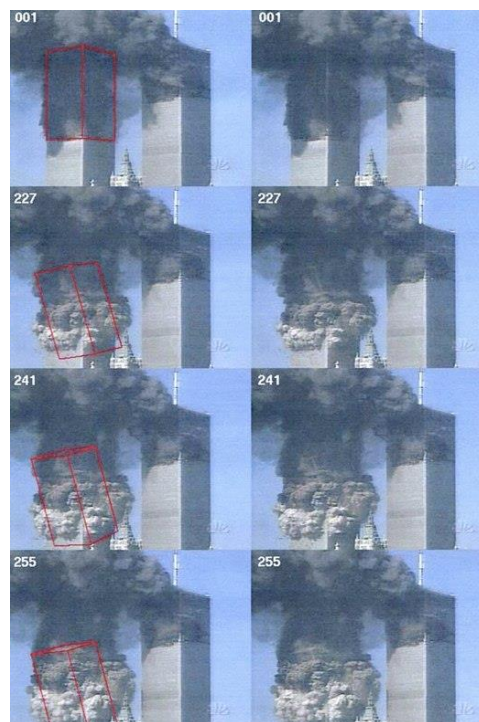


Рисунок 3 – Послідовність
прогресуючого руйнування

Термін «прогресуюче руйнування» відноситься до ситуації, коли руйнування або пошкодження будь-якої малої частини конструкції веде до повного або майже повного руйнування всієї конструкції. Аварійні впливи або ситуації можуть бути викликані діяльністю людини (вибухи газу, теракти, пожежі, наїзди транспорту, дефекти проектування, будівництва та експлуатації будівель, некваліфікована реконструкція з надбудовою, прибудовою, переплануванням приміщень, супроводжувана ослабленням або перевантаженням несучих елементів і підстав) або природними явищами (землетруси, урагани, зсуви, нерівномірні деформації підстав). Оскільки неможливо повністю виключити ймовірність виникнення таких ситуацій, необхідно забезпечити певну ступінь безпеки людей і збереження їх майна за

рахунок зменшення ймовірності прогресуючого обвалення при локальних руйнування несучих конструкцій [3].

В США з різних нормативів можна виділити три різних варіанти пояснення цього терміну: прогресуюче обвалення (progressive collapse) - поширення початкового локального руйнування від елемента до елементу конструктивної системи, в результаті чого відбувається обвалення всієї будівлі (спорудження ня) або непропорційно великий його частини [4]; прогресуюче обвалення - поширення локального руйнування (пошкодження), викликаного іні цірующим подією від елемента до елементу конструктивної системи, внаслідок чого відбувається обвалення всієї будівлі або непропорційно великої її частини; також відомо як непропорційне (Disproportionate) обвалення [5]; прогресуюче обвалення - розрахункова ситуація, в якій локальне руйнування головних (мають першорядне значення) конструктивних елементів призводить до обвалення сусідніх елементів, які, в свою чергу, викликають додаткове обвалення [6-8].

У світі існує багато нормативних документів з питань прогресуючого руйнування.

В США:

- UFC 4-023-03 (Including Change 2, June 2013) Unified facilities criteria. Design of building to resist progressive collapse.
- GSA "Alternate path analysis & design guidelines for progressive collapse resistance", October 2013.
- Best Practices for Reducing the Potential for Progressive Collapse in Buildings. NIST, February 2007
- Rules and Regulations of the Building Code of the City of New York. См. chapter 18 "Resistance to Progressive Collapse under Extreme Local Loads"
- ASCE/SEI 7-10 (издание 2010 г.) Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures

В Європейському Союзі:

- EN 1991-1-7-2009 General Actions – Accidental Actions или ТКП EN 1991-1-7-2009 (02250)

- EN 1992-1-1-2009 Eurocode 2: Design of concrete structures — Part 1-1

В Великобританії:

- BS 5950-1:2000 (издание 2008 г.: Incorporating Corrigenda Nos. 1 and 2 and Amendment No. 1) Structural use of steelwork in building

- BS 8110-1:1997

- BS 8110-2:1985

- BS 5628-1:2005 Code of Practice for Use of Masonry

В Канаді:

- NBCC 1977 National Building Code of Canada (NBCC), Part 4, Commentary C, National Research Council of Canada, Ottawa, Ontario, 1985.

- CSA Standard S16-01 Limit States Design of Steel Structures. См. п. 6.1.2 Structural Integrity.

В Гон-Конзі:

- Code of practice for structural use of concrete, – 2013. См. п. 2.2.3.2 Check of structural integrity, п. 2.3.2.7 Fire, п. 6.4 Design for robustness against disproportionate collapse.

- Code of practice for structural use of steel, – 2011

- Code of Practice for Dead and Imposed Loads, – 2011

Та в Австралії:

- AS/NZS 1170.0:2002 Structural design actions. Part 0: General principles

Якщо виділити основну інформацію з ДБН В.1.2-14-2009 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ», то це перелік вимог, яким мають відповідати будівельні конструкції та основи. А саме:

- сприймати без руйнувань і недопустимих деформацій впливи, що виникають під час їх зведення і протягом встановленого терміну експлуатації;

- мати достатню робото спроможність в умовах нормальної експлуатації протягом усього встановленого терміну експлуатації, а саме: їх експлуатаційні

параметри (переміщення, вібрації тощо) із заданою імовірністю не повинні виходити за встановлені нормативною або проектною документацією межі, а їх довговічність повинна бути такою, щоб погіршення властивостей матеріалів і конструкцій внаслідок гниття, корозії, стирання та інших форм фізичного зношування не призводило до недопустимо високої ймовірності відмови;

- мати достатню живучість по відношенню до локальних руйнувань і передбачених нормами аварійних впливів (пожеж, вибухів, наїздів транспортних засобів тощо), виключаючи при цьому явища прогресуючого руйнування, коли загальні пошкодження виявляються значно більшими ніж первісне збурення, що їх викликало [9].

Щодо запобігання нестандартних аварійних ситуацій, безпека об'єкта, як правило, повинна забезпечуватися шляхом реалізації принципу ешелонування захисту, який базується на використанні бар'єрів, які послідовно включаються в роботу та функціонують незалежно один від іншого і виконують такі функції:

- перешкоджають виникненню перевантажень, збоїв і аварійних ситуацій;
- забезпечують сприйняття аварійних перевантажень і гарантують незруйнованим, а також функціонування (можливо з погіршенням параметрів якості або після ремонту) основної частини об'єкта;
- перешкоджають лавиноподібного розвитку руйнувань і відмов, а також локалізують наслідки вже аварії, що сталася.

При проектуванні будівель та споруд, що належать до класу відповідальності ССЗ, категорії відповідальності А, категорії складності IV-V, потрібно враховувати можливість виникнення форс-мажорних ситуацій, поява яких ймовірна у процесі життєвого циклу системи (конструкції).

У даному випадку при проектування необхідно виконувати розрахункову оцінку збереження від обвалення несучих конструкцій висотного будинку у разі виникнення надзвичайних ситуацій (пожежі або

вибуху), яка може призвести до локального руйнування в обсягах для висотних будинків із залізобетонним каркасом:

- руйнування (видалення) двох стін, що перетинаються, на ділянках від місця їх перетину (наприклад, від рогу будинку) до найближчого отвору в кожній стіні або до наступного вертикального перетину зі стіною іншого напрямку на сумарній довжині не більше 10 м, що відповідає руйнуванню конструкцій у колі площею 80 м^2 (площа локального руйнування);

- руйнування (вилучення) окремої колони (пілона) або колони (пілона) з прилеглими до них ділянками стін, розміщених на одному поверсі на площі локального руйнування;

- обвалення ділянки перекриття одного поверху на площі локального руйнування.

До основних конструктивних заходів, які рекомендовано вживати для забезпечення стійкості висотного будинку із залізобетонним каркасом від прогресуючого обвалення, належать:

- створення безперерізності перекриттів та забезпечення безперервності армування конструкцій у плані та по висоті;

- застосування подвійного безперервного армування перекриттів у верхній та нижній зонах із загальною площею в обох напрямках не нижче ніж 0,25 % від площі перерізу бетону;

- підсилення (у разі необхідності) сусідніх вертикальних несучих конструкцій, на які може передаватись навантаження від зруйнованого елемента;

- надійне стикування й анкерування арматури у місцях з'єднання стін, колон та перекриттів.

Для висотного будинку з металевим несучим каркасом задля запобігання прогресуючому обваленню рекомендовано:

- застосовувати конструктивні схеми каркасів із жорсткими вузлами з'єднань ригелів з колонами для перерозподілу зусиль при руйнуванні;

- надавати перевагу зменшеному кроку периферійних фасадних колон;

- передбачати відповідні аутригерні системи для перерозподілу зусиль;
- застосовувати комбіновані сталезалізобетонні несучі системи з улаштуванням залізобетонних каркасів у найбільш небезпечних для прогресуючого руйнування зонах нижніх поверхів.

Руйнування будинків, несучі конструкції яких проектується з металевим каркасом, необхідно розглядати за спеціальними сценаріями, в яких руйнування (вилучення) окремих елементів слід призначати в найбільш небезпечних місцях залежно від прийнятої конструктивної схеми і відповідно до оцінок можливих ризиків.

Конструкції будинку рекомендовано розраховувати як просторову систему «основа – фундамент – споруда» з використанням програмних комплексів, що дозволяють урахувати фізичну й геометричну нелінійність. А також забезпечити найбільшу точність результатів розрахунку й зниження додаткових матеріаловитрат.

Рекомендовано проводити розрахунок за такою схемою:

- виконують розрахунок усієї схеми в фізично нелінійній постановці на постійні й тимчасові навантаження, що входять до аварійного сполучення;
- отриманий напружено-деформований стан приймають як стартовий для розрахунку на навантаження від елементів, що вилучаються;
- розрахунок на додаткове навантаження, що виникає при вилученні елементів, виконують у фізично й геометрично нелінійній постановці. Навантаження від вилучення елементів відповідає зусиллям, отриманих у них на попередньому етапі розрахунку і збільшених на коефіцієнт динамічності 1,2. Перевірку на міцність елементів, що залишилися, виконують без урахування поздовжнього вигину.

Таким чином, розрахунок міцності та стійкості проводять на аварійне сполучення навантажень і впливів, що включає постійні і тривалі тимчасові навантаження, а також вплив на конструкцію будинку локальних гіпотетичних обвалень. Локальне обвалення може бути розташоване в будь-якому місці будинку.

Ефективним методом аналізу конструктивної системи при розрахунку на прогресуюче обвалення є побудова її енергетичного портрета. Алгоритм дій для цього складається із таких процедур:

- побудова з урахуванням фізичної і/або геометричної нелінійності поля граничної щільності енергії деформації (ГЩЕД) в елементах системи;
- на основі аналізу побудованого поля ГЩЕД, встановлення елементів з максимальними її значеннями;
- забезпечувати достатність довжини анкерування арматури при її роботі як в'язів зсуву;
- опорні перерізи балок і ригелів, а також вузли їх з'єднань із колонами (стінами, пілонами) повинні мати міцність за поперечною силою в 1,5 разу вище, ніж їх несуча здатність за вимогами у прольоті з урахуванням пластичних властивостей [10].

В посібнику [11] наведені основні вимоги до побудови розрахункових моделей:

1 Для розрахунку споруд на стійкість проти прогресуючого обвалення слід використовувати просторову розрахункову модель, в якій враховується взаємодія з ґрунтовою основою. У розрахунковій моделі слід враховувати можливе включення в роботу елементів, які за нормальних умов експлуатації споруди є ненесучими (наприклад, навісні зовнішні стінові панелі, парапети, залізобетонні огорожі балконів, перегородки і т.п.), а при локальному руйнуванні активно беруть участь в перерозподілі зусиль в елементах конструктивної системи.

2 При розрахунку споруд на стійкість проти прогресуючого обвалення слід передбачати можливість стадійного розрахунку. На початковій стадії необхідно визначити напружено-деформований стан конструкцій за умов нормальної експлуатації. На наступних стадіях слід визначати напружено-деформований стан конструкцій, що виникає при локальному руйнуванні, за умови врахування деформацій конструкцій, що виникли в результаті нормальної експлуатації.

3 Розрахунок моделі споруди слід виконувати для кожного з розглянутих локальних руйнувань окремо і незалежно від інших можливих локальних руйнувань.

4 В розрахунковій моделі споруди слід враховувати реальну діаграму роботи матеріалу конструкцій і їх стиків (розшарування цегляної кладки при роботі конструкції на розтяг; несприйняття в платформенном стику напруг, що розтягують, крихке руйнування конструкцій і вузлів їх сполучення і т.п.).

5 Розрахунок споруди на стійкість проти прогресуючого обвалення слід проводити за деформованою схемою з урахуванням вимог, викладених в п.4.

6 У разі забезпечення пластичної роботи конструктивної системи в граничному стані, розрахунок на стійкість проти прогресуючого обвалення можливо проводити кінематичним методом теорії граничної рівноваги. У цьому випадку розрахунок при кожній обраній схемі виконується за такою процедурою:

- задаються найбільш ймовірні механізми руйнування елементів споруди, які втратили опору (задати механізм руйнування, значить визначити всі руйнування зв'язку, в тому числі і створені пластичні шарніри, і знайти можливі узагальнені переміщення (w_i) у напрямку зусиль в цих зв'язках);
- найбільш ймовірному механізму руйнування відповідає мінімум потенційної енергії конструкції на можливих (узагальнених) переміщеннях;
- для кожного з обраних механізмів руйнування слід визначити граничні зусилля, які можуть бути сприйняті перетинами всіх пластично зруйнованих елементів і зв'язків (S_i), в тому числі і пластичних шарнірів;
- знаходяться рівнодіючі (G_i) зовнішніх сил, прикладених до окремих ланок механізму, тобто до окремих не зруйнованих елементів або їх частин, і переміщення по напрямку їх дії (u_i);
- визначаються роботи внутрішніх сил (W) і зовнішніх навантажень (U) на можливих переміщеннях розглянутого механізму

$$W = \sum S_i w_i$$

$$U = \sum G_i u_i$$

- перевіряється умова рівноваги $W \geq U$.

Якщо при будь-якій розрахунковій схемі умова рівноваги не виконується, то слід зробити посилення конструктивних елементів, або іншими заходами домогтися його виконання.

Крім того, в несучих вертикальних елементах, що не розташовані над локальним руйнуванням, його вплив призводить до збільшення напруги і зусиль. Необхідно виконати перевірку несучої здатності цих елементів.

У деяких випадках доцільно розглядати роботу перекриттів над віддаленою колоною (пілоном, стіною) при великих прогинах як елементів висячої системи, при конструктивній можливості сприйняття виникаючих горизонтальних зусиль.

Основні положення при розрахунку споруд на прогресуюче руйнування

По-перше, конструктивна система будинку повинна бути захищена від прогресуючого обвалення в разі локального руйнування її несучих конструкцій при аварійних впливах, не передбачених умовами нормальної експлуатації будівлі (вибухи, пожежі, ударні впливи транспортних засобів і т.п.).

Ця вимога означає, що в разі аварійних впливів допускаються локальні руйнування несучих конструкцій, але ці первинні руйнування не повинні призводити до обвалення або руйнування конструкцій, на які передається навантаження, раніше сприймалася елементами, пошкодженими аварійним впливом.

Конструктивна система будівлі повинна забезпечувати його міцність і стійкість у разі локального руйнування несучих конструкцій, як мінімум, на час, необхідний для евакуації людей.

Розрахунок будівлі в разі локального руйнування несучих конструкцій проводиться тільки за граничними станами першої групи. Розвиток непружних деформацій, переміщення конструкцій і розкриття в них тріщин у розглянутій надзвичайної ситуації не обмежуються.

Каркасні будинки мають несучі елементи, які неможливо захистити від прогресуючого обвалення конструктивними заходами. Це ключові елементи каркаса (в першу чергу колони), і для підвищення стійкості будівлі проти прогресуючого обвалення при НС слід резервувати для цих елементів додаткову міцність.

Способи захисту від прогресуючого обвалення панельних будинків, для каркасних будинків трактується інакше і в загальному випадку - не застосовні.

Друге, при проектуванні захисту будівель від прогресуючого обвалення слід виділяти два типи непошкоджених конструктивних елементів:

- в елементах першого типу впливу локальних руйнувань не викликають якісної зміни напруженого стану, а призводять лише до збільшення напружень і зусиль;
- в елементах другого типу (до них відносяться конструкції, що втратили початкові опори розташовані над локальним руйнуванням) в розглянутому стані будівлі якісно змінюється напружений стан.

Література:

1. Pearson Cynthia, Delatte Norbert. Ronan Point Apartment Tower Collapse and its Effect on Building Codes.—ASCE, 2005 – 7 p.
2. WorldTradeCenterBuildingPerformanceStudy: DataCollection, PreliminaryObservations, andRecommendations.—,NewYork.: FederalEmergencyManagementAgency (FEMA),2002.— 403 p.
3. Перельмутер А. В. Реализация расчета монолитных жилых зданий на прогрессирующее (лавинообразное) обрушение в среде вычислительного

комплекса SCADOffice / Перельмутер А. В., Криксунов Э. З., Мосина Н. В. – М., 2008.

4. Best Practices for Reducing the Potential for Progressive Collapse in Building, NISTIR 7396. – New York, 2007. – 9 p.

5. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures: ASCE 7-02. – ASCE, Reston, VA 20191-4400, 2000.

6. Design of Building to Resist progressive collapse: UFC-4-023-03. – 2005. – (Unified Facilities Criteria)

7. Structural Use of Concrete, Part 1. Code of Practice for Design and Construction: BS5950-1:2000. – 389 Cheswick High Road, London W4 4AL, 1998.

8. General Services Administrations (GSA), Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernizations Projects – 2003.

9. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ: ДБН В.1.2-14-2009. – [Чинний від 2009-12-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 43 с. – (Державні будівельні норми).

10. Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6-98:2009 у порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01-84* і EN 1992-1-1 (Eurocode 2) / [Бабаєв В. М., Бамбура А. М., Пустовойтова О. М., Резнік П. А. та інш.]; за аг. Ред.. В.С. Шмуклера. – Харків : Золоті сторінки, 2015. – 208 с.

11. А.В. Кузьмин, С.Г. Емельянов, Н.В. Федорова Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Общие положения. – Москва: 2017 — 30 с.

АНАЛІЗ ТИПОВИХ ПРОЕКТІВ БАЛОЧНИХ ПРОЛЬОТНИХ БУДОВ МОСТІВ МАСОВОГО БУДІВНИЦТВА

Семенюк Д.В. ДМ-41-18

Науковий керівник: к.т.н., доцент Бережна К.В.

Харківський національний автомобільно-дорожній університет

У теперішній час на дорогах загального користування України експлуатується 16,1 тис. мостів та шляхопроводів загальною довжиною 364км, у в тому числі на дорогах державного призначення 1,9 тис. – довжиною 72,5км та на місцевих 14,2тис. – довжиною 291,5км.

По матеріалам співвідношення мостів таке: 93% - кам'яних та залізобетонних штучних споруд, 6% - металевих (залізничні мости) та 1% - дерев'яних. Залізобетонні мости поділяються на монолітні (30%), збірно-монолітні (5%) та збірні (65%). Збірні в свою чергу поділяють на плитні, коробчасті та ребристі . У теперішній час на території України експлуатується близько 43% ребристих прольотних будов, найпоширенішими є прольотні будови зі збірних попередньо напружених залізобетонних балок, зведених за типовими проектами.

Різке підвищення кількості транспорту на автомобільних дорогах, зростання вантажопідйомності у сполученні з поганою експлуатацією штучних споруд на дорогах, утворюють загрозу для транспорту. Більшість мостів та шляхопроводів на дорогах України були побудовані за технічними нормами 1962 року та попередніми і на теперішній час не відповідають вимогам СНиП 2.05.03.84* "Мосты и трубы", як по вантажопідйомності так і по габаритам проїзної частини.

Тому при проведенні обстежень штучних споруд актуальним є питання розрахунку існуючих конструкцій споруди на існуючі навантаження.

Використання для цього сучасних програмних комплексів є спрощенням процесу розрахунку.

Аналіз прольотних будов, які експлуатуються у теперішній час виділив деякі типові проекти на прикладі яких було проведено подальше дослідження.

Штучні споруди на автомобільних дорогах (мости, віадуки, шляхопроводи й естакади), виконувані повністю або частково збірними з окремих залізобетонних елементів або укрупнених блоків, за статичними схемами діляться на балкові (плитні, балкові або ребристі), рамні й аркові. Найбільший розвиток і застосування при масовому будівництві одержали мости із плитними й балковими прольотними будовами. Пояснюється це порівняльною простотою конструкції, ясністю статичної схеми й найбільшою їхньою придатністю для зведення в збірному залізобетоні.

У практиці мостобудування звичайно застосовуються дві основні форми перерізів блоків прольотної будови: П-подібне (рис. 1) і Т-подібне, або таврове (рис. 2), причому кожна із цих форм може мати кілька різновидів.

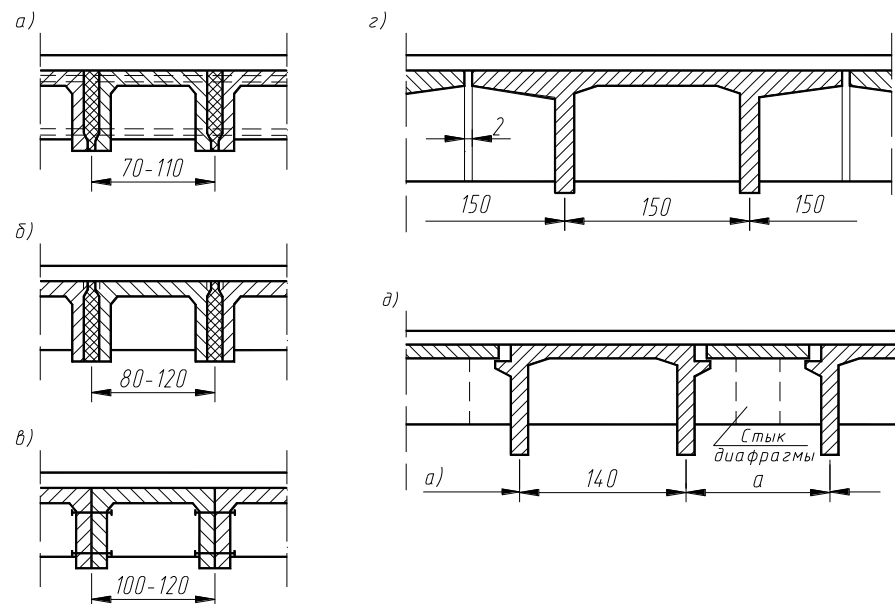


Рисунок 1 – Види П-подібних перерізів блоків ребристих прольотних будов та їхні сполучення

Блоки П-подібного перетину зі звичайного бетону із суцільними петлевими швами для взаємного з'єднання (рис. 1, а), з консолями й петлевими стиками по діафрагмах (рис. 1, б) і з болтовими з'єднаннями (рис. 1, в) широко

застосовувалися в перші післявоєнні роки для перекриття малих прольотів, коли транспортні й монтажні засоби були ще недостатньо потужними. Тепер ці типи блоків застосовуються як несучі елементи проїзної частини балкових мостів з їздою низом або аркових з їздою або низом, або верхом. Могутніші поздовжні блоки П-подібного перетину з консолями (рис. 3, г), а також П-подібного перетину з виступами, на які спираються плоскі плити (рис. 3, д) мають застосування в мостах, шляхопроводах й естакадах більших прольотів. Обидві ці конструкції можуть виконуватися як з ненапруженого, так і попередньо напруженого бетону.

В теперішній час частіше застосовуються блоки Т-подібного перетину з діафрагмами (рис. 2, а, б, в, г) і без діафрагм (рис. 2, д, е). Вони можуть виконуватися з ненапруженого (рис. 2, а, г, д) і попередньо напруженого бетону з натягом арматур до бетонування (рис. 2, б); у цьому випадку потужність балок і відстань між їхніми осями роблять різними) або після бетонування (рис. 2, а, в).

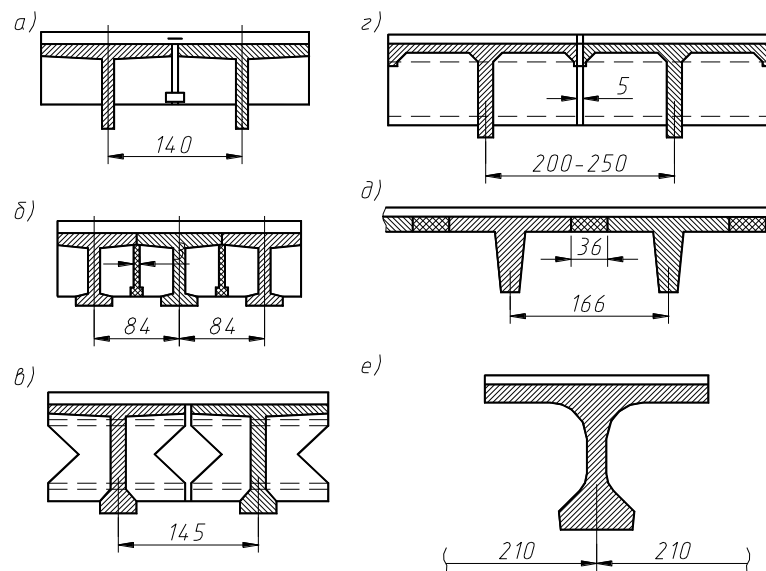


Рисунок 2 – Види Т-подібних перерізів блоків ребристих прольотних будов та їхні сполучення

Ребристі прольотні будови залізобетонних мостів виникли в результаті знайденої можливості зменшити витрату залізобетону плитних конструкцій

шляхом видалення частини непрацюючого бетону розтягнутої зони й зосередження арматур у ребрах-балках.

На кількість і форму ребер впливають величина прольоту та матеріал конструкції. Так, у мостах прольотами до 15м, де вплив власної ваги не так сильно позначається на величині згинальних моментів, поряд з конструкцією з попередньо напружуваною арматурою, доцільно застосовувати й конструкції з ненапруженої арматури. Ребра в цьому випадку виконуються гладкими, постійної ширини.

Зі збільшенням прольоту постійне навантаження швидко росте, внаслідок чого доводиться прибівати до спеціальних прийомів конструювання: влаштовувати тонкостінні ребра, розширені в нижній частині для розміщення арматури, або створювати попереднє напруження в конструкції. Останнє також впливає на форму ребер і поперечний переріз усієї прольотної будови.

Поперек прольоту моста можуть розташовуватись поперечні балки. У збірних конструкціях вони звуться діафрагмами. Їхнє призначення, це створення поперечної жорсткості прольотної будови, забезпечення стійкості поздовжніх ребер під впливом сил крутіння та створення в плиті проїзної частини додаткові опори. Однак виготовлення балок збірних прольотних будов з діафрагмами сполучено зі значними труднощами. Блоки прольотних будов без діафрагм значно спрощують технологію заводського виготовлення, що й обумовило їхню найбільшу застосовність. Ці блоки мають уніфікований обрис для серії прольотів. У таких прольотних будовах, що одержали назву бездіафрагмових, поперечна жорсткість забезпечується тільки плитою, яку з цією метою проектують більшої товщини [1].

Далі наведений короткий аналіз найбільш розповсюджених типових проектів бездіафрагмових прольотних будов.

Ребристі розрізні прольотні будови з ненапруженої арматури споруджують головним чином зі збірного залізобетону.

Типовий проект „Випуск 56 – доповнення”. До складу „доповнень” до випуску 56 типових проектів споруджень на автомобільних дорогах входять робочі креслення варіанта конструкції залізобетонних збірних пролітних будов без діафрагм із каркасними звареними арматурами періодичного профілю для прольотів у світлі 7,5; 10,0; 12,5 й 15,0м [2].

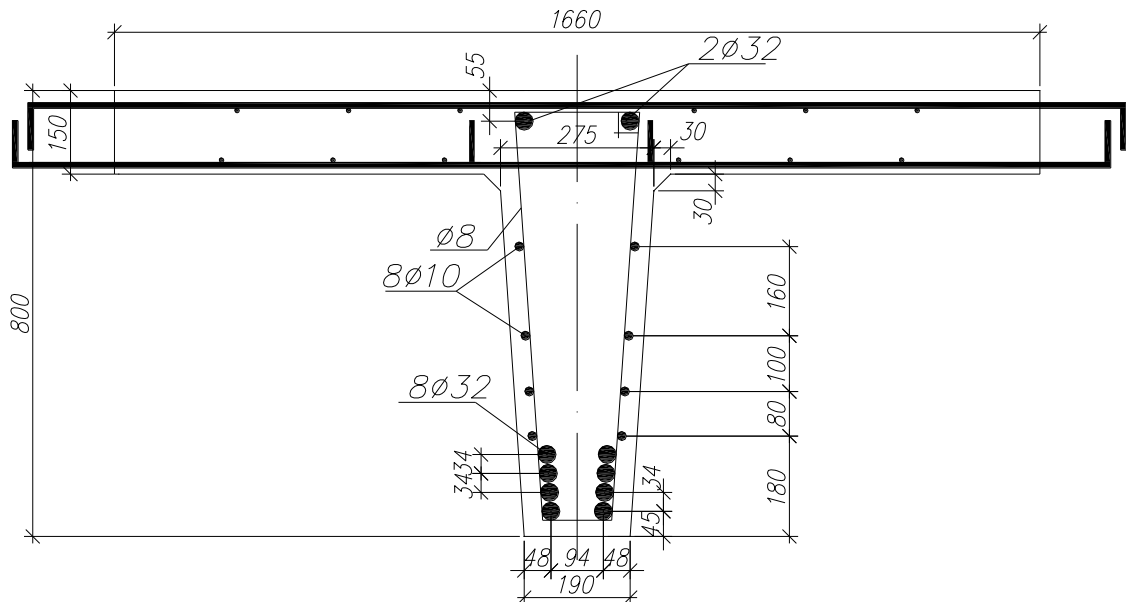


Рисунок 3 - Загальний вигляд перерізу середніх балок за типовим проектом “Випуск 56 - доповнення”.

Нормативні вертикальні навантаження, на які запроектовані балки: Н-13 і НГ-60; Н-18 і НК-80 за „нормами вертикальних рухомих навантажень для розрахунку штучних споруд на автомобільних дорогах” [3].

Габарити проїзної частини Г-6; Г-7 і Г-8 при ширині тротуарів 0,75 та 1,5м призначені за „нормами габаритів наближення конструкцій для мостів на автомобільних дорогах” [3]. Перехід на інші габарити можливий за рахунок відповідного збільшення кількості балок.

Бетон балок прольотних будов – марки М-250 (що згідно сучасним нормам відповідає бетону класу В-20). Балки прольотних будов армуються звареними каркасами з арматур періодичного профілю зі сталі СТ-5 за ГОСТ 380-57 [4].

Стінки балок армуються звареними сітками, утвореними хомутами поздовжньої арматури зі стержнів періодичного профілю.

Для плит проїзної частини застосовуються зварені сітки з арматур періодичного профілю для робочих стержнів і круглої за ГОСТ 2590-58 [5] зі сталі СТ-3 для розподільних стержнів.

У поперечному напрямку балки прольотних будов розташовують на відстані 166см одна від одної, як у діючих типових проектах вип. 122 й 123 і складаються із двох крайніх і декількох середніх балок, кількість яких залежить від габариту проїзної частини й розмірів тротуарів.

Крайні балки відрізняються від середніх наявністю із зовнішніх боків прольотних будов розширеної плити при відсутності випусків арматури для з'єднання балок між собою.

Балки прольотних будов під навантаження Н-13 і НГ-60 відрізняються від балок під навантаження Н-18 і НК-80 меншим насиченням робочою арматурою головних балок. Армування плит прийняте однакове для обох навантажень.

Поперечне з'єднання балок між собою здійснюється за рахунок об'єднання плити за допомогою випусків арматури із прямолінійними гаками. У місці стику встановлюється поздовжня арматура.

Типовий проект 3.503-14 інв. №710/5. Робочі креслення залізобетонних збірних прольотних будов автодорожніх мостів серії 3503-14 випуск 5 розроблені за планом типового проектування на 1974 р., затверджені постановою Держбуду СРСР від 21 листопада 1973 р., відповідно до завдання Міністерства будівництва й експлуатації автомобільних доріг РСФСР від 4.04.74 р. [6].

Для виготовлення балок та омонолічування прольотних будов застосовується бетон марки 300 (що згідно сучасним нормам відповідає бетону класу В-25). Розроблено варіанти армування балок з використанням сталі класів АІІ та АІІ у зварених й у в'язаних каркасах.

Для армування балок прольотних будов, відповідно до вказівок ТП-101-73, в якості робочі арматури варто приймати арматури класу А-III. Армування балок зображено на рисунку 6.

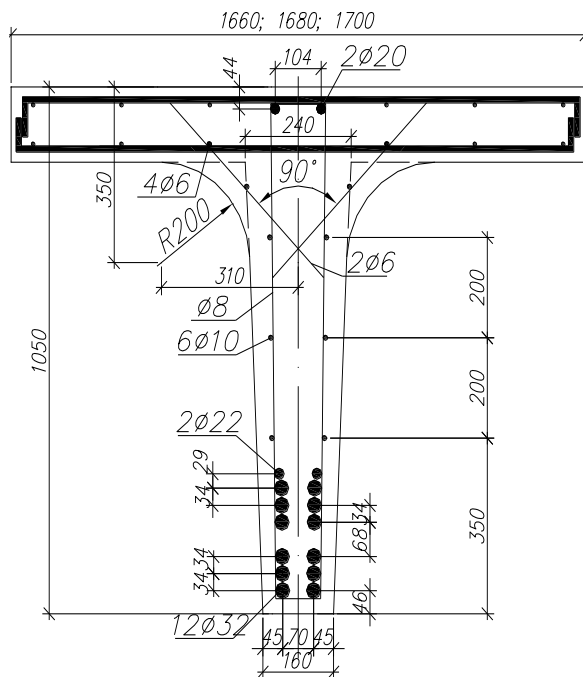


Рисунок 4 - Загальний вигляд перерізу середніх балок за типовим проектом 3.503-14.

У поперечному напрямку балки прольотних будов розташовані на відстані 1,66-1,70м одна від одної. Поперечні перерізи komponуються із крайніх і проміжних балок. Крайні балки відрізняються від проміжних наявністю однобічних випусків арматури з плити й закладних деталей для прикріплення тротуарних блоків.

Прольотні будови запроектовані без діафрагм. З'єднання балок між собою виконується бетонуванням випусків арматур з плити проїзної частини. У стику встановлюється поздовжня арматура. Стержні поздовжньої арматури з'єднуються з випусками в'язальним дротом.

Попередня напруга залізобетонних елементів, здійснювана з метою погашення напружень, що розтягують, дозволила створити міцні й жорсткі конструкції. Штучна попереднє напруження арматури запобігає появі тріщин

у розтягнутій зоні елементів, що працюють на згин, внаслідок чого стає можливим вводити в роботу весь поперечний переріз. Використання високоміцних матеріалів і збільшення жорсткості балок сприяє зниженню їхньої будівельної висоти. Зазначені обставини забезпечили зниження ваги несучих елементів з попередньо напруженого бетону, створили економічну доцільність застосування розрізних систем при значних прольотах.

Розрізні прольотні будови в переважній більшості випадків виконують збірними попередньо напруженими. Вони виявляються економічно доцільними для прольотів до 40 м.

Попереднє напруження елементів здійснюють як до бетонування натягом на упори, так і після бетонування натягом на бетон.

Типовий проект 3.503-12 інв. №384/46. Проект розділений на три випуски:

Випуск 18. Ребристі прольотні будови довжиною 12, 15, 18, 21, 24, 33 та 42 м [7].

Випуск 19. Балки довжиною 12, 15, 18, 21 та 24 м. армовані горизонтальними пучками й довжиною 24 м, і 33 м (висотою 1,5 та 1,7 м), армовані полігональними пучками, з напруженням пучків на упори.

Випуск 20. Балки довжиною 24, 33 й 42 м, армовані полігональними пучками.

Для виготовлення балок прольотних будов застосовується бетон марок 350, 400 та 500 (що згідно сучасним нормам відповідає бетону класу В–27,5, В–30, В–40). В якості напруженої арматури прийняті пучки зі сталі круглої холодно-тягнутого вуглеводистого дроту класу В-II діаметром 5 мм.

Для прольотних будов довжиною 12, 15, 18 й 21 м даний варіант армування семидротовими пасмами діаметром 15 мм.

Прольотні будови запроектовані без діафрагм. У проекті дані конструкції крайніх і проміжних балок. Крайні балки відрізняються від проміжних наявністю однобічних випусків арматури із плити проїзної частини. Армування балок цього типового проекту зображено на рисунку 5.

Передача арматурою попереднього напруження на бетон передбачена при 80–90% міцності бетону заданої марки.

Верхня плита армується зварними сітками з постійним кроком поперечних стержнів 100 мм на кінцевих ділянках та 200 мм на середніх ділянках. Крок горизонтальних стержнів 150 мм.

Нижні пояси балок армуються складеними каркасами, що складаються із зігнутих балок зварних сіток. Крок хомутів каркасів постійний – 150 мм. Допускається армування балок в'язаними сітками й каркасами.

Література:

1. В.А.Российский, Б.П.Назаренко, Н.А.Словинский «Примеры проектирования сборных железобетонных мостов», М., «Высшая школа», 1970 г., 520с.
2. Типовые проекты сооружений на автомобильных дорогах, М., 1968 г.
3. СНиП 2.05.03-84* Мосты и трубы.– М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1996.– 214с.
4. ГОСТ 380-57 Сталь углеродистая обыкновенного качества. Марки. – М.: Издательство стандартов, 1957 г.
5. ГОСТ 2590-58 Прокат стальной горячекатаный крупный, сортамент. – М.: Издательство стандартов, 1958 г.
6. Типовые конструкции и детали зданий и сооружений. Серия 3.503-14. Сборные железобетонные пролетные строения для автодорожных мостов. Выпуск 5 М.: 1972, 50с.

ДЕЯКІ МЕТОДИКИ РОЗРАХУНКУ ТРУБОБЕТОННИХ НЕСУЧИХ ЕЛЕМЕНТІВ КРУГЛОГО ПЕРЕРІЗУ

*Ляхоцький В.О. ДМ-41-18., Комісаренко І.М. ДМ-26т1-18
Науковий керівник: к.т.н., доцент Синьковська О.В.
Харківський національний автомобільно-дорожній університет*

Відмітимо, що перші передумови про роботу сталеві труби, заповненої бетоном, які однак суперечать один одному запропоновані ще на підставі проведених дослідів, О.О. Гвоздєвим і В.А. Росновським [1,2].

В результаті початкових теоретичних і експериментальних досліджень роботи стиснутих в центрі трубобетонних конструктивів різними авторами були запропоновані відмінні один від одного формули для визначення руйнівного навантаження (рис 1.).

В.А. Катаєв [3] вважає, що матеріал зовнішньої металевої оболонки знаходиться в плоскому напруженому стані, а найбільше зусилля обтиску бетону при збереженні його цілісності можуть виникнути, коли деформації труби ще не досягли межі текучості, а поперечні деформації бетонного ядра максимальні. При цьому особливості роботи трубобетону залежать від співвідношення міцності матеріалів бетонного ядра і металевої оболонки, і від геометричних характеристик оболонки.

Несуча здатність при досягненні прийнятого граничного стану визначається за формулою:

$$N \leq A_s \sigma_{s,z} + A_\sigma \sigma_{\sigma,z}, \quad (1)$$

де $-\sigma_{s,z}$ и $\sigma_{\sigma,z}$ – напруження в сталевій трубі і бетонному ядрі, яке визначається за формулами:

$$\text{для металевої труби } \sigma_{s,z} = \left[E_s - \frac{2\nu_s(\nu_\sigma - \nu_s)r_1^2}{(r_2^2 - r_1^2)d} \right] \epsilon_z;$$

Витоки визначення руйнівного навантаження
трубобетонних елемента при осьовому стисканні

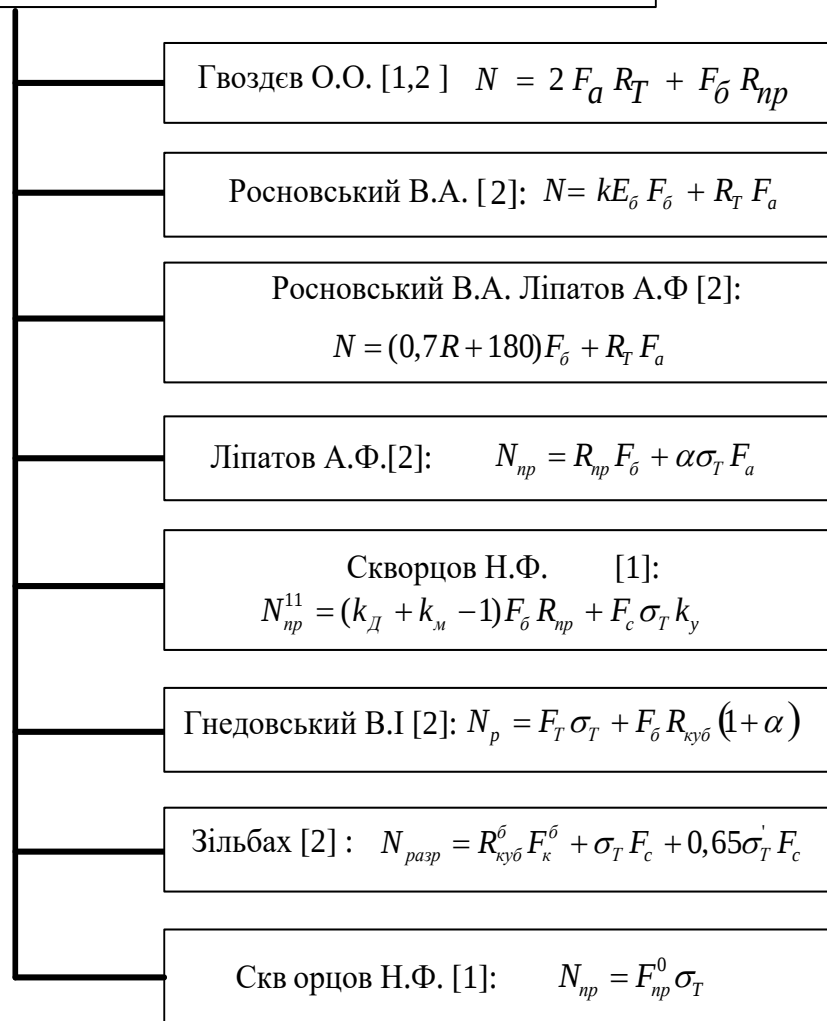


Рисунок 1 – Перші формули визначення руйнівного навантаження:

де F_a, F_c – площа перерізу труби; R_T – напруження, відповідне межі текучості метала; F_{δ} – площа перерізу бетонного ядра; R_{np} – призмova міцність бетону; k – постійний коефіцієнт, отриманий з досвіду; E_{δ} – початковий модуль деформації 1-го роду для бетону; R, R_{κ}^{δ} – кубикова міцність бетону; α – коефіцієнт в межах від 1,40 до 4,65, в залежності від бокової дії стінок труб на бетонне ядро; σ_T – межа текучості труби; k_d и k_m – масштабні коефіцієнти впливу, відповідно довжини і поперечних розмірів (в межах від 1,85 до 3,5), які визначаються за відповідними графіками; k_y – коефіцієнт досвідчений для визначення критичного напруження порожніх товстостінних труб, який

дорівнює $k_y = 0,765$ при величині діаметрів труб від 40δ до 100δ ; $\alpha = k\sigma_3/R_p^n$ – коефіцієнт по Бергу, визначений дослідницьким шляхом в формулі В.І. Гнедовського; σ_3 – напруження бетону на відрив в граничному стані; σ'_T – межа текучості металу повздовж труби; F_{np}^0 – інтегральна площа перерізу елемента, приведена до матеріалу труби. Коефіцієнт k_d можна узяти за графіком. з врахуванням марки бетону.

$$\text{для бетону } \sigma_{\epsilon,z} = \left[E'_\epsilon + \frac{2\nu_\epsilon(\nu_\epsilon - \nu_s)}{d} \right] \epsilon_z;$$

$$\text{де } d = \frac{1 + \nu_s}{(r_2^2 - r_1^2)E_s} [r_1^2(1 - 2\nu_s) + r_2^2] + \frac{(1 + \nu_s)(1 - 2\nu_s)}{E'_\epsilon}.$$

Дослідження сталобетонних колон наведені також в роботах Л.І. Стороженко [3,4]. Так, для розрахунку трубобетонних елементів при центральному стиску була запропонована формула:

$$N \leq m_{T\sigma} \varphi_{T\sigma} (\beta R_{np} F_\epsilon + \alpha R_m F_m), \quad (2)$$

де $m_{T\sigma}$ – коефіцієнт умов роботи елемента; $\varphi_{T\sigma}$ – коефіцієнт, що враховує гнучкість; β і α – коефіцієнти ефективності роботи бетону і труби, які визначаються за формулами або таблицями, в залежності від класу бетону і товщини стінки труби.

У роботі Л.К. Лукші [3,4] наводиться розрахунковий апарат, в якому основним критерієм міцності при осьовому стиску трубобетонних елемента є залежність:

$$N_{se} \leq \sum_i \sigma_i A_i, \quad (3)$$

де N_{se} – поздовжня стискаюча сила в елементі від зовнішнього навантаження; $\sigma_i A_i$ – несуча здатність окремих прошарків поперечного перерізу; $i = 1, 2, 3, \dots$ – номер шару елемента; A_i – площа поперечного перерізу i -го шару; σ_i – міцність матеріалу i -го шару при складному напруженому стані, що залежить від виду матеріалу і його взаємодії з матеріалами інших прошарків.

Несуча спроможність негнучкого двошарового сталобетонного елемента за умови, що бетонне ядро знаходиться в стані трьохосового стиску, визначається автором [4] за формулою:

$$N_{sc} \geq (f_c + K\sigma_o)A_c + \sigma_{se}A_{se}, \quad (4)$$

залежність для визначення бічного тиску має вигляд:

$$\sigma_o = (f_{ye} + \alpha_c f_c) \left[1 - \beta^{\frac{\xi}{(1+\nu_s)}} \right] / \xi;$$

$$\alpha_c = E_s / E_c; \quad \beta_s = d_{se} / d_{si},$$

де A_c, A_{se} площі поперечних перерізів бетонного ядра і зовнішньої сталеві труби; $\xi = \alpha_c (K - 2\nu_c) - 1$; $\nu_s = \nu_c = 0,5$ – значення коефіцієнтів Пуассона бетону і сталі в граничному стані елемента; f_{ye}, f_c – нормативний або розрахунковий опір сталі зовнішньої труби і бетонного ядра; d_{se}, d_{si} – відповідно зовнішній і внутрішній діаметр труби.

Міцність зовнішньої сталеві труби буде:

$$\sigma_{se} = f_{ye} - \sigma_o \beta_{se} / (\beta_{se} - 1),$$

Значення коефіцієнта ефективності бічного тиску для бетону в дослідженнях інших авторів (Р. Залігер, Річаст, М. Консідер, О. О. Гвоздєв) коливалися в межах від 4 до 5.

Згідно з єврокоду 4 (частина 2) [5] для труб круглого перерізу, заповнених бетоном, підвищення міцності бетону враховується за рахунок його обмеження (укладення в обойму). За умови, що відносна гнучкість $\bar{\lambda} = \sqrt{N_{pl,Rk} / N_{cr}}$ не перевищує $0,5 < e/d < 0,1$, а коефіцієнт вкладу сталі становить

$$0,2 \leq \delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,9,$$

де: e – ексцентриситет навантаження, d – зовнішній діаметр стійки, $N_{pl,Rk}$ – характеристичне значення пластичного опору стисненню, N_{cr} – пружна

критична нормальна сила для відповідної форми втрати стійкості; $N_{pl,Rd}$ – опір пластичної деформації при стисканні сталезалізобетонного перерізу; A_a – площа поперечного перерізу сталеві частини; f_{yd} – розрахункове значення умовної межі текучості сталі.

Пластичний опір стисненню визначається з урахуванням вищевикладеного [5] за наступним виразом:

$$N_{pl,Rd} = \eta_a A_a f_{yd} + A_c f_{yd} \cdot \left(1 + \eta_c \cdot \frac{t}{d} \cdot \frac{f_y}{f_{ck}} \right) + A_s f_{sd}, \quad (5)$$

де t – товщина стінки сталеві труби; A_c , A_a – площа поперечного перерізу бетону і арматури; f_{cd} , f_{ck} – розрахункове і характеристичне значення циліндричної міцності бетону на стиск; η_c – коефіцієнт, що стосується обмеження для бетону; f_y , f_{sd} – нормальне і розрахункове значення умовної межі текучості конструкційної сталі.

Повне повздовжнє зусилля в короткому центрально стиснутому трубобетонному елементі А.Л Крішаном та його учнями [4] на любій стадії їх роботи пропонується визначати, як суму вкладів компонентів системи «бетонне ядро – стальна оболонка»

$$N = (R_b + k\sigma_{br})A_b + \left(\frac{A_s}{6} - A_b \right) \sigma_{br} + \sqrt{(R_s A_s)^2 - \left(3A_b^2 - \frac{1}{3}A_b A_s + \frac{A_s^2}{12} \right) \sigma_{br}^2}, \quad (6)$$

де N – повне повздовжнє зусилля в короткому центрально стиснутому трубобетонному елементі; R_b і R_s – розрахунковий опір осьовому стиску бетону і сталі; k – коефіцієнт бокового тиску (КБТ), прийнятий тут постійним і рівним 4; σ_{br} – боковий тиск по поверхні контакту труби з бетоном; A_b і A_s – площі поперечних перерізів бетонного ядра і оболонки зі сталі.

Остаточний вираз для визначення руйнуючого навантаження короткого центрально стиснутого ТБЕ має вигляд:

$$N = (R_b + k\sigma_{br})A_b + \alpha_s R_s A_s, \quad (7)$$

Таким чином, цей вираз має більш повніше враховувати особливості напруженого стану ТБЕ. Причому варто також зазначити, що в залежності від конструктивних геометричних параметрів величина коефіцієнта α_s в формулі (7) може змінюватися в достатньо широкому діапазоні, але частіше знаходиться в інтервалі від 0,1 до 0,5.

Ще один напрямок дослідження трубобетону базується на припущенні, що несуча здатність трубобетонного елементу обумовлюється міцністю ядра [4], а роль труби зводиться до створення реактивного бокового тиску. В даному випадку передбачається, що труба не чинить опір в осьовому напрямку. Розрахункова формула В.Ф. Мареніна має вигляд:

$$N_{т.б} = F_б R_{пр} \sqrt{1 + 2\beta k \frac{\sigma_t \delta}{R_p r} + (\beta^2 k^2 - \frac{2}{C_1^2}) (\frac{\sigma_t \delta}{R_p r})^2}, \quad (8)$$

де k – коефіцієнт із теорії міцності О.Я. Берга, що залежить від рівня мікротріщинутворення: $k = 1 - \frac{R_t}{R_{пр}}$; β – коефіцієнт впливу обойми, який залежить від марки бетону: $\beta = 0,65 + 0,002 R_{пр}$; C_1 – коефіцієнт залежний від марки бетону: $C_1 = \frac{R_{пр}}{R_p}$; R_t – напруження в одноосно стиснутому бетоні при утворенні перших тріщин; r – середній радіус сталеві оболонки.

Потрібно також згадати цікаву по структурі формулу, запропоновану в 1930 р. Меллером :

$$N_{(т.б)} = R_{пр} F_б + \sigma_m F_m + 0,65 \sigma'_m F_m \quad (9)$$

де σ_t , σ'_t – межа текучості оболонки в осьовому і тангенціальному напрямку.

У своїй роботі по розрахунку міцності центрально-стиснутих трубобетонних елементів І.В. Резван [4] запропонував формулу визначення міцності при центральному стисненні:

$$N = (1 + 5 \frac{\beta_p}{m} - 1,25 (\frac{\beta_p}{m})^2) R_b A_b + \alpha R_c A_c, \quad (10)$$

В той же час згідно з с EN 1994-1-1 [5] без врахування наведеної гнучкості елемента:

$$N = R_b \left(1 + 4,9 \frac{t}{D} \frac{R_c}{R_b} \right) A_b + 0,75 R_c A_c, \quad (11)$$

Також дослідження методів розрахунку трубобетонних елементів на дію осевого стискаючого навантаження ведуться закордоном.

«Уніфікований китайський» метод, запропонований китайськими вченими Min Yu, Xiaoxiong Zha, Jianqiao Ye, Yuting Li [6, 7] для розрахунку міцності і стійкості трубобетонних елементів.

У цьому методі визначаються величини несучої здатності при стисненні трубобетонних елементів за міцністю N_0 і стійкості $N_{уст}$. Причому цей підхід можна застосувати не тільки до трубобетонних елементів круглого поперечного перерізу, але і до елементів з полігональним перерізом, в тому числі і прямокутним.

Відповідно до цього методу несуча здатність по міцності при осевому стисненні визначається з виразу:

$$N_0 = (1 + \eta)(f_y A_s + f_c A_{ck}), \quad (12)$$

де: η – коефіцієнт збільшення міцності за рахунок стиснення бетону в трубі, що залежить від кількості граней в трубі n , властивостей матеріалів, а також коефіцієнта суцільності ψ (для випадку не суцільних трубобетонних елементів).

Література:

1. Скворцов Н.Ф. Применение сталетрубобетона в мостостроении / Н.Ф.Скворцов. – М.: Научно-техническое издательство автотранспортной литературы, 1955. – 87с.
2. Росновский В.А. Трубобетон в мостостроении. – М.: Трансжелдориздат, 1963. – 110 с.

3. Стороженко Л.И. Железобетонные конструкции с косвенным армированием//Л.И. Стороженко. – К.: УМКО ВО, 1989. – 99с.
4. Стороженко Л.И. Трубобетон / Л.И. Стороженко, Д.А. Ермоленко, О.И. Лапенко. – Полтава: Тов. «АСМІ», 2010. – 306с.
5. Common Unified Rules for Composite Steel and concrete Structures European Committee for Standardization – Part 1: Eurocode No.4: ENV. 1994 - 1-1: 1992. [перевод Палтава,1997] - 180р.
6. Young-Soo Chung Residual Seismic Performance of Reinforced Concrete Bridge Piers After Moderate Earthquakes / Young -Soo Chung, Chang Kyu Park, and Christian Meyer . ACI Structural Journal/ January-February 2008 – p.p. 87-95.
7. Z. Canan Girgin. Modified Failure Criterion to Predict Ultimate Strength of Circular Columns Confined by Different Materials /ACI Structural Journal/ November-Desember 2009 – p.p. 800-809.

ВПЛИВ АГРЕСИВНОГО СЕРЕДОВИЩА НА РОЗВИТОК КОРОЗІЇ МЕТАЛЕВИХ ЕЛЕМЕНТІВ МОСТОВИХ СПОРУД

*Лисак В.О. ДМ-41-18, Десятник Р.Н. ДМ-26т1-18
Науковий керівник: к.т.н., доцент Синьковська О.В.
Харківський національний автомобільно-дорожній університет*

Сучасний розвиток будівництва пред'являє високі вимоги не тільки до надійності та стійкості самих конструкційних матеріалів та елементів конструкцій виготовлених з цих матеріалів, а й до вдосконалення методів захисту окремих конструктивних елементів та споруд в цілому. Саме тому останнім часом зросла роль поняття «Корозія і захист металів» при будівництві інженерних споруд з металевими елементами.

Відмітимо, що в таких провідних країнах світу Японія, Великобританія, США в середньому близько 4-6 % національного доходу приходить на компенсацію корозійних втрат. Основну частину в них складають збитки пов'язані з організацією заходів щодо запобігання корозії, а також усунення її наслідків [1].

Так, наприклад, щорічно корозія коштує Австралії мільярди доларів, що досягають 2–3% ВВП Австралії [1]. Крім того, корозія має інші приховані витрати, такі як передчасне виснаження наших природних ресурсів, збільшення небезпеки для громадської безпеки та комфорту, шкоди майну та екологічної небезпеки, а також незручності, завдані широкому загалу, коли наприклад конструкція виходить з ладу через корозію.

Відмітимо, що створити єдину класифікацію корозійних процесів неможливо, з тої причини вони мають суттєвий спектр одночасних факторів [2], що впливають розвиток корозії. Так корозійні процеси відрізняються різноманітністю умов і середовищ, в яких вони протікають. Тому поки що немає єдиної та всеосяжної класифікації випадків корозії, що зустрічаються. Можливо тільки об'єднати даний процес в групи за спільними факторами.

Так, за типом агресивних середовищ, в яких протікає процес

руйнування, корозія може бути наступних видів (рис.1):

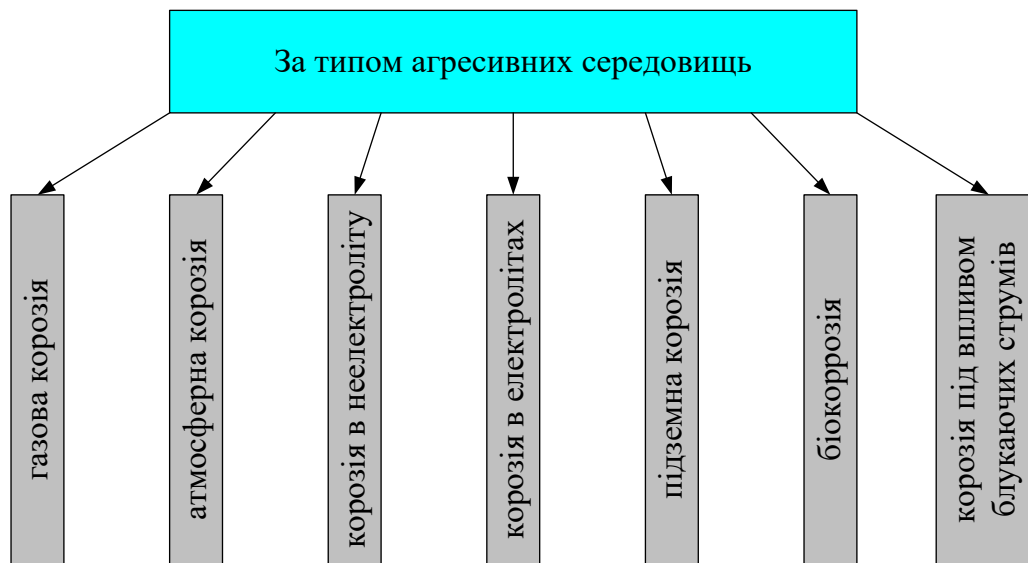


Рисунок 1 – Класифікація корозійних процесів за типом агресивних середовищ

Головна класифікація проводиться за механізмом протікання процесу (рис.2).



Рисунок 2 – Класифікація корозійних процесів за механізмом протікання процесу

Так до хімічної корозії відносяться газова, високотемпературна корозія при відсутності електролітів на поверхні металу, а також корозія в рідких середовищах, що не проводять струм, до електрохімічної корозії – корозія металів в розчинах електролітів, ґрунті, в атмосферних умовах.

Під терміном «хімічна корозія» розуміють взаємодію металевої поверхні з навколишнім середовищем, яка не супроводжується виникненням електрохімічних (електродних) процесів на межі фаз. Вона основана на реакції

між металом і агресивним реагентом. Цей вид корозії протікає головним чином рівномірно по всій поверхні металу. В зв'язку з цим хімічна корозія менш небезпечна, ніж електрохімічна.

Під терміном «електрохімічна корозія» розуміють процес взаємодії металів з електролітами у вигляді водних розчинів, або як виняток з неводними електролітами, наприклад, з деякими органічними електропровідними сполуками або безводними розплавами солей при підвищених температурах.

Розрізняють наступні типи електрохімічної корозії, що мають найбільш важливе практичне значення (рис. 3):

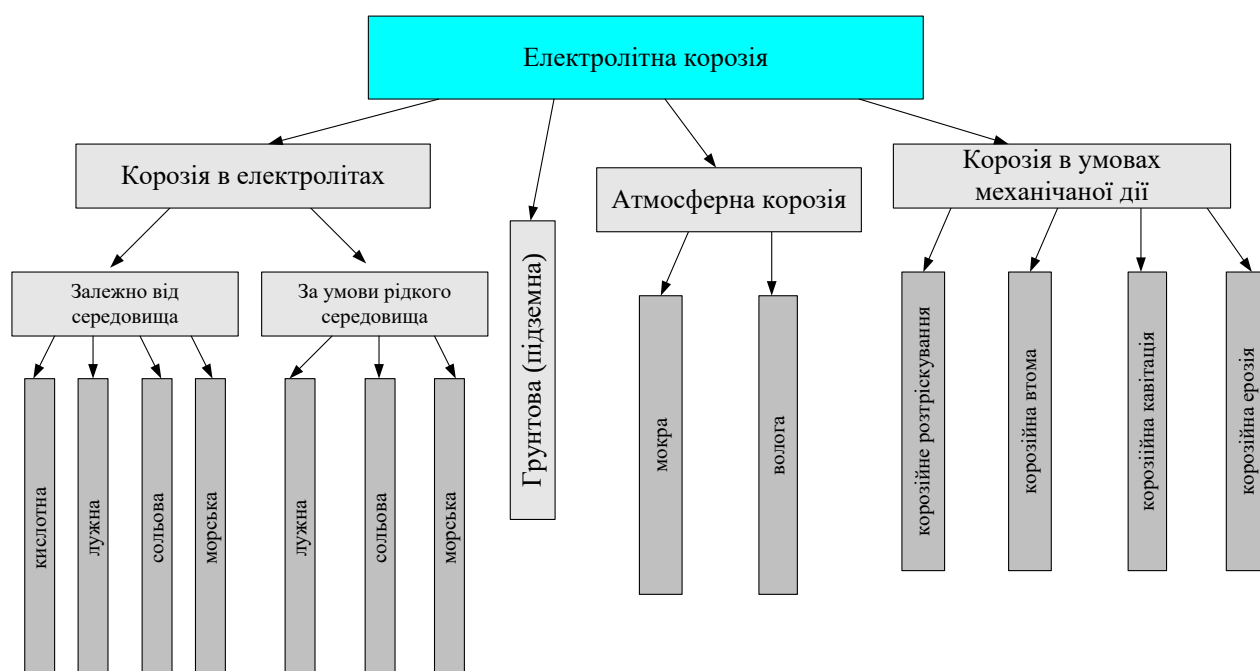


Рисунок 3 – Типи електрохімічної корозії, що мають найбільш важливе практичне значення

1. Корозія в електролітах. До цього типу відносять корозію в природних водах (морській і прісній), а також різні види корозії в рідких середовищах. Залежно від характеру середовища розрізняють: кислотну; лужну; сольову; морську корозію.

За умовами дії рідкого середовища на метал цей тип корозії також характеризується як: корозія при повному зануренні; при неповному зануренні; при змінному зануренні.

Кожен з цих підтипів має свої характерні особливості.

2.Грунтова (підземна) корозія - дія на метал ґрунту, який в корозійному відношенні повинен розглядатися як своєрідний електроліт. Характерною особливістю підземної електрохімічної корозії є велика відмінність в швидкості доставки кисню (основний деполяризатор) до поверхні підземних конструкцій в різних ґрунтах (у десятки тисяч разів). Значну роль при корозії в ґрунті грає утворення і функціонування макрокорозійних пар унаслідок нерівномірної аерації окремих ділянок конструкції, а також наявність в землі блукаючих струмів. У ряді випадків на швидкість електрохімічної корозії в підземних умовах істотно впливає також розвиток біологічних процесів в ґрунті.

3.Атмосферна корозія - корозія металів в умовах атмосфери, а також будь-якого вологого газу; спостерігається під конденсаційними видимими шарами вологи на поверхні металу (*мокра атмосферна корозія*) або під надтонкими невидимими адсорбційними шарами вологи (*волога атмосферна корозія*). Особливістю атмосферної корозії є велика залежність її швидкості і механізму від товщини шару вологи на поверхні металу або ступеня зволоження продуктів корозії, що утворилися.

4.Корозія в умовах механічної дії. Цьому типу руйнування піддаються численні інженерні споруди, що працюють як в рідких електролітах, так і в атмосферних і підземних умовах. Найбільш типовими видами подібного руйнування є:

- Корозійне розтріскування; при цьому характерне утворення тріщин, які можуть розповсюджуватися не тільки міжкристально, але також і транскристально. Прикладом подібного руйнування є розтріскування деяких конструкційних високоміцних сплавів.

- Корозійна втома, що викликається дією корозійного середовища і знакозмінної або пульсуючої механічної напруги. Цей вид руйнування також характеризується утворенням між- і транскристалітних тріщин. Руйнування металів від корозійної втоми зустрічається при експлуатації різних інженерних

конструкцій (мостові канати, деформаційні шви і ін.).

-Корозійна кавітація, що є зазвичай наслідком енергійної механічної дії корозійного середовища на поверхню металу. Подібна корозійно-механічна дія може приводити до вельми сильних місцевих руйнувань металевих конструкцій (наприклад, для грібних гвинтів морських судів). Механізм руйнування від корозійної кавітації близький до руйнування від поверхневої корозійної втоми.

-Корозійна ерозія, що викликається механічною дією стирання іншого твердого тіла за наявності корозійного середовища або безпосередньою дією стирання самого корозійного середовища. Це явище іноді називають також корозійним стиранням або фреттінг - корозією.

За характером руйнування поверхні металу корозія буває суцільною і локальною (місцевою). Якщо значна частина поверхні металу вільна від корозії і остання зосереджена на окремих ділянках, то її називають *місцевою*.

Вона набагато небезпечніша, хоча втрати металу можуть бути і невеликими. Її небезпека полягає в тому, що, знижуючи міцність окремих ділянок, вона різко зменшує надійність конструкцій, споруд, апаратів.

Місцевій корозії сприяють морська вода, розчини солей, зокрема галогенідних: хлорид натрію, кальцію, магнію.

Особливо великі неприємності пов'язані з хлоридом натрію, який розкидають в зимовий час на дорогах і тротуарах для видалення снігу і льоду. У присутності солей вони плавляться, і розчини, що утворюються, стікають в каналізаційні труби. Солі є активаторами корозії і приводять до прискореного руйнування металів, зокрема транспортних засобів і підземних комунікацій. Підраховано, що в США застосування для цієї мети солей призводить до втрат на суму 2 млрд. дол. на рік у зв'язку з корозією двигунів і 0,5 млрд. на додатковий ремонт доріг, підземних магістралей і мостів. Причина ж використання хлориду натрію полягає в його дешевизні. В даний час вихід лише один - вчасно прибирати сніг і вивозити його на звалища. Економічно він більш ніж виправданий.

Виразкова (у вигляді плям різної величини), піттингова, контактна, підповерхнева, міжкристалітна, щілинна корозія - найбільш поширені на практиці типи місцевої корозії. Піттингова - одна з найбільш небезпечних. Вона полягає в утворенні крізних поразок, тобто точкових порожнин - піттингів.

Таким чином, розглянувши представлені класифікації корозійних процесів (і це далеко не всі класифікації) з упевненістю можемо підтвердити складність та негативність корозійного фактору при експлуатації мостових споруд. Такий висновок підтверджує актуальність детальних досліджень методик та матеріалів для антикорозійного захисту споруди в цілому, чи окремих її елементів в залежності дії якої саме корозії, або поєднанню корозій вона піддається.

Література:

1. *Corrosion protection of steel bridges* / Corus Construction & Industrial : Scunthorpe, North Lincolnshire. 20 с.
2. Писков М.В., Синьковська Е.В., Мищенко Л.В. Некоторые особенности использования в строительстве металлических конструкций. Всеукраїнська науково-практична Інтернет конференція «Мости, тунелі і дороги: стан, проблеми утримання та перспективи підвищення довговічності». Харків, ХНАДУ: 25 травня 2018. с.292-295.
3. ДСТУ Б В.2.6-193:2013 Захист металевих конструкцій від корозії. Вимоги до проектування: [Чинний з 2014-01-01]. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2013. – 70с.

РІЗНОВИДИ ПІШОХІДНИХ ПЕРЕХОДІВ: ПЕРЕВАГИ ТА НЕДОЛІКИ

Губарєв М.А. ДМ-41-18

*Науковий керівник: к.т.н., доцент Синьковська О.В.
Харківський національний автомобільно-дорожній університет*

Варіантне проектування, як метод прийняття рішень на початковій стадії проектування об'єкта, дозволяє уникнути помилкових рішень, забезпечує об'єктивну оцінку переваг і недоліків того або іншого варіанта, дозволяє оптимізувати вкладення коштів і витрати часу.

Для приклада розглянемо 2 варіанти будівництва переходу.

Варіант 1. Спорудження переходу відкритим способом в котловані з кріпленням стінок. Будівництво ведеться 2-ма етапами. На 1-му етапі споруджується середня частина переходу під проспектом. При цьому рух проспектом переноситься на тимчасові об'їзні дороги з боків будівельного майданчика. Рух сусідньою вулицею частково обмежений: є можливість правого повороту автотранспорту з та на вулицю, а прямий проїзд вулицею перекривається. На 2-му етапі споруджуються пішохідні сходи. При цьому рух проспектом відновлюється в початковому стані, виїзди з сусідньої вулиці на проспект перекриваються.

Переваги Варіанту 1. Менша вартість будівельних робіт. Нижча кваліфікація робітників. Рух транспорту вулицею Байкальська не перекривається на 1-му етапі.

Недоліки Варіанту 1. Рух проспектом утруднений за рахунок об'їзних доріг. Є необхідність в розламуванні і відновленні дорожнього покриття проспекту, а також в будівництві та демонтажі об'їзних доріг. Тимчасова реорганізація руху проспектом (в тому числі перенесення зупинок міського транспорту). Більший термін будівництва за рахунок більшої кількості етапів.

Варіант 2. Спорудження переходу комбінованим способом, в один етап – тунельна частина споруджується закритим способом, сходи – в котлованах з кріпленням стінок відкритим способом. При цьому рух проспектом не

порушується і на весь час будівництва залишається в існуючому стані. Вийзди з сусідньої вулиці на проспект закриті (аналогічно 2-му етапу Варіанта 1).

Переваги Варіанту 2. Немає необхідності перевлаштування руху проспектом, будівництва тимчасових доріг і перенесення зупинок міського транспорту. Менший термін будівництва.

Недоліки Варіанту 2. Більша вартість будівельних робіт за рахунок закритого способу. Вища кваліфікація робітників.

Порівнюючи головні показники по двом варіантам, робимо висновок, що найбільш вигідним є Варіант 2.

При планування переходу керувалися наступними критеріями:

1. Шлях пішоходу для перетинання проїжджої частини вулиці повинен бути по можливості прямолінійним, без руху у зворотному напрямку.

2. Розташування входів і виходів переходу не повинне створювати стиснення й незручності для пішоходів, які не користуються переходом.

3. Геометричні розміри елементів переходу повинні відповідати нормативам пропускної здатності в годинники «пик».

4. При розташуванні пішохідного переходу і його елементів передбачені по можливості мінімальні обсяги робіт по перебудові підземних комунікацій.

Згідно [1] пішохідний перехід відноситься до об'єктів класу наслідків (відповідальності) споруди СС2, з орієнтовним значенням встановленого строку експлуатації не менше 120 років.

Типи конструкцій проектного об'єкта призначені з урахуванням гідрогеологічних та інженерно-геологічних умов будівництва, прийнятих способів будівництва, глибини закладення підземних споруд і кліматичних умов.

Пішохідний перехід з шириною тунельної частини 6,0 м з урахуванням об'ємно-планувальних і архітектурних рішень запроектований в монолітному варіанті.

Конструктивна схема з урахуванням стійкості споруди вирішена з жорстким сполученням монолітних стін з плитою днища і плитою покриття.

Конструкція переходу розділена на температурно-усадочні блоки довжиною від 20 м (ділянки сходів) до 40 м (тунельна ділянка) з влаштуванням деформаційних швів по периметру споруди.

Конструкції підземного переходу розраховані на нормативні навантаження від автотранспортних засобів НК-80. Захисний шар для робочої арматури прийнятий не менше 40 мм.

Під днищем тунелю влаштовується підготовка з бетону класу В15 (С12/15) товщиною 100 мм по шару щебеневої підготовки товщиною 100 мм.

Оправа виходу –дно прольотна жорстка рамна конструкція 6,0×2,45 (h) м.

Розміри поперечних перерізів прийняті відповідно до проведених розрахунків.

Монолітні конструкції наступні:

- Лоток – монолітна з.б. плита товщиною 300 мм;
- Стіни – 300 мм;
- Покриття – монолітна з.б. плита товщиною 350 мм.

Оправа переходу – залізобетонна, по міцності на стиск кл. В30 (С25/30), по водонепроникності марки W8, по морозостійкості F300.

Армування оправи проводиться гарячекатаною арматурою класу А240С, А400С за ДСТУ 3760: 2006, плоскими сітками і каркасами, і окремими стрижнями.

Конструкція гідроізоляції – наплавляється замкнута по контуру, з УНІФЛЕКС П (ЕПП) 3,6 за ТУ У В.2.7-23.2-00294349-116: 2005 з додатковими шарами шириною 1 м на переходах з лотка на стіни і зі стін на покриття. Захист гідроізоляції по покриттю і стінам на закритій ділянці – дрібнозернистим набризг-бетоном кл. В25 (С20/25), армованим сіткою з дроту Ø5мм, по стінах на відкритій ділянці – стінкою «Deita – MS». Конструкція деформаційного шва передбачає влаштування замкнутого гідроізоляційного контуру по лотку, стін і покриттю.

Захисний шар для робочої арматури прийнятий не менше 40 мм.

На всій площі конструкцій, що стикаються з ґрунтом, виконана обклеювальна гідроізоляція типу УНІФЛЕКС П (ЕПП) в два шари.

Зверху ізоляції під днищем передбачена захисна стяжка з дрібнозернистого бетону класу В30, F300, W12 товщиною 40 мм.

Деформаційні шви мають два рівня захисту від протікань. Перший влаштовується за допомогою компенсаційної петлі гідроізоляції, другий – за допомогою шпонки типу «Ватерстоп-699», покладеної безперервно по контуру.

У складних вузлах для обклеювальної гідроізоляції застосовується проникаюча гідроізоляція «Пенетрон».

Робочі шви бетонування оберегти від проникнення води установкою універсальної гідротехнічної шпонки ТХЗ-1 «Змійка» і шнура «Пенебар».

Література:

1. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ: ДБН В.1.2-14-2009. – [Чинний з 2007-01-01]. – К.: Міністерства регіонального розвитку та будівництва України, 2006. – 43с.

ПРОТИЗСУВНІ ЗАХОДИ І ЗАХИСТ ВІД ЗСУВНИХ ПРОЦЕСІВ В ТРАНСПОРТНОМУ БУДІВНИЦТВІ

*Веденьов Д.В. ДМ-36т1-19, Хімченко Н.Р. ДМ-26т1-18
Науковий керівник: к.т.н., доцент Ігнатенко А.В.
Харківський національний автомобільно-дорожній університет*

Відмітимо, що на території України здійснення заходів із захисту територій від зсувів і обвалів регулюються державними стандартами [1, 2]. Попередження і захист від зсувів передбачає ряд пасивних і активних заходів.

До пасивних відносять заходи охоронно-обмежувального виду: заборона будівництва, проведення підривних робіт і підрізування зсувних схилів. У небезпечних місцях передбачається система спостереження та оповіщення населення, а також дії відповідних служб з організації аварійно-рятувальних робіт.

До активних заходів належать влаштування різних інженерних споруд: підпірних стінок, пальових рядів і т. п.

Протизсувні заходи повинні бути необхідними і достатніми для того, щоб забезпечити запас коефіцієнта стійкості схилу або укосу земляного полотна не менше заданого на заданий період часу із заданою ймовірністю. Для цього необхідно усунути причину зсуву або змінити умови його виникнення. Зсув одного типу може бути викликаний різними причинами, а необхідний коефіцієнт стійкості, може бути, досягнутий шляхом впливу на фактори, що викликають його активізацію (і при цьому різні). Усунути вплив деяких факторів взагалі неможливо (наприклад, землетрус, неотектоніка), але, впливаючи на інші чинники, схил або земляне полотно, як і будь-яку споруду, можна зробити сейсмічно стійкою. Вплив деяких факторів не можна усунути повністю, але можна зменшити.

Остаточна задача захисту від зсувів – забезпечити стійкість схилу (або укосів земляного полотна), тобто не допустити виникнення або припинити зміщення сповзання мас. Цього можна досягти наступними шляхами:

- припинити або сповільнити процеси, що викликають необоротне зменшення коефіцієнта стійкості схилу;
- підвищити існуючий середній річний коефіцієнт стійкості схилу;
- зменшити амплітуду сезонних коливань коефіцієнта стійкості, встановити межу можливого максимального тимчасового зниження коефіцієнта стійкості при найбільш несприятливому поєднанні факторів, що впливають на схил.

Серед протизсувних заходів виділяють наступні класи:

За об'ємом:

- місцеві або локальні – закріплення окремих зсувів або коротких (сотні метрів) схилів;
- регіональні – закріплення зсувів цілих районів або схилів протяжністю кілька кілометрів;

За планованим видом заходів:

- фундаментальні, що забезпечують довгострокову стійкість схилу, проектування і здійснення яких проводиться відповідно до вимог, встановлених для споруд такого класу і масштабу;
- паліативні, або тимчасові, здійснювані іноді навіть без проекту з метою якнайшвидшого відновлення, перерваного зсувним зміщенням руху по дорозі або забезпечення експлуатації споруди на період до завершення фундаментальних заходів.

В даний час в залежності від класифікаційних ознак зсувного процесу і стадії реалізації захисних заходів застосовуються різноманітні види протизсувних споруд і заходів, які можуть бути представлені у вигляді чотирьох блоків по спрямованості переліку заходів та конструктивних рішень (рис.1).

Утримувальні споруди служать для підтримки товщі земляних мас, що сповзає. До них відносяться підпірні стіни [3], банкетети, окремі стовпи, контрфорси, контрбанкетети, палі та інші.



Рисунок 1 – Протизсувні споруди і заходи

Підмив природних схилів або штучних укосів водами річок є однією з головних причин виникнення зсувів. Заходи з інженерного захисту територій, від підтоплення повинні виконуватись на об'єктах будівництва згідно з рекомендаціями державних стандартів [4, 5].

Боротьба з підмивом схилу:

- пасивний захист (заходи, що не змінюють режиму водойми або водотоку) – спорудження набережних, хвилевідбійних стін, покривання схилів залізобетонними плитами і вимощеннями, фашини, габіони, штучні пляжі, влаштування лотків і швидкотоків в ярах;
- активний захист (заходи, що впливають на режим водойми або водотоку) – поперечні буни і поздовжні хвилерізи на берегах водойм, струмененапрямні дамби і поперечні напівзапруды на великих річках, відведення водотоків, випрямлення русел.

Деякі заходи із захисту берега від розмиву, вирішуючи окрему задачу, не підвищують середній коефіцієнт стійкості, а тільки зберігають його на тому рівні, якого він досяг до моменту початку роботи цих заходів. Тому результат їх здійснення і необхідність в додаткових заходах, що підвищують коефіцієнт стійкості, сильно залежать від стадії і фази розвитку зсуву схилу в момент, коли припинився підмив. Навпаки, багато заходів, що здатні збільшити стійкість і зменшити амплітуду його оборотних коливань, не припиняють процесу його зниження внаслідок підмиву і тому вони здатні тільки відсунути момент зсуву на деякий час.

Продумані заходи зі збору поверхневих вод посилено рекомендується як спосіб зміцнення будь-якого діючого чи потенційного зсуву [6]. Максимальні зусилля повинні бути прикладені для повного відведення поверхневих вод від укосу. Цей захід набуває особливого значення після того, як руйнування укосу почалося. Через незакладені або нові тріщини значна кількість води може проникнути на поверхню ковзання зсуву і викликати серйозні наслідки. Навіть проста обробка поверхні зсувного схилу може виявитися корисною, оскільки закладаються непомічені раніше тріщини і зменшується можливість проникнення води в ґрунт.

Обробка укосу може бути виконана різними способами, спрямованими до однієї мети – сприяти швидкому стоку поверхневих вод і збільшення стійкості укосу. Такими способами можуть бути: засів або покриття укосу дерном; застосування торкрет-бетону, кам'яного накидання, бетонного облицювання і кам'яної кладки.

Обсяги робіт з розвантаження схилів і укосів виїмок визначають спеціальними розрахунками. Для захисту викритих порід від вивітрювання і ерозійних процесів слідом за зрізувальними роботами на цих схилах проводять агролісомеліоративні заходи з висадження деревно-чагарникової рослинності і створення трав'яного покриву.

Розвантажувальні заходи спрямовані на зниження ваги земляних мас у верхніх зонах зсувних схилів і укосів виїмок, що характеризуються великою

активністю, уположуванням їх і терасуванням [7]. Найчастіше цей захід здійснюють на схилах, складених слабкими породами, які сприяють виникненню зсувів видавлювання.

Для створення стійкого схилу, придатного для експлуатації, протизсувні заходи повинні забезпечити необхідний коефіцієнт запасу не тільки загальної стійкості схилу, але і всіх видів його приватної стійкості, особливо стійкості притулених до нього мас, що сповзли, і стійкості кори вивітрювання. Однак про це часто забувають, чим пояснюються деякі випадки невдач і ускладнень під час здійснення протизсувних заходів.

На природних схилах рослинність є майже неодмінним елементом зупинки виникнення зсувів, і її характер тісно пов'язаний з кліматом. У багатьох районах природна рослинність на схилах знищена людиною або сталася заміна культурними рослинами, обробка яких супроводжується розпушуванням ґрунту, іноді поливом, застосуванням добрив і т. п. На стійкість схилів впливає як сама рослинність, так і процеси, пов'язані з її культивуванням.

Вплив рослинності і методів її обробки на коефіцієнт стійкості схилів дуже різноманітний. Іноді цей вплив позитивний, іноді негативний і принципово може бути розкладений на складові елементи, вплив кожного з яких можна оцінити кількісно (вага маси дерев і передане ними на схилах вітрове навантаження; збільшення міцності верхньої товщі ґрунтів в результаті її армування кореневою системою або зменшення міцності при розклинюванні щільних порід корінням; різноманітний вплив на вологісний, водний і тепловий режим схилів). Рослинність надає на коефіцієнт стійкості схилів не тільки прямий, а й опосередкований вплив, впливаючи на інтенсивність ерозії, на характер і інтенсивність вивітрювання.

Вплив рослинності на коефіцієнт стійкості схилів змінюється по сезонах. Відповідно рослинність, як клімат, впливає на режим стійкості схилів. Найбільш важлива оцінка ролі рослинності на той момент, коли під спільним

впливом клімату і рослинності коефіцієнт стійкості досягає сезонного мінімуму.

Так, для стійкості схилу не має значення, що рослинність зменшує середню вологість ґрунтів, якщо вона не здатна захистити від повного промачування в період випадання дуже великої кількості опадів за короткий термін [6, 8].

Багатогранність і мінливість у часі впливу рослинності на схили робить аналітичний облік її кількісного комплексного впливу на стійкість схилів дуже важким завданням.

Література:

1. Інженерний захист територій, будівель і споруд від зсувів та обвалів. Основні положення ДБН В.1.1-46:2017. – [Чинний з 2017-11-01]. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2017. – 43с.
2. Настанова щодо інженерного захисту територій, будівель і споруд від зсувів та обвалів. ДСТУ-Н Б В.1.1-37:2016. – [Чинний з 2017-04-01]. – К.: ДП „Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій”, 2017. – 120с.
3. Настанова з проектування підпірних стін: ДСТУ-Н Б В.2.1-31:2014. – [Чинний з 2015-10-01]. – К.: ДП „Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій”, 2015. – 86с.
4. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Інженерний захист територій та споруд від підтоплення та затоплення. ДБН В.1.1-25-2009. – [Чинний з 2011-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 50с.
5. Настанова щодо інженерного захисту територій, будівель і споруд від підтоплення та затоплення: ДСТУ-Н Б В.1.1-38:2016. – [Чинний з 2017-04-01]. – К.: ДП „Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій”, 2017. – 141с.

6. Емельянова Е.П. Сравнительный метод оценки устойчивости склонов и прогноза оползней. Изд-во «Недра», 1971.
7. Корольков Н.М., Еремин В.Л. Путь и сооружения на горных железных дорог. - М.: Транспорт, 1968, 336с.
8. Емельянова Е.П. Основные закономерности оползневых процессов. М., Недра, 1972, 310с.

СТУМЕНЕВА ЦЕМЕНТАЦІЯ ҐРУНТІВ В ТРАНСПОРТНОМУ БУДІВНИЦТВІ

Розовенко О.М. ДМ-51-21 , Опашко Д.К. ДМ-26т1-18

Науковий керівник: к.т.н., доцент Ігнатенко А.В.

Харківський національний автомобільно-дорожній університет

Будівництво транспортних споруд, здійснюване в даний час, передбачає проведення робіт також в умовах складної гідрогеологічної обстановки, на слабких, обводнених або структурно нестійких ґрунтах різного генезису, складу і стану. При цьому виникає необхідність в зміцненні стін і укосів глибоких котлованів, основ і фундаментів шляхопроводів, мостів і тунелів, у влаштуванні підтримувальних і огорожувальних конструкцій, протифільтраційних і протівосуфозійних завіс і ін.

З цією метою використовують буронабивні палі і інші конструкції з бетонних або залізобетонних елементів, а також різні технології зміцнення ґрунту, такі, як заморожування, силікатизація, цементація або смолизація. Однак, зазначені технології, як правило, пов'язані зі значними обсягами земляних робіт, вимагають істотних матеріальних і фінансових витрат, великих площ і перенесення існуючих комунікацій або транспортних потоків, характеризуються тривалими термінами зведення конструкцій і динамічним впливом на прилеглі будівлі і споруди, а також значне екологічне навантаженням на природне середовище.

Позбавленої багатьох зазначених недоліків є струминна технологія цементації ґрунтів (jet-grouting). Вона високопродуктивна, дозволяє створювати ґрунтоцементні конструкції різних розмірів і форм (палі, горизонтальні або похилі площадки, стінки, склепіння та ін.) на різній глибині, проводити роботи з денної поверхні або з підвалів і т. п. приміщень, що особливо важливо в обмежених міських умовах, не погіршує екологічну обстановку. Безсумнівною перевагою струминної технології є її гнучкість,

маневреність, можливість оперативно, по мірі необхідності, коригувати прийняті технологічні режими.

Однак, при всіх достоїнствах технології jet-grouting, в даний час її застосування стримує відсутність надійного прогнозу міцності і геометричних розмірів одержуваного матеріалу і конструкції, що істотно ускладнює призначення розрахункових параметрів і проектних характеристик. Крім цього, не визначені умови застосування jet-технології в поєднанні з традиційними технологіями геотехнічного будівництва. Практично не використовується такий резерв підвищення ефективності, як хімічні добавки, незважаючи на їх широке застосування в інших областях будівництва.

Принципово, сутність технології полягає в тому, що в товщі ґрунту влаштовуються деякі конструктивні елементи з укріпленого ґрунту (ґрунтобетону), за допомогою яких можуть вирішуватися всі виникаючі проблеми, як пов'язані з будівництвом нових або реконструкцією (посиленням) існуючих самих транспортних споруд, так і із забезпеченням безпеки або посиленням існуючих будівель на прилеглих територіях.

Ця технологія передбачає розмив, руйнування ґрунту під впливом енергії струменю (що має тиск до 80,0 МПа) твердіючою цементною суспензією, при одночасному змішуванні і частковому заміщенні ґрунту цементною суспензією. В результаті, після затвердіння цієї ґрунтоцементної маси, утворюється ґрунтобетон, в якому роль заповнювача грає частки і агрегати розмиваного ґрунту. За своїм складом одержуваний ґрунтобетон може бути близький до дрібнозернистих бетонів, особливо якщо ґрунт, що руйнується, представлений піщаними різницями. Однак на відміну від звичайних бетонів ґрунтобетон, одержуваний за струминною технологією, характеризується істотно меншою однорідністю, навіть в тих випадках, коли для її підвищення використовуються спеціальні пластифікуючі домішки. Проте, якщо враховувати відповідним чином цю неоднорідність, одержуваний матеріал можна з успіхом використовувати для створення тих чи інших елементів інженерних конструкцій.

Зі світової практики відомі три варіанти струминної технології: однокомпонентна (jet-1), двокомпонентна (jet-2) і трикомпонентна (jet-3). У кожному варіанті використовується своя конструкція встановлюваного робочого органу (монітора).

Струминна технологія (її однокомпонентний варіант, jet-1) передбачає буріння технологічної свердловини на задану глибину і подачу в ґрунт водоцементного розчину по каналах бурової штанги при безперервному або шаговому її підйманні. Струмінь водоцементного розчину при певному тиску формується і направляється струминним (свердловинним) гідромонітором, що розташований в нижній частині бурової штанги і має, як правило, дві діаметрально розташовані насадки (сопла, форсунки). Під напором струмінь розмиває ґрунт, що знаходиться в природному консолідованому температурно-вологісному стані, дезагрегує (руйнує) його і перемішує з цементом і водою. В результаті подальшого гідратаційного твердіння цементу виходить укріплений (стабілізований, оброблений) цементом ґрунт або ґрунтобетон. Зазначена дія струменю (розмив ґрунту і одночасне його перемішування з водоцементним розчином) обмежена в підземному просторі певними межами, окреслює, з певною точністю, контур створюваної ґрунтобетонної конструкції.

При обертанні струминного гідромонітора навколо осі технологічної свердловини виходить ґрунтобетонна колона (паля), при піднятті гідромонітора без обертання – плоский елемент конструкції (наприклад, протифільтраційна завіса).

Струминна технологія передбачає не тільки перемішування ґрунту, що розмивається, з водоцементним розчином, але також часткове його видалення разом з частиною отримуваної ґрунтобетонної суміші на поверхню через спеціальний канал бурової штанги або через окрему свердловину у вигляді пульпи, яка самопливом спрямовується до спеціального пульпоприймача, траншею або зумпф (утворюються «виливи»).

Наявність виливів є непрямим індикатором стаціонарної, стабілізаційної стадії струминної технології, коли водоцементний розчин, що подається в

грунт, перемішуючись з ґрунтом або частково витісняючи його, повністю заповнює простір майбутньої ґрунтобетонної конструкції (наприклад, колони). При цьому енергія струменя витрачається на розмив і перемішування ґрунту з водоцементним розчином в деяких певних геометричних межах майбутньої конструкції і її вистачає також на транспортування деякої частини утвореної ґрунтобетонної суміші на поверхню. У певному сенсі виливи – деякий аналог «відмови» при забиванні готових залізобетонних паль в ґрунт, показник стабільності процесу струминної технології.

Обсяги виливів визначають з досвіду, на стадії пробного бетонування (влаштуванні експериментальної палі). Відхилення величини виливів від очікуваної величини свідчить про зміну встановлених технологічних параметрів (тиску, складу водоцементного розчину, швидкості обертання або підняття монітора) або стану і властивостей зміцнюваного ґрунту.

Наприклад, якщо виливів менше, ніж очікується, то ймовірно, що водоцементний розчин витрачається на заповнення будь-яких порожнин в ґрунтовому масиві або, коли в міру руху монітора зустрічається слабший або більш обводнений ґрунт і утворюється ґрунтобетонна конструкція більших, ніж передбачалося, поперечних розмірів. У свою чергу, більший, ніж передбачалося, обсяг виливів може бути пов'язаний з підвищенням тиску в моніторі або проходженням монітором шару більш щільного і міцного ґрунту. В останньому випадку ймовірно також зменшення розмірів конструкції в перерізі.

Двокомпонентна технологія, jet-2, передбачає одночасну з водоцементним розчином подачу через спеціальну співвісно розташовану форсунку гідромонітора стисненого повітря, що створює штучний повітряний потік навколо струменя розчину. При цьому розмитий ґрунт виноситься по свердловині в потоці аерованого розчину.

Трикомпонентна технологія, jet-3, передбачає розмив ґрунту водяним струменем в штучному повітряному потоці, винос розмитого ґрунту через свердловину в складі водоповітряної пульпи і подавання водоцементного

розчину у вигляді окремого струменя через форсунку, розташовану нижче співвісних розмиваючих форсунок гідромонітора.

Використання технологій jet-2 і jet-3 дозволяє істотно збільшити поперечний розмір одержуваних конструкцій (діаметр ґрунтобетонних колон та ін.). Однак, як правило, при цьому міцність ґрунтобетону виявляється нижче, ніж при однокомпонентному варіанті струминної технології, при використанні jet-1.

В Японії тонкі плоскі стінки виконують зазвичай за допомогою трикомпонентної технології. При цьому максимальна довжина однієї секції, спорудженої за наскрізною схемою, досягає 1,25-1,8 м [1]. Так, японська компанія «Каджима корпорейшн» використовувала струминну технологію при спорудженні протифільтраційної завіси глибиною 7м для захисту від підтоплення майданчика підприємства з вироблення ядерного палива в Японії, префектура Ібараджи [2]. В іншому випадку, при будівництві шосе в Йокогамі, цією ж компанією, спільно з компанією «Кемікал граутінг Ко» була виконана тонка стінка висотою 30м для перекриття відкритого прольоту шириною 5,5м в вертикальній підпірній стінці зі сталевих труб.

Європейські компанії споруджують тонкі плоскі конструкції, як правило, за однокомпонентною технології і за тупиковою двосторонньою схемою. При цьому довжина односторонньої секції не перевищує 0,6 м. Так, компанією «ГКН Келлер», на греблі Сезе, Німеччина, була виконана таким чином протифільтраційна мембрана [3], що примикає по всій бічній поверхні до раніше спорудженої бетонної діафрагми в тілі земляної греблі. У 1989р компанія «Паккіозі Норт Америка Інк.» виконала за струминною технологією протифільтраційні завіси в основах двох дамб, що обгороджують котлован машинної будівлі гідроелектростанції «Ла Гранде 1» в Канаді [4]. Компанії «Ейруп Джеотекнікс» і «Келлер Колкрет» виконали в Джерсі, Англія, ґрунтобетонну плиту при реконструкції будівлі банку «Мідленд» за допомогою трикомпонентної струминної технології [5]. Ґрунти були представлені шарами пісків, торфу, алювіальних відкладень.

Широко поширеною областю застосування струминної технології є посилення фундаментів існуючих будівель рядами ґрунтобетонних колон, що перетинаються один з одним і які виконуються через свердловини, пробурені під невеликим кутом через тіло фундаменту.

Досвід застосування струминної технології з метою зміцнення ґрунту переконливо показав її переваги в порівнянні з альтернативними технологіями, головним чином, в силу менших витрат і високої продуктивності.

Література:

1. Yahiro, T., Yoshida, H. and Nishi, K. Soil improvement method utilizing a high speed water and air jet on the development and application of columnar solidified construction method (column jet method). 6-th International Symposium on Jet Cutting Technology 6-8 April 1982, Surrey, U.C., paper J2, pp. 397-427.
2. Jet grouting doesn't cut it. Engineering News Record (1986) February 27, p. 15.
3. Keller. Soilcrete jet grouting, (проспект фірми)
4. Pacciosi drill. Dam Rehabilitation works. Lavori di consolidamento e impermeabilizzazione di dighe pervfienti e provvisorie. John Hart Dam (British Columbia, Canada) James Bay (Quebec, Canada).
5. Newman, R.I., Essler, R.D. and Covil, C S. Jet grouting to enable basement constructions in difficult ground conditions. Proc. of the Conf. «Grouting in the ground» 25-26 Nov. 1992. Edited by A. L. Bell. London, Institution of Civil Engineers, pp. 385-402.

ЗАСТОСУВАННЯ ШПУНТОВИХ ПАЛЬ ПРИ БУДІВНИЦТВІ ПІДПІРНИХ СТІН

*Поваляєв І.В. ДМ-51-21, Москаленко Д.П. ДМ-26т1-18
Науковий керівник: к.т.н., доцент Ігнатенко А.В.
Харківський національний автомобільно-дорожній університет*

У транспортному будівництві підпірні стіни зі сталевих шпунт зводять понад 100 років. Вони являють собою ряд забитих палей, об'єднаних зверху спеціальною конструкцією, з анкерами в одному або кількох ярусах або без анкерів. Підпірні стіни зі сталевих шпунт прості по влаштуванню, мінімально чутливі до перевантажень і застосовуються в різних інженерно-геологічних і гідрогеологічних умовах. Тривале за часом застосування сталевих шпунт при зведенні підпірних стін сприяло сталому розвитку і вдосконаленню профілів шпунтових палей і технологій зведення.

За кордоном, фірми Бельгії, Німеччини, Китаю, Кореї, Люксембургу, Польщі, США, Чехії, Японії [1] виготовляють гарячекатані, прокатно-зварні, зварні та трубчасті шпунти зі сталі, бетону, пластику і композитних матеріалів. Шпунти або шпунтові палі мають плоский, гнутий, коритний, U і Z профілі поперечного перерізу. Різноманіття типів сталевих шпунтових палей за геометричними параметрами і маркам конструктивних матеріалів з межею текучості від 240 до 420 Н/мм² забезпечує зведення підпірних стін різного призначення на основі принципів ресурсозбереження, безпечної і тривалої експлуатації.

На території СНД два металургійні комбінати виготовляють шпунт коритного профілю типів ШК-1, Л-4, Л-5 і Л-W. Приблизно півстоліття комбінати випускають гарячекатаний шпунт практично постійного сортаменту. Технічні характеристики його дозволяють зводити підпірні стінки заввишки до 7 м без розвантажувальних і екрануючих пристроїв.

Більше тридцяти років тому виникла необхідність будівництва причальних споруд (набережних) з вільною висотою стінки 12-15 м. Больверк

– споруда у вигляді тонкої підпірної стінки зі шпунтових паль [2]. Потреба в підпірних стінах висотою до 15 м була обумовлена не зарегульованим стоком водних об'єктів і підйомом води в паводок на 8 і більше метрів. У той же час з'явився морський і річковий флот нового покоління, більшої вантажопідйомності з осадкою 10 і більше метрів. У той час підібрати для таких підпірних стін прокатний або зварний шпунт з моментом опору W до 10000 см^3 не представлялося можливим.

На Україні комбінат «Азовсталь» виготовляє коритний шпунт з $W \leq 3500 \text{ см}^3$. Шпунтові палі виготовляють, в основному, зі сталі марки ЗСП з межею текучості до 210 МПа. Впровадження цих шпунтових паль, безумовно, забезпечило суттєвий прогрес при зведенні підпірних стін на вітчизняних транспортних об'єктах, але не вирішило актуальних завдань зі зведення підпірних стін висотою 10-15 м без влаштування ресурсоємних розвантажувальних і анкерних пристроїв [3].

На початку 80-х років минулого століття була спроба організувати виробництво на комбінаті «Азовсталь» замків для виготовлення зварного шпунта Z (зетового) профілю. Розроблений зварений шпунт зетового профілю [9] мав висоту h від 550 до 970 мм, ширину 500 мм, момент опору W від 7114 до 14726 см^3 на 1 м довжини, площа перерізу профілів від 188 до 237 см^2 , показник ефективності $W / m = 24 \div 40 \text{ см} / \text{кг}$; $W / F \cdot h = 0,34$ (тут – m – маса 1 м^2 шпунтової стінки); Зварні шпунти зетового профілю були економічніші за витратою металу, в порівнянні зі зварними двотавровими шпунтовими палями, виробництва ПНР і гарячекатаних двотаврів фірми Пейне (ФРН). Дослідно-експериментальні роботи при зведенні двох б'єверків показали низьку якість замкових з'єднань шпунтових паль зетового профілю при їх складанні [4].

Наявність замкових з'єднань шпунта зетового профілю на зовнішніх гранях конструктивно не раціонально і, як правило, є причиною технологічних проблем його занурення до проектних позначок. З 1988 р. комбінат «Азовсталь» (Україна) припинив випуск шпунта з-го профілю, в зв'язку із

зносом обладнання та відсутністю можливості дотримання геометричних розмірів замкових елементів вимогам технічного регламенту.

З точки зору теорії опору матеріалів, найбільш вигідним перерізом замкнутого профілю в частині міцності властивостей є кільце. Причому осьові моменти будуть тим вище, чим більше відношення зовнішнього діаметра кільця до його товщини. Можливо, саме ця обставина і спонукала японських інженерів «винайти» так званий Steel pipe sheet pile (SPSP) шпунт. Конструктивно SPSP складається з труби і приварених до неї пари сполучених конекторів. Різні варіації (з'єднання PP, PT, LT) системи SPSP наведені на рисунку 1. Вперше система SPSP була застосована в Японії в 1964 році і широко (більше 1600 разів) застосовувалася і застосовується до цього дня в різних проектах від огорожі фундаменту під доменну піч до огорожі звалищ.

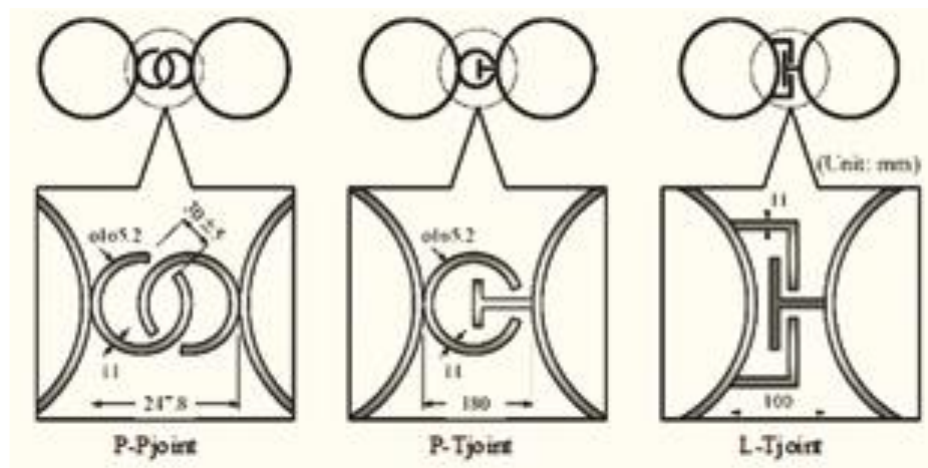


Рисунок 1 – Варіанти традиційної SPSP системи, Японія

Розвиток технологія отримала у вигляді використання в трубчастих шпунтах, в якості конекторів гарячепресовані з'єднувальні елементи і різаний гарячекатаний шпунт (рисунок 2)



Рисунок 2 – Варіант комбінованої шпунтової стінки

Аналіз розрахункових схем [5, 6] показує що, при спільній роботі трубчастих паль в споруді на них припадає основна частина, навантаження і тільки близько 5-10% її сприймають міжтрубні або замкові елементи. Встановлено також [7], що при зануренні шпунтових паль замкові елементи сприймають значну частину ударної енергії вібростанини або молота. Отже, при конструюванні профілю шпунтової палі і її замкового з'єднання слід враховувати не тільки експлуатаційні навантаження, але і напруження в замкових з'єднаннях шпунтових паль при їх зануренні.

Аналіз проектних рішень і досвіду зведення підпірних стін показує, що розробка і впровадження сталевих шпунтових паль для будівництва транспортних споруд є актуальною науково-технічною задачею.

Слід також враховувати, що застосування ШТЗ забезпечує можливість подальшого розвитку і вдосконалення конструкції підпірної стіни в процесі її експлуатації. У підпірних стінах з ШТЗ на будь-якому етапі їх життєвого циклу є можливість підвищення несучої здатності, шляхом встановлення арматурного каркаса і бетонування внутрішньої порожнини труби. У підпірних стінах з ШТЗ є також можливість встановлення всередині труби сезонного заморожувача пристрою. При цьому, створюються умови для підвищення несучої здатності ґрунтової основи.

Тому дослідження, розробка, виробництво і впровадження в транспортному будівництві підпірних стін з надійних, економічних і технологічних шпунтів трубчастих зварних (ШТЗ) є актуальним завданням. Зведення підпірних стін різного призначення з ШТЗ, які за рядом параметрів: статистичних властивостях, геометричним формам, масі одного погонного метра, зручності анкерування, опору корозії, перевершують не тільки вітчизняні шпунтові палі, а й зарубіжні їх аналоги, забезпечить впровадження ресурсозберігаючих конструкцій підвищеної надійності і безпеки експлуатації на всіх етапах життєвого циклу, у всіх інженерно-геологічних умовах.

Література:

1. Chen, Wai Fah, Han D. J. Tubular members in offshore structures. – Boston etc: Pifmar advanced publ. progr., 1985. —XI. 271.
2. Красов Н.В. Стальные шпунтовые сваи в портовом гидротехническом строительстве. М.: Транспорт, 1982. 134 с.
3. Вишневский П.Ф. Современные методы анкерного крепления в строительстве. М.: Воениздат, 1981, 247 с.
4. Лосев Л.Н., Корчагин Е.А., Койнаш Ю.А., Нехоченинова Г.А., Розендорн Н.Н. Определение несущей способности замкового соединения стальных шпунтовых профилей ШЗП. В сб. научных трудов «Технология гидромеханизации и гидротехнических работ в транспортном строительстве», М., ЦНИИС, 1989, с. 50-52.
5. Глушков Г.И. Расчёт сооружений, заглубленных в грунт. М.. Стройиздат, 1977, 295 с.
6. Левачев С.Н., Федоровский В.Г., Колесников Ю.М., Курило СВ. Расчёт свайных оснований гидротехнических сооружений. М.: Энергоиздат, 1986.
7. Герсеванов Н.М. Теория продольного упругого удара с применением к определению сопротивления свай. Научно-исследовательский сектор ЦПТЭУ НКПС, вып. 124, 1930.

ЗАСТОСУВАННЯ КОМПОЗИТНОЇ АРМАТУРИ ПРИ БУДІВНИЦТВІ МОСТІВ

*Купченко Є.А. ДМ-51-21, Полозов П.С. ДМ-41-41-18
Науковий керівник: к.т.н., доцент Ігнатенко А.В.
Харківський національний автомобільно-дорожній університет*

При проектуванні інженерних споруд перед розробниками інколи виникають проблеми, коли використання сталевих арматур в залізобетонних виробках небажано або неможливо. Альтернативою металевій арматурі в такому випадку служить арматура, виконана зі скляних, базальтових, вуглецевих або арамідних волокон, просочених термореактивним або термопластичним полімерним в'язучим і отверджених, тобто так звана композитна арматура.

Ще в 60-ті роки минулого сторіччя виникло питання – чи можна замінити металеву арматуру на полімерну. Це було пов'язано з тим, що деякі об'єкти будівництва призначалися для роботи в агресивних середовищах. Металева арматура в таких умовах використовуватися не могла, тому що вона схильна до корозії, плюс є провідником електричної енергії.

З'явилися розробки високоміцної неметалевої арматури на основі безперервного лугостійкого скляного волокна діаметром 10-15 мікрон, пучок цих волокон об'єднувався в монолітний стрижень за допомогою синтетичних смол (епоксидної, епоксифенольної, поліефірної та ін.) Така арматура була використана в конструкціях хімічних складів, в ряді покриттів на жорсткій основі (дороги), у ваннах з полімер бетону в цехах електролізу на підприємствах кольорової металургії. Але на масове виробництво такої арматури так і не вийшли.

До нашого часу питання про неметалеву арматуру не залишалося без уваги. Вчені США, Японії, Італії, Норвегії та інших країн проводили дослідження, створювали зразки, випробували, покращували характеристики.

Основну область застосування склопластикової арматури визначити дуже складно, так як ця арматура використовується в багатьох напрямках будівельних робіт: у промисловому і цивільному будівництві, при будівництві доріг і мостів, у бетонних спорудах, які постійно піддаються впливу агресивних середовищ.

Під терміном «композитна арматура» (англ. fibre-reinforced plastic rebar, FRPrebar) зазвичай розуміються неметалеві стрижні із скляних, базальтових, вуглецевих або арамідних волокон з виконаними на поверхні поперечними або спіральними ребрами, просочених термореактивною або термопластичним полімерним матеріалом.

Композитна арматура - це будівельна арматура на основі неметалевих волокон, пов'язаних композитним складом. Для виготовлення даної арматури зазвичай використовується скловолокно, базальтоволокно, вуглеволокно і т.д. Композитна арматура, на відміну від металу, не піддається корозії, та являється екологічним та безпечним для життєдіяльності людини матеріалом.

Скловолокно отримують з кварцового піску шляхом продування рідкої скляної маси, через спеціальне сито. При цьому одна піч виробляє сотні й тисячі кілометрів скляного волокна за зміну. Його змотують в мотки і везуть на завод з випуску арматури. Міцність гнучкому і досить крихкому скляному волокну можна надати, тільки якщо його замурувати в жорсткому полімері.

Для склопластикової арматури застосовується полімерний композит, складений з трьох основних видів полімерів. Його отримують в реакторах основного органічного синтезу з вуглеводневої сировини. Готовий полімер у вигляді пластівців завантажують у ливарну машину. У формах виливки спочатку розмотують скляне волокно. Для отримання кожного прутка використовується невеликий пучок скловолокна. Після укладання (процес виконується механізовано) проводиться заливка форми під тиском. Готова склопластикові арматура має бежевий або зеленуватий колір і вигляд точно відповідній звичної сталевій арматури.

Переваги склопластикової арматури над металевією:

1. Склопластикова арматура не корозійна, вона стійка до агресивних середовищ.
2. В 5 разів легше сталевій арматури при тому ж діаметрі.
3. Висока стійкість до стресових навантажень;
4. Коефіцієнт теплового розширення (КТР) композитної арматури відповідає КТР бетону, що виключає пориви армування і утворення тріщин в захисному шарі бетону під впливом температурних циклів.
5. Композитна арматура має низьку теплопровідність і не має містка холоду.
6. Будучи діелектриком, склопластикова арматура радіопрозора та магнітоінертна.
7. Не втрачає міцність під впливом низьких температур. Діапазон температур експлуатації від -70°C до $+100^{\circ}\text{C}$.

До недоліків склопластикової арматури можна віднести:

1. Модуль пружності композитної арматури в 3,5 рази нижче металевій. З цієї причини її можна застосовувати в фундаментах, дорожніх плитах і т.д., але її застосування в перекриттях вимагає додаткових розрахунків.
2. Низька вогнестійкість матеріалу. При нагріванні до температури вище 200°C відбувається деструкція матеріалу, в результаті чого він втрачає свої фізико-механічні характеристики. Однак нагрів арматури до 200°C можливий, або при прямому впливі вогню, що виключено, або при нагріванні і утриманні температури бетонної конструкції до температури понад 600°C , що теж не є штатним випадком.
3. Композитну арматуру неможливо зварювати - тільки в'язати дротом або за допомогою стяжок.
4. З композитної арматури неможливо виготовити гнуті вироби на місці монтажу. Виготовлення нестандартних гнутих елементів можливо тільки в заводських умовах.

Найбільш раціональною і доцільною областю застосування композитної арматури є конструкції, призначені для роботи в агресивних середовищах відповідно до [1].

Склопластикову арматуру доцільно застосовувати в бетонних конструкціях з нейтральним і слабокислим середовищем, як найменш агресивним по відношенню до цієї арматури.

Композитна арматура в складі бетонних конструкцій може бути використана без дорогих і трудомістких заходів щодо антикорозійного захисту.

Класифікація бетонних конструкцій (по об'єктах і видах конструктивних рішень), в яких можливе застосування композитної арматури наведено на рисунку1.

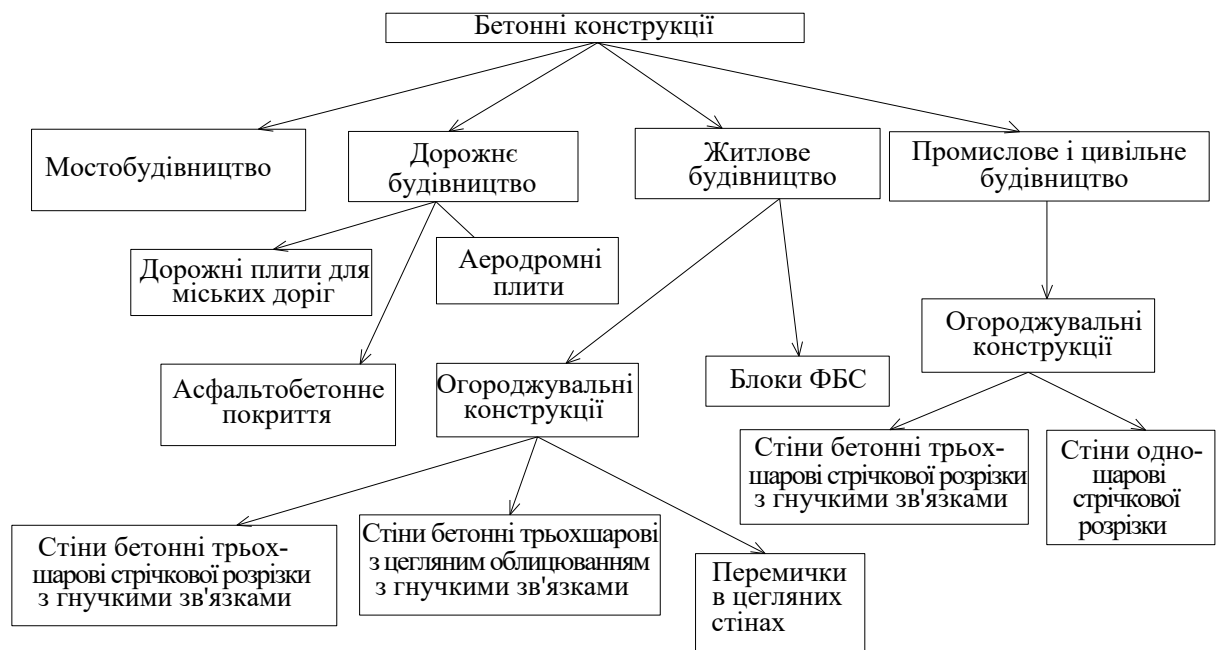


Рисунок 1 – Класифікація бетонних конструкцій з можливим застосуванням композитної арматури

Проектування збірних бетонних конструкцій із застосуванням композитної арматури має виконуватися відповідно до вимог [2].

Слід передбачати максимальне використання міцності і фізико-механічних властивостей армуючого матеріалу, обраного на основі варіантів порівняння техніко-економічних показників.

У типових проектних рішеннях збірних бетонних конструкцій масового застосування допускається заміна сталевих арматур на рівноміцну композитну арматуру.

Застосування композитної арматури є найбільш ефективним для армування таких збірних конструкцій, як дорожні плити, які працюють на пружній основі (на витривалість) і відчують багаторазово повторні навантаження, які викликають вигин плит і розтягувальні напруження в арматурі.

Спеціальних вимог до виробництва бетонних робіт при армуванні конструкцій з композитною арматурою не потрібно.

Товщину захисного шару слід призначати з умови спільної роботи композитної арматури і бетону відповідно до вимог [3], анкерування арматури в бетоні і можливості влаштування стиків стрижнів з композитної арматури, а також вогнестійкості конструкцій відповідно до вимог [3].

Техніко-економічна доцільність застосування композитної арматури для геотехнічних конструкцій обумовлена високою корозійною стійкістю до агресивного середовища і високою міцністю на розтяг.

Тимчасові геотехнічні конструкції із застосуванням склопластикової арматури під впливом механізованого тунелепрохідницького і землерийного устаткування, в порівнянні зі сталевими арматурами, можуть легко руйнуватися, за рахунок низької міцності на сприйняття поперечних навантажень при зрізі і сколюванні

Базальтопластикові арматури в складі постійних геотехнічних конструкцій може бути використана без дорогих і трудомістких заходів з антикорозійного захисту.

Застосування композитної арматури в відповідальних геотехнічних спорудах (мости, тунелі, фундаменти, підпірні стіни, кріплення і т.п.) вимагає виконання спеціальних розрахунків і обґрунтування.

Найбільш раціональною і доцільною областю застосування композитної арматури є конструкції, призначені для роботи в агресивних середовищах, наприклад, в дорожніх покриттях, огорожах, підпірних стінах, насипах і т.п.

Техніко-економічні переваги армогрунтових конструкцій із застосуванням композитної арматури є:

- скорочення термінів будівництва;
- відсутність необхідності влаштування заглибленого фундаменту;
- скорочення металоємності;
- можливість використання місцевих ґрунтів;
- скорочення необхідного набору будівельного обладнання (досить бульдозерів і котків);
- зниження вартості і трудовитрат;
- підвищена сейсмічна стійкість і можливість сприймати нерівномірні осідання;
- можливість використання при ґрунтах з низькою несучою здатністю;
- підвищення корозійної стійкості в агресивних ґрунтах, при збільшенні опору розтягуванню в контактних зонах армогрунтової основи.

Як приклад на рисунку 2 наведені типові рішення армогрунтових насипів із застосуванням композитної арматури під мостові устої диванного типу.

Стержні композитної арматури застосовуються в якості монтажних і конструктивних анкерів для укладання і кріплення георешітки в геотехнічних конструкціях.

Анкер кріплення георешітки складається із стрижня композитної арматури (частіше використовується склопластикові арматура) періодичного профілю.

Композитні анкера мають наступні переваги: мала вага; висока міцність в широкому діапазоні температур; не схильні до корозії; можливість використання в умовах вічної мерзлоти і в ґрунтах з включеннями щебеню, гравію, валунів і т.п.

Література:

1. Захист бетонних і залізобетонних конструкцій від корозії. Загальні технічні вимоги. ДСТУ Б В.2.6-145. – [Чинний з 2011-07-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 52с.
2. Настанова з проектування та виготовлення бетонних конструкцій з неметалевою композитною арматурою на основі базальто- і склоровінгу. Технічні умови. ДСТУ-Н Б В.2.6-185:2012. – [Чинний з 2013-04-01]. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2012. – 28с.
3. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. – [Чинний з 2011-06-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 104с.

ЗМІСТ

<i>Ариц М.В., ДМ-41-18, Сорока С.І. ДМ-36т1-19, Колдовський А.С. ДМ-36т1-19</i> ОСОБЛИВОСТІ КОНСТРУКТИВНИХ ЕЛЕМЕНТІВ МОСТУ, ЩО МАЄ КОСИНУ У ПЛАНІ	3
<i>Дроботенко О.Д., Рибалка Я.О. ДМ-26т1-20</i> РОЗРАХУНОК ГРАТЧАСНИХ КОНСТРУКЦІЙ НА НЕРУХОМЕ ТА РУХОМЕ НАВАНТАЖЕННЯ	7
<i>Гура В.С., Гетало Д.І. ДМ-21-20, Сергєєва О.Ю. ДМ-16т1-21</i> АНАЛІЗ РОБОТИ БАЛКИ ПРИ ПРОСТОРОВОМУ ЗГИНІ	15
<i>Бринзяник А.В. ДМ-51-21, Плужник І.Є. ДМ-41-18</i> ДОСЛІДЖЕННЯ ПАРНОЇ КОРЕЛЯЦІЇ МІЖ ТЕХНОЛОГІЧНИМИ ВЛАСТИВОСТЯМИ САМОУЩІЛЬНЮЮЧОГО БЕТОНУ	20
<i>Балбекін І.А. ДМ-41-18, Романенко А.С. ДМ-36т1-19</i> ВПЛИВ ЗБІЛЬШЕНОЇ ТОВЩИНИ ДОРОЖНЬОГО ОДЯГУ НА НЕСУЧУ ЗДАТНІСТЬ ПРОГОНІВ ЗАЛІЗОБЕТОННОГО ШЛЯХОПРОВОДУ	25
<i>Васильєв Д.О. ДМ-41-18, Бабіч І.Р. ДМ-36т1-19</i> РОЛЬ ІНСТРУМЕНТАЛЬНИХ ВИМІРЮВАНЬ ПРИ ОБСТЕЖЕННЯХ МОСТІВ	34
<i>Захарченко М.Р. ДМ-41-18, Буаїша Ашраф ДМ-51-21</i> ВИКОРИСТАННЯ ПРОСТОРОВИХ КОНСТРУКЦІЙ ПРИ БУДІВНИЦТВІ ПІШОХІДНИХ МОСТІВ	43
<i>Долженко А.І., Барибін Ю.О. ДМ-36т1-19</i> АНАЛІЗ РОБОТИ ПРОГОНОВИХ БУДОВ ЗА ТИПОВИМ ПРОЕКТОМ 122-63 НА СУЧАСНІ НАВАНТАЖЕННЯ	49
<i>Іванов О.В. ДМ-41-18, Кравченко А.Р. ДМ-51-21</i> РОЗРАХУНОК АНКЕРНОГО КРІПЛЕННЯ ВЕРТИКАЛЬНИХ БОРТІВ КОТЛОВАНУ	57
<i>Кібукевич М.Г. ДМ-41-18, Кейта Абдулайе ДМ-51-21</i> ВПЛИВ ДЕФЕКТІВ ТУНЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ НА ЇХ ЕКСПЛУАТАЦІЙНІ ПОКАЗНИКИ	64

<i>Валько С.О. ДМ-51-21, Ніконов В.О. ДМ-41-18</i> ОЦІНКА ТЕХНІЧНОГО СТАНУ МОСТУ ЧЕРЕЗ Р. СІВЕРСЬКИЙ ДОНЕЦЬ А/Д Н-26 ЧУГУЇВ – МІЛОВЕ КМ2+852 В С. МАЛИНІВКА	71
<i>Ольховский І.А. ДМ-41-18, Сімбір'ов Д.О. ДМ-36т1-19</i> РУЙНУВАННЯ, ЩО ПРОГРЕСУЄ: ІСТОРІЯ, ОСНОВНІ ПОЛОЖЕННЯ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ ДО РОЗРАХУНКУ	77
<i>Семенюк Д.В. ДМ-41-18</i> АНАЛІЗ ТИПОВИХ ПРОЕКТІВ БАЛОЧНИХ ПРОЛЬОТНИХ БУДОВ МОСТІВ МАСОВОГО БУДІВНИЦТВА	90
<i>Ляхоцький В.О. ДМ-41-18., Комісаренко І.М. ДМ-26т1-18</i> ДЕЯКІ МЕТОДИКИ РОЗРАХУНКУ ТРУБОБЕТОННИХ НЕСУЧИХ ЕЛЕМЕНТІВ КРУГЛОГО ПЕРЕРІЗУ	100
<i>Лисак В.О. ДМ-41-18, Десятник Р.Н. ДМ-26т1-18</i> ВПЛИВ АГРЕСИВНОГО СЕРЕДОВИЩА НА РОЗВИТОК КОРОЗІЇ МЕТАЛЕВИХ ЕЛЕМЕНТІВ МОСТОВИХ СПОРУД	108
<i>Губарєв М.А. ДМ-41-18</i> РІЗНОВИДИ ПІШОХІДНИХ ПЕРЕХОДІВ: ПЕРЕВАГИ ТА НЕДОЛІКИ	114
<i>Веденьов Д.В. ДМ-36т1-19, Хімченко Н.Р. ДМ-26т1-18</i> ПРОТИЗСУВНІ ЗАХОДИ І ЗАХИСТ ВІД ЗСУВНИХ ПРОЦЕСІВ В ТРАНСПОРТНОМУ БУДІВНИЦТВІ	118
<i>Розовенко О.М. ДМ-51-21, Опашко Д.К. ДМ-26т1-18</i> СТУМЕНЕВА ЦЕМЕНТАЦІЯ ҐРУНТІВ В ТРАНСПОРТНОМУ БУДІВНИЦТВІ	125
<i>Поваляєв І.В. ДМ-51-21, Москаленко Д.П. ДМ-26т1-18</i> ЗАСТОСУВАННЯ ШПУНТОВИХ ПАЛЬ ПРИ БУДІВНИЦТВІ ПІДПІРНИХ СТІН	131
<i>Купченко Є.А. ДМ-51-21, Полозов П.С. ДМ-41-41-18</i> ЗАСТОСУВАННЯ КОМПОЗИТНОЇ АРМАТУРИ ПРИ БУДІВНИЦТВІ МОСТІВ	136

Збірник наукових праць

Секція

«Мости, конструкції та будівельна механіка»

84-а міжнародна наукова конференція студентів
університету

11-15 квітня 2022 року

Матеріали опубліковано в авторській редакції мовою оригіналу

Відповідальний за випуск С.О. Бугаєвський

Комп'ютерна верстка К.В Бережна

Підп. до друку Формат 60 x 84/16. Папір офсетний
Гарнітура Times New Roman Суг. Друк цифровий
Умов. друк. арк. Обл.-вид. арк.
Зам. № 25/03/21, Тираж 60 прим.

Віддруковано ФОП Крамаренко Ю.М.
Свідоцтво про держреєстрацію АБ №815827
Від 22.03.13р.